Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL

TESIS DE GRADO

ESTUDIO SISMICO COMPARATIVO DE LA INTERACCION DE MUROS Y PORTICOS

Tomo II

Franklin Taipe G. - Oswaldo Alvarez D.

Promoción 1968

Mayo 1972

Lima - Perú

I N D I C E (T O M O I I)

Página

METODO DIFERNCIAS FINITAS ACI

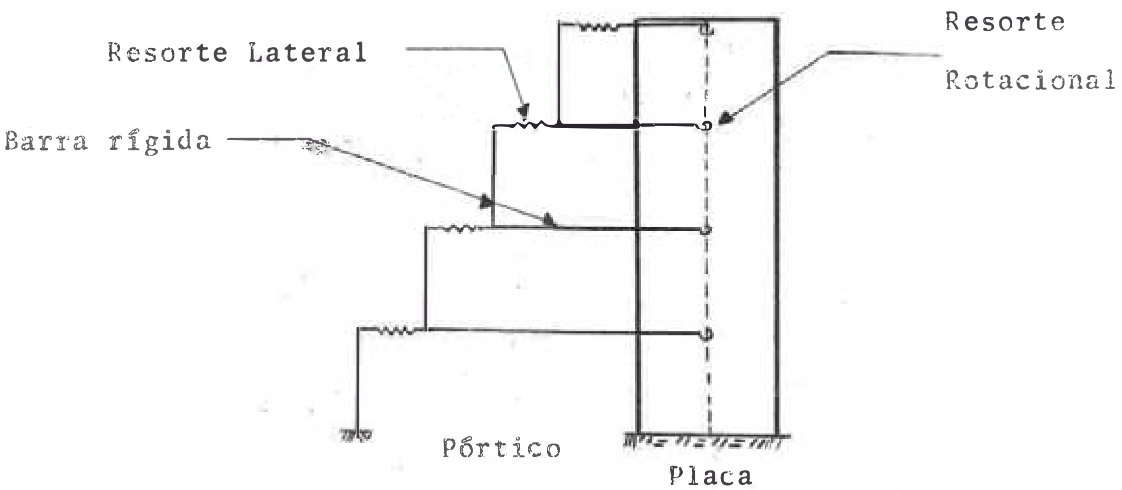
INTERACCCION DE MUROS Y PORTICOS

POR: PHILLIP L. GOULD

EXPOSICION GENERAL

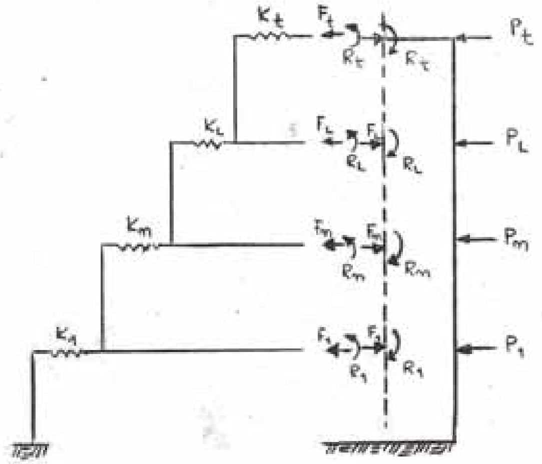
El problema de la interacción se reduce a considerar una viga en cantiliver con reacciones elásticas concentradas, llegándose a obtener una serie de ecuaciones simultáneas para cada piso.

En el modelo físico de estudio, los pisos se representan por un resorte elástico, el que se une a un muro equivalente mediante una varilla rígida que lleva en el extremo de contacto con el muro un resorte cuyos giros sean los mismos que los de las vigas de unión de pórticos y muros; un piso es unido a otro mediante varillas rígidas.



Modelo Físico

Fig. 1(a)



Fuerza y Reacciones sobre el sistema Placa

Fig. 1(b)

RIGIDEZ DE ENTREPISO DE PORTICOS.-

Es la relación entre la fuerza cortante resistida por un pórtico en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles consecutivos.

Para pórticos se han aplicado las fórmulas de Wilbur; para pórticos que alojen muros en las crujías se han aplicado las fórmulas de Cardan.

FORMULAS DE WILBUR:

$$K_T = 48E \div h_1 \left[\frac{4h_1}{\Sigma K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1} + \frac{\Sigma K_{c1}}{12}} \right] \quad (n=1)$$

$$K_T = 48E \div h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1} + \frac{\Sigma K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{t2}} \right] \quad (n=2)$$

$$K_{T_n} = 48E \div h_n \left[\frac{4h_n}{\Sigma K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\Sigma K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\Sigma K_{tn}} \right]$$

K_T = Rigidez del entrepiso en cuestión

K_{tn} = Rigidez I/L de vigas sobre el entrepiso n

K_{cn} = Rigidez I/h de columnas sobre el entrepiso n

h_n = Altura del entrepiso n

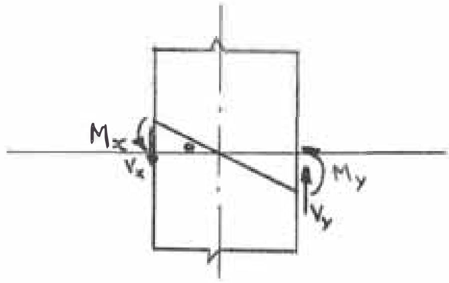
m, n, o Tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

RIGIDEZ ANGULAR

Es el momento necesario para producir un giro unitario en el muro.

El momento en un nivel cualquiera se toma en el eje del muro.

$$\frac{M}{\emptyset} = R = Mx + M_y + (Vx + V_y) \cdot \frac{b}{2}$$



M_x, M_y Momentos en extremos de vigas adyacentes al muro

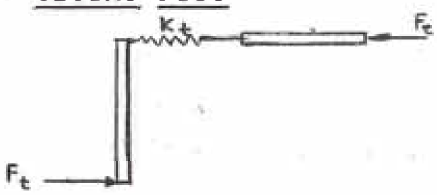
V_x, V_y Cortes en extremos de vigas adyacentes al muro.

Las fórmulas usadas han sido las de Cardan. Se verán más adelante.

FUERZAS QUE TOMAN LOS PORTICOS

Haciendo diagramas de cuerpo libre se tiene:

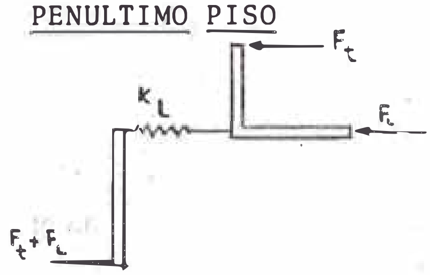
ULTIMO PISO



$$F_t = K_t \Delta y$$

$$F_t = K_t\ (Y_t - Y_L)$$

PENULTIMO PISO

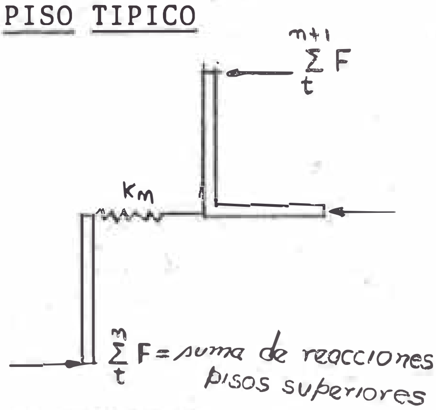


$$F_L + F_T = K_L \Delta y = K_L\ (Y_L - Y_{L-1})$$

$$F_L = (Y_L - Y_{L-1}) K_L - K_t\ (Y_t - Y_L)$$

$$F_L = -K_L\ Y_{L-1} + (K_L + K_t)\ Y_L - K_t\ Y_t$$

PISO TIPICO



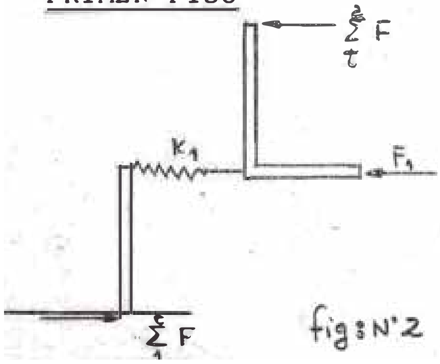
$$\sum_t^n F = K_n\ (Y_n - Y_{n-1})$$

$$\sum_t^{n+1} F = K_{n+1} (Y_{n+1} - Y_n)$$

$$K_{n+1} (Y_{n+1} - Y_n) + F_n = K_n (Y_n - Y_{n-1})$$

$$F_n = -K_n Y_{n-1} + (K_n + K_{n+1}) Y_n - K_{n+1}\ Y_{n+1}$$

PRIMER PISO



$$\sum_t^2 F = K_2\ (Y_2 - Y_1)$$

$$\sum_T^1 F = K_1\ Y_1$$

$$F_1 = K_1\ Y_1 - K_2 (Y_2 - Y_1)$$

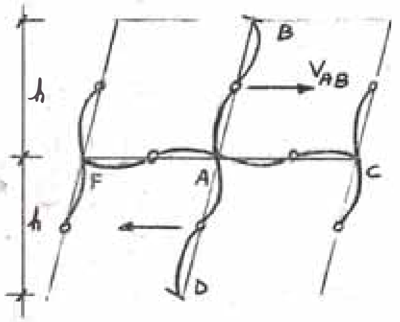
fig: N°2

METODO DE DIFERENCIAS FINITAS

RIGIDEZ DE TRASLACION Y ROTACION (K_T y R)

Las expresiones de "BERBARD CARDAN", nos da los valores de estas rigideces, en los diversos casos que se presentan.

COLUMNA TIPO: 1



$R' = 0$

$$K_T' = \frac{12E}{h} \quad \frac{K_{AB}(K_{AF} + K_{AC})}{\sum K} \qquad \text{(Tn)}$$

$$V_{AB} = K_T \times \emptyset = \frac{K_T'}{h} \times \Delta =$$

K_{AB}=Rigidez de la viga $\overline{AB}$

$\sum K$=Suma de rigideces en el nudo A

$K_T = K_T'/h$

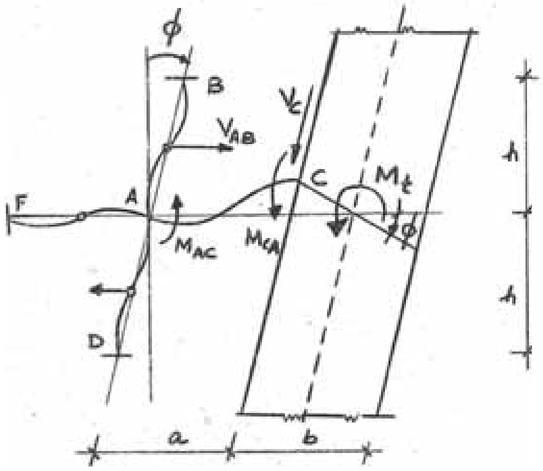
COLUMNA TIPO: 2

Es similar a la columna tipo : 1, excepto que

$K_{AF} = 0$

$$\therefore \quad R = 0 \; ; \; K_T' = \frac{12E}{h} \cdot \frac{K_{AB} \cdot K_{AC}}{\sum K}$$

COLUMNA TIPO: 3



Como sabemos :

$$V_{AB} = K_T \times \emptyset = \frac{K_T'}{h} \times \Delta$$

$$M_t = R.\emptyset_B = R' \times h \times \phi$$

Donde $\emptyset = \emptyset_B + \emptyset_S$; pero $\emptyset_S \ll \emptyset_B$

Llamando

$\emptyset_B$ = giro por flexión

$\emptyset_S$ = giro por corte

$I_S = I_{AC}/h$.

$R = R' x h$.

METODO DE DIFERENCIAS FINITAS

Luego :

$$R' = \frac{6EI_S}{a}\left[(1+\frac{b}{2a})(1+\frac{b}{a})-(1+\frac{3b}{2a})\frac{K_{AC}(1+\frac{b}{2a})+K_{AF}}{2\sum K}\right](Tn)$$

$$K'_T = \frac{12E}{h}\left[K_{AF} + (1+\frac{b}{2a})K_{AC}\right]\frac{K_{AB}}{\sum K} \quad (Tn)$$

Para deducir las expresiones anteriores, como también en los diferentes casos que se presentan, CARDAN, hizo las siguientes asunciones :

a).- El ángulo entre la vigà y la placa se mantiene de 90° después de la deflexión, debido a la flexión y al corte.

b).- Los puntos de inflexión de las columnas están consideradas en su punto medio, y en una misma linea recta que une estos puntas, del piso considerado y los adyacentes de arriba y abajo.

c).- Los Puntos de inflexión de las vigas no adyacentes a la placa, están consideradas en el centro y en una misma linea horizontal.

SOLUCION DEL PROBLEMA

El problema de la interacción entre muros y pórticos se reduce al análisis de una viga en voladizo con cargas externas y momentos originados por las vigas que inciden en la placa.

El autor aplica ecuaciones en Diferencias Finitas, aproximando la verdadera curva matemática, relacionando las deflexiones de varios pisos mediante la curvatura, pendiente, momento de flexión y carga.

Ecuación Analítica	Ecuación de Dif. Finitas
$- E I y'' = M_n$	$- \frac{E I}{H^2} (Y_{n-1} - 2Y_n + Y_{n+1}) = M_n$
$E I y^{IV} = T_n$	$\frac{E I}{H^3} (Y_{n-2} - 4Y_{n-1} + 6Y_n - 4Y_{n+1} + Y_{n+2}) = T_n$

En esta última ecuación interviene la fuerza del muro, por lo que los momentos de las vigas se reemplazarán por cuplas equivalentes.

En un punto n $\quad M = R_n \theta_n$

θ_n es la pendiente, expresada en diferencias finitas

$$\theta_n = \frac{d_y}{d_x} = \frac{Y_{n+1} - Y_{n-1}}{2 H}$$

$$M = \frac{R_n}{2H} (Y_{n+1} - Y_{n-1})$$

En la cupla equivalente se aplicará fuerzas en los niveles (n+1) y (n-1).

$$V_{n+1} = V_{n-1} = \frac{M}{2H} = \frac{R_n}{4H^2} (Y_{n+1} - Y_{n-1})$$

En el nivel : t ; $\quad V_t = V_{t-1} \quad ; \quad \theta_t = \frac{Y_t - Y_{t-1}}{H}$

$$V_t = V_{t-1} = \frac{M_t}{H} = \frac{R_t}{H^2} (Y_t - Y_{t-1})$$

ULTIMO PISO

$$T_m = P_m - F_m - V_m$$

$$P_m = T_m + F_m + V_m$$

$$T_m = \frac{EI}{H^3} (Y_m - 2Y_{m-1} + Y_{m-2})$$

$$F_m = K_m (Y_m - Y_{m-1})$$

$$V_m = R_m (Y_m - Y_{m-1}) + \frac{R_{m-1}(Y_m - Y_{m-2})}{4H^2}$$

$$\frac{P_m}{S} = Y_m (1 + \overline{K}_m + 4\overline{R}_m + \overline{R}_{m-1}) - Y_{n-1}(2+\overline{K}_m + 4\overline{R}_m) + Y_{n-2}(1-\overline{R}_{m-1})$$

PENULTIMO PISO

$$P_L = T_L + F_L + V_L$$

$$T_L = \frac{EI}{H^3} (- 2Y_{L+1} + 5Y_L - 4Y_{L-1} + Y_{L-2})$$

$$F_L = K_L (Y_L - Y_{L-1}) - K_{L+1} (Y_{L+1} - Y_L)$$

$$V_L = \frac{R_{L-1}}{4H^2} (Y_L - Y_{L-2}) - \frac{R_{L+1}}{4H^2} (Y_{L+1} - Y_L)$$

$$\frac{P_L}{S} = - Y_{L+1}(2 + \overline{K}_{L+1} + 4\overline{R}_{L+1}) + Y_L(5+\overline{K}_{L+1} + \overline{K}_L + \overline{R}_{L-1} + 4\overline{R}_L) \text{---}$$

$$- Y_{L-1}(4 + \overline{K}_L) + Y_{L-2} (1 - \overline{R}_{L-1})$$

PRIMER PISO

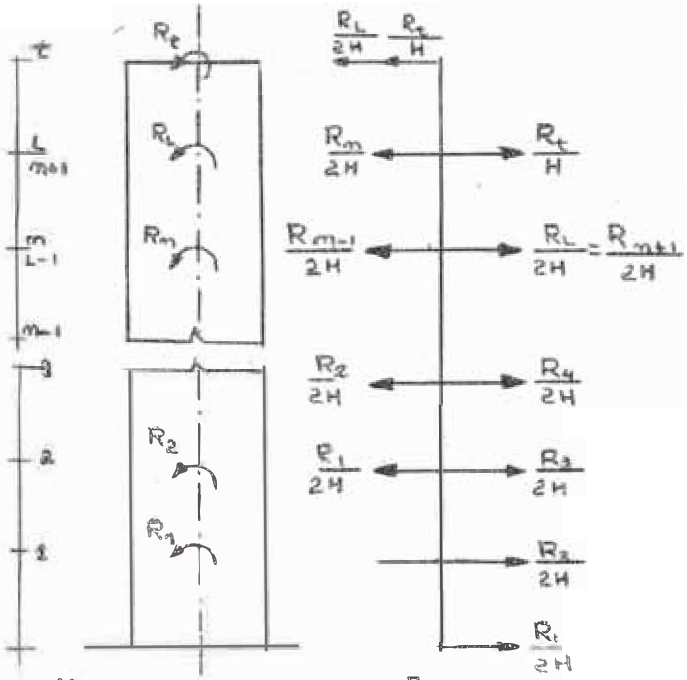
$$P_1 = T_1 + F_1 + V_1$$

$$T_1 = \frac{EI}{H^3} (7 Y_1 - 4 Y_2 + Y_3)$$

$$F_1 = K_1 Y_1 - K_2 (Y_2 - Y_1)$$

$$V_1 = \frac{R_2}{4H^2}(Y_3 - Y_1)$$

$$\frac{P_1}{S} = (7 + \overline{K}_1 + \overline{K}_2 + \overline{R}_2) Y_1 - (4+\overline{K}_2) Y_2 + (1 - \overline{R}_2) Y_3$$



Momentos Aplicados

Fuerzas Equivalentes

En un nivel n $\qquad T_n = P_n - F_n - V_n$

T_n = Fuerza en el muro

P_n = Fuerza en todo el piso

F_n = Fuerza tomada por los pórticos

V_n = Fuerzas de equivalentes a los momentos.

$$P_n = T_n + F_n + V_n$$

$$T_n = \frac{E\ I}{H^3}\left(Y_{n-2} - 4\ Y_{n-1} + 6\ Y_n - 4\ Y_{n+1} + Y_{n+2}\right)$$

$$F_n = K_n(Y_n - Y_{n-1}) - K_{n+1}\ (Y_{n+1} - Y_n)$$

$$V_n = \frac{R_{n-1}}{4H^2}\ (-Y_{n-2} + Y_n) - \frac{R_{n+1}}{4H^2}\ (Y_{n+2} - Y_n)$$

Llamando $\frac{E\ I}{H^3}\ S \qquad \bar{R}_n = \frac{R_n}{4H^2 S} \qquad \bar{K}_n = \frac{K_n}{S}$

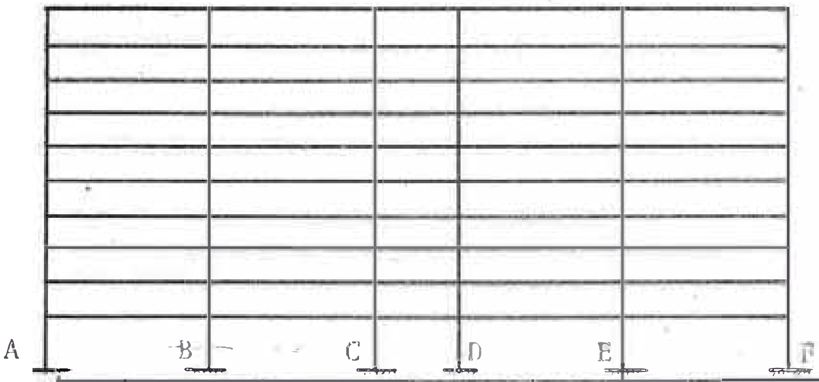
$$(1-\bar{R}_{n+1})Y_{n+2} - (4+\bar{K}_{n+1})Y_{n+1} + (6+\bar{K}_n+\bar{K}_{n+1}+\bar{R}_{n-1}+\bar{R}_{n+1})Y_n$$

$$-(4+\bar{K}_n)\ Y_{n-1} + (1-\bar{R}_{n-1})\ Y_{n-2} = \frac{P_n}{S_n}$$

ANALISIS SISMICO DIRECCION: O-E
METODO DIFERENCIAS FINITAS: ACI

PASO I: Cálculo de las rigideces de los pórticos mediante las expresiones de Wilbur: (Traslación).

EJE 1 Y 3 ----------- " K_{T_1} "



" K_T " - Tn/cm

(RIGIDEZ DE TRASLACION)

K_C = REGIDEZ DE COLUMNA= $\frac{I_C}{h}$

K_t = REGIDES DE VIGA = $\frac{I_V}{L}$

K = SUMA DE REGIDECES POR NUDO.

N	$\frac{48E}{h_i}$	$\frac{4h_i}{\Sigma K_{ci}}$	ΣK_{ti}	ΣK_{ci}	$h_i+h_j/\Sigma K_{ti}$	$(h_i+h_j)/\Sigma K_{ti}$ $+1/12\Sigma K_{ci}$	K_T Tn/cm
10	38.4	0.450	4,640	2,580	0.125+0.0625	-----	60
9	38.4	0.450	4,640	2,580	0.125+0.0125	-----	55
8	38.4	0.450	4,640	2,580	0.125+0.0125	-----	55
7	38.4	0.174	4,640	6,680	0.125+0.0125	-----	90
6	38.4	0.174	4,640	6,680	0.125+0.0125	-----	90
5	38.4	0.174	4,640	6,680	0.125+0.0125	-----	90
4	40.9	0.105	4,640	11,020	0.125+0.0125	-----	109
3	40.9	0.105	4,640	11,020	0.125+0.0125	-----	109
2	40.9	0.105	4,640	11,020	0.125	0.114	119
1	35.9	0.136	4,640	9,690		0.114	143

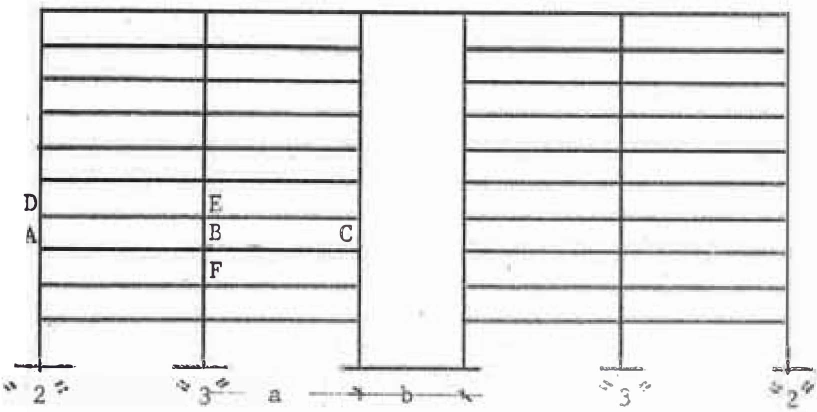
EJE 2' ; --------- " $K_{T_2'}$ "

N	$48E/h_i$	$\frac{4h_i}{\Sigma K_{ci}}$	ΣK_{ti}	ΣK_{ci}	$h_i+h_j/\Sigma K_{ti}$	$(h_i+h_j)/\Sigma K_{ti}$ $+1/12\Sigma K_{ci}$	K_T Tn/cm
10-5	38.4	1.49	270	780	2.15	----	8.20 6.70
4-3	40.9	1.49	270	780	2.15	----	7.10
2	40.9	1.49	270	780	2.15	1.89	7.40
1	35.9	1.92	270	686	----	1.89	9.40

METODO DIFERENCIAS FINITAS ACI

PASO II Cálculo de las rigideces de las vigas que incide en el muro: Mediante las expresiones de CARDAN (ROTACION).

EJE . 2



SEGUN CARDAN :

Columna : $C_{2B} \Rightarrow$ Tipo 3

Columna : $C_{2A} \Rightarrow$ Tipo 2

Donde :

a=5.35m; b=3.70m

(1+b/a)=1.70; (1+b/2a)=1.35

(1+3b/2a) = 2.05.

I) RIGIDES DE ROTACION : $R = R' \times h$.

$$R' = \frac{6EIS}{a}\left[\left(1+\frac{b}{2a}\right)\left(1+\frac{b}{a}\right)-\left(1+\frac{3b}{2a}\right)\frac{K_{BC}\left(1+\frac{b}{2a}\right)+K_{BA}}{2\ \Sigma\ K}\right]$$

Donde $I_S = I_{BC}/h$

$$\therefore \quad \frac{6EI_{BC}}{ah_m} = \frac{6x2.32x10^2\ Tn/m^2 x540x10^3 m^4}{535\ x\ 290\ cm^2} = 4.85x10^3\ Tn; \quad \frac{6EI_{BC}}{ah_1} = 4.25x10^3 Tn$$

También $\alpha = E_{240}/E_{210} = 1.065$

Los valores de $K_{BC} = 1,010\ cm^3$ $\quad K_{BA} = 980\ cm^3$

N	$6EI_{s/a}$	1 35K_{BC}	1.35K_{BC}+ K_{BA}	Σ K	β (*)	$\gamma-\beta$ (*)	R', Tn	N
10	$4.85x10^3$	1,365	2,345	2,540	0.95;	1.35	6,100	10
9	$4.85x10^3$	1,365	2,345	3,090	0.78;	1.52	7,300	9
8	$4.85x10^3$	1,365	2,345	3,090	0.78;	1.52	7,300	8
7	$4.85x10^3$	1,365	2,345	3,980	0.61;	1.69	7,300	7
6	$4.85x10^3$	1,365	2,345	4,870	0.50;	1.80	8,700	6
5	$4.85x10^3$	1,365	2,345	4,870	0.50;	1.80	8,700	5
4	$5.18x10^2$	1,365	2,345	5,910	0.41;	1.89	9,700	4
3	$5.18x10^3$	1,365	2,345	7,915	0.30;	2.00	10,000	3
2	$5.18x10^3$	1,365	2,345	7,915	0.30;	2.00	10,000	2
1	$4.53x10^3$	1,365	2,345	7,650	0.31;	1.98	8,700	1

(*) $\beta = 2.05 \quad \dfrac{1.35K_{BC} + K_{BA}}{2\ K}$

(*) $\gamma = (1+b/2a)\ (1+b/a)$

METODO DIFERENCIAS FINITAS ACI

I') RIGIDEZ DE TRASLACION :

- Columna Tipo "2": $K'_T = \frac{12E}{h} \frac{K_{AD} \times K_{AB}}{\Sigma K}$ (CARDAN)

Donde : $K_{AD29} = 950\ cm^3$; $K_{AD33} = 835\ cm^3$

$K_{AB} = 980\ cm^3$

N	12E/h	ΣK	$K_{AD}\ K_{AB}$	$K_{AD}K_{AB}/\Sigma K$	K'_T(Tn)	N
10	9.6	1,930	931,000	483	4,640	10
9	9.6	2,880	931,000	324	3,100	9
8	9.6	2,880	931,000	324	3,100	8
7	9.6	2,880	931,000	324	3,100	7
6	9.6	2,880	931,000	324	3,100	6
5	9.6	2,880	931,000	324	3,100	5
4	10.2	2,880	931.000	324	3,300	4
3	10.2	2,880	931,000	324	3,300	3
2	10.2	2,880	931,000	324	3,300	2
1	8.9	2,765	818,300	295	2,620*	1

- Columna Tipo "3": $K_T = \frac{12E}{h}\left[K_{BA} + (1+\frac{b}{2a})K_{BC}\right]\frac{K_{BE}}{\Sigma K}$(CARDAN)

Donde : $K_{BA} = 980\ cm^3$

$K_{BC} = 1,010\ cm^3$

N	12 E/h	$1.35K_{BC}$	$K_{BA}+1.35K_{BC}$	ΣK	$\frac{K_{BE}}{\Sigma K}$	K'_T (Tn)	N
10	9.6	1,365	2,345	2,540	0.215	4,800	10
9	9.6	1,365	2,345	3,090	0.178	4,000	9
8	9.6	1,365	2,345	3,090	0,178	4,000	8
7	9.6	1,365	2,345	3,980	0,361	8,100	7
6	9.6	1,365	1,345	3,870	0,295	6,600	6
5	9.6	1,365	2,345	4,870	0,295	6,600	5
4	10.2	1,365	2,345	5,910	0,420	10,000	4
3	10.2	1,365	2,345	6,950	0,357	8,530	3
2	10.2	1,365	2,345	6,950	0,357	8,530	2
1	8.9	1,365	2,345	6,650	0,373	7,780*	1

$$* \quad K_1 = \frac{35.9}{\left(\frac{4 \times 3.30}{3,015} + \frac{3.30 + 2.90}{990 + \frac{3,015}{12}}\right)} = 38.40\ Tn/cm. = 3,840\ Tn/m.$$

(WILBUR)

M E T O D O   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S :   A C I

C U A D R O   I   VALORES FINALES DE LAS RIGIDECES DE TRASLACION Y ROTACION : K_T(Tn/m); R(Tn-m).

N	$P_1 = P_3$ 2 x 100	P_2 x 100	Tipo : 2 2 : 2.90	Tipo : 3 2 : 2.90	K_T Tn/m	R x h 2 x 2.90	R Tn-m
10	60 Tn/m	8.15 Tn/m	4,640 Tn	4,800 Tn	18,540 *	6,100	35,400
9	55	6.62	3,100	4,000	16,550	7,300	42,400
8	55	6.62	3,100	4,000	16.230	7,300	42,400
7	90	6.62	3,100	8,100	26,050	7,300	42,400
6	90	6.62	3,100	6,600	25,550	8,700	50,600
5	90	6.62	3,100	6,600	25,290	8,700	50,600
4	109	7.10	3,300	10,000	32,210	9,700	56,400
3	109	7.10	3,300	8,530	31,690	10,000	58,000
2	119	7.40	3,300	8,530	32,860	10,000	58,000
1	143	9.40	2x3,840 Tn/m.		37,180	8,700	50,800

PASO III : Calculadas las rigideces de traslación (K Tn/m) y rotación R(Tn-m); establecemos las ecuaciones del ACI (*) que nos permiten calcular los desplazamientos del volado, bajo las acciones: Corte (V); K_T(Tn/m); R(Tn-m).

Los Valores : $\bar{R}_i = \dfrac{R_i}{4H_i^2 S_i}$ (1) $\bar{K}_i = \dfrac{K_{Ti}}{S_i}$ (2)

Donde : $S_i = \dfrac{EI}{H_i^3}$ ---- (3)

De (1)   E = Módulo de elasticidad de las placas
I = Momento de Inercia de las placas

C A S O : I $\begin{cases} E = 2.32 \times 10^6 \text{ Tn/m}^2 \\ I_1 = 1.9617 \text{ m}^4 \end{cases}$

C A S O : II $\begin{cases} E = 2.32 \times 10^6 \text{ Tn/m}^2 \\ I_2 = 4.7248 \text{ m}^4 \end{cases}$

(*1) Debe ser = 18,940
(*2) Exposición del método

METODO DIFERENCIAS FINITAS: ACI

de(1) .... $4H_i^2\, S_i = 4\, H_i^2 \dfrac{EI}{H_i^3} = \dfrac{4EI}{H_i}$

CASO: I			CASO: II		
$EIx10^5$	$\dfrac{4EI}{2.90}$	$\dfrac{4EI}{3.30}$	$EIx10^5$	$\dfrac{4EI}{2.90}$	$\dfrac{4EI}{3.30}$
45.5114	$62.8x10^5$	$55.1x10^5$	109.615	$151x10^5$	$133x10^5$

de(3)...... $S_i = \dfrac{EI}{H_i^3}$ (Tn/m)

$$S_I = \begin{cases} \dfrac{45.5114}{(2.9)^3} = 1.87x10^5 \\ \dfrac{45.5114}{(3.3)^3} = 1.27x10^5 \end{cases} \qquad S_{II} = \begin{cases} \dfrac{109.615}{(2.9)^3} = 4.5x10^5 \\ \dfrac{109.615}{(3.3)^3} = 3.05x10^5 \end{cases}$$

	RIGIDECES		CASO: I		CASO: II		
N	K_T(Tn/m)	R(Tn-m)	$\bar{K}$	$\bar{R}$	$\bar{K}$	$\bar{R}$	N
10	18,540	35,400	0.09910	0.00563	0.04121	0.00235	10
9	16,550	42,400	0.08860	0.00672	0.03675	0.00280	9
8	16,230	42,400	0.08690	0.00672	0.03610	0.00280	8
7	26,050	32,400	0.13960	0.00672	0.05800	0.00280	7
6	25,550	50,600	0.13690	0.00804	0.05690	0.00334	6
5	25,290	50,600	0.13550	0.00804	0.05610	0.00334	5
4	32,210	56,400	0.17260	0.00896	0.07170	0.00374	4
3	31,690	58,000	0.16980	0.00920	0.07040	0.00384	3
2	32,860	58,000	0.17600	0.00920	0.07290	0.00384	2
1	37,180	50,800	0.29270	0.00920	0.12200	0.00382	1

ESTABLECEMOS LAS ECUACIONES (ACI) ------------(PASO III)

Teniendo en cuenta : $\dfrac{P_i}{S_i} = \dfrac{Tn}{Tn/m} = m$

$\bar{R}_i = \dfrac{Tn\text{-}m}{Tn/m} = \text{constante}$

$\bar{K}_i = \dfrac{Tn/m}{Tn/m} = \text{constante}$

M E T O D O   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S   A C I

LAS ECUACIONES SON

C A S O I

N	Y_{10}	Y_9	Y_8	Y_7	Y_6	Y_5	Y_4	Y_3	Y_2	Y_1	P_i/S_i $\times 10^{-5}$	N
10	1.128	-2.121	0.993								26.50	10
9	-2.121	5.216	-4.088	0.993							11.800	9
8	0.993	-4.088	6.188	-4.086	0.993						10.600	8
7		0.993	-4.086	6.241	-4.139	0.991					9.350	7
6			0.993	-4.139	6.291	-4.136	0.991				8.190	6
5				0.991	-4.139	6.289	-4.135	0.991			6.890	5
4					0.991	-4.135	6.325	-4.172	0.990		5.500	4
3						0.991	-4.172	6.360	-4.169	0.990	4.200	3
2							0.990	-4.169	6.364	-4.176	2.820	2
1								0.990	-4.176	7.477	2.230	1

METODO DIFERENCIAS FINITAS : ACI

CASO II

N	Y_{10}	Y_9	Y_8	Y_7	Y_6	Y_5	Y_4	Y_3	Y_2	Y_1	P_i/S_i	N
											$\times 10^{-5}$	
10	1.053	-2.050	0.997								10.975	10
9	-2.050	5.090	-4.036	0.997							4.880	9
8	0.997	-4.036	6.078	-4.036	0.997						4.385	8
7		0.997	-4.036	6.100	-4.058	0.996					3.870	7
6			0.997	-4.058	6.121	-4.056	0.996				3.390	6
5				0.996	-4.056	6.120	-4.056	0.996			2.845	5
4					0.996	-4.056	6.134	-4.071	0.996		2.280	4
3						9.976	-4.071	6.149	-4.070	0.996	1.740	3
2							0.996	-4.070	6.150	-4.072	1.169	2
1								0.996	-4.072	7.198	0.937	1

METODO DIFERENCIALES FINITAS · ACI

Resolviendo las ecuaciones, hallamos los dezplazamientos en cada nivel: Y_i (mts)

PASO IV : Cálculo de los Giros :

Nivel : i $\qquad \phi_i = \dfrac{Y_{i+1} - Y_{i-1}}{2\,h}$

Nivel : 10 $\qquad \phi_{10} = \dfrac{Y_{10} - Y_9}{h\,u}$

Nivel : 1 $\qquad \phi_1 = \dfrac{Y_1}{h_1}$

CUADRO II : GIROS Y DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA

	CASO I			CASO II			
N	$Y_i \times 10^{-5}$(m)	$Y_{(i+1)} - Y_{(i-1)}$	$\phi_o \times 10^{-5}$	$Y_i \times 10^{-5}$(m)	$Y_{(i+1)} - Y_{(i-1)}$	$\phi_o \times 10^{-5}$	N
10	2827.5519	306.1651	105.57	2305.7479	282.0339	97.25	10
9	2521.3868	627.2135	108.14	2023.7140	568.9458	98.09	9
8	2200.3384	655.7466	114.78	1736.8021	576.5987	99.41	8
7	1865.6402	672.1554	115.88	1447.1153	575.5927	99.24	7
6	1528.1830	676.4886	116.83	1161.2094	563.9992	87.24	6
5	1189.1516	670.4399	115.59	883.1161	540.3866	93.17	5
4	857.7431	637.8758	108.11	620.8228	496.8193	85.37	4
3	551.2758	573.0471	97.12	386.2968	428.9809	73.96	3
2	284.6960	465.0248	78.82	191.8419	331.0821	57.08	2
1	86.2510	86.2510	26.14	55.2147	55.2147	16.73	1

M E T O D O D I F E R E N C I A S F I N I T A S A C I

R E S U M E N : 1   Se ha hallado

- Rigidez de los pórticos (K_T) -------------- PASO I
- Rigidez de las vigas de unión (R) --------- PASO II
- Los desplazamientos (Y_i) ----------------- PASO III
- Los giros ($\emptyset_i$) ----------------- PASO IV

Luego como los giros hallados; son los de la estructura; por que se ha tomado los efectos de todos los marcos (K_T) y de todas las vigas de unión; (R); aplicados a la placa,como también los cortantes (V_T). Debemos de demostrar que individualmente cada elemento resistente; se desplazará (Y_i) ó girara ($\emptyset_i$), bajo sus respectivos esfuerzos:

P A S O V : Cálculo de las fuerzas absorvidas por cada uno de los pórticos.

UTILIZANDO LAS EXPRESIONES DEL ACI * QUE EN FUNCION DE

K_{T_i} = Rigidez del pórtico " i " ; (Traslación) Tn/m.

Y_i = Desplazamiento en cada nivel (m).

HALLAMOS :

F_i = Fuerza en cada nivel; del pórtico " i "

HACEMOS PARA :

$$i = \begin{cases} 1 \rightarrow & \text{Pórtico } 1 \\ 2 \rightarrow & \text{'' } 2 \\ 2' \rightarrow & \text{'' } 2' \\ 3 \rightarrow & \text{'' } 3 \end{cases}$$

(*) Exposición del método.

METODO DIFERENCIAS FINITAS : ACI

PORTICO : 1 = PORTICO : 3 — CASO : I

N	Y_i (m)	K_{T1} (Tn/m)	$k_n Y_{n-1}$ (-)	k_n+k_{n+1}	$(k_n+k_{n+1})Y_n$	$k_{n+1}Y_{n+1}$ (-)	F_i (Tn)	N
	$\times 10^{-3}$							
10	28.275	6,000	$Y_{10}-Y_9=$	3.062	$K_{10}(3.062)$		18.3696	10
9	25.213	5,500	121.016	11,500	289.949	169.650	- 0.7124	9
8	22.003	5,500	102.608	11,000	242.033	138.671	0.7502	8
7	18.656	9,000	137.520	14,500	270.512	121.016	12.3006	7
6	15.281	9,000	107.019	18,000	275.058	167.904	0.1420	6
5	11.891	9,000	77.193	18,000	214.038	137.529	- 0.6943	5
4	8.577	10,900	60.080	19,900	170.682	107.019	4.7775	4
3	5.512	10,900	31.021	21,800	120.161	93.489	- 4.5497	3
2	2.846	11,900	10.257	22,800	64.888	60.080	- 6.8611	2
1	0.862	14,300	K_1Y_1 =	12.326	$-K_2(Y_2-Y_1)$	23.609	-11.2790	1

PORTICO : 2 (MARCO A-B)

N	Y_i (m)	K_{T2}	k_nY_{n-1} (-)	k_n+k_{n+1}	$(k_n+k_{n+1})Y_n$	$k_{n+1}Y_{n+1}$ (-)	F_i (Tn)	N
	$\times 10^{-3}$							
10	28.275	5,725	$Y_{10}-Y_9=$	3.062	$K_{10}(3.062)$		17.529	10
9	25.213	4,900	107.904	10,625	267.888	161.874	- 1.890	9
8	22.003	4,900	91.414	9,800	215.629	123.543	0.672	8
7	18.656	7,700	117.663	12,600	234.965	107.904	9.398	7
6	15.281	6,700	79.669	14,400	220.076	143.651	- 3.244	6
5	11.891	6,700	57.455	13,400	159.239	102.382	- 0.598	5
4	8.577	9,180	50.600	15,880	136.202	79.669	5.933	4
3	5.512	8,170	23.251	17,350	95.633	78.756	- 6.374	3
2	2.846	8,170	7.085	16,340	46.510	45.010	- 5.185	2
1	0.862	7,680	K_1Y_1 =	6.620	$-K_2(Y_2-Y_1)$	14.701	- 8.081	1

METODO DIFERENCIAS FINITAS . ACI

PORTICO: 2' **CASO: I**

N	$Y_i x 10^{-3} m$	$K_T 2'$ Tn/m	$K_n Y_{n-1}$ (-)	$(\alpha) = K_n + K_{n+1}$	$(\alpha) Y_n$	$K_{n+1} Y_{n+1}$ (-)	F_i (Tn)	N
10	28.275	815	$Y_{10} - Y_9 = 3.062$		$K_{10}(3.062)$		2.5105	10
9	25.213	662	14.598	1,477	37.2505	23.012	-0.3595	9
8	22.003	662	12.387	1,324	29.1634	16.685	0.0914	8
7	18.656	662	10.120	1,324	28.7376	14.598	0.0186	7
6	15.281	662	7.835	1,324	20.2826	12.387	0.0106	6
5	11.891	662	5.675	1,324	15.7439	10.120	-0.0511	5
4	8.577	710	3.908	1,372	11.7485	7.885	-0.0445	4
3	5.512	710	2.012	1,420	8.8187	6.090	-0.2833	3
2	2.846	740	0.639	1,450	4.1248	3.908	-0.4242	2
1	0.862	940	$K_1 Y_1 = 0.811$		$-K_2(Y_2 - Y_1) = 1.468$		-0.6576	1

- Luego de haber calculado las fuerzas

F_1 = Fuerza del pórtico 1

F_2 = Fuerza del pórtico 2 (marco A-B)

F_3 = Fuerza del pórtico 3

F_2' = Fuerza del pórtico 2' (marco C-D)

- Calculamos la fuerza aplicada a la placa (Fm)

$$\Sigma F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_2'$$

Fm = Fuerza de la placa

$$Fm = F_T - \Sigma F_i \qquad (\alpha')$$

Donde F_T = Fuerza total

- Pasamos a realizar lo mismo para el CASO II.

METODO DIFERENCIAS FINITAS ACI

PORTICO : 1 = PORTICO : 3 CASO : II

N	Y (m)	K_{T1} (Tn/m)	K_nY_{n-1} (-)	$\alpha = K_n+K_{n+1}$	Y_n	$K_{n+1}Y_{n+1}$ (-)	F_i (Tn)	N
	$\times 10^{-3}$							
10	23.057	6,000	$(Y_{10}-Y_9)=2.780$		$K_{10}(Y_{10}-Y_9)$		16.9218	10
9	20.237	5,500	95.185	11,500	232.3837	138.342	- 1.1423	9
8	17.368	5,500	79.665	11,000	191.1212	111.303	0.1532	8
7	14.471	9,000	104.508	14,500	210.1156	95.524	10.0836	7
6	11.612	9,000	79.479	18,000	209.0110	130.239	- 0.7070	6
5	8.831	9,000	55.872	18,000	158.8423	104.408	- 1.4377	5
4	6.208	10,900	42.121	19,900	124.4650	79.479	2.8655	4
3	3.862	10,900	20.825	21,800	84.1782	67.920	- 4.5668	3
2	1.918	11,900	6.586	22,800	42.7952	42.120	- 5.9108	2
1	0.552	14,300	$K_1Y_1 = 7.905$		$-K_2(Y_2-Y_1)=16268$		- 8.3633	1

PORTICO : 2 (MARCO A - B)

N	Y_i (m)	K_{T2} (Tn/m)	K_nY_{n-1} (-)	$\alpha = K_n+K_{n+1}$	Y_n	$K_{n+1}Y_{n+1}$ (-)	F_i (Tn)	N
	$\times 10^{-3}$							
10	23.057	5,725	$Y_{10}-Y_9=$	2.780	$K_{10}(Y_{10}-Y_9)$		15.9155	10
9	20.237	4,900	85.1032	10,625	215.0181	132.0013	- 2.0864	9
8	17.368	4,900	70.9079	9,800	170.2064	99.2613	0.1372	8
7	14.471	7,700	89.4564	12,600	182.3346	85.1032	7.7750	7
6	11.612	6,700	59.1677	14,400	167.2128	111.4267	- 3.3813	6
5	8.831	6,700	41.5016	13,400	118.3354	77.8004	- 0.9666	5
4	6.208	9,180	35.4816	15,880	98.5830	59.1674	3.9340	4
3	3.862	8,170	15.6310	17,350	67.0100	56.6894	- 5.610	3
2	1.918	8,170	4.5150	16,340	31.3800	31.5080	- 4.643	2
1	0.552	7,680	$K_1Y_1 =$	4.2393	$-K_2(Y_2-Y_1=-101220$		- 5.8827	1

METODO DIFERENCIAS FINITAS : ACI

PORTICO : 2' ---------------- **CASO II**

N	$Y_i \times 10^{-3}$ (m)	$K_{T2'}$ ($\frac{Tn}{m}$)	(-) $K_n Y_{n-1}$	(α) = $K_n + K_{n+1}$	(α) Y_n	(-) $K_{n+1} Y_{n+1}$	F_i (Tn)
10	23.057	815	$Y_{10} - Y_9$ = 2.780		$K_{10}(Y_{10} - Y_9)$		2.3126
9	20.237	662	11.494	1,477	29.8950	18.7914	-0.3904
8	17.368	662	9.602	1,324	23.0835	13.4628	0.0187
7	14.471	662	7.703	1,324	19.1716	11.494	-0.0254
6	11.612	662	5.862	1,324	15.4118	9.602	-0.0522
5	8.831	662	4.110	1,324	11.7072	7.703	-0.1058
4	6.208	710	2.745	1,372	8.5147	5.862	-0.0923
3	3,862	710	1.359	1,420	5.4822	4.4076	-0.2844
2	1.918	740	0.409	1,450	2.7843	2.745	-0.3697
1	0.552	940	$K_1 Y_1$ =	0.521	$-K_2(Y_2 - Y_1)$ =	1.0131	-0.4921

- Luego de conocer ΣF_i : Suma de Fuerzas absorvidas por todos los pórticos :

$F_1 = F_3$ → Pórtico 1 y 3

F_2 → Pórtico 2 → MARCO (A - B)

$F_{2'}$ → Pórtico 2'

- Calculamos la Fuerza Aplicada a la Placa :

De (α') $Fm = F_T - \Sigma F_i$; y hallamos $M = Vm . h.$

- Aparte de Fm; la placa está sometida a la acción de un momento, originado por la viga de unión del marco (A - B) a la placa; la cual será : $M_t = R . \phi_o$ ......(β)

Donde ϕ_o ; es el giro en el punto de unión y

______ R ; RIGIDES DE LA VIGA : " ROTACION."

- Finalmente calculamos : $M_m = M - M_t$ y podemos hallar :

$$\phi_m = \frac{M_m}{EI} . h_i \text{ y comprobar } \phi_o \approx \phi_m$$

M E T O D O   D E   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S :   A C I

<u>P A S O VI</u> Cálculo de las fuerzas aplicadas a las placas; conociendo las fuerzas totales y las fuerzas en los pórticos y Marco $\overline{AB}_2$

<u>CUADRO III</u> Fuerzas en los pórticos y en la placa.

	CASO I							CASO II						
N	F_T	F_{p1}	F_{p3}	$F_{M.\overline{AB}(2)}$	$F_{p2'}$	ΣF_{p_s}	F_m	F_{p1}	F_{p3}	$F_{M\ \overline{AB}(2)}$	$F_{p'2}$	ΣF_{p_s}	F_m	N
10	49.430	18.369	18.369	17.529	2.510	56.777	- 7.347	16.9218	16.9218	15.915	2.312	52.069	- 2.639	10
9	21.980	- 7.712	- 0.712	- 1.890	-0.359	- 3.673	25.653	- 1.1420	- 1.1420	- 2.086	-0.390	- 4.760	26.740	9
8	19.690	0.750	0.750	0.672	0.091	2.263	17.427	0.153	0.153	0.137	0.018	0.461	19.229	8
7	17.400	12.300	12.300	9.398	0.018	34.016	-16.616	10.083	10.083	7.775	-0.025	27.916	-10.516	7
6	15.240	0.142	0.142	- 3.244	0.010	- 2.850	18.090	0.707	- 0.707	- 3.381	-0.052	- 4.847	20.087	6
5	12 810	- 0.694	- 0.694	- 0.598	-0.051	- 2.037	14.847	- 1.437	- 1.437	- 0.966	-0.105	- 3.945	16.755	5
4	10.250	4.777	4.777	5.933	-0.044	15.443	- 5.193	2.865	2.865	3.934	-0.092	9.572	0.678	4
3	7.820	- 4.549	- 4.549	- 6.374	-0.283	-15.755	-23.575	- 4.566	- 4.566	- 5.610	-0.284	-15.026	22.846	3
2	5.260	- 6.861	- 6.861	- 5.585	-0.424	-19.731	24.991	- 5.910	- 5.910	- 4.643	-0.369	-16.832	22.092	2
1	2.830	-11.279	-11.279	- 8.081	-0.657	-31.296	34.126	- 8.363	- 8.363	- 5.882	-0.492	-23.100	25.930	1

NOTA Las fuerzas están en toneladas: (Tn)

P A S O VII : Cálculo de los Giros del Muro; ($Ø_m$); los cuales deben ser semejantes al giro inicial ($Ø_o$). Se considera un error tolerable el de (10%) con respecto al inicial.

C A S O I : $I = 1.9417\ m^4$; $E = 2.36 \times 10^6\ Tn/m^2$ $EI = 45.5114\ Tn\text{-}m^2 \times 10^5$

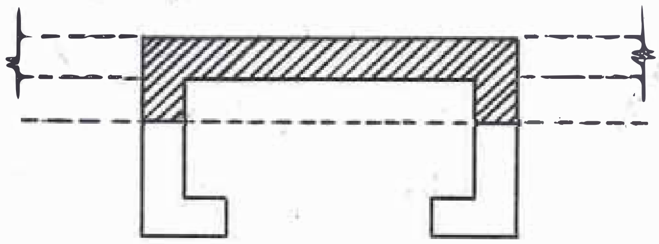
N	F_m	V_m	h	$V_m x h$	M	R	$Ø_o$ $\times 10^{-5}$	$R\ Ø_o$	M_T	(M_m) = M − M_T	$\frac{M_m}{EI}$ $\times 10^{-5}$	N
10	- 7.347	- 7.343	2.90	- 21.323	0.000	35.400	195.57	37.371	37.371	- 37.371	- 0.820	10
9	25.653	18.310	2.90	53.094	- 21.323	42.400	108.14	45.851	83.222	- 104.545	- 2.296	9
8	17.427	35.737	2.90	103.945	31.771	42.400	114.78	48.666	131.888	- 100.117	- 2.200	8
7	-16.616	19.121	2.90	55.320	135.716	42.400	115.88	49.133	181.021	- 45.305	- 0.993	7
6	18.090	37.211	2.90	108.012	191.036	50.600	116.83	59.115	240.136	- 49.100	- 1.081	6
5	14.847	52.258	2.90	151.945	299.048	50.600	115.59	58.488	298.624	- 0.424	0.009	5
4	- 5.193	47.065	2.90	136.446	450.993	56.400	108.11	60.974	358.598	92.395	2.026	4
3	23.575	70.640	2.90	204.926	587.439	58.000	97.12	56.329	414.927	172.512	3.794	3
2	24.991	95.631	2.90	276.457	792.365	58.000	78.82	45.715	460.642	331.723	7.295	2
1	34.126	129.757	3.30	427.012	1068.822	50.800	26.14	13.279	473.921	594.901	13.086	1
0		129.757			1495.834	0.000	0.00	0.000	473.921	1021.913	22.470	0

NOTA : Las fuerzas están en Tn.; los momentos Tn-m; R(Tn-m); EI ($Tn\text{-}m^2$); $\frac{Mm}{EI} = \frac{1}{m}$

METODO DIFERENCIAS FINITAS (ACI)

Continuación : Para el cálculo de los giros se utiliza el método de Area de Momentos :

CASO I



$I = 1.9617\ m^4$

$E = 2.32 \times 10^6\ Tn/m^2$

$EI_I = 45.5114 \times 10^5\ Tn\text{-}m^2$

Los giros iniciales se han calculado mediante los desplzamientos

$$\emptyset_i = \frac{Y_{i+1} - Y_{i-1}}{2h_i}$$

CUADRO IV : Comparación de : $\emptyset_o \approx \emptyset_m$

N	$\emptyset_o$	$\frac{M_m}{EI_1}$	Mediana Trapecio	Area	$\emptyset_m$	ε	N
10	105.570	- 0.818	- 1.556	- 4.510	95.233	0.100	10
9	108.140	- 2.295	- 2.244	- 6.480	99.743	0.077	9
8	114.780	- 2.194	- 1.592	- 4.610	106.223	0.074	8
7	115.880	- 0.991	- 1.036	- 3.000	110.833	0.044	7
6	116.830	- 1.080	- 0.540	- 1.567	113.833	0.025	6
5	115.590	0.009	1.019	2.950	115.400	0.001	5
4	108.110	2.028	2.910	8.420	112.450	0.040	4
3	97.120	3.812	5.563	16.120	104.030	0.071	3
2	78.820	7.314	10.201	29.500	87.910	0.116	2
1	26.140	13.088	17.782	58.410	58.410	--	1
0	0.000	22.476	---	0.000	0.000	0.000	0

Error = $\varepsilon = \frac{\emptyset_o - \emptyset_1}{\emptyset_o} \leq \pm 0.10$ (Permisible)

NOTA : Todos los valores están afectadas por : (10^{-5})

METODO DE DIFERENCIAS FINITAS ACI

<u>CASO II</u> $I_2 = 4.7248\ m^4$ $E = 2.32 \times 10^6\ Tm/m^2$; $EI_2 = 109.6153 \times 10^5\ Tn\text{-}m^2$

N	F_m	V_m	h	$V_m \times h$	M	R	$\emptyset_o$ x10⁻⁵	$R\emptyset_o$	M_t	$M_n = M - M_t$	$\frac{M_n}{EI_2}$ x10⁻⁵	N
10	- 2.639	- 2.639	2.90	- 7.634	0.000	35.400	97.250	34.445	34.445	- 34.445	- 0.314	10
9	26.740	24.101	2.90	70.000	- 7.624	42.400	98.900	41.500	75.945	- 83.569	- 0.761	9
8	19.229	43.330	2.90	125.760	62.376	42.400	99.410	42.098	118.043	- 55.667	- 0.507	8
7	-10.516	32.814	2.90	95.100	188.136	42.400	99.240	42.012	160.055	28.081	0.255	7
6	20.087	52.901	2.90	152.898	283.236	50.600	97.240	49.165	209.220	74.016	0.677	6
5	16.755	69.656	2.90	202.102	436.134	50.600	93.170	47.094	256.314	179.820	1.622	5
4	0.678	70.334	2.90	204.367	638.236	56.400	85.370	48.223	304.538	333.698	3.044	4
3	22.846	93.180	2.90	270.012	842.603	58.000	73.960	42.810	347.348	495.255	4.525	3
2	22.092	115.272	2.90	334.180	1112.615	58.000	57.080	33.120	380.468	732.147	6.698	2
1	25.930	141.202	3.30	465.014	1446.795	50.800	16.730	8.494	388.962	1107.833	10.110	1
0	0.000	141.202	0.00	0.000	1911.809	0.000	0.000	0.000	388.962	1522.847	13.898	0

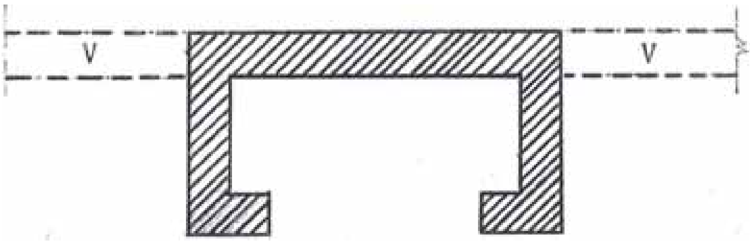
<u>NOTA.-</u> Unidades : V(Tn); M(Tn-m); R(Tn-m) ; $\frac{M}{EI} = \frac{1}{m}$

(Contínua)

M E T O D O   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S :   A C I

Continuación: El cálculo de los giros se realizará por el método de Areas de Momentos.

C A S O   II



$I = 4.7248\ m^4$

$E = 2.32\times10^6\ Tn/m^2$

$EI = 109.6153\times10^{-5}\ Tn\text{-}m^2$

Los giros iniciales se han calculado mediante los desplazamientos

$$\emptyset_i = \frac{Y_{(i+1)} - Y_{(i-1)}}{2\ h_i}$$

CUADRO IV   Comparación de $\emptyset_o \approx \emptyset_m$

N	$\emptyset_o$	$\frac{M_m}{EI_2}$	Mediana Trapecio	AREA	$\emptyset_m$	ε:Error	N
10	97.250	- 0.314	- 0.537	- 1.555	98.521	0.013	10
9	98.050	- 0.761	- 0.634	- 1.840	100.076	0.020	9
8	99.410	- 0.507	+	- 0.488 0.123	101.916	0.025	8
7	99.240	0.255	0.466	1.353	102.281	0.030	7
6	97.240	0.677	1.149	3.340	100.928	0.038	6
5	93.170	1.622	2.333	6.765	97.588	0.047	5
4	85.370	3.044	3.784	10.985	90.823	0.064	4
3	73.960	4.525	5.612	16.275	79.838	0.079	3
2	57.080	6.698	8.404	24.056	63.563	0.113	2
1	16.730	10.110	12.004	39.507	39.507	---	1
0	0.000	13.898	0.000	0.000	0.000	---	0

Error $\rightarrow$ $\varepsilon = \frac{\emptyset_o - \emptyset_1}{\emptyset_o} \leq \pm\ 0.10$ (Permisible)

NOTA : Los valores están afectados por (10^{-5})

RESUMEN 2 SE HA COMPROBADO

a) El giro del muro $\emptyset m \simeq \emptyset_o$. ($\emptyset_o$ = Giro de la estructura)
Con un error permisible del 10%; como se podrá notar que en el primer piso, los giros divergen más del 10%, esto se debe a que en las expresiones de CARDAN (utilizadas para este caso) considera el punto de inflexión en el centro de la columna; lo que no ocurre en el primer piso.
El giro $\emptyset_m$; del muro; se ha calculado por el método de Area de Momento.

b) Que el giro ($\emptyset_o$) de la viga de unión, es semejante al del muro ($\emptyset_m$); con un error tolerable del 10%. "Luego se habrá comprobado que en los puntos de conexión las vigas de unión y muro deben sufrir los mismos giros y desplazamientos verticales."

SE VA HA COMPROBAR

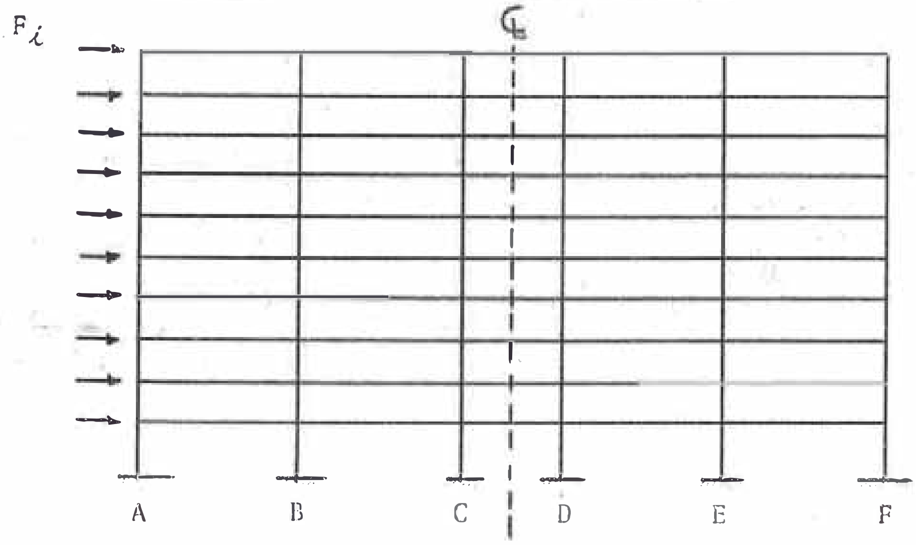
c) Que cada uno de los pórticos; sufrirá los mismos desplazamientos y giros que el de la estructura. También se va ha considerar un error tolerable del 10%.
Con lo cual queda establecido.

$$\therefore \quad F_T = \Sigma F \text{ por} + Fm.$$

"Fuerza Total; es igual a la fuerza total de todos los pórticos; más, la fuerza del muro."
Se va ha aplicar el método del Profesor Takabeya.
(Programa del Ingº. Navarro); para solución de los pórticos.

METODO DIFERENCIAS FINITAS ACI

PORTICO "1" = PORTICO "3"



Luego conociendo las fuerzas en cada nivel; se resuelve el pórtico: "Método del Profesor Takabeya."

Calculamos los momentos y esfuerzos cortantes; luego por el método de las deformaciones y deflexiones (Slope deflection); se determina los respectivos desplazamientos.

N		F_1		F_1		N
10	CASO I	18.3696	CASO II	16.9218		10
9		- 0.7124		- 1.1423		9
8		0.7502		0.1532		8
7		12.3006		10.0836		7
6		0.1420		- 0.7070		6
5		- 0.6943		- 1.4377		5
4		4.7775		2.8655		4
3		- 4.5497		- 4.5668		3
2		- 6.8611		- 5.9108		2
1		-11.2790		- 8.3633		1

NOTA : = Las fuerzas están en Toneladas.

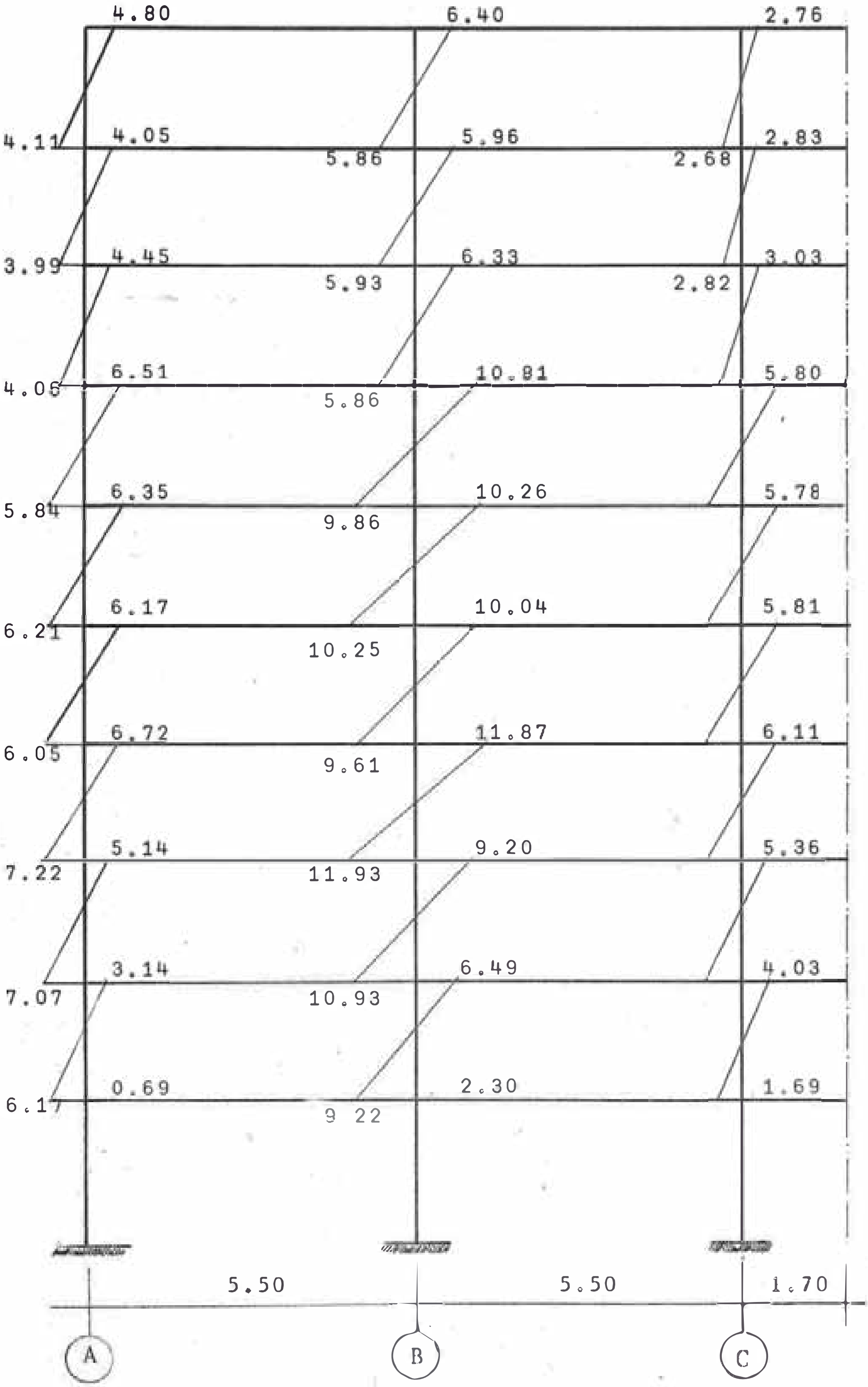
M E T O D O   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S :   A C I

C A S O   I

DIAGRAMA DE LOS MOMENTOS EN LAS COLUMNAS

PORTICO : 1 = PORTICO : 3

4..

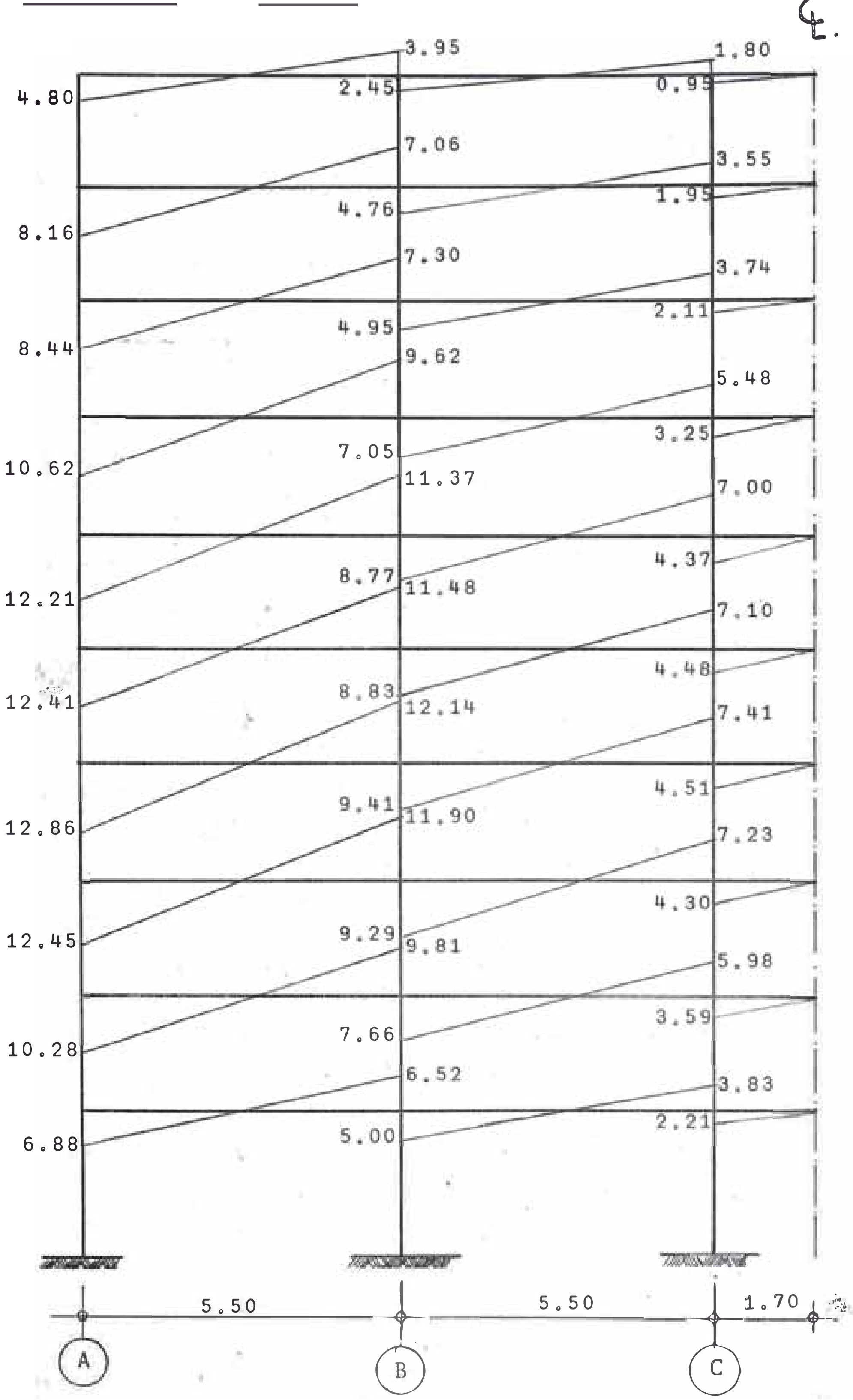


M E T O D O   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S   A C I

C A S O   I

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS VIGAS

PORTICO : 1 = PORTICO 3



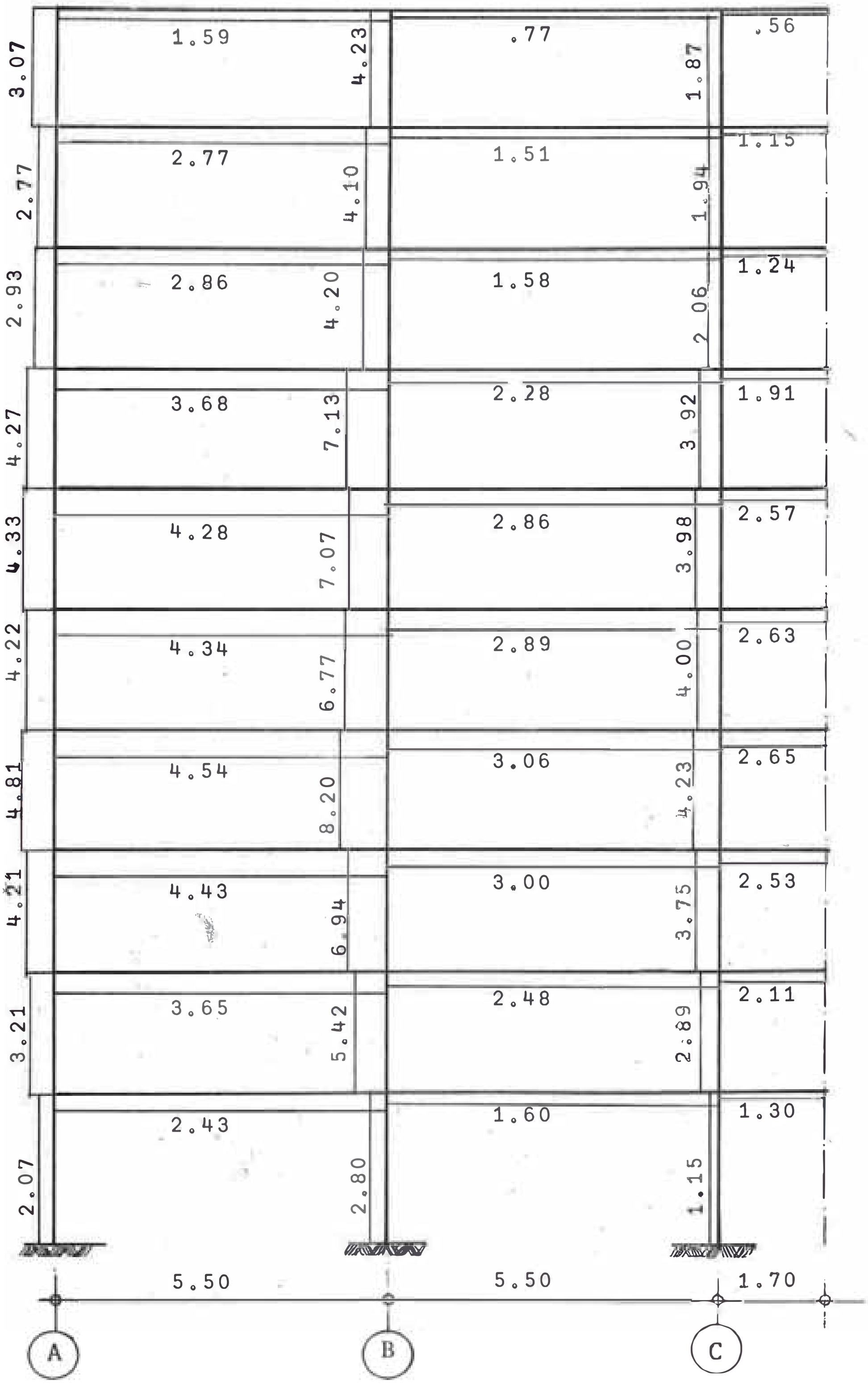
METODO DIFERENCIAS FINITAS ACI

CASO I

Œ.

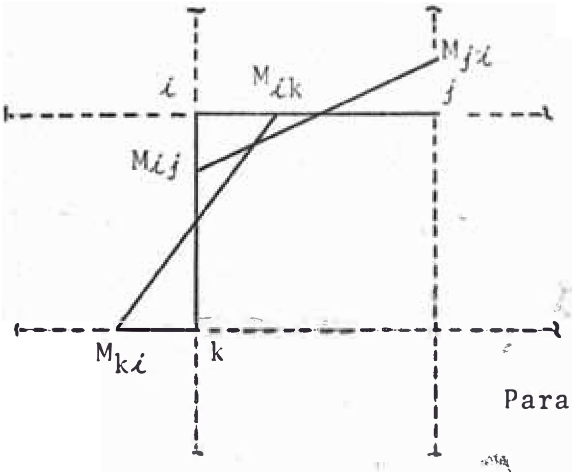
ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

PORTICO: 1 = PORTICO: 3



M E T O D O D I F E R E N C I A S F I N I T A S : A C I

P A S O VIII : Determinación de los desplazamientos horizontales de las columnas   Método Slope Deflections



(M O D E L O)

$$M_{ij} = 2EK_v(2\theta_{ij} + \theta_{ji} - 3\psi_v) \quad 1$$

$$M_{ji} = 2EK_v(2\theta_{ji} + \theta_{ij} - 3\psi_v) \quad 2$$

$$M_{ik} = 2EK_c(2\theta_{ik} + \theta_{ki} - 3\psi_c) \quad 3$$

$$M_{ki} = 2EK_c(2\theta_{ki} + \theta_{ik} - 3\psi_c) \quad 4$$

Para (1) y (2) $\psi_v = 0$

Para (3) y (4) $\psi_c \equiv \frac{\Delta_{ik}}{h}$ (+)

También $\theta_{ij} = \theta_{ik}$

∴ Se tiene cuatro ecuaciones (1, 2, 3, 4) y cuatro incognitas

(θ_{ij} ; θ_{ji} ; θ_{ki} ; ψ_c)

Los datos son : M_{ij} ; M_{ik} ; M_{ji} ; M_{ki} ; E ; K_v ; K_c ; h ; L ;

Resolviendo (1) (2) (3) y (4) se obtiene :

$$\boxed{\psi_i = \frac{1}{6EK_{vi}} (2 M_{ij} - M_{ji}) + \frac{1}{6EK_{ci}} (2 M_{ik} - M_{ki})} \quad (\alpha'')$$

Y $\psi_i \times h_i = \delta_i$ (desplazamiento relativo).

El ERROR tolerable será el 10% del inicial (Δ_o)

∴ ε = ERROR RELATIVO $= \frac{\Delta o - \Delta_i}{\Delta_o} \leq \pm 0.1$

METODO DE DIFERENCIAS FINITAS ACI

PASO VIII CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN LOS GIROS DE LOS PORTICOS CASO I

CUADRO: a COLUMNA: C_{A1} PORTICO "1" = PORTICO "3"

N	$6EK_{vi}$	K_{ci} ×10⁻⁶	$6EK_{ci}$	M_{ij}	$2M_{ij}$	M_{ji}	5-6	M_{ik}	$2M_{ik}$	M_{ki}	N
10	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	4.80	9.60	3.95	5.65	4.80	9.60	4.11	10
9	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	8.16	16.32	7.06	9.26	4.05	8.10	3.99	9
8	$134x10^3$	550	$76.5x10^2$	8.44	16.88	7.30	9.58	4.45	8.90	4.06	8
7	$134x10^2$	1,440	$200x10^2$	10.62	21.24	9.62	11.62	6.51	13.02	5.84	7
6	$134x10^2$	1,440	$200x10^2$	12.21	24.42	11.37	13.05	6.35	12.70	6.21	6
5	$134x10^2$	1,440	$200x10^2$	12.41	24.42	11.48	13.34	6.17	12.34	6.05	5
4	$142x10^2$	2,480	$365x10^2$	12.86	25.72	12.14	13.58	6.72	13.44	7.22	4
3	$142x10^2$	2,480	$365x10^2$	12.45	24.90	11.90	13.00	5.14	10.28	7.07	3
2	$142x10^2$	2,480	$365x10^2$	10.28	20.56	9.81	10.75	3.14	6.28	6.17	2
1	$142x10^2$	2,180	$322x10^2$	6.88	13.76	6.52	7.24	0.69	1.38	6.16	1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	

NOTA.-Las unidades son : M(Tn-m); $K_c(m^3)$; E(Tn/m^2).

P A S O VIII CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y GIROS C A S O I

C U A D R O " b " Columna CA1 ----- Pórtico " 1 " = Pórtico " 3 "

$$\psi_i = \frac{1}{6EKvi}(2Mij - Mji) + \frac{}{6EKci}(2Mik \quad Mki) \text{ ---------- } (\alpha'')$$

N	$2M_{ik}-M_{ki}$	$\frac{7}{1}$ $\times 10^{-3}$	$\frac{11}{3}$ $\times 10^{-3}$	ψ_i $\times 10^{-3}$	δ_i cm.	Δ_i cm.	Δ_o cm.	$\Delta_o-\Delta_i$	ε=Error	$\emptyset_o x10^{-5}$	$\emptyset_i x10^{-5}$	ε=Error	N
10	5.49	0.422	0.718	1.140	0.330	3.084	2.827	0.257	0.090	105.57	113.45	0.076	10
9	4.11	0.691	0.538	1.229	0.356	2.754	2.521	0.233	0.092	108.14	118.06	0.091	9
8	4.84	0.713	0.631	1.344	0.390	2.398	2.200	0.198	0.090	114.78	128.41	0.118	8
7	7.19	0.869	0.358	1.227	0.355	2.008	1.865	0.143	0.077	115.88	128.35	0.108	7
6	6.49	0.972	0.323	1.295	0.375	1.653	1.528	0.125	0.082	116.83	125.98	0.078	6
5	6.29	0.990	0.314	1.304	0.377	1.278	1.189	0.089	0.065	115.59	129.98	0.124	5
4	6.22	0.953	0.160	1.123	0.307	0.901	0.857	0.044	0.052	108.11	118.10	0.092	4
3	3.21	0.915	0.088	1.003	0.274	0.594	0.551	0.043	0.078	97.12	100.50	0.035	3
2	0.11	0.756	0.003	0.759	0.207	0.320	0.284	0.036	0.126	78.82	83.00	0.053	2
1	-4.78	0.510	-0.148	0.362	0.113	0.113	0.086	0.027	--	26.14	62.41	--	1
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	

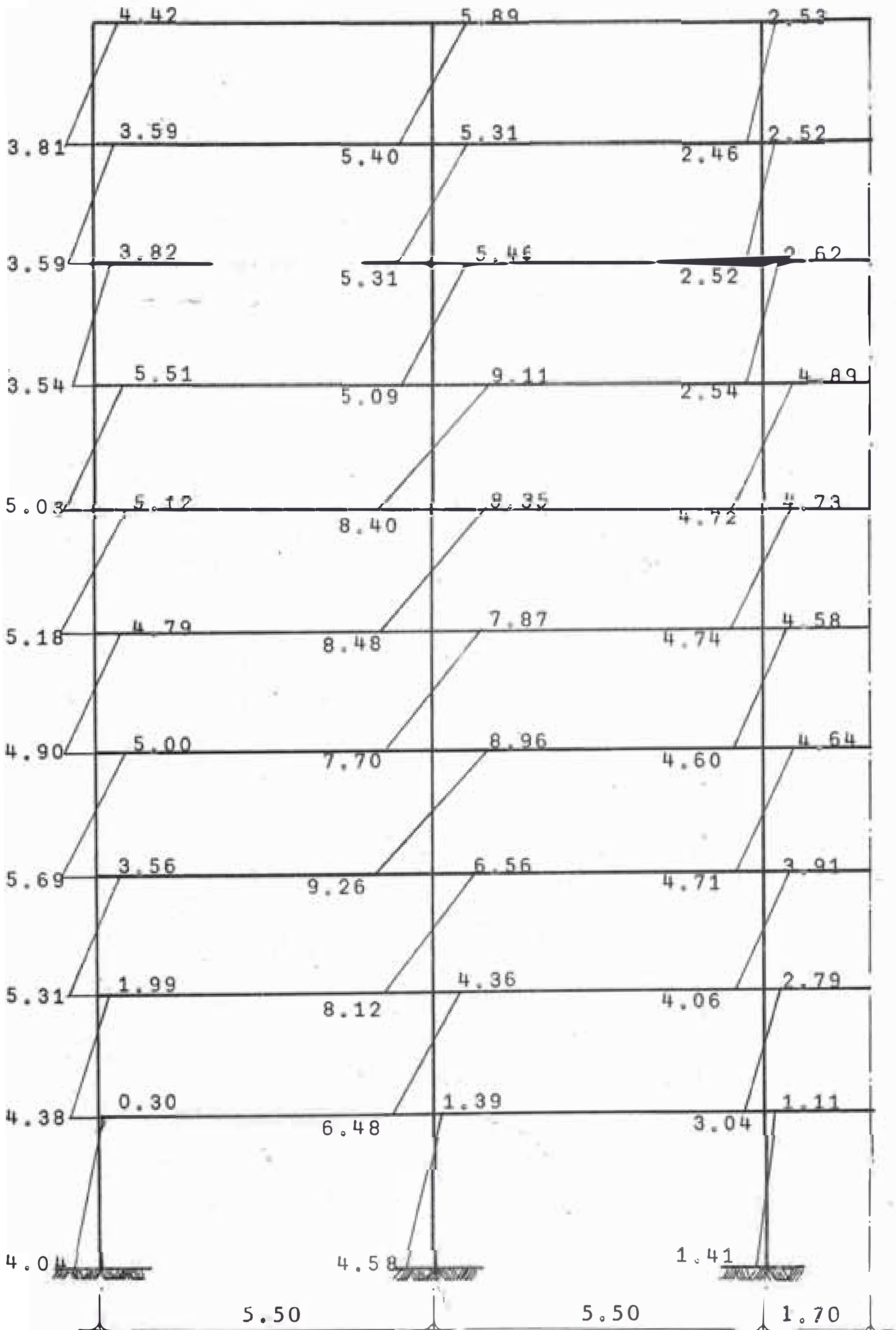
NOTA : $\frac{7}{1} = \frac{2M_{ij} - M_{ji}}{6EK_{vi}}$; $\frac{11}{3} = \frac{2M_{ik} - M_{ki}}{6EK_{ci}}$; $\psi_i = \frac{7}{1} + \frac{11}{3}$ ---- (α'') ; $\varepsilon = \frac{\Delta_o - \Delta_1}{\Delta_o} \leq \pm 0.1$

METODO DIFERENCIAS FINITAS ACI

CASO II

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS

PORTICO : 1 = PORTICO : 3

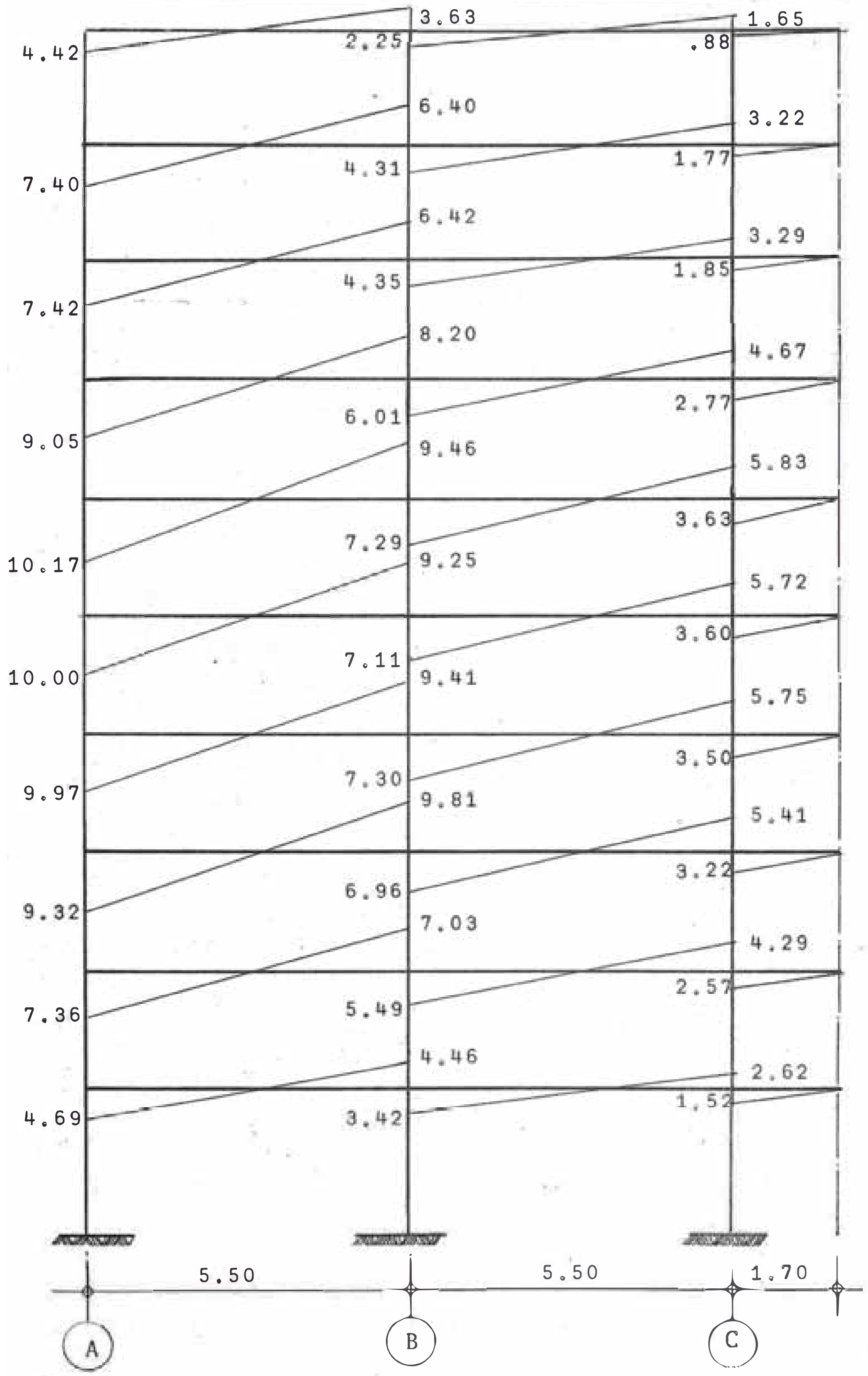


M E T O D O D I F E R E N C I A S F I N I T A S A C I

C A S O II

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS VIGAS

P O R T I C O : 1 = P O R T I C O : 3 4.

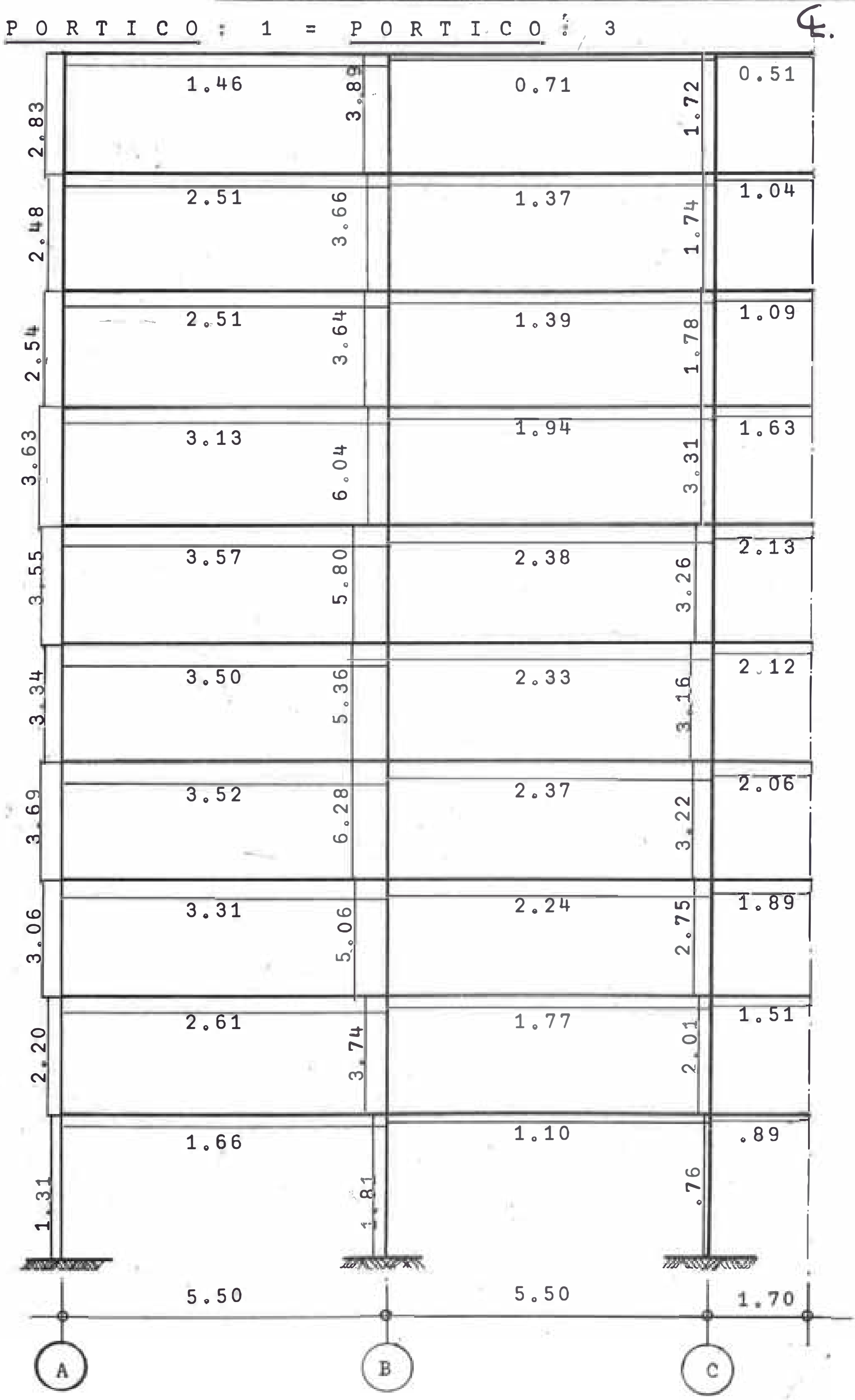


M E T O D O   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S   A C I

C A S O   II

ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

P O R T I C O : 1 = P O R T I C O : 3



METODO DE DIFERENCIAS FINITAS : ACI

PASO VIII — CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y GIROS DE LOS PORTICOS — CASO II

CUADRO a — COLUMNA C_{A1} — PORTICO "1" = PORTICO "3"

N	$6EK_{vi}$	K_{ci}	$6EK_{ci}$	M_{ij}	$2M_{ij}$	M_{ji}	5-6	M_{ik}	$2M_{ik}$	M_{ki}	N
		$x10^{-6}$									
10	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	4.42	8.84	3.63	5.21	4.42	8.84	3.81	10
9	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	7.40	14.80	6.40	8.40	3.59	7.18	3.59	9
8	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	7.42	14.82	6.42	8.40	3.82	7.64	3.54	8
7	$134x10^2$	1,440	$20.0x10^2$	9.05	18.10	8.20	9.90	5.51	11.02	5.03	7
6	$134x10^2$	1,440	$20.0x10^2$	10.17	20.34	9.46	10.88	5.12	10.24	5.18	6
5	$134x10^2$	1,440	$20.0x10^2$	10.00	20.00	9.25	10.75	4.79	9.58	4.90	5
4	$142x10^2$	2,480	$36.5x10^2$	9.97	19.94	9.41	10.53	5.00	10.00	5.69	4
3	$142x10^2$	2,480	$36.5x10^2$	9.32	18.64	8.91	9.73	3.56	7.12	5.31	3
2	$142x10^2$	2,480	$36.5x10^2$	7.36	14.72	7.03	7.69	1.99	3.98	4.38	2
1	$142x10^2$	2,180	$32.2x10^2$	4.69	9.38	4.46	4.92	0.30	0.60	4.04	1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	

NOTA.- Las unidades son M(Tn-m); $K(m^3)$; $E(Tn/m^2)$.

PASO VIII : CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y GIROS : CASO : II

CUADRO : b COLUMNA : C_{A1} PORTICO "1" = PORTICO "3"

$$\psi_i = \frac{1}{6EK_{vi}} \left(2M_{ij} - M_{ji} \right) + \frac{1}{6EK_{ci}} \left(2M_{ik} - M_{ki} \right) \quad (\alpha")$$

N	9-10	$\frac{7}{1}$	$\frac{11}{3}$	ψ_i	δ_i cms	Δ_i cms	Δ_o cms	$\Delta_o - \Delta_i$	ε=Error	$\emptyset_o$ x10^{-5}	$\emptyset$ x10^{-5}	ε=Error	N
10	5.03	0.390	0.658	1.048	0.304	2.557	2.305	0.252	0.109	97.25	104.40	0.074	10
9	3.59	0.626	0.468	1.094	0.315	2.253	2.023	0.230	0.114	98.09	106.30	0.034	9
8	4.10	0.626	0.536	1.162	0.337	1.938	1.736	0.202	0.116	99.41	112.20	0.128	8
7	5.99	0.738	0.298	1.036	0.300	1.601	1.447	0.154	0.106	99.24	109.50	0.103	7
6	5.06	0.810	0.253	1.063	0.309	1.301	1.161	0.140	0.120	97.24	104.65	0.076	6
5	4.68	0.800	0.234	1.034	0.299	0.992	0.883	0.109	0.123	93.17	104.50	0.121	5
4	4.31	0.740	0.118	0.858	0.248	0.693	0.620	0.073	0.117	85.37	94.10	0.101	4
3	1.81	0.688	0.049	0.737	0.213	0.445	0.386	0.059	0.152	73.96	69.14	0.007	3
2	-0.40	0.540	-0.011	0.529	0.153	0.232	0.199	0.041	0.177	57.08	63.09	0.105	2
1	-3.44	0.345	-0.106	0.239	0.079	0.079	0.055	0.024	--	16.73	46.40	--	1
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	

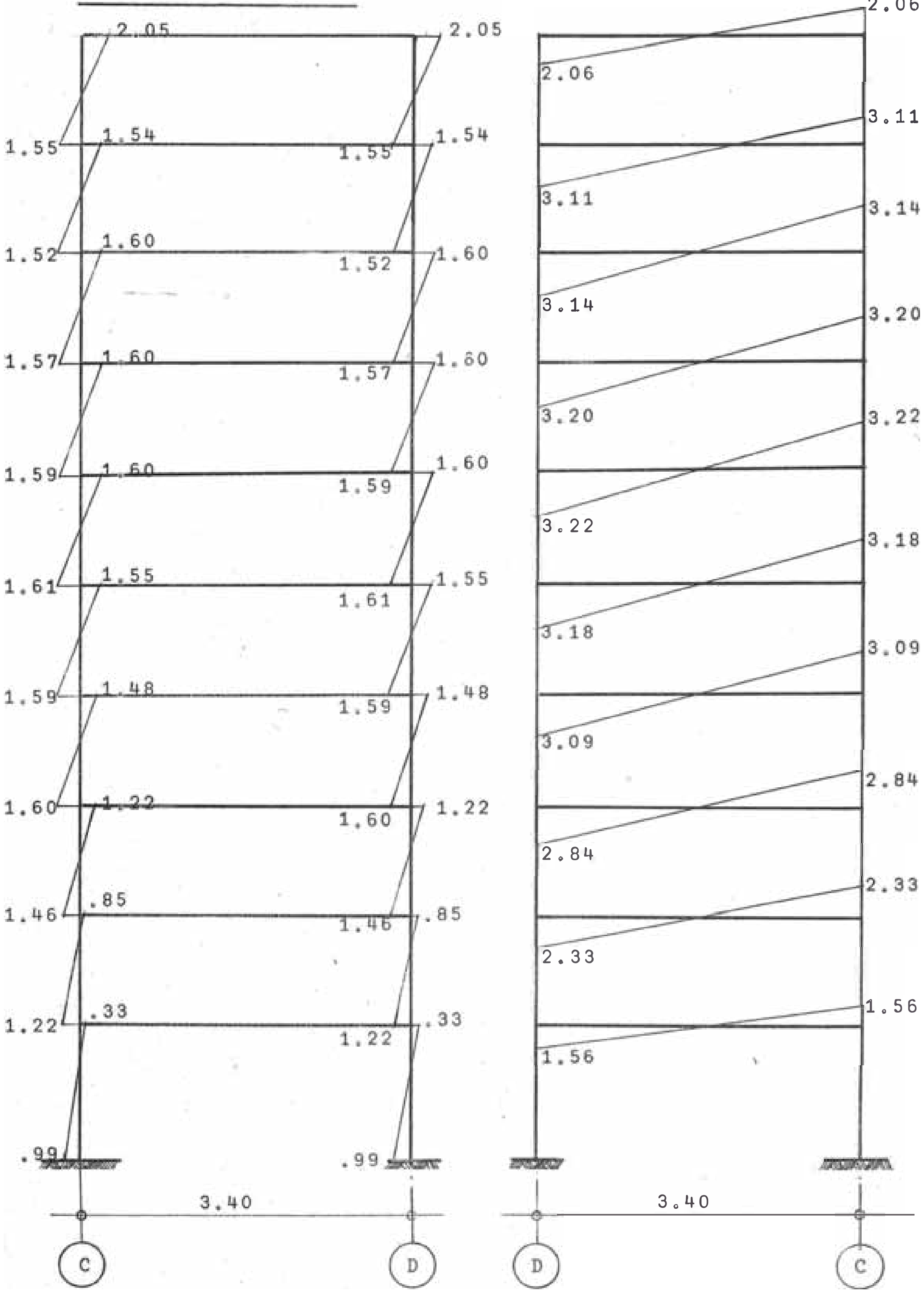
NOTA : $\frac{7}{1} = \frac{2M_{ij} - M_{ji}}{6EKvi}$; $\frac{11}{3} = \frac{2M_{ik} - M_{ki}}{6EKc_i}$; $\psi_i = \frac{7}{1} + \frac{11}{3}$ -- $(\alpha")$; $\varepsilon = \frac{\Delta_o - \Delta_i}{\Delta_o} \leq \pm\ 0.1$

M E T O D O   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S   A C I

C A S O   I

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS

P O R T I C O   2º

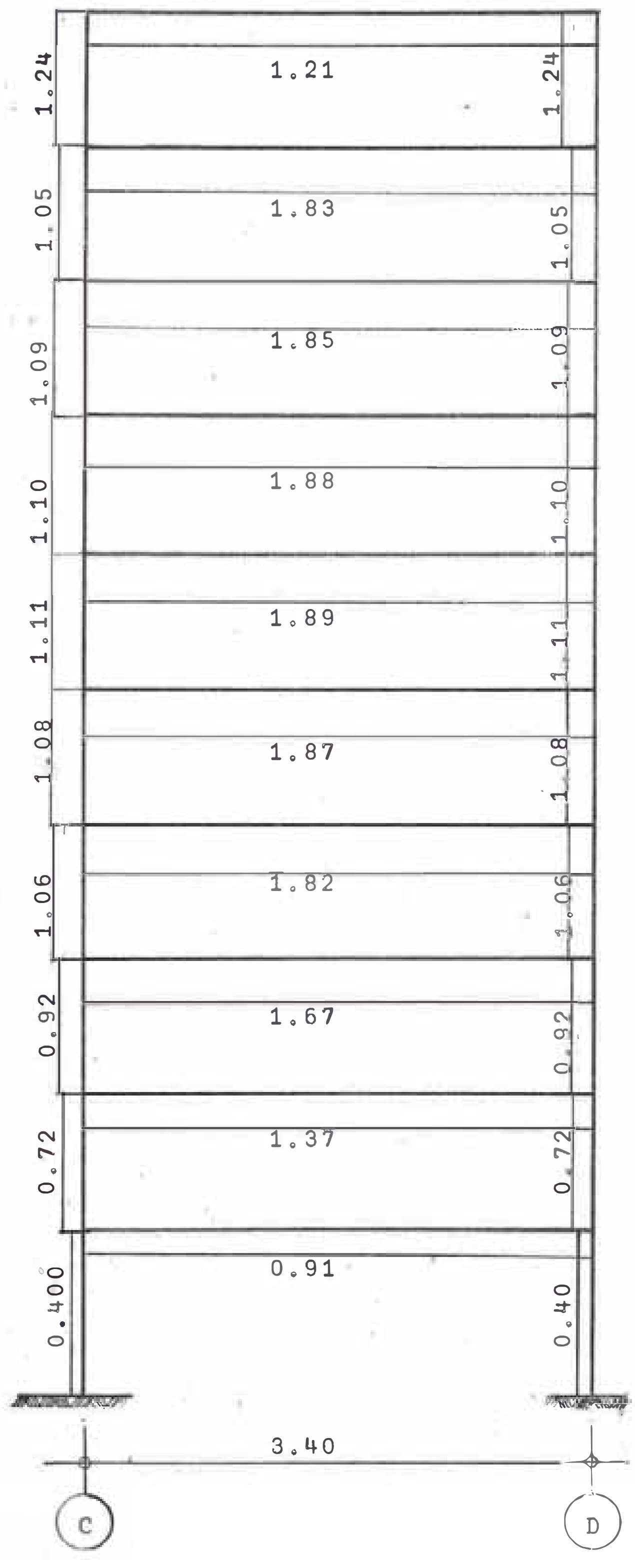


M E T O D O D I F E R E N C I A S F I N I T A S A C I

C A S O I

ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

P O R T I C O : 2'



P A S O VIII — CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y GIROS DE LOS PORTICOS — C A S O I

C U A D R O : "a" — C O L U M N A : $C_{D2'} = C_{E2'}$ — P O R T I C O : "2'"

N	$6EK_{vi}$	K_{ci}	$6EK_{ci}$	M_{ij}	$2M_{ij}$	M_{ji}	5-6	M_{ik}	$2M_{ik}$	M_{ki}	N
		$\times 10^{-6}$									
10	37.51×10^{2}	390	54.10×10^{2}	2.06	4.12	2.06	2.06	2.05	4.10	1.55	10
9	37.51×10^{2}	390	54.10×10^{2}	3.11	6.22	3.11	3.11	1.54	3.08	1.52	9
8	37.51×10^{2}	390	54.10×10^{2}	3.14	6.28	3.14	3.14	1.60	3.20	1.57	8
7	37.51×10^{2}	390	54.10×10^{2}	3.20	6.40	3.20	3.20	1.60	3.20	1.59	7
6	37.51×10^{2}	390	54.10×10^{2}	3.22	6.44	3.22	3.22	1.60	3.20	1.61	6
5	37.51×10^{2}	390	54.10×10^{2}	3.18	6.36	3.18	3.18	1.55	3.10	1.59	5
4	39.76×10^{2}	390	57.50×10^{2}	3.09	6.18	3.09	3.09	1.48	2.96	1.60	4
3	39.76×10^{2}	390	57.50×10^{2}	2.84	5.68	2.84	2.84	1.22	2.44	1.46	3
2	39.56×10^{2}	390	57.50×10^{2}	2.33	4.66	2.33	2.33	0.85	1.70	1.22	2
1	39.76×10^{2}	343	50.60×10^{2}	1.56	3.12	1.56	1.56	0.33	0.66	0.99	1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	

NOTA.- Las unidades son M(Tn-m); $K_c(m^3)$; $E(Tn/m^2)$; 6EK(Tn-m).

PASO VIII : CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y GIROS : CASO. I

CUADRO : b COLUMNA : $C_{D2'} = C_{E2'}$ PORTICO : " 2' "

$$\psi_i = \frac{1}{6EK_{vi}} \left(2M_{ij} - M_{ji} \right) \frac{1}{6EK_{ci}} \left(2M_{ik} - M_{ki} \right) \text{ ------ } (\alpha'')$$

N	9-10	$\frac{7}{1}$ $\times 10^{-3}$	$\frac{11}{3}$ $\times 10^{-3}$	ψ_i $\times 10^{-3}$	δ_i cm	Δ_i cm	Δ_o cm	$\Delta_o - \Delta_i$ cm.	ε= Error	$\phi_o \times 10^{-5}$	$\phi_i \times 10^{-5}$	ε: Error	N
10	2.55	0.549	0.470	1.019	0.295	2.696	2.827	0.131	0.046	105.57	102.10	0.033	10
9	1.56	0.829	0.288	1.117	0.324	2.401	2.521	0.121	0.048	108.14	106.25	0.017	9
8	1.63	0.834	0.304	1.138	0.330	2.077	2.200	0.123	0.056	114.78	112.80	0.017	8
7	1.61	0.851	0.297	1.148	0.334	1.747	1.865	0.118	0.063	115.68	114.45	0.012	7
6	1.59	0.856	0.294	1.150	0.335	1.413	1.528	0.114	0.075	116.83	97.90	0.162	6
5	1.51	0.847	0.278	1.125	0.326	1.178	1.189	0.011	0.009	115.59	97.10	0.160	5
4	1.36	0.776	0.236	1.012	0.294	0.852	0.857	0.005	0.006	108.11	107.10	0.010	4
3	0.98	0.712	0.170	0.882	0.256	0.558	0.551	0.007	0.012	97.12	94.95	0.022	3
2	0.48	0.586	0.083	0.679	0.194	0.302	0.284	0.018	0.063	78.82	77.51	0.017	2
1	-0.33	0.392	-0.065	0.327	0.108	0.108	0.086	0.022	0.250	26.14	58.75	--	1
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	

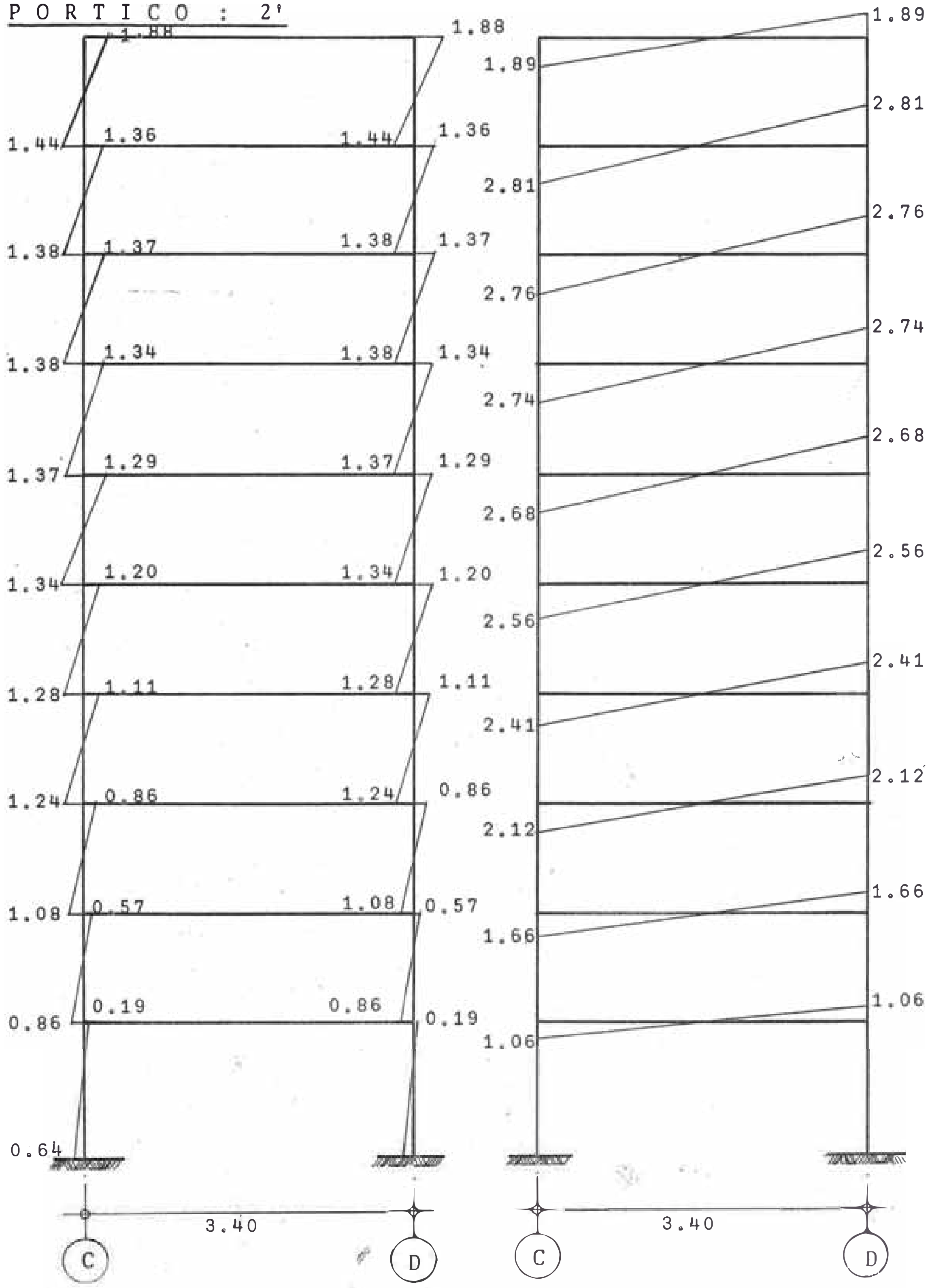
NOTA : $\frac{7}{1} = \frac{2M_{ij} - M_{ji}}{6EK_{vi}}$; $\frac{11}{3} = \frac{2M_{ik} - M_{ki}}{6EK_{ci}}$; $\psi_i = \frac{7}{1} + \frac{11}{3}$ ----- (α) ; $\varepsilon = \frac{\Delta_o - \Delta_1}{\Delta_o} \leq \pm 0.1$

METODO DIFERENCIAS FINITAS ACI

CASO · II

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS

PORTICO : 2'

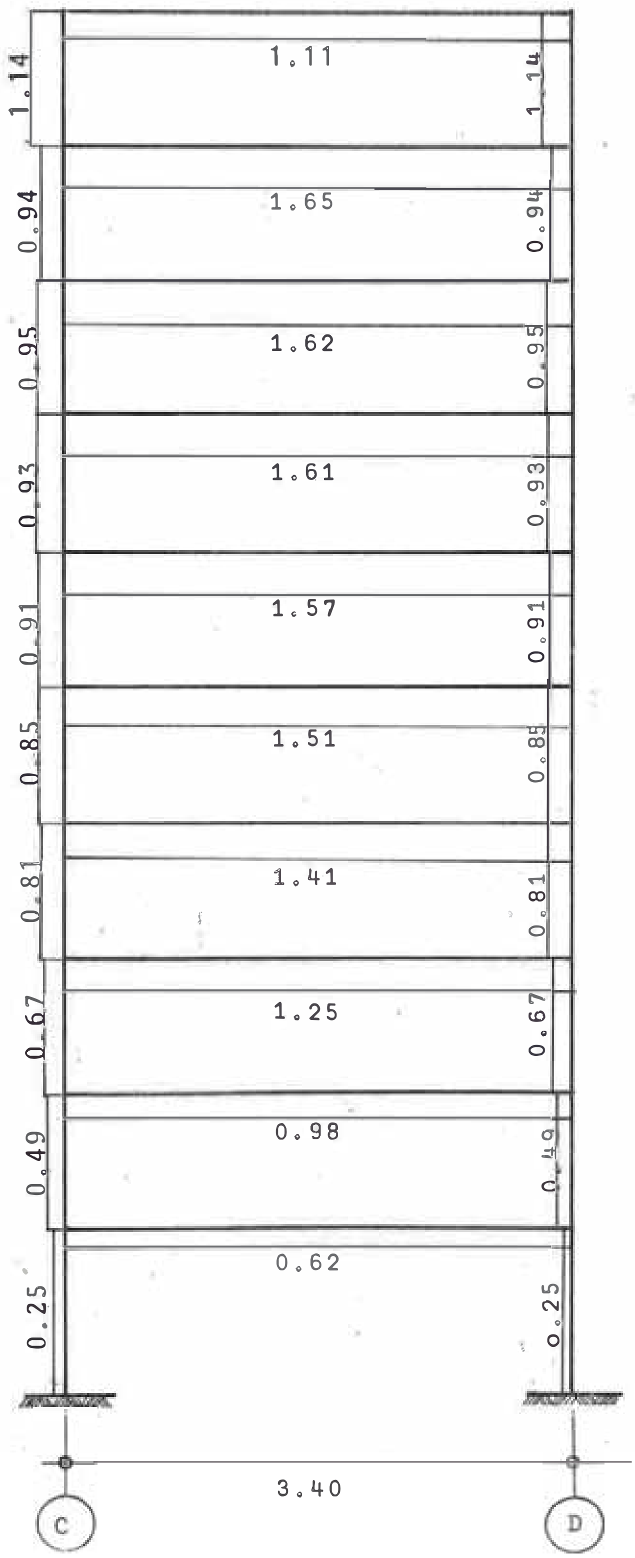


METODO DIFERENCIAS FINITAS ACI

CASO II

ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

PORTICO . 2'



CASO : II

PASO VIII CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y GIROS DE LOS PORTICOS

CUADRO "a" COLUMNA $C_{D2'} = C_{E2'}$ PORTICO " 2' "

N	$6EK_{vi}$	K_{ci} $\times 10^{-6}$	$6EK_{ci}$	M_{ij}	$2M_{ij}$	M_{ji}	5-6	M_{ik}	$2M_{ik}$	M_{ki}	N
10	37.51×10^2	390	54.10×10^2	1.89	3.78	1.89	1.89	1.88	3.76	1.44	10
9	37.51×10^2	390	54.10×10^2	2.81	5.62	2.81	2.81	1.36	2.72	1.38	9
8	37.51×10^2	390	54.10×10^2	2.76	5.72	2.76	2.76	1.37	2.74	1.38	8
7	37.51×10^2	390	54.10×10^2	2.74	5.48	2.74	2.74	1.34	2.68	1.37	7
6	37.51×10^2	390	54.10×10^2	2.68	5.36	2.68	2.68	1.29	2.58	1.34	6
5	37.51×10^2	390	54.10×10^2	2.56	5.12	2.56	2.56	1.20	2.40	1.28	5
4	39.76×10^2	390	57.50×10^2	2.41	4.82	2.41	2.41	1.11	2.22	1.24	4
3	39.76×10^2	390	57.50×10^2	2.12	4.24	2.12	2.12	0.86	1.72	1.08	3
2	39.76×10^2	390	57.50×10^2	1.66	3.32	1.66	1.66	0.57	1.14	0.86	2
1	39.76×10^2	343	50.60×10^2	1.06	2.12	1.06	1.06	0.19	0.38	0.64	1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	

NOTA.- Las unidades son : M(Tn-m); $K(m^3)$; $E(Tn/m^2)$; 6EK(Tn-m).

(PVIII)   CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS Y GIROS   CASO II

CUADRO : "b"   COLUMNA $C_{D2'} = C_{E2'}$ ----   PORTICO " 2' "

$$\psi_i = \frac{1}{6EK_{vi}}(2M_{ij} - M_{ji}) + \frac{1}{6EK_{ci}}(2M_{ik} - M_{ik}) \text{ ------ } (a'')$$

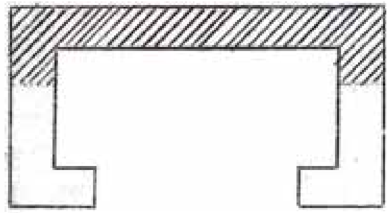
N	9-10	$\frac{7}{1}$	$\frac{11}{3}$	ψ_i	δ_i cms	Δ_i cms	Δ_o cms	$\Delta_o - \Delta_i$ cms	ε=error	$Ø_o \times 10^{-5}$	$Ø_i \times 10^{-5}$	ε r	N
		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$									
10	2.32	0.502	0.427	0.929	0.269	2.272	2.305	0.033	0.014	97.25	92.35	0.045	10
9	1.34	0.749	0.247	0.996	0.289	2.003	2.023	0.020	0.010	98.09	96.01	0.020	9
8	1.36	0.735	0.251	0.986	0.286	1.714	1.736	0.022	0.012	99.41	99.10	0.003	8
7	1.31	0.728	0.241	0.969	0.281	1.428	1.447	0.019	0.013	99.24	97.65	0.016	7
6	1.24	0.711	0.228	0.939	0.272	1.147	1.161	0.014	0.012	97.24	95.80	0.015	6
5	1.12	0.681	0.206	0.887	0.256	0.875	0.883	0.008	0.009	93.17	91.10	0.022	5
4	0.98	0.607	0.170	0.777	0.225	0.619	0.620	0.001	0.001	85.37	83.10	0.026	4
3	0.64	0.532	0.111	0.643	0.187	0.394	0.386	0.008	0.021	73.96	71.10	0.039	3
2	0.28	0.418	0.048	0.466	0.136	0.207	0.191	0.016	0.084	57.08	55.75	0.023	2
1	-0.26	0.266	-0.051	0.215	0.071	0.071	0.055	0.016	0.290	16.73	41.25	--	1
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	

NOTA: $\frac{7}{1} = \frac{2M_{ij} - M_{ji}}{6EK_{vi}}$; $\frac{11}{3} = \frac{2M_{ik} - M_{k\,i}}{6EK_{ci}}$; $\psi_i = \frac{7}{1} + \frac{11}{3}$ --- ; $\varepsilon = \frac{\Delta_o - \Delta_1}{\Delta_o} \leq \pm 0.1$

METODO DE DIFERENCIAS FINITAS: ACI

CUADRO : V

CUADRO GENERAL DE DESPLAZAMIENTOS Y GIROS



Donde :

Δ_o – DESPLAZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Δ_1 = DESPLAZAMIENTO DEL PORTICO " 1 "

$\Delta_{2'}$ = DESPLAZAMIENTO DEL PORTICO " 2 "

Δ_3 – DESPLAZAMIENTO DEL PORTICO " 3 "

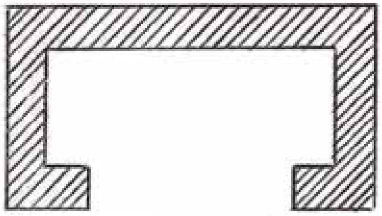
N	Δ_o	Δ_1	$\mathcal{E}_1$	$\Delta_{2'}$	$\mathcal{E}_{2'}$	$\bar{\mathcal{E}}_i$	$\emptyset_o$	$\emptyset_1$	$\mathcal{E}_1$	$\emptyset_{2'}$	$\mathcal{E}_{2'}$	$\bar{\mathcal{E}}_i$	N
10	2.827	3.084	0.090	2.696	0.046	0.066	105.57	113.45	0.076	102.10	0.033	0.054	10
9	2.521	2.754	0.092	2.401	0.048	0.070	108.14	118.06	0.091	106.25	0.017	0.054	9
8	2.200	2.398	0.090	2.077	0.056	0.073	114.78	128.41	0.118	112.80	0.017	0.067	8
7	1.865	2.008	0.077	1.747	0.063	0.070	105.88	128.35	0.108	114.45	0.012	0.060	7
6	1.528	1.653	0.082	1.413	0.075	0.078	116.83	125.98	0.078	97.90	0.162	0.120	6
5	1.189	1.278	0.075	1.178	0.009	0.042	115.59	129.98	0.124	97.10	0.160	0.142	5
4	0.857	0.901	0.052	0.852	0.006	0.029	108.11	118.10	0.092	107.10	0.010	0.051	4
3	0.551	0.594	0.078	0.558	0.012	0.045	97.12	100.50	0.035	94.95	0.022	0.028	3
2	0.284	0.320	0.126	0.302	0.063	0.094	78.82	83.00	0.053	77.51	0.017	0.035	2
1	0.086	0.113	--	0.108	0.250	--	26.14	62.41	--	58.75	--	--	1

NOTA : Los desplazamientos están en (Cm.) centímetros.

METODO DE DIFERENCIAS FINITAS ACI

CUADRO V

CUADRO GENERAL DE DESPLAZAMIENTOS Y GIROS



Donde

$\Delta_o \Rightarrow \phi_o \Longrightarrow$ DE LA ESTRUCTURA

$\Delta_1 \Rightarrow \phi_1 \Longrightarrow$ DEL PORTICO " 1 "

$\Delta_{2'} \Rightarrow \phi_2 \Longrightarrow$ DEL PORTICO " 2 "

$\Delta_3 \Rightarrow \phi_3 \Longrightarrow$ DEL PORTICO " 3 "

N	Δ_o	Δ_1	ε_1	$\Delta_{2'}$	$\varepsilon_{2'}$	$\bar{\varepsilon}_i$	$\emptyset_o$	$\emptyset_1$	ε_1	$\emptyset_{2'}$	$\varepsilon_{2'}$	$\bar{\varepsilon}_i$	N
10	2.305	2.557	0.109	2.272	0.014	0.062	97.25	104.40	0.074	92.85	0.045	0.059	10
9	2.023	2.253	0.114	2.003	0.010	0.062	98.09	106.30	0.084	96.01	0.020	0.052	9
8	1.736	1.938	0.116	1.714	0.012	0.064	99.41	112.20	0.128	99.10	0.003	0.065	8
7	1.447	1.601	0.106	1.428	0.013	0.060	99.24	109.50	0.103	97.65	0.016	0.060	7
6	1.161	1.301	0.120	1.147	0.012	0.066	97.24	104.65	0.076	95.80	0.015	0.046	6
5	0.883	0.992	0.123	0.875	0.009	0.066	93.27	104.50	0.121	91.10	0.022	0.072	5
4	0.620	0.693	0.117	0.619	0.001	0.059	85.37	94.10	0.101	83.10	0.026	0.064	4
3	0.386	0.445	0.152	0.394	0.021	0.086	73.96	79.14	0.070	71.10	0.039	0.054	3
2	0.191	0.232	0.177	0.207	0.084	0.131	57.08	63.09	0.105	55.75	0.023	0.064	2
1	0.055	0.069	--	0.071	0.290	--	16.73	46.40	0.105	41.25	--	--	1

NOTA.- Los desplazamientos están en (Cms). Giros $(\emptyset_i)$ afectados por 10^{-5}.

M E T O D O   D E   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S

R E S U M E N

El modelo de análisis están indicados en la figura N° 1 (a), (b) donde intervienen factores como :

RIGIDEZ DE TRASLACION : (K_T); unidades Tn/m, conocido también como "Rigidez de entrepiso" y se pueden determinar empleando las expresiones de Wilbur; y Cardan.

Esta rigidez (K_T); representa la influencia de todos los pórticos puros (Pórticos: 1, 2', 3) y han sido determinados mediante las espresiones de Wilbur. A este valor se le tiene que sumar la influencia del marco AB y EF, los cuales han sido determinados mediante las expresiones de Cardán.

Su representación se hace mediante un resorte elástico, cuya constante de rigidez "K", es el valor " K_T"; lo que significa que cada piso existirá un resorte con su respectivo valor; estos resortes se encuentran unidos mediante una barra rígida.

RIGIDEZ DE ROTACION: (R); unidades Tn-m; han sido calculados mediante las expresiones de Cardan.

Este valor; representa la influencia de las vigas que inciden a la placa.

Su representación se hace mediante un resorte elástico rotacional cuya constante tiene por valor "R" y los giros de este son los mismos del muro y la viga de unión.

La solución del modelo; se realizó utilizando las Ecuaciones de Diferencias finitas; que aproxima la verdadera curva matemática, relacionándola con las deflexiones; la pendiente; la curvatura; momento de flexión; corte y la carga aplicada.

Hay dos posibles ecuaciones diferenciales finitas que pueden escribirse en cada entrepiso:

$$-\frac{EI}{H^2}(Y_{n-1} - 2Y_n + Y_{n+1}) = M_n \text{ ----------------- } (1)$$

$$\frac{EI}{H^3}(Y_{n-2} - 4Y_{n-1} + 6Y_n - 4Y_{n+1} + Y_{n+2}) = Tn \text{ ------ } (2)$$

Desde que la ecuación diferencial de cuarto orden (2), $EI\ y^{IV}=$ trata directamente con el término fuerza, es generalmente el más conveniente a usar, excepto en los casos de espaciamientos diferentes de entre pisos y rigidez variable de muros de corte.
La carga total aplicada en el entrepiso está compuesta: a) De la carga externa " P_n " b) De la reacción del resorte Fn como se ve en la figura 1 (b). c) TAmbieñ se debe de tener en cuenta el efecto del factor de rotación del resorte: Rn. (Tn-m); se reemplaza por medio de fuerzas equivalentes. Como el momento aplicado en el entrepiso "n" por el efecto de rotación del resorte es: $M_n = R_n\ \emptyset_n$

Donde " $\emptyset_n$ " es la pendiente de la curva elástica en el entrepiso "n", en términos de diferencia finitas:

$$\emptyset_n \cong \frac{dy}{dx} = \frac{Y_{n+1} - Y_{n-1}}{2H}$$

$$\therefore \quad M_n \cong \frac{R_n}{2H}(Y_{n+1} - Y_{n-1}) \text{ -------------- } (3)$$

Este momento será reemplazado por un par consistente de una fuerza (V_{n+1}) aplicada en el entrepiso (n + 1) y una fuerza igual y opuesta (- V_{n-1}) aplicada en el entrepiso (n-1) como se muestra en la exposición del método.
El valor de V; reemplazando el momento en el piso "n" y luego aplicado en el piso (n+1) y n-1) es:

$$V_{n+1} = V_{n-1} = \frac{Mn}{2H} = \frac{R_n}{4H^2}(Y_{n+1} - Y_{n-1}).$$

Para el último piso, el valor de la pendiente " $\emptyset_t$ " se obtiene aplicando las condiciones de borde del extremo libre a las ecuaciones de diferencias finitas : $\emptyset_t = \dfrac{Y_t - Y_{t-1}}{H_t}$

y la fuerza V_t que reemplaza el momento:

$$V_t = V_{t-1} = \frac{M_t}{H_t} = \frac{R_t}{H_t^2}(Y_t - Y_{t-1})$$

Como la ecuación (2); relaciona: Tn = Pn-Fn-Vn, la ecuación diferencial de cuarto orden se expande para un PISO TIPICO (constantes EI y H); incluyendo el efecto de rotación es:

$$\frac{EI}{H^3}(Y_{n-2}-4Y_{n-1}+6Y_n-4Y_{n+1}+Y_{n+2})=P_n-F_n+\frac{R_{n-1}}{4H^2}(Y_{n-2}-Y_n)+\frac{R_{n+1}}{4H^2}(Y_{n-2}-Y_n)$$

Después de agrupar términos, la ecuación final de cuarto orden relacionando las fuerzas aplicadas, momento resistente y deflexión del muro se obtiene;

$$S = \frac{EI}{H^4} \;;\; \bar{R}_n = \frac{R_n}{4H^2S} \;;\; \bar{K}_n = \frac{K_n}{S}$$

también:

$$F_n = K_n(Y_n-Y_{n-1}) - K_{n+1}(Y_{n+1}-Y_n)$$

finalmente para el piso "n"

$$(1-\bar{R}_{n+1})Y_{n+2}-(4+\bar{K}_{n+1})Y_{n+1}+(6+\bar{K}_n+\bar{K}_{n+1}-\bar{R}_{n-1}+\bar{R}_{n+1})Y_n-(4+\bar{K}_n)Y_{n-1}+$$
$$+(1-\bar{R}_{n-1})Y_{n-2} = \frac{P_n}{S_n} \quad \text{----------} \quad (4)$$

De la misma manera se determinan ecuaciones especiales para el primer piso, para el penúltimo piso y último piso, teniendo en cuenta las condiciones básicas de borde; al aplicar la ecuación (2). Dichas ecuaciones fueron aplicadas directamente a cada piso y resueltas simultáneamente para determinar la deflexión en cada nivel.

Estos valores de deflexión fueron utilizados para evaluar la ....

fuerza lateral desconocida Fn (figura 2) y al momento desconocido Mn [ecu (3)] en cada piso.

Luego se analizó a la placa como una viga en cantiliver; con las fuerzas aplicadas conocidas como se muestra en la figura 1 (b).

Los valores de deflexión obtenida por este análisis deben chequearse con los obtenidos al aplicar la ecuación de diferencia finita; la diferencia en los valores de deflexión entre los dos métodos refleja el grado de aproximación en la solución de la ecuación de diferencias finitas, desde que la solución en cantiliver es una solución exacta, basada en valores de deflexiones obtenidas de la solución de Diferencias finitas.

Conociendo la fuerza Fn; podemos conocer las deflexiones de los diversos pórticos; mediante el valor K_T de la siguiente manera:

$F_i = F_n \times \frac{K_i}{\Sigma K_T}$ --------------- luego tenemos la fuerza aplicada en el pórtico "i" (1,2',3) y mediante métodos conocidos como la del Prof. TAKABEYA; calculamos los momentos finales en las vigas y columnas. Las ecuaciones de Slope-Deflections nos relacionan estos momentos con las deflexiones.

Estas deflexiones se deben comparar con los obtenidos, en la solución de las ecuaciones de Diferencias Finitas.

De esta manera se chequeó que toda y cada parte de la estructura, sufren las mismas deflexiones bajo sus respectivos esfuerzos.

METODO DE DIFERENCIAS FINITAS

CONCLUSIONES:

El método está orientado a obtener la deformada final de la estructura, para luego someter a cada uno de sus elementos dicha deformada y obtener así sus respectivos esfuerzos.

La ecuación de diferencias finitas, relaciona varios puntos de la curva característica deformada, por lo tanto su solución es satisfactoria.

En el último, primero y penúltimo, la ecuación de diferencia finita tiene un grado de aproximación menor que el de la Planta típica, debido a que las condiciones de frontera son menores (3 y 4 pisos), mientras que en los otrso son 5 niveles los que intervienen.

- La deformada de la estructura, obtenida por la solución de las ecuaciones de diferencias finitas, deben de compararse con las obtenidas al analizar la placa o pared de corte considerándola como una viga Cantiliver y con la de los pórticos al aplicarsele sus respectivos esfuerzos.
- El porcentaje de error aceptable es el 10% del valor inicial.

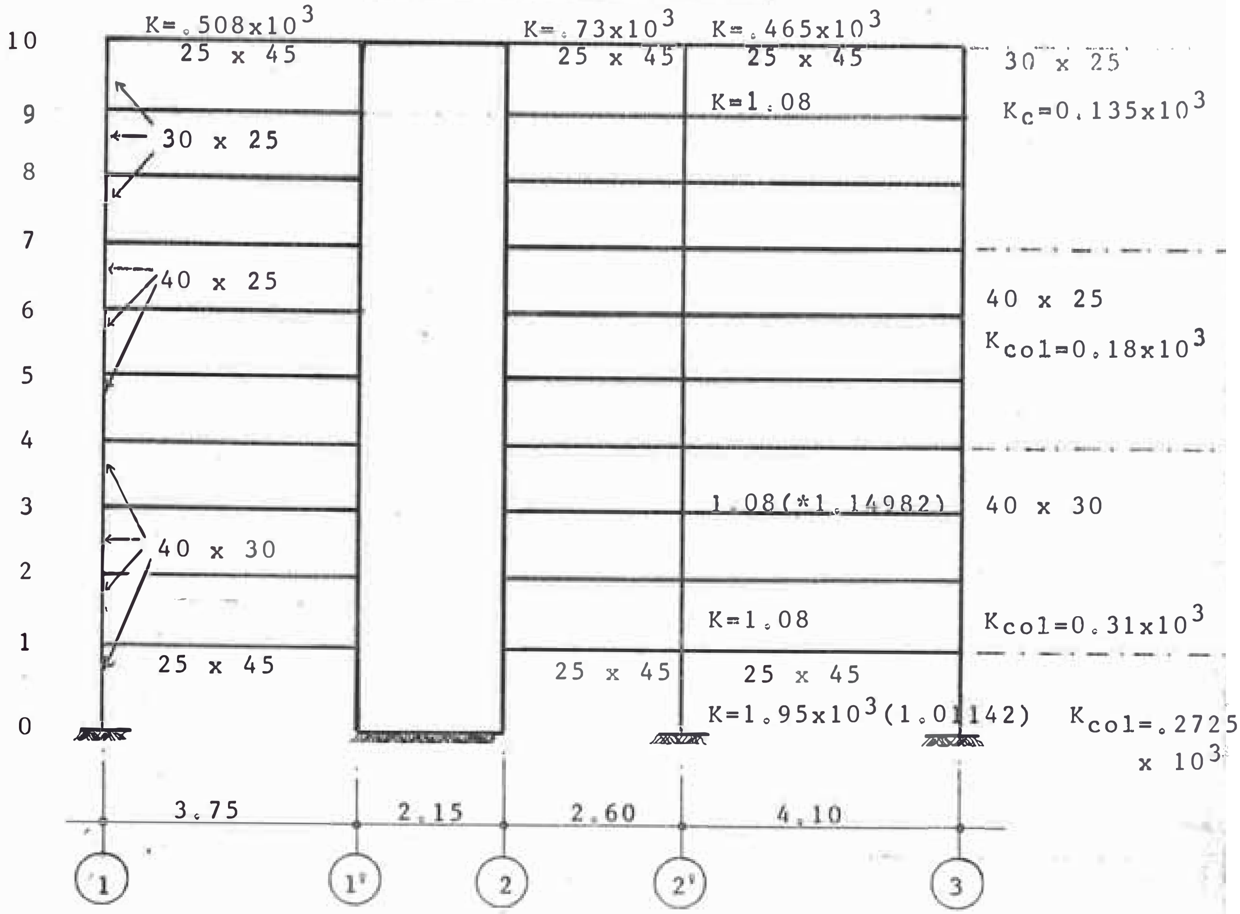
Al comparar las deflexiones de la estructura y de la placa se obtiene:

En ambos casos el error aceptable rige en todos los niveles excepto en el primer piso, es mucho mayor. Esto se debe a la consideración que hace "CARDAN" , el de considerar como punto de inflexión el centro de la columna, cosa que nunca sucede en el primer nivel.

- Cuando no hay variación en las rigideces de columnas y vigas el porcentaje de error es mucho menor, cosa que recomienda el autor; como sucede en el pórtico 2º.

ANALISIS SISMICO DIRECCION N-S PORTICO C y D

PORTICO C y D



$48E_{210} \div h_n = 0.385 \times 10^2$ Ton/cm^3 N = 10 5

$48E_{240} \div h_n = 0.410 \times 10^2$ Ton/cm^3 N = 4 2

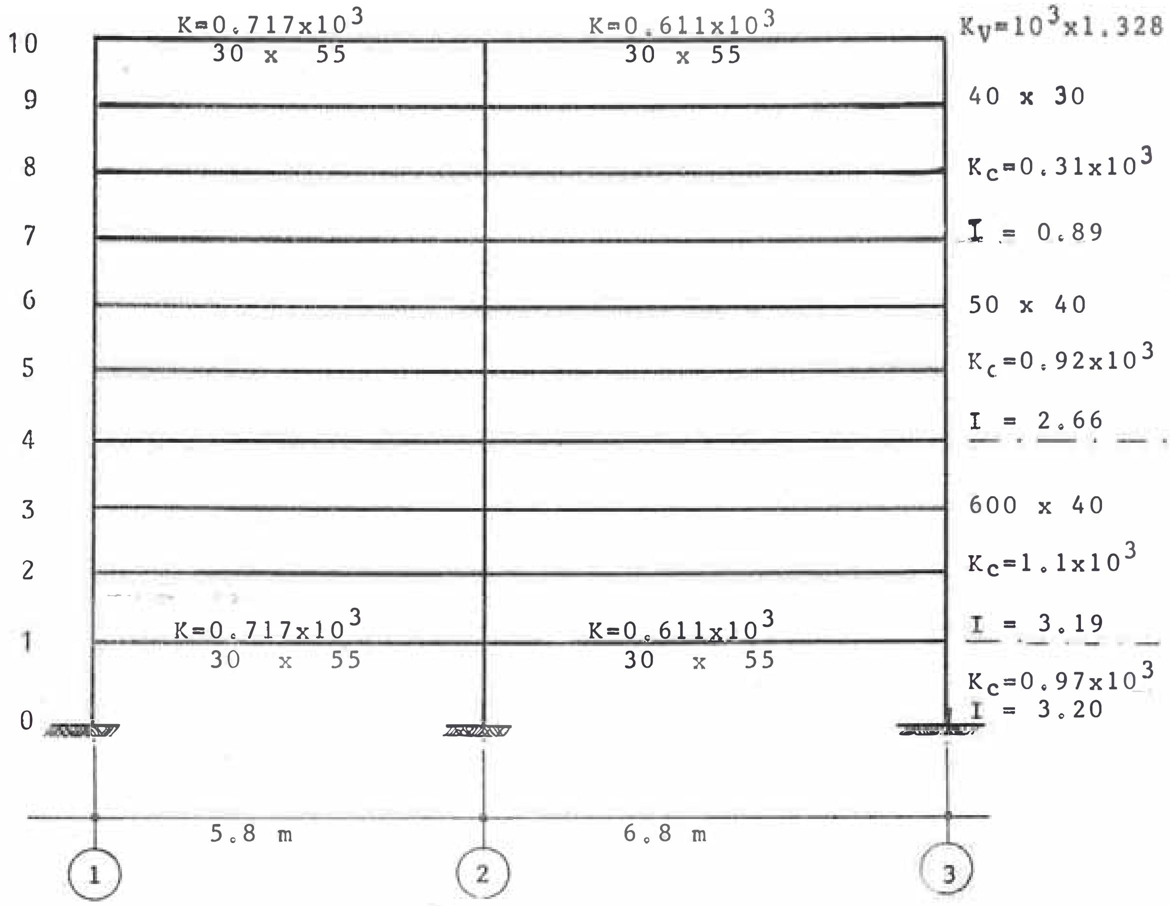
$48E_{240} \div h_n = 0.360 \times 10^2$ Ton/cm^3 N = 1

VALORES "K" PARA PORTICO DE CRUJIAS (2') - (3)

N	$4h \div \Sigma K_{cn}$	$\lvert h_M+h_N \rvert \div \Sigma K_{TM}$	$\lvert h_N+h_O \rvert \div \Sigma K_{TN}$	Σ	$K_N=\alpha/\Sigma$	N
10	0.922	1.246	0.623	2.791	14.80 Ton/cm	10
9-8	0.922	1.246	1.246	3.414	11.26	9-8
7-5	0.875	1.246	1.246	3.367	11.42	7-5
4-3	0.805	1.246	1.246	3.297	12.48	4-3
2	0.805	*1.280	1.246	3.331	12.30	2
1	1.082	1.280	-	2.362	15.22	1

$$K_{2*} = \frac{620}{465 + \frac{2 \times 122.25}{12}} = \frac{620}{(465 + 20.37) = 485.37}$$

PORTICOS B y G CONSTANTES DE WILBUR



$48E_{210} \div h_n = 48 \times 2.32 \times 10^2 \div 290 = 0.385 \times 10^2$ Ton/cm^3..... (10-5)

$48E_{240} \div h_n = 48 \times 2.47 \times 10^2 \div 290 = 0.410 \times 10^2$ Ton/cm^3..... (4-2)

$48E_{240} \div h_1 = 48 \times 2.47 \times 10^2 \div 330 = 0.360 \times 10^2$ Ton/cm^3..... (1)

N	4h K_{cn}	$(h_m+h_n) \div \Sigma K_{TM}$	$(h_n+h_o) \div \Sigma K_{TN}$	Σ	$K_N=\alpha/\Sigma$	N
10	1.246	0.436	0.218	1.900	20.25 Ton/cm	10
9-8	1.246	0.436	0.436	2.118	18.20	9-8
7-5	0.420	0.436	0.436	1.292	29.90	7-5
4-3	0.351	0.436	0.436	1.223	33.60	4-3
2	0.351	0.395	0.436	1.182	34.60	2
1	0.4550	0.395	-	0.850	42.50	1

COLUMNA $C2'$ PORTICO C, D (CONSTANTES ROTACION Y TRASLACION)

N	$10^3 \times K_{AC}$	$10^3 \times K_{AF}$	$10^3 \times K_{COL.i}$	$10^3 \times K_{COL.A}$	$10^3 \times \Sigma K$	$\frac{K_{AC}}{\Sigma K}$	$\frac{K_{AF}}{\Sigma K}$	$\frac{K_{COL}}{\Sigma K}$	N
10	.730	.465	1.08	----	2.275	0.327	0.204	0.475	10
9-2	.730	.465	1.08	1.08	3.355	0.217	0.139	0.322	9-2
1	.730	.465	0.95	1.08	3.225	0.226	0.144	.295	1
								.335	1

N	$\frac{K_{AC}}{\Sigma K}$	$\rho=1-\frac{K_{AC}}{\Sigma K}$	$\psi=\rho(1+\frac{2c}{a})$	$\frac{K_{AF}}{\Sigma K}$	$\psi-\frac{K_{AF}}{\Sigma K}$	$10^5\ M_{AC}$	N
10	0.327	0.673	0.8785	0.2040	0.6745	6.8540	10
9-5	0.217	0.783	1.0221	0.1390	0.8831	8.9737	9-5
4-2	0.217	0.783	1.0221	0.1390	0.8831	9.5540	4-2
1	0.226	0.774	1.0103	0.1440	0.8663	9.3721	1

N	$\frac{K_{AC}}{2\Sigma K}$	$\varphi=1-\frac{K_{AC}}{2\Sigma K}$	$\lambda=\varphi(1+\frac{x}{a})$	$\frac{K_{AF}}{2\Sigma K}$	$\lambda-\frac{K_{AF}}{2\Sigma K}$	$10^5 \times M_{CA}$	
10	0.1635	0.8365	1.0919	0.1020	0.9899	10.0590	10
9-5	0.1085	0.8915	1.1637	0.0695	1.0942	11.1188	9-5
4-2	0.1085	0.8915	1.1637	0.0695	1.0942	11 8377	4-2
1	0.1130	0.8870	1.1579	0.0720	1.0859	11.7479	1

N	$10^5 \times M_{AC}$	$10^5 \times M_{CA}$	$10^5 \times M_{AC}+M_{CA}$	$10^2 \times (M_{AC}+M_{CA})\frac{x}{a}=\alpha$	$10^3\ M_{EJE}=M_{CA}+\alpha$		
10	6.8540	10.0590	16.9130	5.1649	15.2239	-------	10
9-5	8.9737	11.1188	20.0925	6.1358	17.2546	-------	9-5
4-2	9.5540	11.8377	21.3917	6.5325	18.3702	-------	4-2
1	9.3721	11.7479	21.1200	6.4496	18.1975	-------	1

NOTA.- Los valores de los momentos multiplicados por cm^5

N	$10^5\ M_B$	$10^5 \times M_T$	$10^5\ (M_B+M_T)$	$10^2 \times \neq_B$	$\times 10^3\ V_d$		
10	6.3585	9.3798	15.7383	1.1715	5.4273	-------	10
9-5	6.3585	6.3585	12.7170	1.4500	4.3851	-------	9-6
5	6.7696	6.3585	13.1281	1.4954	4.5269	-------	5
4-3	6.7696	6.7696	13.5392	1.4500	4.6686	-------	4-3
2	7.0429	6.7696	13.8125	1.4786	4.7629	-------	2

COLUMNA 1: PORTICO C

$$M_{AC} = 6E\ K_{AC}\ \left(1 + \frac{Y}{a}\right)\left(1 - \frac{K_{AC}}{\Sigma K}\right) \phi$$

$$M_{CA} = 6E\ K_{AC}\ \left(1 + \frac{Y}{a}\right)\left(1 - \frac{K_{AC}}{2\Sigma K}\right) \phi$$

$$M_{COL} = 6E\ K_{AC}\ (1 + Y/a)\ (K_{COL}/\Sigma K)\ \phi$$

$$M_{EJE} = M_{CA} + \left(\frac{M_{AC}+M_{CA}}{a}\right) Y\ \phi$$

N	$K_{AC}x10^3$	$K_{COL}x10^3$	$Kx10^3$	$K_{AC}/\Sigma K$	$K_{AC}/2\Sigma K$	$\frac{K_{COLi}}{\Sigma K}, \frac{K_{COLs}}{\Sigma}$	N
10	0.508	.1350	.643	.788	.394	.212	10
9	0.508	.1350	.778	.652	.326	.174	9
8	0.508	.1350	.778	.652	.326	.174	8
7	0.508	.1800	.823	.616	.308	.219, .165	7
6	0.508	.1800	.874	.580	.290	210	6
5	0.508	.1800	.874	.580	.290	210	5
4	0.508	.3100	.998	.509	.255	311, 180	4
3	0.508	.3100	1.128	.448	.224	.276	3
2	0.508	.3100	1.128	.448	.224	.276	2
1	0.508	.2725	1.091	.465	.233	.250, .285	1

N	$M_T x10^5 \phi$	$M_B x10^5 \phi$	(M_T+M_B) x105	α B	$Zx10^2$	$Vx10^3 \phi$	N
10	2.3814	1.9545	4.3359	0.45	1.307	1.4952	10
9	1.9545	1.9545	3.9090	0.50	1.450	1.3479	9
8	1.9545	1.8535	3.8080	0.48	1.411	1.3135	8
7	2.4600	2.3589	4.8189	0.48	1.419	1.6617	7
6	2.3589	2.3589	4.7178	0.50	1.450	1.6282	6
5	2.3589	2.0219	4.3808	0.46	1.338	1.5106	5
4	3.7193	3.3007	7.0200	0.47	1.366	2.4161	4
3	3.3007	3.3007	6.6014	0.50	1.450	2.2763	3
2	3.3007	3.4084	6.7091	0.50	1.473	2.9713	2
1	2.9898			0.30	0.990	3.0200	1

$1+Y/a = 1 + 1.3560/3.75 = 1.3616$

$$6E\ K(1 + Y/a) \begin{cases} E_{210} \rightarrow 11.2331 \times 10^5 \text{ Ton-Cm.} \\ E_{240} \quad 11.9594 \times 10^5 \text{ Ton-Cm.} \end{cases}$$

N	$1-(\frac{K_{AC}}{\Sigma K})$	$1-\frac{K_{AC}}{2\Sigma K}$	$M_{AC}x10^5$	$M_{CA}x10^5$	$M_{AC}+M_{CA}$	$(M_{AC}+M_{CA})\frac{y}{CL}$	$10^5 \times M_{EJE}\ \phi$	N
10	.212	.606	2.3814	6.9195	9.3009	3.3632	10.2827	10
9	.348	.674	3.9091	7.5711	11.4802	4.1518	11.7229	9
8	.348	.674	3.9091	7.5711	11.4802	4.1518	11.7229	8
7	.384	.692	4.3135	7.7733	12.0868	4.3705	12.1438	7
6	.420	.710	4.7179	7.9755	12.6934	4.5899	12.5654	6
5	.420	.710	4.7179	7.9755	12.6934	4.5899	12.5654	5
4	.491	.745	5.8721	8.9097	14.7818	5.3451	14.2548	4
3	.552	.776	6.6016	9.2805	15.8821	5.7429	15.0234	3
2	.552	.776	6.6016	9.2805	15.8821	5.7429	15.0234	2
1	.535	.767	6.3982	9.1728	15.5710	5.6304	14.8032	1

COLUMNA 3: PORTICO C

$M = 6E\ K_{AC}\ K_{AB}/\Sigma K\ \emptyset$

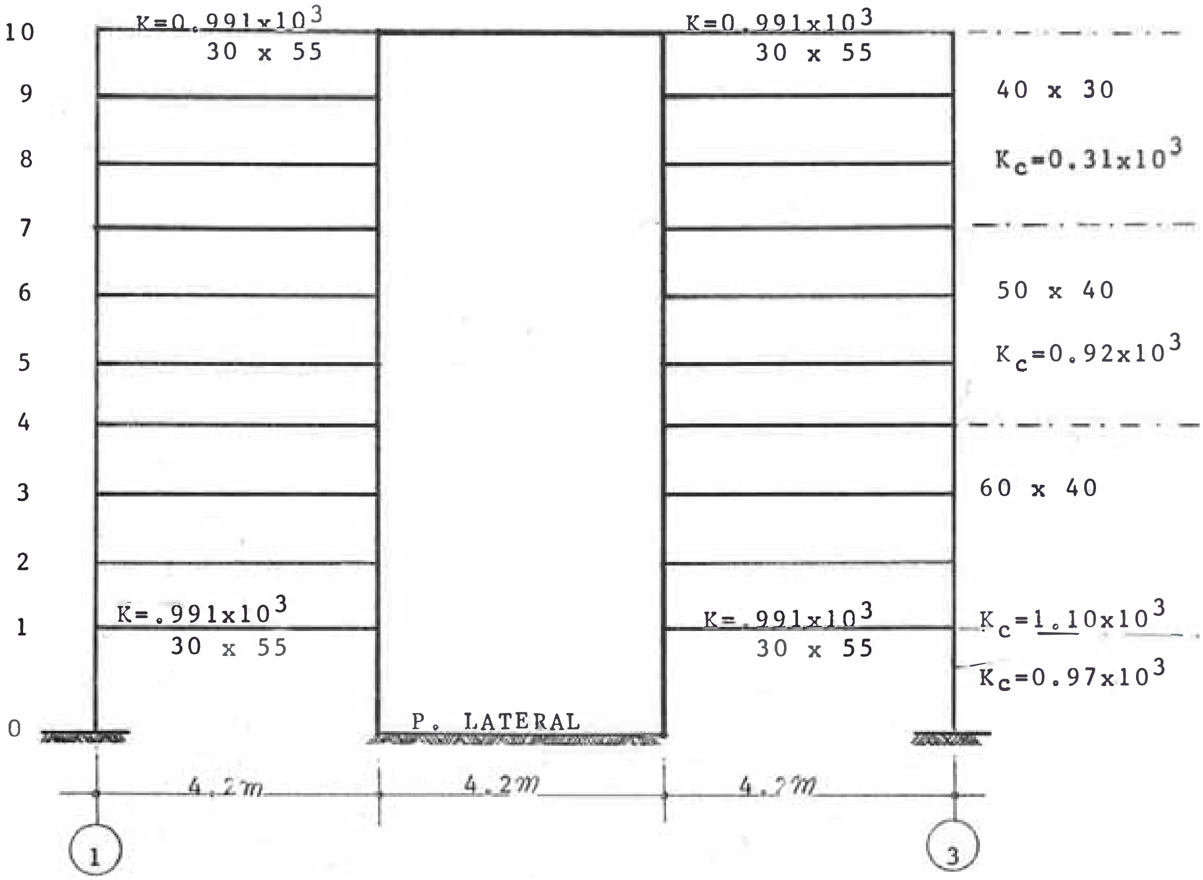
$6E_{210}\ K_{AC} = 6 \times 2.32 \times 0.465 \times 10^5 = 6.475 \times 10^5$ Ton-Cm.

$6E_{240}\ K_{AC} = 6 \times 2.47 \times 0.475 \times 10^5 = 6.900 \times 10^5$ Ton-Cm.

N	ΣK	KL/ΣK Kδ/ΣK	$M_T\ \emptyset$	$M_B\ \emptyset$	$(M_B+M_T)\emptyset$	Z	$Vx10^3\ \emptyset$	N
10	.600	.255, 0	1.450	1.185	2.635	1.360	.870	10
9	.735	184	1.185	1.185	2.370	1.450	.820	9
8	.735	184	1.185	1.190	2.375	1.460	.815	8
7	.780	.231, .184	1.490	1.400	2.890	1.405	.996	7
6	.831	.216	1.400	1.400	2.800	1.450	.965	6
5	.831	.216	1.400	1.226	2.626	1.355	.908	5
4	.955	.325, .189	2.250	1.976	4.226	1.355	1.460	4
3	1.085	.286	1.976	1.976	3.952	1.450	1.360	3
2	1.085	.286	1.276	2.025	4.001	1.470	1.360	2

NOTA: MOMENTOS EN TON-CM
CORTES EN TON

P O R T I C O   A y F



NOTA.- Las rigideces de columnas y vigas están en cm^3

$$M_{AC} = 6EK_{AC}\left(1+\frac{b}{2a}\right)\left(1-\frac{K_{AC}}{\Sigma K}\right)\varnothing$$

$$M_{CA} = 6E_{AC}\left(1+\frac{b}{2a}\right)\left(1-\frac{K_{AC}}{2\Sigma K}\right)\varnothing$$

$$M_{Col} = 6EK_{AC}\left(1+\frac{b}{2a}\right)(K_{col}/\Sigma K)\varnothing$$

$$R = M_{EJE} = \left[M_{CA} + (M_{CA}+M_{AC})\frac{b}{2a}\right]\varnothing$$

$$1+\frac{b}{2a} = 1+\frac{4.2}{2\times 4.2} = 1 + 0.5 = 1.5$$

$$6E_{210}\,K_{AC}\left(1+\frac{b}{2a}\right) = 6x2.32x10^2x0.876x10^3x1.5=18.5x10^5 \text{ Ton-cm.}$$

$$6E_{240}\,K_{CA}\left(1+\frac{b}{2a}\right) = 6x2.47x10^2x0.876x10^3x1.5=19.4x10^5 \text{ Ton-cm.}$$

$$K_T' = V = \frac{M_B}{Z} = M_B/\frac{M_B}{M_B+M_T}.h = \frac{M_B}{\alpha h} \text{ Ton.}$$

$$K_T = \frac{V}{\Delta} = \frac{V}{\varnothing h}$$

CONSTANTES TRASLACION Y ROTACION PORTICOS A y F

N	$10^3 \times K_{AC}$	$10^3 \times K_{COL}$	$10^3 \times \Sigma K$	$\frac{K_{AC}}{\Sigma K}$	$\frac{K_{AC}}{2\Sigma K}$	$\frac{K_{ci}}{\Sigma}$	$\frac{K_{cs}}{\Sigma}$	N
10	0.876	0.310	1.186	.730	.365	. 27		10
9	0.876	0.310	1.496	.586	.293	.207		9
8	0.876	0.310	1.496	.586	.293	.207		8
7	0.876	0.920	2.106	.416	.208	.438	.1470	7
6	0.876	0.920	2.716	.322	.161	.349		6
5	0.876	0.920	2.716	.322	.161	.349		5
4	0.876	1.100	2.896	.303	.152	.380	.3160	4
3	0.876	1.100	3.076	.285	.142	.358		3
2	0.876	1.100	3.076	.285	.142	.358		2
1	0.876	0.970	2.946	.298	.149	.330	.3750	1

N	$10^5 \times M_T$	$10^5 \times M_B$	$10^5 \times M_T+M_B$	α	$10^2 \times \Sigma$	$10^3 \times V\phi$		N
10	5.00	3.880	8.88	.43	1.24	3.112	----	10
9	3.88	3.880	7.76	.50	1.45	2.690	----	9
8	3.88	2.690	6.57	.41	1.16	2.300	----	8
7	8.10	6.250	14.35	.43	1.26	4.950	----	7
6	6.25	6.250	12.50	.50	1.45	4.331	----	6
5	6.25	5.780	12.03	.48	1.39	4.150	----	5
4	7.40	6.950	14.35	.48	1.40	4.950	----	4
3	6.95	6.950	13.90	.50	1.45	4.800	----	3
2	6.95	7.280	14.23	.51	1.48	4.900	----	2
1	6.40	3.700	10.10	.40	1.34	4.790	----	1

N	$1-\frac{K_{AC}}{\Sigma K}$	$1-\frac{K_{AC}}{2\Sigma K}$	$10^5 \times M_{AC}$	$10^5 \times M_{CA}$	$10^5\ \Psi$	$\Psi \frac{b}{2a}$	$10^5 \times M_{EJE}$	N
10	.270	.645	5.00	11.90	16.90	8.45	20.35	10
9	.414	.707	7.66	13.10	20.76	10.38	23.48	9
8	.414	.707	7.66	13.10	20.76	10.38	23.48	8
7	.584	.792	10.79	14.70	25.49	12.74	27.44	7
6	.678	.839	12.50	15.50	28.00	14.00	29.50	6
5	.678	.839	12.50	15.50	28.00	14.00	29.50	5
4	.697	.848	13.10	16.45	29.55	14.78	31.23	4
3	.715	.858	13.86	16.60	30.46	15.23	31.83	3
2	.715	.858	13.86	16.60	30.46	15.23	31.83	2
1	.702	.851	13.60	16.50	30.10	15.05	31.55	1

NOTA.- $\Psi = M_{AC} + M_{CA}$

$M_T = 18.5 \times 10^5 \times K_{ci}/\Sigma K$ (TON-CM)

$M_B = 19.4 \times 10^5 \times K_{cs}/\Sigma K$ (TON-CM)

V EN TON

CUADRO DE CONSTANTES K_T, R PARA CADA PORTICO Y PARA TODO EL EDIFICIO

N		C, D					PORTICOS C,D K_T	R	K_T	R	K_T TON TON/CM	R TON-CM $\times 10^5$ TON $\times 10^3$	N
	TON	TON	10^5 TON-CM	$\times 10^5$ TON-CM	TON	TON	TON	$\times 10^5$ TON-CM	TON	10^5 TON-CM			
10	5873	1495	10.2830	10.0590	5427	870	7792	20.3420	6240	40.70	39.7780 137.1655	122.0840 42.0979	10
9	5278	1347	11.7229	11.1188	4385	820	6552	22.8417	5380	46.96	34.4200 118.7896	153.2834 52.8563	9
8	5278	1313	11.7229	11.1188	4385	815	6513	22.8417	4600	46.96	32.7820 113.0414	153.2834 52.8656	8
7	8671	1662	12.1438	11.1188	4385	996	7043	23.2626	9900	54.880	51.2280 176.6483	156.2852 53.8914	7
6	8671	1628	13.5654	11.1180	4385	965	6978	23.6842	8662	59.00	48.6220 167.6620	165.3684 57.0235	6
5	8671	1511	12.5654	11.1188	4527	908	6946	23.6842	8300	59.00	47.8340 164.9450	165.3684 57.0235	5
4	9745	2416	14.2548	11.8377	4668	1460	8544	26.0925	9900	62.46	56.3780 194.4068	177.1050 61.0706	4
3	9745	2276	15.0234	11.8377	4668	1360	8304	26.8611	9600	63.63	53.2980 183.7862	180.9828 62.4078	3
2	10000	2971	15.0234	11.8377	4763	1380	9114	26.8611	9800	63.63	57.8290 129.4068	180.9828 62.4078	2
1	14025	3020	14.8032	11.7479	2512	2512	8045	26.5511	9580	63.10	63.3000 191.8181	179.3022 54.3340	1

ECUACIONES DE DESPLAZAMIENTOS - DIFERENCIAS FINITAS PRIMER CASO

N	Y_{10}	Y_9	Y_8	Y_7	Y_6	Y_5	Y_4	Y_3	Y_2	Y_1	$10^{-4}\frac{P}{S}$	N
10	1.0798	-2.0687	0.9888								112.6431	10
9	-2.0687	5.1087	-4.0289	0.9888							47.5274	9
8	0.9888	-4.0289	6.0788	-4.0275	0.9886						42.5578	8
7		0.9888	-4.0275	6.0936	-4.0430	0.9880					37.8562	7
6			0.9886	-4.0430	6.1071	-4.0408	0.9880				32.9354	6
5				0.9880	-4.0408	6.1058	-4.0401	0.9871			27.6979	5
4					0.9880	-4.0400	6.1126	-4.0473	0.9868		22.1437	4
3						0.9871	-4.0473	6.1180	-4.0447	0.9868	16.9062	3
2							0.9868	-4.0447	6.1212	-4.0845	11.9032	2
1								0.9868	-4.0485	7.1333	9.0028	1

CALCULO DEL CORTE EN EL MURO

$$V_{MURO} = V_{TOTAL} - V_{PORTICOS}$$

FUERZAS QUE TOMAN LOS PORTICOS

N	K_i	K_i+K_{i+1}	K_{i+1}	Y_i cm	$-K_1(Y_{i-1})$	$+(K_i+K_{i+1} \times Y_i$	$-K_{i+1}(Y_{i+1}$	F	N
10	137.1655		.2062	1.8618				28.2835	10
9	118.6896	255.8553	137.1655	1.6546	170.8892	423.3348	255.3747	-2.9291	9
8	113.0414	231.7310	118.7896	1.4398	137.6279	333.6463	196.3838	- .3654	8
7	176.6483	289.6897	113.0414	1.2175	175.2351	352.6972	162.7570	14.7051	7
6	167.6620	334.3103	176.6483	.9920	128.5632	341.5558	215.0693	-2.0767	6
5	164.9450	332.6070	167.6620	.7668	90.5548	255.0430	166.3207	-1.8325	5
4	194.4068	359.3518	164.9450	.5490	67.8090	197.2841	126.4798	2.9953	4
3	183.6862	378.1930	194.4068	.3488	32.6139	131.9137	106.7293	-7.5295	3
2	199.4068	383.1930	183.7862	.1780	10.6283	68.2083	64.1046	-6.5242	2

Las cargas anteriores se han encontrado con las siguientes relaciones :

$$F_N = K_N(Y_N - Y_{N-1})$$

$$F_L = - K_L\ Y_{L-1} + Y_L(K_N + K_L) - 4Y_{L+1}\quad K_{L+1}$$

$$F_i = - K_i\ Y_{i-1} + Y_i(K_i + K_{i+1}\ ) - Y_{i+1}\quad K_{i+1}$$

$$F_1 = K_{1y1} - K_2(Y_2 - Y_1)$$

En el cuadro de arriba, en la columna Y_i se ha anotado los despla - zamientos de cada piso del edificio, los cuales han sido hallados con un programa Fortram.

Luego las fuerzas que toman los muros son:

N	F.TOTAL	F.PORTICOS	F.MUROS	CORTES	N
10	46.24	28.28	17.96	17.96	10
9	19.51	- 2.93	22.44	40.40	9
8	17.47	- 0.36	17.83	58.23	8
7	15.54	14.70	0.84	59.07	7
6	13.52	- 2.08	15.60	74.67	6
5	11.37	- 1.83	13.20	87.87	5
4	9.09	3.00	6.09	93.96	4
3	6.94	- 7.53	14.47	108.43	3
2	4.64	- 6.52	11.16	119.59	2
1	2.51	-14.64	17.15	136.74	1

MOMENTOS DE VIGAS QUE INCIDEN EN LOS MUROS Y CARGAS LATERALES AL MURO

Como se conocen los valores totales de los momentos de corrección y los cortes o cargas totales que toma el muro equivalente, el problema inmediato es repartir dichos valores a cada muro particular.

La solución al problema obedece a un análisis rigurosamente científico y matemático que se aplique con criterio ingenieril, tema que es muy amplio y que cae fuera del alcance de este trabajo, por lo que se aplicarán criterios prácticos, que si se comprueban experimentalmente en la práctica, habrán cumplido su cometido con un coeficiente de seguridad para la estructura.

Para los momentos de las vigas, estos serán repartidos proporcionalmente a los momentos por unidad de giro. En la tabla que se presenta a continuación, el coeficiente α_L se refiere al momento de oposición de las vigas que inciden en cada placa lateral; el coeficiente α_S se refiere a la suma de momentos de las vigas que inciden en el pórtico "C" o "D" con el ascensor (o se la mitad del momento que se opone a la deflexión en voladizo de la caja del ascensor).

$\alpha_L = R_L/2(R_T + R_L)$

N	R.LATERAL	R.ASCENSOR	ΣR	α_L	α_A	N
10	40.70	20.34	66.04	.334	.666	10
9	46.36	22.84	76.64	.307	.193	9
8	46.36	22.84	76.64	.307	.193	8
7	54.88	23.26	78.14	.357	.143	7
6	59.00	23.68	82.68	.357	.143	6
5	59.00	23.68	82.68	.357	.143	5
4	62.46	26.09	88.55	.354	.146	4
3	63.63	26.86	90.49	.351	.149	3
2	63.63	26.86	90.49	.351	.149	2
1	63.10	26.55	89.65	.362	.148	1

Para las cargas laterales, las cargas totales se repartiran proporcionalmente a las inercias de los muros o lo que es lo mismo a sus rigideces, como en el caso anterior, se considerará la mitad de la inercia del ascensor para obtener las cargas sobre cada pórtico C ó D; puesto que la sección transversal de los muros permanece constante en cada piso, los coeficientes para distribuir las cargas laterales serán:

Placa Lateral $\beta_L = \dfrac{I_L}{2I_L+I_A} = \dfrac{1.5435}{2x1.5435+1.2317} = \dfrac{1.5435}{4.3187} = .3575$

Placa Ascensor (Eje C) $\beta_A = \dfrac{I_A/2}{2I_L + I_A} = 1/2(1-0.3573 \times 2)$

$\beta_A = 1/2 \ (\ 0.2854\ )$

$\beta_A = 0.1427$

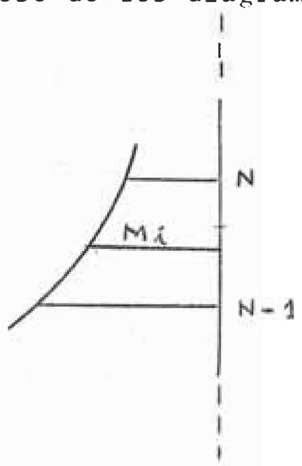
VERIFICACION DE ROTACIONES Y DEFLEXIONES DE LOS MUROS

Para esta verificación, se considera el muro como una viga en Cantiliver, la que tiene en cada piso cargas horizontales que produce la deformación libre del muro, y momentos debido a las vigas en cada extremo del muro que es opuesto al giro anterior y es pues una corrección a la deformada libre.

Aplicando teoremas conocidas de la resistencia de los materiales es posible calcular en cada piso la rotación y la deflexión relativa de un piso respecto a otro, valiéndose de los diagramas de momentos.

$$\theta_N = \Sigma \frac{M_i h_i}{EI}$$

$$\delta_B = h \ \Sigma \frac{M_i h_i}{EI} + 1/2 \ \ M_i h^2$$



M_i = Momento de la mediana

COMPROBACION DE ROTACIONES PARA EL MURO EQUIVALENTE. DIFERENCIAS FINITAS. PRIMER CASO

N	Ton V_{TOTAL}	Ton $V_{PORTICO}$	Ton V_{MURO}	Ton-m $V_m.h$	Ton-m M_{VOLADO}	Ton-m $\times 10^4$ R/ϕ	10^{-6} x ϕ_i	M_R	ΣM_R M_{MURO}	$\bar{M}' \times 10^6$ M_m/EI	$\times 10^{-6}$ α	10^{-6} θ	N
10	46.24	28.28	17.96	52.07	0	12.20	714.48	87.23	87.23 - 87.23	- 8.723		676.21	10
9	65.75	25.35	40.40	117.15	52.07	15.32	727.76	111.56	198.79 -146.42	-14.672	- 14.77 - 19.08	710.11	9
8	83.22	24.99	58.23	168.87	169.22	15.32	753.62	127.53	326.32 -157.10	-15.710	- 21.61 - 22.35	754.07	8
7	98.76	39.70	59.06	171.29	338.09	15.73	772.06	120.66	446.98 -108.91	-10.891	- 20.99 - 17.50	792.56	7
6	112.28	37.62	74.66	216.52	509.38	16.54	777.06	128.50	575.48 - 66.10	- 6.610	- 14.21 - 11.11	817.88	6
5	123.65	35.78	87.67	254.81	725.90	16.54	763.79	126.31	701.79 24.11	2.411	- 7.05 0.91	824.02	5
4	132.74	38.78	93.95	272.48	980.71	17.71	720.68	127.64	829.43 151.28	15.128	8.10 17.30	798.62	4
3	139.68	31.26	108.42	305.00	1285.71	18.10	639.65	115.76	945.19 340.52	34.052	28.70 42.50	727.42	3
2	144.32	24.74	119.58	285.00	1670.71	18.10	509.48	92.21	1037.40 533.31	53.331	56.30 70.02	601.10	2
1	146.82	10.10	136.72	451.20	2121.91	17.93	161.51	28.96	1066.36 1055.51	105.55	96.10 134.00	671.00	1
0					2573.11				1066.36 1506.75	150.57	169.00 202.00		0

EI = 10.0193 x 10^6 Ton - m^2.

M_R = MOMENTO DE VIGAS QUE INCIDEN EN EL MURO

COMPROBACION DE GIROS - METODO DIFERENCIAS FINITAS PLACA LATERAL PRIMER CASO

N	TON V	TON-M Vh	TON-M MVOL	TON-M MCORR	TON-M MMURO	$M^{-1} \times 10^{-6}$ M/EI	10^{-6} AREAS	10^{-6} ϕ	10^{-6} ϕ_i	N
10	6.42	18.65	0	29.00	-29.00	- 8.10		734.41	728.80	10
9	14.44	41.90	18.75	63.25	-44.60	-12.45	-13.26 -16.64	764.07	740.85	9
8	20.81	60.50	60.55	102.35	-41.80	-11.65	-17.75 -17.20	799.02	765.19	8
7	21.11	61.20	121.05	144.65	-23.60	- 6.60	-15.00 -11.40	825.42	784.11	7
6	26.68	77.25	182.25	190.65	- 8.40	- 2.34	- 8.00 - 4.94	838.36	790.16	6
5	31.40	91.00	259.50	235.90	23.60	6.60	- 0.99 6.75	832.60	776.97	5
4	33.57	97.40	350.50	280.90	69.60	19.40	14.20 23.40	795.00	734.45	4
3	38.74	112.20	447.90	321.50	126.40	35.45	33.90 45.50	715.60	653.12	3
2	42.73	124.00	560.10	354.00	206.10	57.50	59.10 75.50	581.00	520.87	2
1	48.86	161.00	684.10	364.16	319.94	89.15	95.00 117.50	368.50	179.14	1
0			845.10	364.16	480.94	134.70	166.00 202.50	0	0	0

EI = 3.5809 x 10^6 Ton. - m^2

COMPROBACION DE GIROS - METODOS DIFERENCIAS FINITAS - PLACA ASCENSOR - PRIMER CASO

N	TON V	TON-M Vh	TON-M M_{VOL}	TON-M M_{CORR}	TON-M M	$m^{-1} \times 10^{-6}$ M/EI	10^{-6} AREAS	10^{-6} ϕ	10^{-6} ϕi	N
10	2.56	7.42	0	14.61	-14.61	-10.22		333.76	728.80	10
9	5.76	16.70	7.42	36.14	-28.72	-20.17	-18.40 -25.60	377.76	740.40	9
8	8.30	24.10	24.12	60.81	-36.69	-25.70	-31.25 -35.25	444.26	765.19	8
7	8.42	24.50	48.22	68.84	-30.62	-21.45	-35.76 -32.60	512.62	784.11	7
6	10.65	30.90	72.72	97.09	-24.37	-17.05	-29.50 -26.30	568.47	790.16	6
5	12.53	36.25	103.72	114.99	-11.37	- 7.97	-21.50 -14.80	604.72	776.97	5
4	13.40	39.90	139.87	133.81	6.06	4.25	- 7.20 2.34	609.58	734.45	4
3	15.46	44.80	179.77	151.09	28.68	20.12	11.93 23.40	574.25	653.12	3
2	17.05	49.50	224.57	164.70	59.87	41.90	37.25 52.80	484.20	520.87	2
1	19.49	64.50	274.07	169.02	105.05	73.50	72.20 95.00	317.00	179.14	1
0			338.57	169.02	169.55	118.70	140.00 177.00	0	0	0

$EI = 1.3287 \times 10^{6}$ Ton-m^2

COMPROBACION DE DEFLEXIONES PARA PLACA EQUIVALENTE. PRIMER CASO. DIFERENCIAS FINITAS

	N	$\frac{M}{EI}$ (m^{-1})	$\frac{M_i}{EI} = A_i$	$A_i h_i$	$\Sigma A_i h_i$	$h_i \Sigma A_i h_i$ (m)	$\frac{M_i h_i^2}{2EI}$ (m)	δ_B (m)	δ_N (m)	N	
	10	5.2	2.1	6.1	2781	8065	9	8074	67976	10	
	9	16.9	11.1	32.0	2775	8047	46	8093	59903	9	
V	8	33.8	25.4	73.5	2743	7955	106	8061	51810	8	V
O	7	50.9	42.4	123.0	2670	7743	178	7921	43748	7	O
L	6	72.6	66.7	193.0	2547	7386	280	7666	35827	6	L
A	5	98.1	85.3	247.5	2354	6876	359	7185	28161	5	A
D	4	128.6	113.3	327.8	2107	6110	475	6585	20976	4	D
O	3	167.1	147.8	429.1	1779	5152	672	5824	14391	3	O
	2	212.2	189.6	578.0	1350	4215	838	5053	8567	2	
	1	257.3	234.7	772.0	772	2239	1275	3514	3514	1	
C	10	8.7	8.7	25.3	1847	5456	37	5493	42582	10	C
O	9	19.9	19.9	58.2	1822	5283	83	5366	37089	9	O
R	8	32.6	32.6	95.0	1764	5115	137	5252	31723	8	R
R	7	44.7	44.7	130.0	1669	4840	188	6728	26471	7	R
E	6	57.5	57.5	167.0	1539	4463	242	4705	19743	6	E
C	5	70.2	70.2	204.0	1372	3979	295	4274	15038	5	C
C	4	82.9	82.9	240.0	1168	3387	348	3735	10764	4	C
I	3	94.5	94.5	274.0	928	2691	397	3088	7029	3	I
O	2	103.7	103.7	300.0	654	1897	435	2332	3941	2	O
N	1	106.6	106.6	354.0	354	1027	582	1602	1609	1	N
Δ	25394	22814	20087	17277	16084	13123	10212	7362	4626	1905	Δ
Δi	18618	16546	14398	12175	9920	7668	5490	3488	1780	533	Δi
N	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	N

NOTA TODOS LOS VALORES AFECTADOS DE 10^{-6}

Δ EN m

COMPROBACION DE DEFLEXIONES EN PLACA LATERAL. PRIMER CASO. DIFERENCIAS FINITAS

	N	$\bar{M}^{1}\,\frac{M}{EI}$	$\bar{M}^{1}\,\frac{M_i}{EI}$	$A_i h_i$	$\Sigma A_i h_i$	$\overset{M}{h_i \Sigma A_i h_i}$	$\frac{M_i h_i^2}{2EI}$	δ_B^{M}	δ_N^{M}	N	
VOLADO	10	5.20	2.6	7.5	2599	7537	11	7522	54683	10	VOLADO
	9	16.90	11.1	32.3	2590	7511	47	7488	47341	9	
	8	33.75	25.3	70.3	2566	7441	101	7319	39852	8	
	7	50.78	42.3	122.5	2489	7218	178	7039	32814	7	
	6	72.40	61.6	178.5	2366	6861	259	6604	25775	6	
	5	98.00	85.2	246.5	2188	6345	358	5987	19171	5	
	4	125.00	111.5	324.0	1941	5629	470	5159	13184	4	
	3	156.00	140.6	410.0	1617	4689	593	4093	8025	3	
	2	191.00	173.6	503.0	1207	3500	730	2772	3932	2	
	1	236.00	213.5	704.0	704	2042	1160	1160	1160	1	
CORRECCION	10	8.10	8.10	23	1723	4997	34	4964	33540	10	CORRECCION
	9	17.65	17.65	51	1700	4930	74	4956	28576	9	
	8	28.55	28.55	83	1649	4882	120	4661	23620	8	
	7	40.35	40.35	117	1566	4541	170	4374	18959	7	
	6	53.12	53.12	154	1449	4204	223	3978	14585	6	
	5	65.80	65.80	190	1295	3755	276	3481	10605	5	
	4	78.00	78.00	225	1105	3205	327	2879	7124	4	
	3	89.60	89.60	260	880	2552	376	2174	4245	3	
	2	98.80	98.80	285	620	1798	414	1519	2071	2	
	1	101.00	101.00	335	335	1105	552	552	552	1	
Δ	21325	18765	16230	13855	11190	8566	6060	3780	1861	608	Δ
Δi	18618	16546	14398	12175	9920	7668	5490	3488	1780	533	Δi
N	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	N

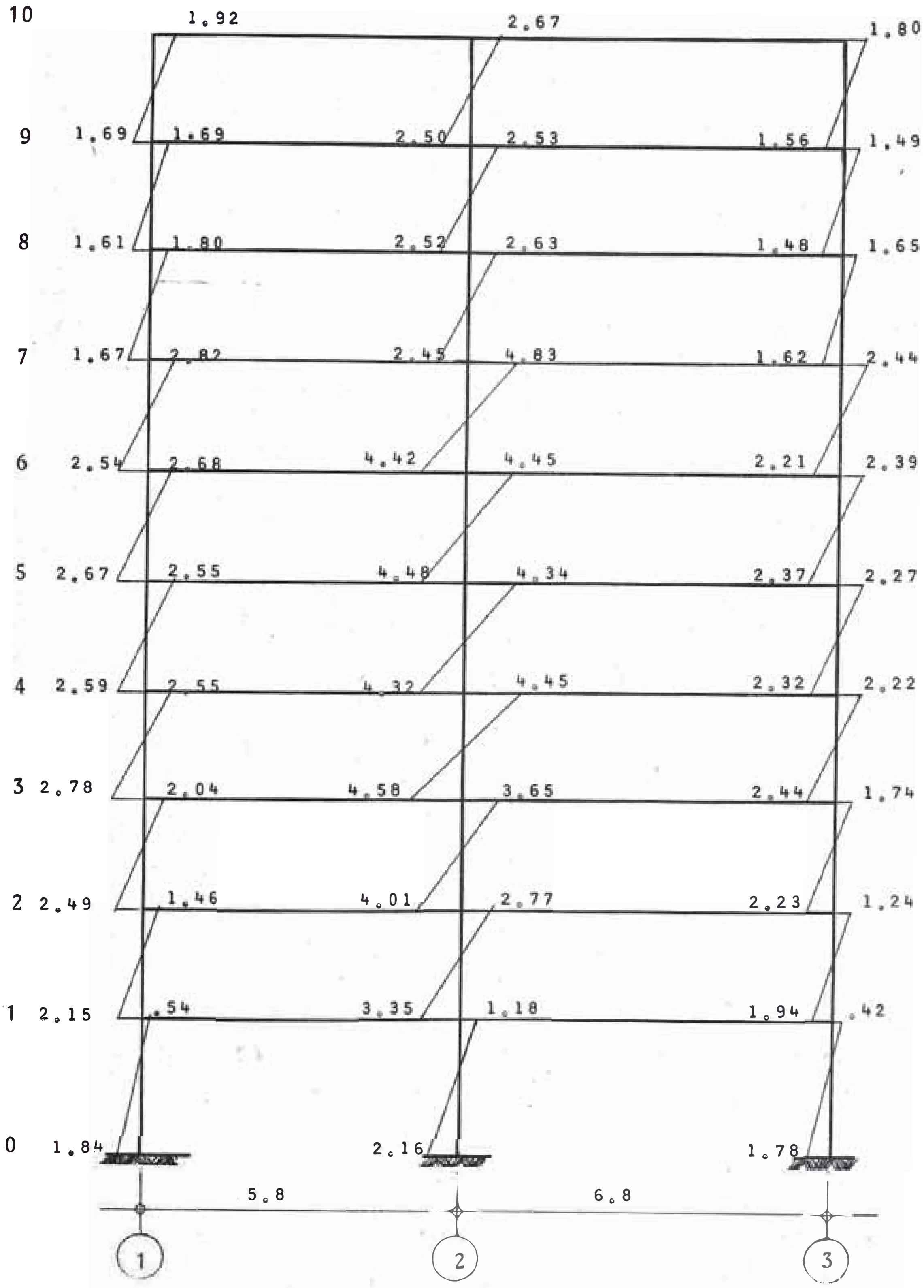
NOTA TODAS LAS COLUMNAS AFECTADAS EN 10^{-6}

COMPROBACION DE DEFLEXIONES EN PLACA DE ASCENSOR. PRIMER CASO. DIFERENCIAS FINITAS

	N	m^{-1} $\frac{M}{EI}$	m^{-1} $\frac{M_i}{EI}$	$A_i h_i$	$\sum A_i h_i$	m $h_i \sum A_i h_i$	$\frac{M_i h_i^2}{2EI}$	m δ_B	m δ_N	N	
	10	5.18	2.59	7.5	2618	7692	11	7703	62073	10	
	9	18.63	11.00	31.9	2610	8093	46	8139	54370	9	
V	8	33.79	25.31	73.3	2578	7478	106	7584	46231	8	V
O	7	50.90	42.35	122.5	2505	7266	177	6443	38646	7	O
L	6	72.50	61.70	179.0	2383	7387	259	7646	31203	6	L
A	5	97.80	81.15	247.0	2204	6391	358	7649	23556	5	A
D	4	125.70	111.75	324.0	1957	5675	469	7206	16807	4	D
O	3	152.20	141.45	420.0	1633	4736	598	4137	11601	3	O
	2	191.80	174.50	507.0	1213	3518	735	4252	7463	2	
	1	236.60	214.20	706.0	706	2047	1163	3210	3210	1	
C	10	10.22	10.22	29.6	2018	5853	43	5896	31977	10	C
O	9	25.35	25.35	73.5	1989	5767	106	5874	26080	9	O
R	8	42.50	42.50	123.3	1915	5554	178	5733	31954	8	R
R	7	55.10	55.10	160.0	1792	5197	232	5429	26222	7	R
E	6	68.00	68.00	197.0	1632	4733	285	5018	20793	6	E
C	5	80.50	80.50	233.0	1435	4161	337	4498	15775	5	C
C	4	93.60	93.60	271.0	1202	3486	393	3879	11276	4	C
I	3	105.60	105.60	305.0	931	2700	444	3144	7398	3	I
O	2	115.30	115.30	334.0	626	1815	485	2300	4253	2	O
N	1	118.60	118.60	392.0	392	1305	648	1953	1953	1	N
Δ Δi	30096 18618	28290 16546	14277 14398	12424 12175	10410 9920	7781 7668	5531 5490	4203 3488	3210 1780	1257 533	Δ Δi
N	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	N

NOTA TODOS LOS VALORES AFECTADOS DE 10^{-6}

MOMENTOS EN COLUMNAS PORTICOS B y F DIFERENCIAS FINITAS (CASO I)



CONSIDERANDO COEFICIENTES ANTERIORES SE TABULARAN LOS MOMENTOS Y CORTES

MOMENTOS DE CORRECCION :

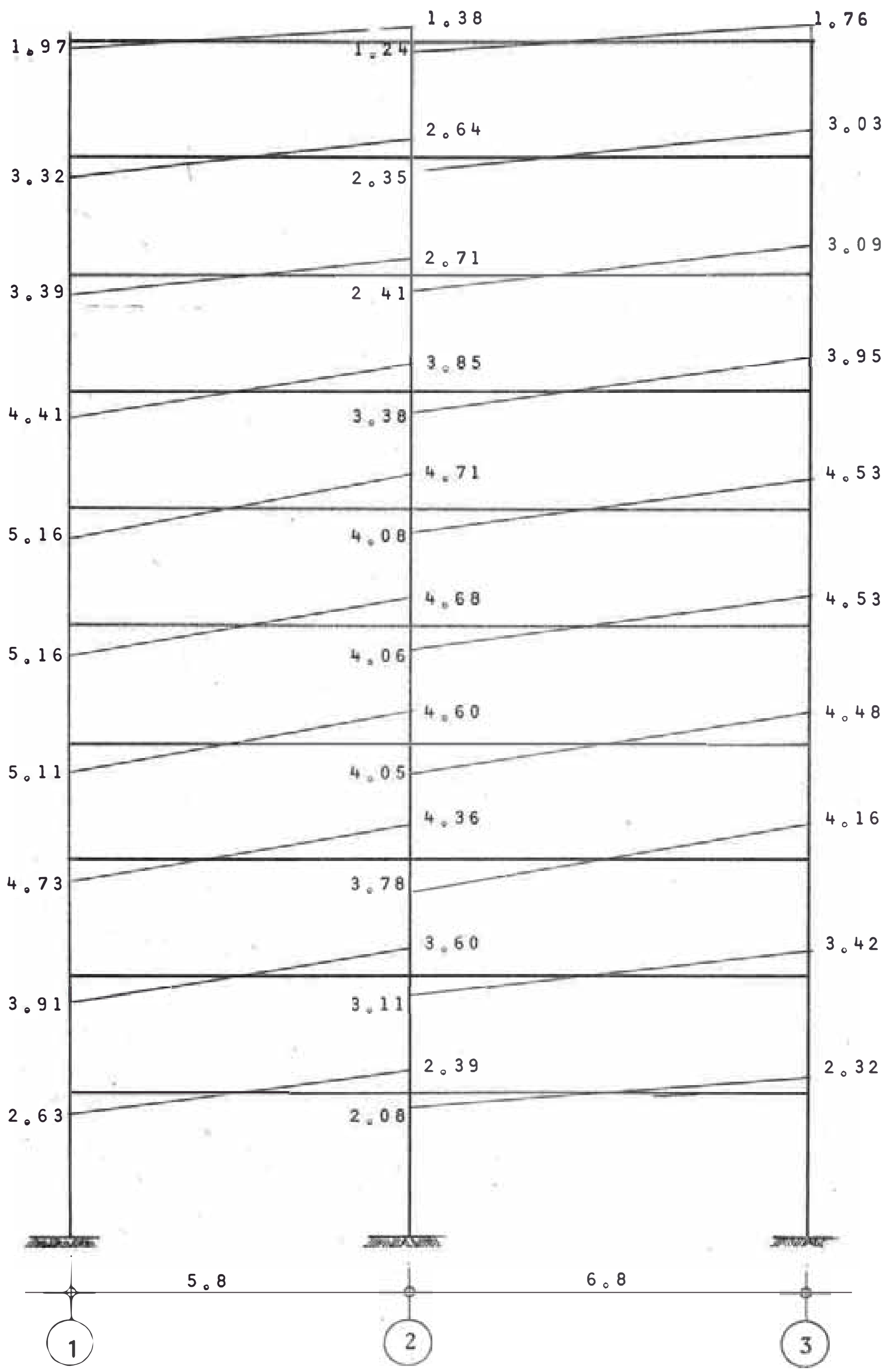
		LATERAL			ASCENSOR		
N	TOTAL	COEF.	M	M.AC	M	M.AC	N
10	87.23	.334	29.00	39.00	14.61	14.61	10
9	111.56	.307	34.25	63.25	21.53	36.14	9
8	127.53	.307	39.10	102.35	24.67	60.81	8
7	120.66	.350	42.30	144.65	18.03	78.84	7
6	128.50	.357	46.00	190.65	18.25	97.09	6
5	126.31	.357	45.25	235.90	17.90	114.99	5
4	127.64	.354	45.00	280.90	18.82	133.81	4
3	115.76	.351	40.60	321.50	17.28	151.09	3
2	92.21	.351	32.50	354.00	13.61	164.70	2
1	28.96	.352	10.16	364.16	4.32	169.02	1

CARGAS LATERALES :

		LATERAL			ASCENSOR		
N	F. TOTAL	COEF.	F	V	F	V	N
10	17.96	.3573	6.42	6.42	2.56	2.56	10
9	22.44		8.02	14.44	3.20	5.76	9
8	17.83		6.37	20.81	2.54	8.30	8
7	0.84		0.30	21.11	0.12	8.42	7
6	15.60		5.57	26.68	2.23	10.65	6
5	13.20		4.72	31.40	1.88	12.53	5
4	6.09		2.17	33.57	0.87	13.40	4
3	14.47		5.17	38.74	2.06	15.46	3
2	11.16		3.99	42.73	1.59	17.05	2
1	17.15		6.13	48.86	2.44	19.49	1

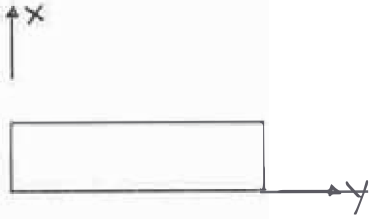
MOMENTOS PORTICOS B y F METODO DIFERENCIAS FINITAS

(P R I M E R C A S O)



ANALISIS SISMICO: DIRECCION N-S

METODOS DE DIFERENCIAS FINITAS



SEGUNDO CASO:

Exceso = a = PP-PM

$PP = 4(4.21x\frac{1}{4}x2.9)x2.4 = 28.2$ TON.

$PM = 4x4.2m\ x\ 0.5\ \frac{TON}{m} = 8.4$ TON.

$a = 28.2$ TON $- 8.4$ TON $= 19.8$ TON

$P = 9.5a = 9.5 \times 19.8 = 188$ TON

$H_x = 0.048\ P = 9$ ----------------- $0.95H_x = 8.55;\ 0.05H_x = 0.45$
$H_y = 0.054\ P = 10$ ---------------- $0.95H_y = 9.50;\ 0.05H_y = 0.50$

N	W_ih	$\frac{W_ih}{\Sigma W_ih}$	F'_x	F'_x	FUERZAS F_x	F_y	CORTES V_x	V_y	N
10	10h=5ha	0.10	x0.860	0.95	1.31	1.45	1.31	1.45	10
9	9ah	0.18	1.540	1.71	1.54	1.71	2.85	3.16	9
8	8ah	0.16	1.36	1.52	1.36	1.52	4.21	4.68	8
7	7ah	0.14	1.20	1.33	1.20	1.33	5.41	6.01	7
6	6ah	0.12	1.02	1.14	1.02	1.14	6.43	7.15	6
5	5ah	0.10	0.860	0.95	0.86	0.95	7.29	8.10	5
4	4ah	0.08	0.68	0.76	0.68	0.76	7.97	8.86	4
3	3ah	0.06	0.51	0.57	0.51	0.57	8.48	9.43	3
2	2ah	0.04	0.34	0.38	0.34	0.38	8.82	9.81	2
1	ah	0.02	0.17	0.19	0.17	0.19	8.99	10.00	1

$V_x = V_i + V_c$	$F_x = F_i + F_c$
$V_{10} = 46.24 + 1.35 = 47.55$	$F_{10} = 46.24 + 1.31 = 47.55$
$V_9 = 65.75\quad 2.85 = 68.60$	$F_9 = 19.51 + 1.54 = 21.05$
$V_8 = 83.22\quad 4.21 = 87.43$	$F_8 = 17.47 + 1.36 = 18.83$
$V_7 - 98.76\quad 5.41 = 104.17$	$F_7 = 15.54 + 1.20 = 16.74$
$V_6 = 112.28\quad 6.43 = 118.71$	$F_6 = 13.52 + 1.02 = 14.54$
$V_5 = 123.65\quad 7.29 = 130.94$	$F_5 = 11.37 + 0.86 = 12.23$
$V_4 = 132.74\quad 7.97 = 140.71$	$F_4 = 3.09 + 0.68 = 9.77$
$V_3 = 139.68\quad 8.48 = 148.16$	$F_3 = 6.94 + 0.51 = 7.45$
$V_2 = 144.32\quad 8.82 - 153.14$	$F_2 = 4.64 + 0.34 = 4.98$
$V_1 = 146.83\quad 8.99 = 155.82$	$F_1 = 2.51 + 0.17 = 2.68$

METODO DE DIFERENCIAS FINITAS

$$\left.\begin{array}{l} I_{AS} = 1.2317\ m^4 \\ I_{LaT} = 41.6745\ m^4 \end{array}\right\} \quad I = 1.2317 + 83.3490 = 84.5807\ m^4$$

$$E = 2.32 \times 10^6\ TON/m^2$$

$$h_i = 2.9\ m. \qquad S = \frac{EI}{h^3}, \qquad R_i = \frac{R_i}{4h^2 S}, \qquad K_i = \frac{K_i}{S}$$

$$h_i = 3.3\ m.$$

$$S_i = \frac{2.32 \times 10^6 \times 84.5807}{24.389} = 8.0457 \times 10^6\ \frac{TON}{m}\ ; \quad \frac{1}{4h^2 S} = \frac{1}{270.6573}$$

$$S_1 = \frac{2.32 \times 10^6 \times 84.5807}{35.937} = 5.4603 \times 10^6\ \frac{TON}{m}\ ; \quad \frac{1}{4h^2 S} = \frac{1}{237.8506}$$

n	K'_T (TON)	K_T (TON/m)	R_T (TON-m) $\times 10^3$	n
10	27.339	9424	40.6840	10
9	23.660	8158	45.6834	9
8	23.582	8132	45.6834	8
7	31.408	10380	45.5252	7
6	31.298	10792	47.3684	6
5	31.234	10770	47.3684	5
4	36.578	12613	52.1850	4
3	36.098	12447	53.7222	3
2	38.228	13182	53.7222	2
1	44.140	15281	53.1022	1

METODO DIFERENCIAS FINITAS SEGUNDO CASO

ECUACIONES DE DESPLAZAMIENTOS

N	Y_{10}	Y_9	Y_8	Y_7	Y_6	Y_5	Y_4	Y_3	Y_2	Y_1	$x10^{-6}\frac{P}{S}$	N
10	1.0019	(-)2.0017	.9998								5.9095	10
9	(-)2.0017	5.0029	(-)4.0010	.9998							2.6160	9
8	.9998	(-)4.0010	6.0023	(-)4.0010	.9998						2.3401	8
7		.9998	(-)4.0010	6.0026	(-)4.0013	.9998					2.0804	7
6			.9998	(-)4.0013	6.0030	(-)4.0013	.9998				1.8070	6
5				.9998	(-)4.0013	6.0030	(-)4.0013	.9998			1.5199	5
4					.9998	(-)4.0013	6.0032	(-)4.0015	.9998		1.2142	4
3						.9998	(-)4.0015	6.0034	(-)4.0015	.9998	0.9258	3
2							.9998	(-)4.0015	6.0035	(-)4.0016	0.6077	2
1								.9998	(-)4.0016	7.0039	0.4908	1

M E T O D O D E D I F E R E N C I A S F I N I T A S

Mediante el Programa Fortran encontramos

$$Y_{10} = 39.28 \times 10^{-4}$$
$$Y_{9} = 33.80 \times 10^{-4}$$
$$Y_{8} = 28.37 \times 10^{-4}$$
$$Y_{7} = 23.06 \times 10^{-4}$$
$$Y_{6} = 17.97 \times 10^{-4}$$
$$Y_{5} = 13.23 \times 10^{-4}$$
$$Y_{4} = 8.97 \times 10^{-4}$$
$$Y_{3} = 5.35 \times 10^{-4}$$
$$Y_{2} = 2.52 \times 10^{-4}$$
$$Y_{1} = 0.63 \times 10^{-4}$$

Aplicando las expresiones para las fuerzas que toman los pőrticos y acumulåndolas obtenemos los cortes en los pőrticos

$$V_{10} = 5.16$$
$$V_{9} - 4.60$$
$$V_{8} = 4.54$$
$$V_{7} = 5.44$$
$$V_{6} = 5.19$$
$$V_{5} = 4.73$$
$$V_{4} = 4.74$$
$$V_{3} = 3.69$$
$$V_{2} = 2.63$$
$$V_{1} = 1.23$$

II C A S O : D I F E R E N C I A S F I N I T A S   C O M P R O B A C I O N M U R O E Q U I V.

N	V_{PoeT}	V_{mueo}	V-h	My.	$R_V \times 10^5$	Ø $\times 10^{-5}$	M_V	ΣM_v Mm	$\frac{Mm}{EI} \times \frac{1}{10^5}$	10^{-5} θ	N
10	5.16	42.39	123	0	.4068	19.9	8.10	8.10	-0.004	19.76	10
9	4.41	64.19	186	123	.4568	18.8	8.60	16.70 106.3	0.054	19.68	9
8	4.30	83.18	241	309	.4568	18.5	8.46	25.16 283.84	0.099 0.145	19.39	8
7	5.26	98.91	286	550	.4652	17.9	8.34	515.5	0.204 0.263	18.80	7
6	5.09	113.61	330	836	.4736	17.0	8.04	41.54 793.46	0.334 0.405	17.84	6
5	4.57	126.37	366	1166	.4736	15.5	7.34	48.88 1115.12	0.487 0.569	16.43	5
4	4.55	136.16	395	1532	.5218	13.6	7.10	55.98 1474.02	0.660 0.751	14.52	4
3	3.49	144.66	420	1927	.5372	10.15	5.47	61.45 1863.55	0.850 0.950	12.07	3
2	2.41	150.73	437	2347	.5372	8.9	4.76	66.21 2278.79	1.057 1.165	9.01	2
1	1.01	154.80	512	2784	.5310	2.06	1.10	67.31 2713.69 67.31 3223.69	1.273 1.382 1.511 1.640	5.3	1

M E T O D O   D E   D I F E R E N C I A S   F I N I T A S

COMPROBACION DE GIROS PARA EL ASCENSOR

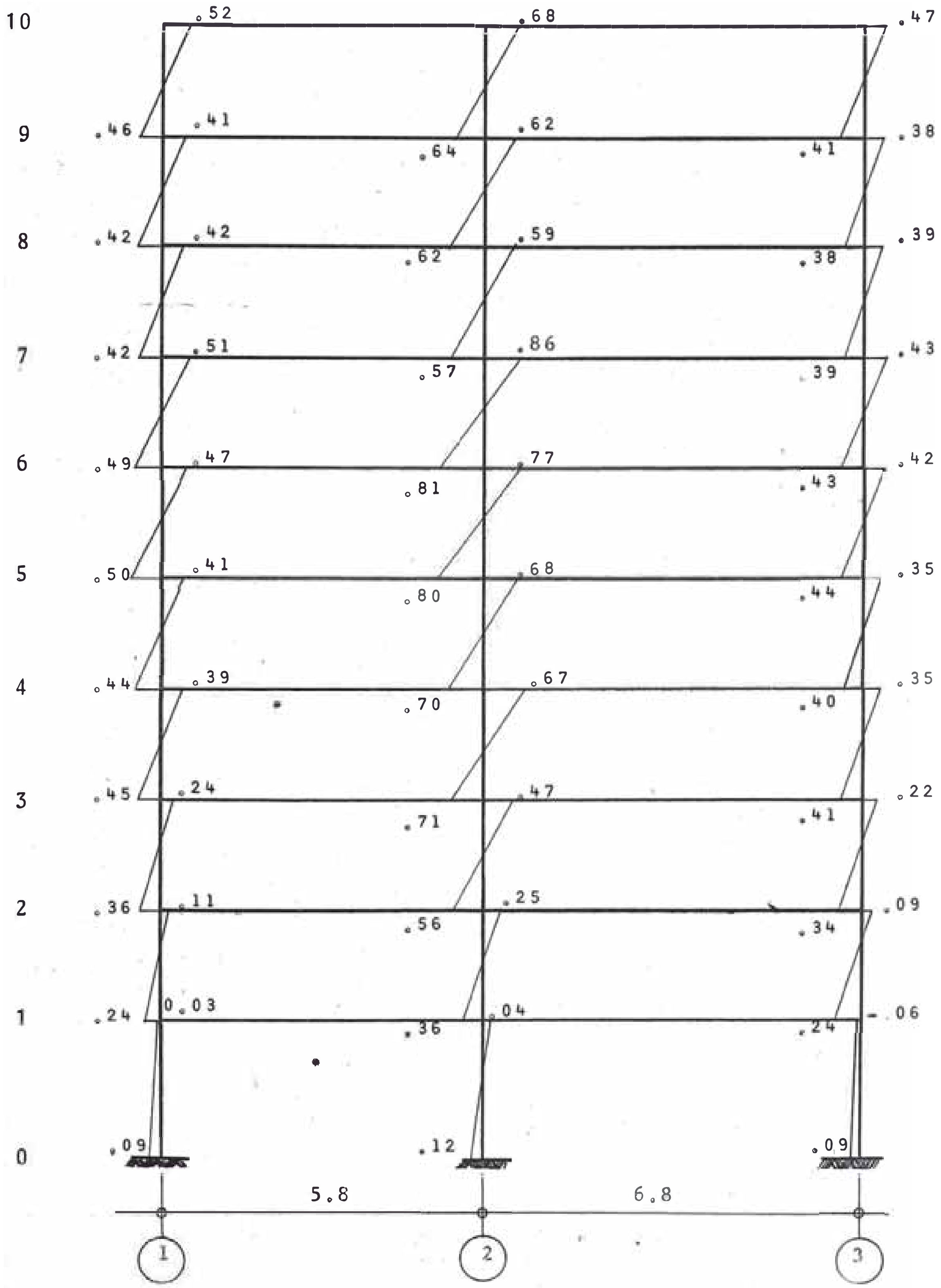
El corte lo hallamos proporcional a las inercias

$$\alpha_{As} = \frac{1.2317}{2 \times 8458}$$

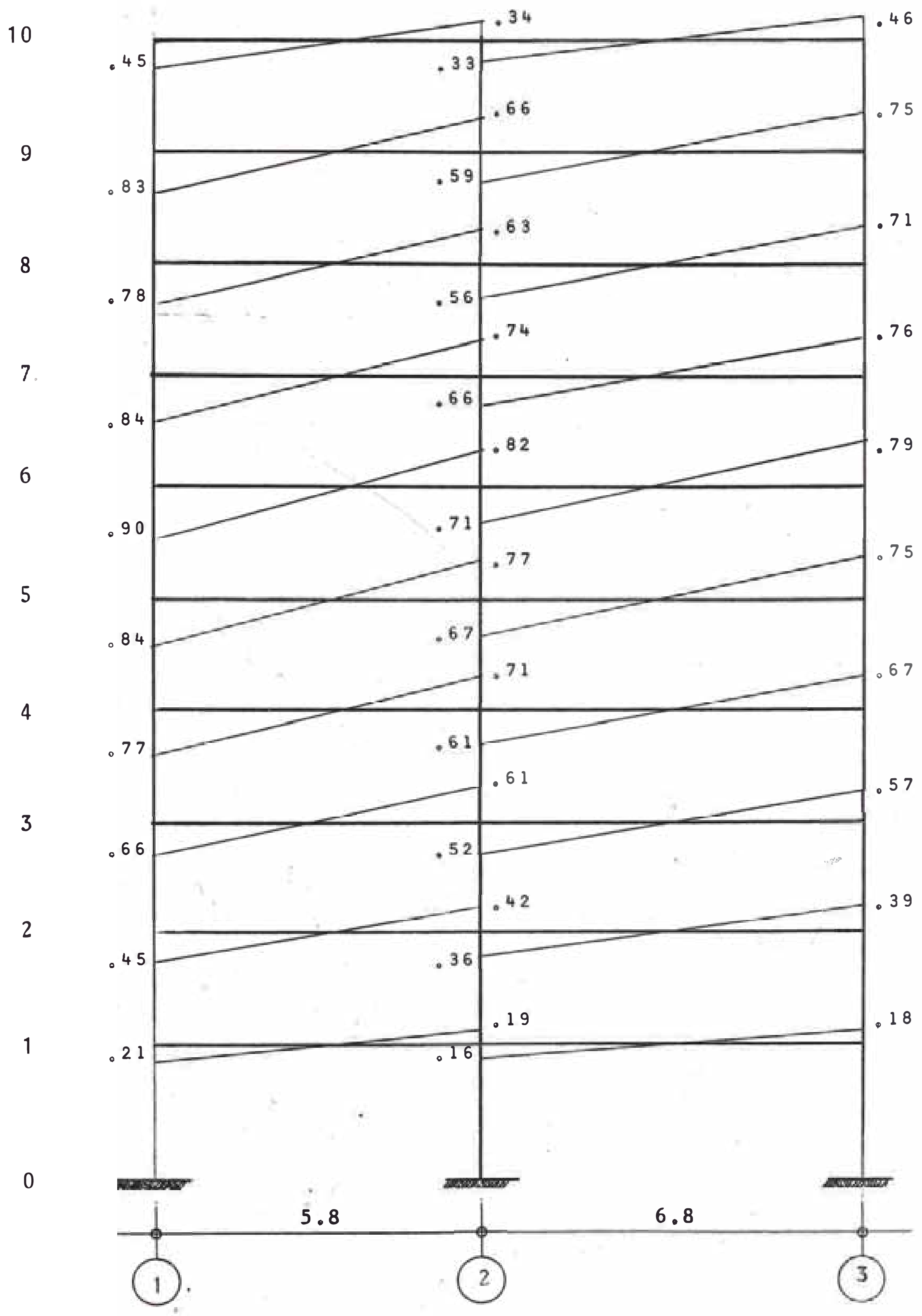
N	V_{MURO} EQUIV.	$V_{ASCENSOR}$	(V h)	M COMO VOLADO	M DE CORRECCION	N
10	42.39	0.309	0.90	0	4.05	10
9	64.19	0.468	1.36	0.90	8.35	9
8	83.18	0.608	1.76	2.26	12.58	8
7	98.91	0.720	2.08	4.02	16.75	7
6	113.61	0.831	2.41	6.10	20.77	6
5	126.37	0.923	2.67	5.51	24.44	5
4	136.16	0.995	2.90	11.18	27.99	4
3	144.66	1.060	3.07	14.08	30.73	3
2	150.73	1.100	3.20	17.15	33.11	2
1	154.80	1.132	3.28	20.35	33.66	1
0	------	-----	-----	23.63	33.66	0

Como puede apreciarse en las dos últimas columnas, resulta una cosa absurda El método de corrección es mayor al del Muro como Volado.

MOMENTOS COLUMNAS PORTICO B DIFERENCIAS FINITAS 2DO CASO



MOMENTOS VIGAS PORTICO B DIFERENCIAS FINITAS 2DO. CASO



CONCLUSIONES METODO DIFERENCIAS FINITAS

PRIMER CASO :

Resumiendo la comprobación de giros se tiene

N	ØINICIAL	ØMURO EQUIVALENTE	ØPLACA LATERAL	ØPLACA ASCENSOR	N
10	715	676	734	729	10
9	728	710	764	741	9
8	753	754	799	765	8
7	772	793	825	784	7
6	777	818	838	790	6
5	764	824	832	777	5
4	721	799	795	734	4
3	640	727	716	653	3
2	510	601	581	521	2
1	161	370	368	179	1

Puede apreciarse que los giros en las placas no concuerdan con el giro inicial, ni para el sistema equivalente, ni para las placas independientemente una de otra.

Se nota además , que las discrepancias de los giros no excede de diez por ciento del valor inicial, salvo en el primer nivel.

Se nota por otro lado que los giros para la placa del ascensor son menores que los de la placa lateral, y los valores de la placa del ascensor se parecen a los del giro inicial a excepción del nivel primero.

M E T O D O D E D I F E R E N C I A S F I N I T A S

Para la comprobación de las deflexiones se tiene el siguiente cuadro resumen :

	Δ	Δ	Δ	Δ	
10	18618	25394	21325	30036	10
9	16546	22814	18765	28290	9
8	14398	20087	16230	14277	8
7	12175	17277	13855	12424	7
6	9920	16084	11190	10410	6
5	7668	13123	8566	7781	5
4	5490	10212	6060	5531	4
3	3488	7362	3780	4203	3
2	1780	4260	1861	3216	2
1	533	1905	608	1257	1

Por simple inspección, no hay concordancia con el desplazamiento inicial.

El muro equivalente difiere una gran cantidad, las placas lateral y ascensor respecto a la deformada inicial discrepan en el rango del 10% en los pisos bajos, y los valores de la placa lateral se acercan más a los de la inicial.

<u>SEGUNDO CASO .-</u> La placa más rígida absorve casi todo el corte. No se pueden hacer las verificaciones para el ascensor.

Para placas flexibles con INTERACCION, no se tiene una respuesta en este método, las discrepancias no se notan mayormente en los pisos altos.

Estos resultados más llevan a la conclusión de que habría que buscar expresiones para las rigideces de rotación y traslación más exactas.

M E T O D O   M A T R I C I A L

EXPOSICION GENERAL

El modelo de análisis se indica en la figura N°1, o sea el mismo que se utilizó, para el método de Diferencias Finitas. El método matricial que se verá a continuación, es muy útil tanto como para el análisis sísmico; como para cargas verticales y en general para cualquier tipo de cargas.

Mediante este método se obtendrá básicamente 2 cosas :

1).- Las deformaciones y esfuerzos generados en la placa por acción de las fuerzas sísmicas.

2).- La distribución de la fuerza estática horizontal en cada piso en los diferentes elementos estructurales : Pórticos y Placas.

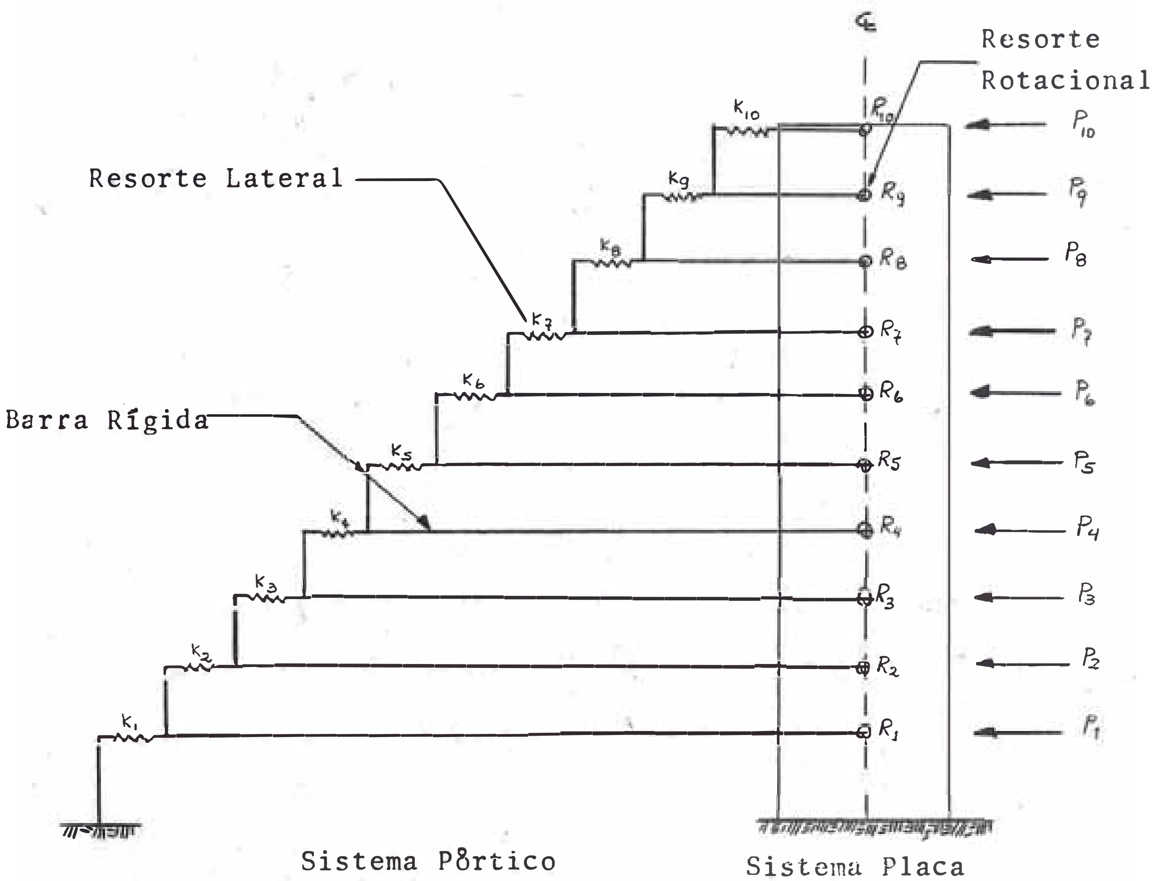


FIG. 1

Modelo Físico

M E T O D O   M A T R I C I A L

Las características del modelo, han sido descritas en el método de "Diferencias Finitas".

Siendo : $P_i \Longrightarrow$ La fuerza sísmica estática en el piso "i"

$i = 1,10$

$K_i \Longrightarrow$ La fuerza que ofrecen los pórticos cuando el

$i = 1,10$ desplazamiento relativo del piso "i" es 1 cm.

$R_i \Longrightarrow$ El momento que ofrece la viga de interacción

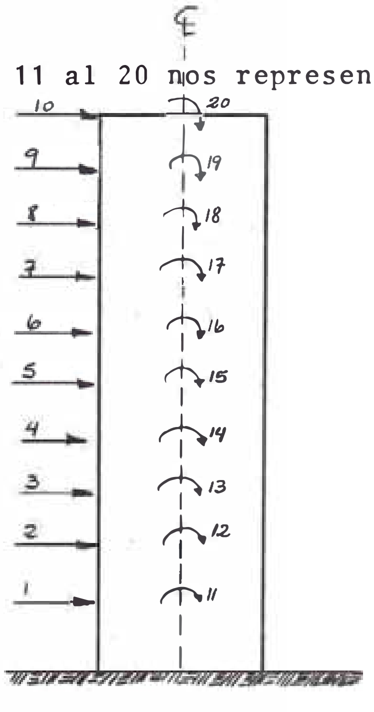
$i = 1,10$ Cuando el giro en el piso "i" es 1 radián.

La manera de obtener estos valores, han sido explicados en el método de "Diferencias Finitas".

El modelo se considerará resuelto si se llega a conocer la configuración final de la placa bajo los efectos de la acción sísmica; luego en cada nivel se tiene que considerar 2 deformaciones : 1 desplazamiento y 1 giro; como son 10 niveles entonces podemos considerar que la placa posee en general 20 grados de libertad.

Vamos a definir por cada nivel 2 coordenadas que nos puede representar cargas ó deformaciones.

- Las coordenadas del 1 al 10 nos representará fuerzas ó desplazamientos.
- Las coordenadas del 11 al 20 nos representará momentos ó giros.



M E T O D O   M A T R I C I A L

CONSIDERACIONES :

A).- Consideramos que esas coordenadas nos representan cargas. De ser así esas cargas serían las cargas externas debido al sismo que accionan sobre el edificio. Desde que las únicas cargas que se originan por sismo son las fuerzas horizontales; no existiendo momentos,tendremos la siguiente relación de FUERZAS ACTUANTES : $\underset{i=1,10}{F_i} = \underset{i=1,10}{P_i}$

$$\begin{matrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ \vdots \\ F_{10} \\ 0 \\ 0 \\ \\ 0 \\ 0 \end{matrix}$$

A esta disposición así mostrada se le denomina vector de fuerza F

$$\therefore \quad \{F\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \vdots \\ F_{10} \\ 0 \\ 0 \\ \\ 0 \end{Bmatrix}$$

B).- Ahora consideremos que esas coordenadas nos representan deformaciones, conociendo que la configuración final de la placa nos arroja 10 desplazamientos y 10 giros, tendremos 20 deformaciones, los que se pueden colocar de la siguiente forma :

$$\begin{array}{c} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_{10} \\ x_{11} \\ x_{12} \\ x_{13} \\ \vdots \\ x_{20} \end{array}$$

A esta disposición se le denomina vector desplazamiento $\{x\}$

$$\therefore \quad \{x\} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_{10} \\ x_{11} \\ x_{12} \\ \vdots \\ x_{20} \end{Bmatrix}$$

"Sabiendo que K_{ij} es la fuerza que es necesaria aplicar en la coordenada i para producir una deformación unitaria en j; se podrá plantear el siguiente sistema de 20 ecuaciones con 20 incognitas : $\{x\}$ "

M E T O D O   M A T R I C I A L

$$F_1 = K_{1,1}X_1 + K_{1,2}X_2 + \cdots + K_{1,10}X_{10} + \cdots + K_{1,15}X_{15} + \cdots + K_{1,20}X_{20}$$

$$F_2 = K_{2,1}X_1 + K_{2,2}X_2 + \cdots + K_{2,10}X_{10} + \cdots + K_{2,15}X_{15} + \cdots + K_{2,20}X_{20}$$

$$F_3 = K_{3,1}X_1 + K_{3,2}X_2 + \cdots + K_{3,10}X_{10} + \cdots + K_{3,15}X_{15} + \cdots + K_{3,20}X_{20}$$

$$F_{10} = K_{10,1}X_1 + K_{10,2}X_2 + \cdots + K_{10,10}X_{10} + \cdots + K_{10,15}X_{15} + \cdots + K_{10,20}X_{20}$$

$$F_{15} = K_{15,1}X_1 + K_{15,2}X_2 + \cdots + K_{15,10}X_{10} + \cdots + K_{15,15}X_{15} + \cdots + K_{15,20}X_{20}$$

$$F_{20} = K_{20,1}X_1 + K_{20,2}X_2 + \cdots + K_{20,10}X_{10} + \cdots + K_{20,15}X_{15} + \cdots + K_{20,20}X_{20}$$

Expresiones que se pueden escribir según la siguiente ecuación matricial :

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ \vdots \\ F_5 \\ \vdots \\ F_{10} \\ \vdots \\ F_{15} \\ \vdots \\ F_{20} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{1,1} & \cdots & K_{1,5} & \cdots & K_{1,10} & \cdots & K_{1,15} & \cdots & K_{1,20} \\ \cdot & & \cdot & & \cdot & & \cdot & & \cdot \\ K_{5,1} & \cdots & K_{5,5} & \cdots & K_{5,10} & \cdots & K_{5,15} & \cdots & K_{5,20} \\ \cdot & & \cdot & & \cdot & & \cdot & & \cdot \\ K_{10,1} & \cdots & K_{10,5} & \cdots & K_{10,10} & \cdots & K_{10,15} & \cdots & K_{10,20} \\ \cdot & & \cdot & & \cdot & & \cdot & & \cdot \\ K_{15,1} & \cdots & K_{15,5} & \cdots & K_{15,10} & \cdots & K_{15,15} & \cdots & K_{15,20} \\ \cdot & & \cdot & & \cdot & & \cdot & & \cdot \\ K_{20,1} & \cdots & K_{20,5} & \cdots & K_{20,10} & \cdots & K_{20,15} & \cdots & K_{20,20} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ \vdots \\ X_5 \\ \vdots \\ X_{10} \\ \vdots \\ X_{15} \\ \vdots \\ X_{20} \end{Bmatrix}$$

o bien:

$$\{F\} = [K]\,\{X\} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad \text{(II)}$$

Siendo K ; la matriz de rigidez del modelo en estudio.

METODO GENERAL PARA HALLAR LA MATRIZ DE RIGIDEZ [K]

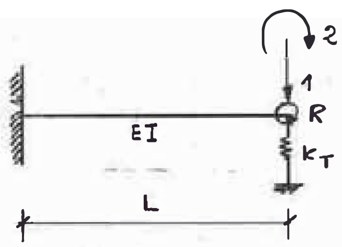
Podemos utilizar el siguiente modelo:

Modelo de Analisis.

M E T O D O   M A T R I C I A L

De la definición de K_i , R_i y K_{ij} nos damos cuenta que estos ele - mentos (K_i , R_i) intervendrán en algunos elementos de la matriz $[K]$ Como ejemplo ilustrativo veremos los siguientes casos idealizados :

I) <u>Hallar la matriz de regidez</u> : 2 coordenadas



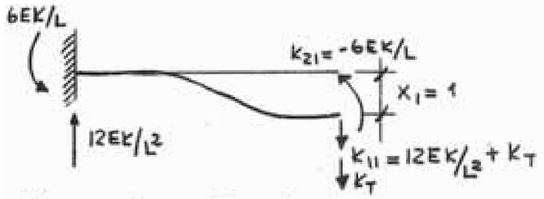
$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{Bmatrix}$$

CONVENSION : Signos : + ; +

a).- $X_1 = 1$; $X_2 = 0$

Luego : $K_{11} = 12EK/L^2 + K_T$

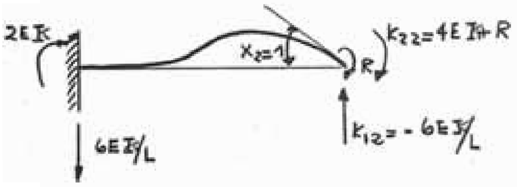
$K_{21} = -6EK/L$



b).- $X_1 = 0$; $X_2 = 1$

Luego : $K_{22} = 4EK + R$

$K_{12} = -6EK/L$



Luego tenemos la matriz de rigidez; en la cual se conocen todos sus elementos.

$$[K] = \begin{bmatrix} 12EK/L^2+K_T & -6EK/L \\ -6EK/L & 4EK+R \end{bmatrix}$$

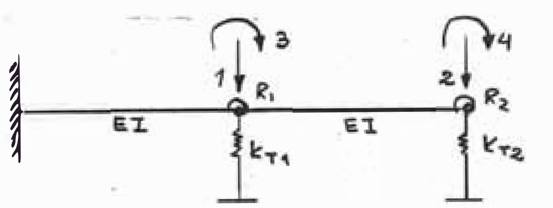
También es conocido la matriz fuerza $\{F\}$; y calculada la matriz de rigidez ; se determina los elementos de la matriz deformaciones $[X]$

M E T O D O   M A T R I C I A L

El valor $K_{11}=12EK/L^2+K_T$; significa que para poder bajar $X_1=1$; necesita una fuerza hacia abajo de $12EK/L^2+K_T$; siendo K_T la oposición que presenta el pórtico a que la placa se deflecte $X_1=1$.

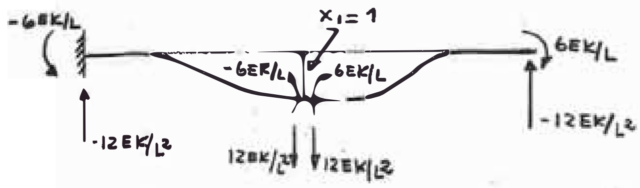
El valor $K_{22}=4EK+R$; significa que para producir un giro; $X_2=1$ se necesita aplicar un momento de $4EK+R$, siendo R; la oposición que ofrece la viga para que la placa gire $X_2=1$

II.-)-Hallar la matriz de rigidez : 4 coordenadas.



$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \end{Bmatrix}$$

a.) $X_1=1$; $X_2=X_3=X_4=0$



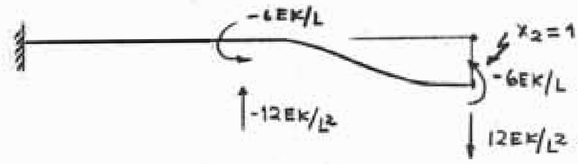
$K_{11} = \dfrac{24EK}{L^2} + K_{T_1}$

$K_{21} = -\ 12EK/L^2$

$K_{31} = 0$

$K_{41} = 6EK/L$

b.)$X_2=1$; $X_1=X_3=X_4=0$



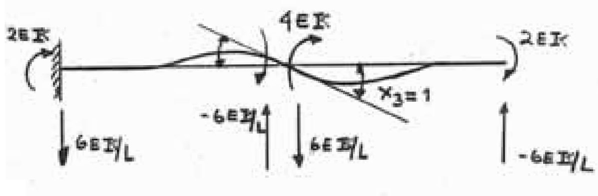
$K_{12}=-12EK/L^2$

$K_{22}=12EK/L^2+\ K_{T2}$

$K_{32} = -6EK/L$

$K_{42} = -6EK/L$

c.)$X_3=1$;$X_1=X_2=X_4=0$



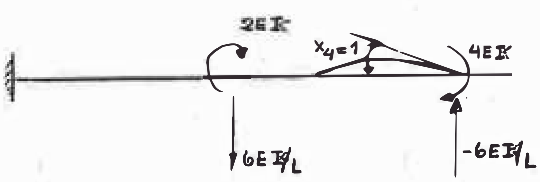
$K_{13} = 0$

$K_{23} = -6EK/L$

$K_{33} = 8EK+\ R_1$

$K_{43} = 2EK$

d.)$X_4=1$;$X_1=X_2=X_3=0$



$K_{14} = 6EK/L$

$K_{24} = -6EK/L$

$K_{34} =\ 2EK$

$K_{44} = 4EK+\ R_2$

La matriz de rigidez será:

$$[K] = \begin{bmatrix} 24EK/L^2+K_{T1} & -12EK/L^2 & 0 & 6EK/L \\ -12EK/L^2 & 12EK/L^2+K_{T2} & -6EK/L & -6EK/L \\ 0 & -6EK/L & 8EK+R_1 & 2EK \\ 6EK/L & -6EK/L & 2EK & 4EK+R_2 \end{bmatrix}$$

Como vemos intervienen los términos K_{Ti} ; R_i

En forma similar se puede obtener la matriz de rigidez para el modelo de estudio . En nuestro caso:

Para obtener la matriz de rigidez del modelo se empleo el programa del Ing. Yack Lopez ; la cual trabaja con matrices de 10x10 ; como se indica a continuacíon:

Planteamos la ecuacíon (I) de nuevo:

$$\left\{\begin{array}{c} F \\ F \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ F \\ \hline 0 \\ 0 \\ \cdots \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \end{array}\right\} = \left[\begin{array}{ccc|ccc} K_{11} & K_{12} \cdots\cdots & K_{1,10} & K_{1,11} & K_{1,12} \cdots\cdots & K_{1-20} \\ K_{21} & K_{22} \cdots\cdots & K_{2,10} & K_{2,11} & K_{2,12} \cdots\cdots & K_{2-20} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ K_{10,1} & K_{10,2} \cdots\cdots & K_{10-10} & K_{10-11} & K_{10-12} \cdots\cdots & K_{10-20} \\ \hline K_{11-1} & K_{11-2} \cdots\cdots & K_{11-10} & K_{11-11} & K_{11-12} \cdots\cdots & K_{11-20} \\ K_{12-1} & K_{12-2} \cdots\cdots & K_{12-10} & K_{12-11} & K_{12-12} \cdots\cdots & K_{12-20} \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \\ K_{20-1} & K_{20-2} \cdots\cdots & K_{20-10} & K_{20-11} & K_{20-12} \cdots\cdots & K_{20-20} \end{array}\right] \left\{\begin{array}{c} X_1 \\ X_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ X_{10} \\ \hline X_{11} \\ X_{12} \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ X_{20} \end{array}\right\} \qquad \text{(III)}$$

Se efectuará el producto matricial mediante matrices.

Haciendo:

$$\left\{\begin{matrix} F_1 \\ F_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ F_{10} \end{matrix}\right\} = \{F\}_I \; ; \left\{\begin{matrix} 0 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \end{matrix}\right\} = \{F\}_{II} \; ; \left\{\begin{matrix} X_1 \\ X_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ X_{10} \end{matrix}\right\} = \{X\}_I \; ; \left\{\begin{matrix} X_{11} \\ X_{12} \\ \cdot \\ \cdot \\ X_{20} \end{matrix}\right\} = \{X\}_{II}$$

Tambien:

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & \cdots\cdots & K_{1\text{-}10} \\ K_{21} & K_{22} & \cdots\cdots & K_{2\text{-}10} \\ \cdot & \cdot & \cdots\cdots & \\ \cdot & \cdot & \cdots\cdots & \\ K_{10\text{-}1} & K_{10\text{-}2} & \cdots\cdots & K_{10\text{-}10} \end{bmatrix} = [K]_{11} \; ; \quad \begin{bmatrix} K_{1\text{-}11} & K_{1\text{-}12} & \cdots\cdots & K_{1\text{-}20} \\ K_{2\text{-}11} & K_{2\text{-}12} & \cdots\cdots & K_{2\text{-}20} \\ \cdot & \cdot & \cdots\cdots & \\ \cdot & \cdot & \cdots\cdots & \\ K_{10\text{-}11} & K_{10\text{-}12} & \cdots\cdots & K_{10\text{-}20} \end{bmatrix} = [K]_{12}$$

$$\begin{bmatrix} K_{11\text{-}1} & K_{11\text{-}2} & \cdots\cdots & K_{11\text{-}10} \\ K_{12\text{-}1} & K_{12\text{-}2} & \cdots\cdots & K_{12\text{-}10} \\ \cdot & \cdot & \cdots\cdots & K \\ \cdot & \cdot & \cdots\cdots & K \\ K_{20\text{-}1} & K_{20\text{-}2} & \cdots\cdots & K_{20\text{-}10} \end{bmatrix} = [K]_{21} \; ; \quad \begin{bmatrix} K_{11\text{-}11} & K_{11\text{-}12} & \cdots\cdots & K_{11\text{-}20} \\ K_{12\text{-}11} & K_{12\text{-}12} & \cdots\cdots & K_{12\text{-}20} \\ \cdot & \cdot & \cdots\cdots & K \\ \cdot & \cdot & \cdots\cdots & K \\ K_{20\text{-}11} & K_{20\text{-}12} & \cdots\cdots & K_{20\text{-}20} \end{bmatrix} = [K]_{22}$$

Reemplazando en (III) :

$$\left\{\begin{matrix} \{F\}_I \\ \\ \{F\}_{II} \end{matrix}\right\} = \left[\begin{array}{c|c} [K]_{11} & [K]_{12} \\ \hline [K]_{21} & [K]_{22} \end{array}\right] \left\{\begin{matrix} \{X\}_I \\ \\ \{X\}_{II} \end{matrix}\right\}$$

Efectuando el producto matricial:

$$\{F\} = [K]_{11}\{X\}_I + [K]_{12}\{X\}_{II} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{(a)}$$

$$\{F\}_{II} = [K]_{21}\{X\}_I + [K]_{22}\{X\}_{II} = 0 \cdots\cdots\cdots\cdots \text{(b)}$$

Efectuando de (b):

$$\{X\}_{II} = -[K]^{-1}_{22}\ [K]_{21}\{X\}_{I} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(c)}$$

Reemplazando (c) en (a):

$$\{F\}_{I} = [K]_{11}\{X\}_{I} + [K]_{12}\left(-[K]^{-1}_{22}[K]_{21}\{X\}_{I}\right)$$

$$\{F\}_{I} = [K]_{11}\{X\}_{I} - [K]_{12}[K]^{-1}_{22}[K]_{21}\{X\}_{I}$$

$$\{F\}_{I} = \left([K]_{11} - [K]_{12}[K]^{-1}_{22}[K]_{21}\right)\{X\}_{I} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(d)}$$

asemejando la expresíon (d) a la expresíon general :

$$\{F\}_{I} = [K]_{I}\{X\}_{I} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \text{(e)}$$

Encontramos que la matriz rigidez $[K]_{I}$; es una matriz de 10x10

$$[K]_{I} = [K]_{11} - [K]_{12}[K]^{-1}_{22}[K]_{21} \quad \ldots\ldots\ldots (\alpha)$$

El valor de $[K]_{I}$; se puede calcular mediante la ecuacíon (α) ya que todos sus elementos han sido calculados.

SOLUCION DEL PROGRAMA

1.-) Mediante la ecuacíon (e) encontramos , los desplazamientos en cada nivel:

$$\{X\}_{I} = [K]^{-1}_{I}\ \{F\}_{I} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (\text{ A })$$

2.-) Reemplazando (A) en (c):

$$\{X\}_{II} = -[K]^{-1}_{22}\ [K]_{21}[K]^{-1}_{I}\ \{F\}_{I} \quad \ldots\ldots(\ B\ )$$

Mediante (B) ; se halla los giros en cada nivel.

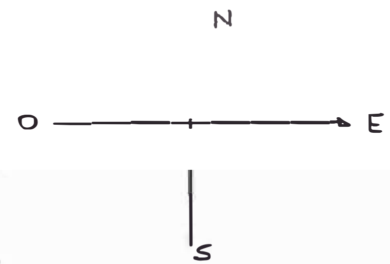
3.-) Momentos de Interaccíon - $\{X\}_{II}\{R_i\}$ ....(C)

4.-) Fuerza que se opone al desplazamiento del muro ; por accíon de los pórticos y marcos = $\{X\}_{I}\{K_{Ti}\}$ ....(D)

A continuacíon se presenta la matriz de rigidez $[K]_{I}$ de 10x10 que es la única incógnita para resolver el modelo de analisis.

Se verá mas adelante que las soluciones de las ecuaciones (A, B, C , y D) ; son respuestas del programa.

ANALISIS SISMICO: DIRECCION O - E



METODO MATRICIAL

CASO: I **MATRIZ DE RIGIDEZ:** $[K]_I$

-2.932×10^{6}	-2.068×10^{6}	8.408×10^{5}	-2.240×10^{5}	5.973×10^{4}	-1.593×10^{4}	4.247×10^{3}	-1.128×10^{3}	2.812×10^{2}	-4.683×10
-2.068×10^{6}	2.757×10^{6}	-2.033×10^{6}	8.319×10^{5}	-2.217×10^{5}	5.914×10^{4}	-1.576×10^{4}	4.189×10^{3}	1.044×10^{3}	1.738×10^{2}
-8.408×10^{5}	-2.033×10^{6}	2.752×10^{6}	-2.032×10^{6}	8.317×10^{5}	-2.218×10^{5}	5.914×10^{4}	-1.571×10^{4}	3.916×10^{3}	-6.521×10^{2}
-2.240×10^{5}	-8.319×10^{6}	2.032×10^{6}	-2.744×10^{6}	2.025×10^{5}	-8.321×10^{5}	2.218×10^{5}	-5.893×10^{4}	1.469×10^{4}	2.446×10^{3}
5.973×10^{4}	-2.217×10^{5}	8.317×10^{5}	-2.025×10^{6}	2.738×10^{6}	-2.825×10^{6}	8.318×10^{5}	-2.209×10^{5}	5.507×10^{4}	-9.172×10^{3}
-1.593×10^{4}	5.914×10^{4}	-2.218×10^{5}	8.321×10^{5}	-2.025×10^{6}	2.737×10^{6}	-2.025×10^{6}	8.285×10^{5}	-2.065×10^{5}	3.439×10^{4}
4.247×10^{3}	-1.576×10^{4}	5.914×10^{5}	2.218×10^{5}	8.318×10^{5}	-2.025×10^{6}	2.724×10^{6}	2.000×10^{6}	7.736×10^{5}	-1.288×10^{5}
-1.128×10^{3}	4.189×10^{3}	-1.571×10^{4}	5.893×10^{4}	-2.209×10^{5}	8.285×10^{5}	-2.000×10^{6}	2.659×10^{6}	-1.795×10^{6}	4.827×10^{5}
2.812×10^{2}	-1.044×10^{3}	3.916×10^{3}	-1.469×10^{4}	5.507×10^{4}	-2.065×10^{5}	7.736×10^{5}	-1.795×10^{6}	1.892×10^{6}	-7.074×10^{5}
-4.683×10	1.738×10^{2}	-6.521×10^{2}	2.446×10^{3}	-9.172×10^{3}	3.439×10^{4}	-1.288×10^{5}	4.827×10^{5}	-7.074×10^{5}	3.264×10^{5}

(278)

M E T O D O   M A T R I C I A L

SOLUCION DEL PROGRAMA : (Ing° : Yack López)

GIRO : I Establecido la Matriz de Rigidez, el programa tiene por resultados los siguientes valores

N	GIRO $[X]_{II} = \emptyset_o$ x 10^{-5}	DESPLAZAM $[X]_I = \Delta_o$ (cms)	MOMENTO: TRABE $R_t\ \emptyset_o$ (Tn-m)	FUERZA: PORTICOS F_{TP} (tn)	FUERZA: MURO F_m (Tn)	CORTE: MURO V_m (Tn)	MOMENTO: MURO M_S (Tn-m)	MOMENTO: MURO M_I (Tn-m)	N
10	106.4640	2.8665	37.6882	57.2414	-7.8114	-7.8114	0.0000	-37.6882	10
9	108.7000Ø	2.5576	46.0891	-3.9968	25.9768	18.1654	-60.3414	-106.4300	9
8	113.1030	2.2361	47.9559	1.0094	18.6806	36.8460	-53.7509	-101.7060	8
7	116.1250	1.9018	49.2372	34.1197	-16.7197	20.1263	5.1465	-44.0906	7
6	117.1920	1.5625	59.2996	-1.3828	16.6228	36.7491	14.2755	-45.0240	6
5	116.1190	1.2221	58.7564	-2.7699	15.5799	52.3291	61.5485	2.7920	5
4	110.9810	0.8890	62.5935	15.8468	- 5.5968	46.7322	154.5460	91.9529	4
3	100.4750	0.5784	58.2755	-13.8445	21.6645	68.3967	227.4760	169.2000	3
2	82.5326	0.3063	77.8689	-18.3322	23.5922	91.9890	367.5510	319.6820	2
1	30.2199	0.0997	15.3517	-30.8128	33.6428	125.6310	586.4500	571.0980	1

CORTE EN LA BASE V_m = 125.6310 Tn   Momento en la base   M = 985.6800 Tn-m.

M E T O D O   M A T R I C I A L

<u>C A S O I</u>   CALCULO DE F_i (pórticos), conociendo K_i (rigidez de traslación).

$$\boxed{F_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \cdot F_{T_p}}$$

N°	F_{T_p} Tn.	$\sum K_i$ Tn/m.	K_1	F_1	K_2	F_2	K_3	F_3	K'_2	F'_2	F_{T_p}	N°
10	57.241	18,540	6,000	18.523	5,720	17.658	6,000	18.523	820	2.530	57.235	10
9	-3.996	16,550	5,500	-1.243	4,880	-1.178	5,500	-1.243	670	-0.161	-3.927	9
8	1.009	16,230	5,500	0.341	4,560	0.283	5,550	0.341	670	0.041	1.008	8
7	34.119	26,050	9,100	11.918	7,180	9.403	9,100	11.918	670	0.876	34.116	7
6	-1.382	26,550	9,100	-0.492	6,680	-0.361	9,100	-0.492	670	-0.036	-1.382	6
5	-2.769	25,290	9,100	-0.996	6,420	-0.703	9,100	-0.996	670	-0.073	-2.769	5
4	15.846	32,210	11,400	5.608	8,700	4.280	11,400	5.608	710	0.348	15.845	4
3	-13.844	31,690	11,400	-4.979	8,180	-3.573	11,400	-4.979	710	-0.310	-13.842	3
2	-18.332	32,860	11,900	-6.638	8,320	-4.639	11,900	-6.638	740	-0.410	-18.328	2
1	-30.812	37,180	14,300	-11.850	7,640	-6.328	14,300	-11.850	940	-0.776	-30.806	1

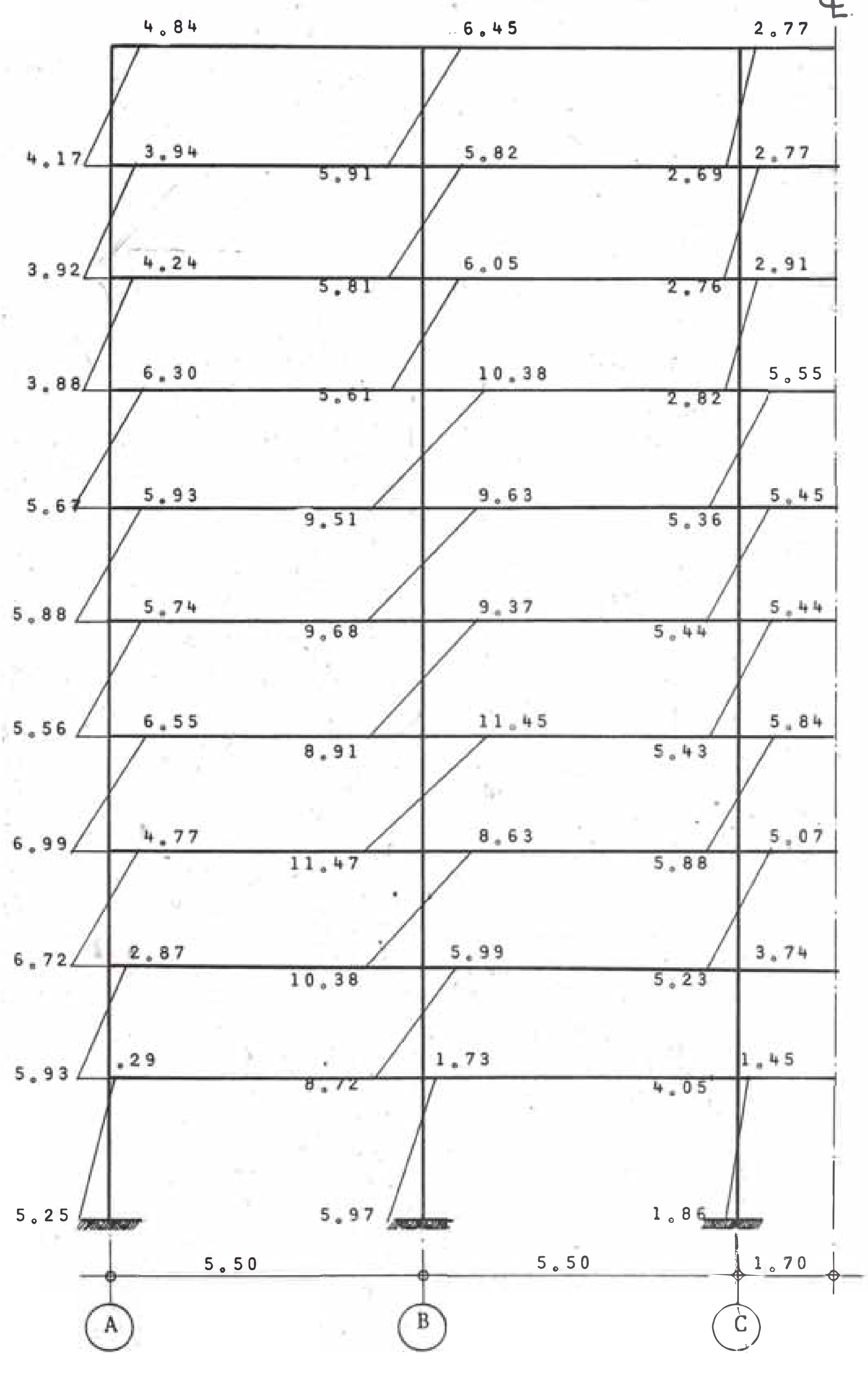
NOTA   Las fuerzas "F_i" están en Tns.

M E T O D O   M A T R I C I A L

C A S O : I

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS

P O R T I C O : 1 = P O R T I C O : 3

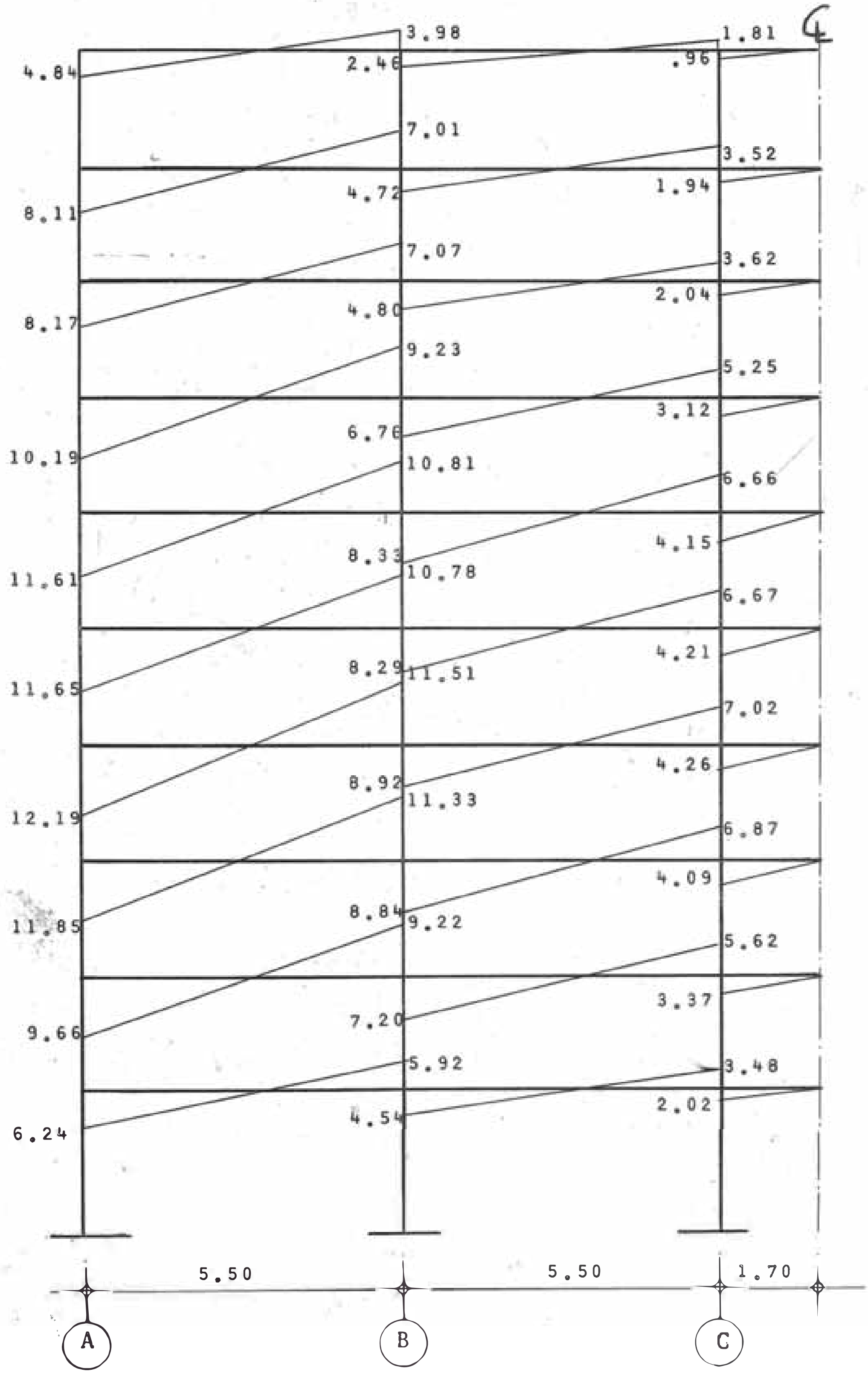


M E T O D O   M A T R I C I A L

C A S O I

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS VIGAS

P O R T I C O : 1 = P O R T I C O : 3

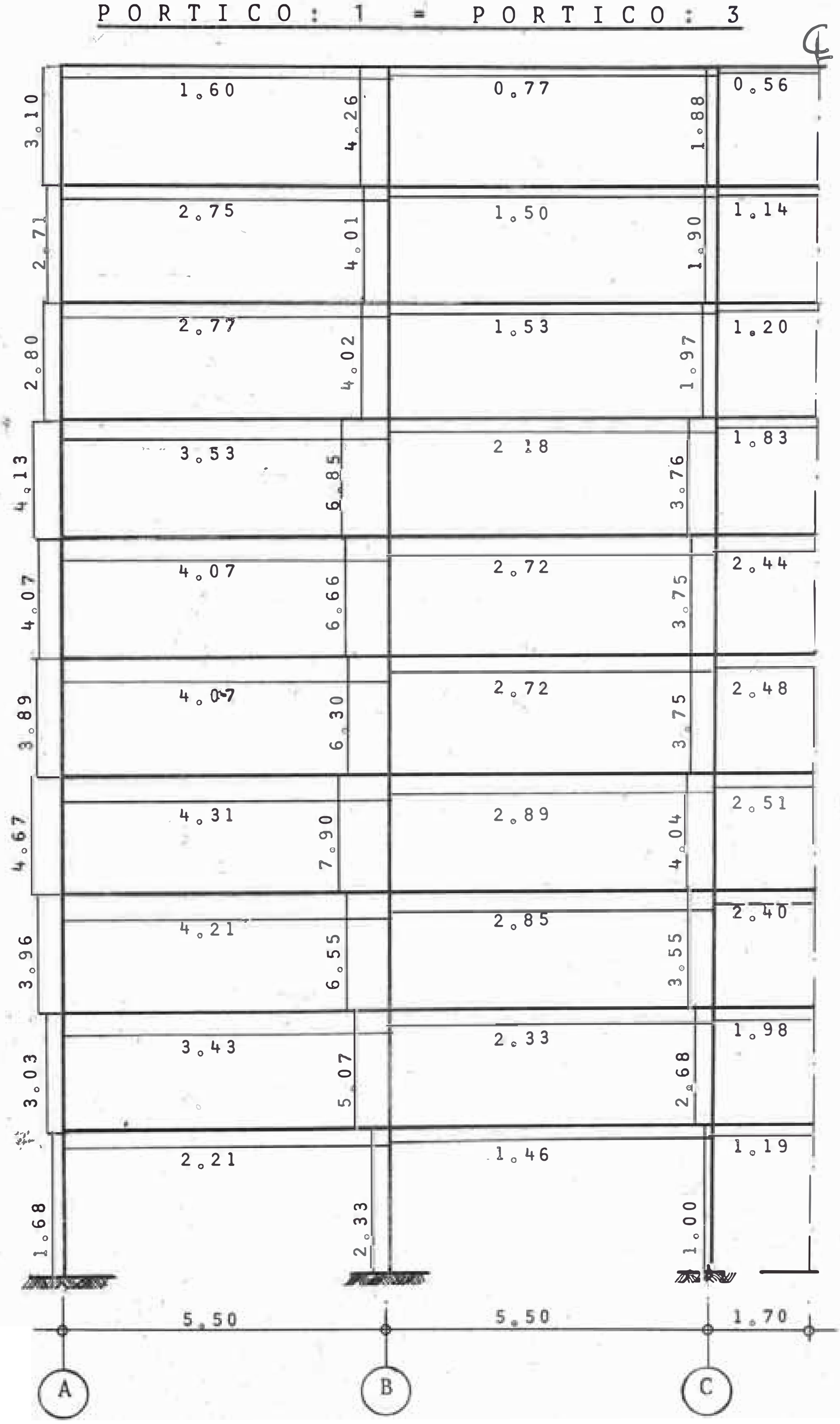


M E T O D O   M A T R I C I A L

C A S O I

ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

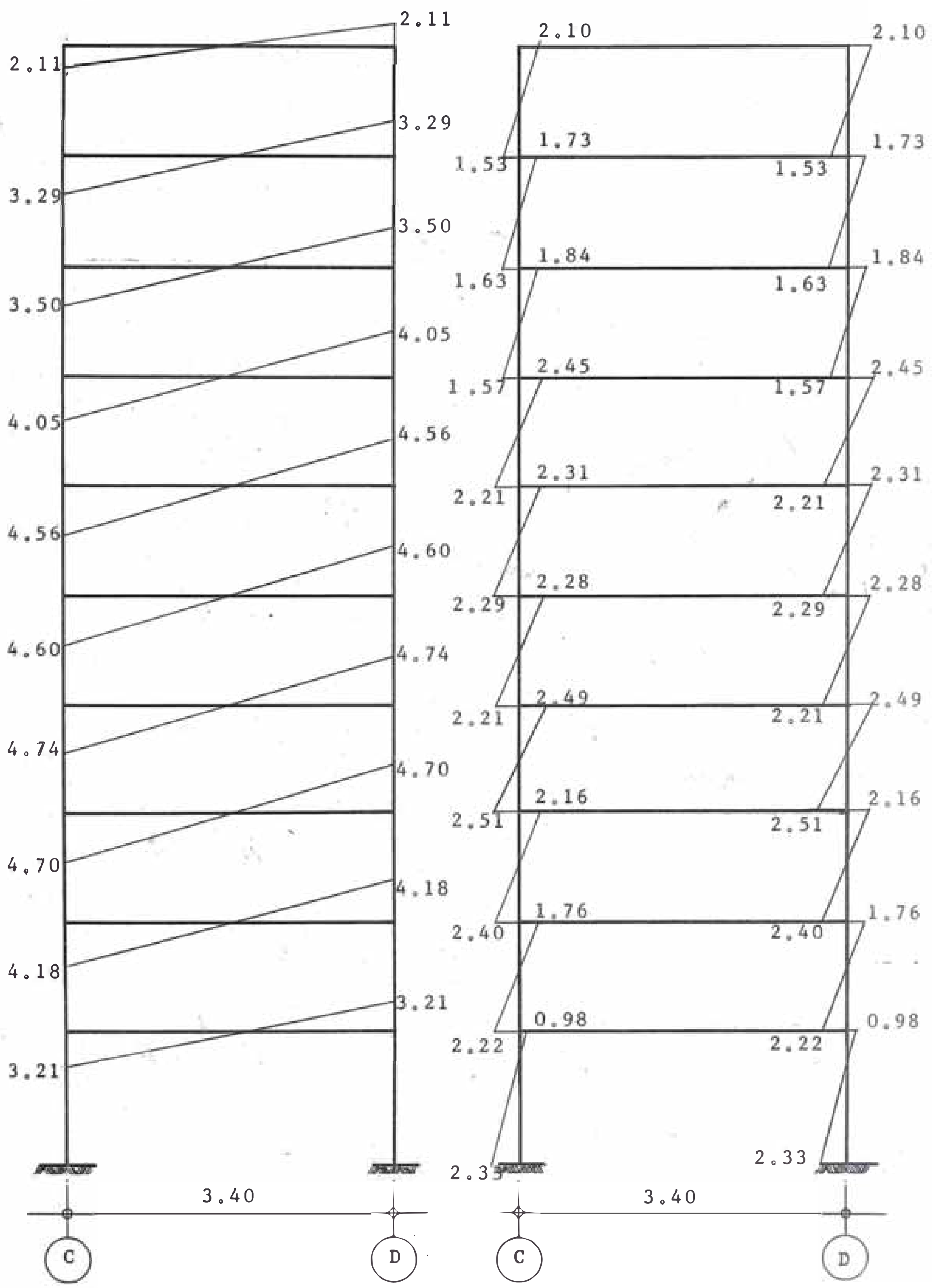
P O R T I C O : 1 = P O R T I C O : 3



M E T O D O   M A T R I C I A L

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS

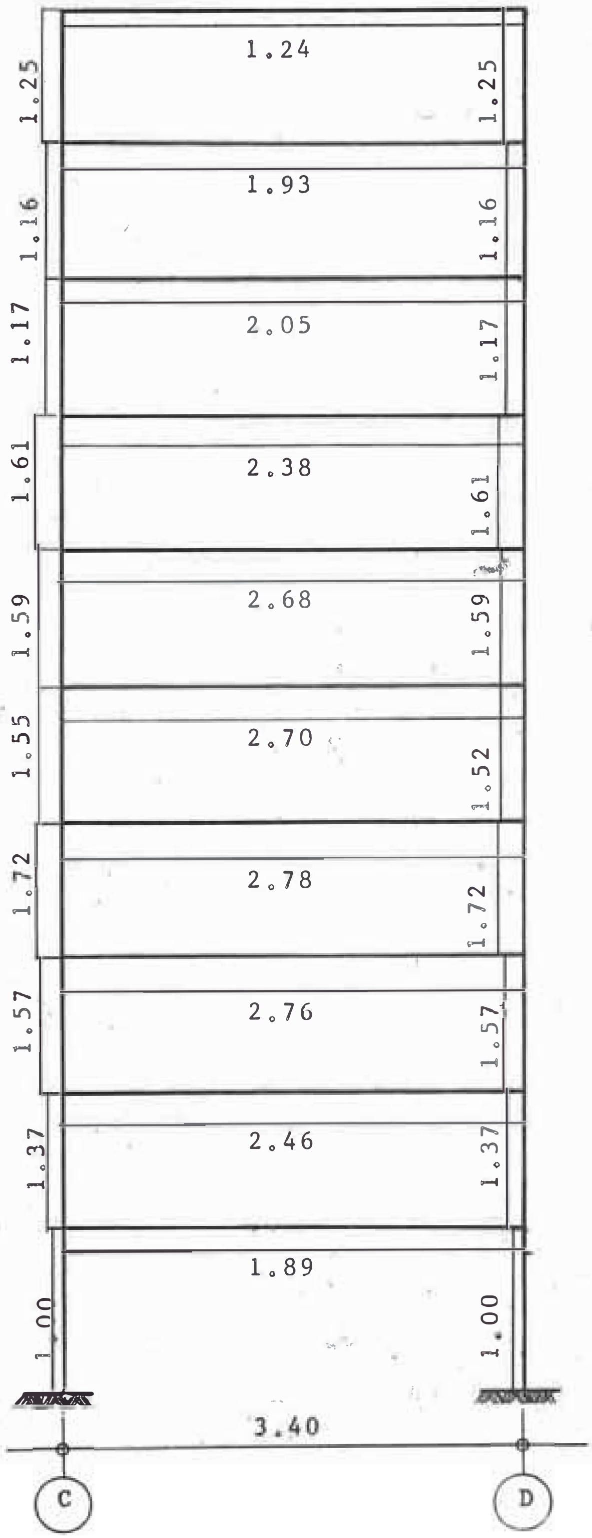
P O R T I C O : 2' **C A S O : I**



M E T O D O   M A T R I C I A L

ESFUERZOS CORTANTES DE VIGAS Y COLUMNAS

P O R T I C O : 2'   C A S O : I



METODO MATRICIAL

DETERMINACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS : COLUMNA : C_{A_1} CASO I

$$\psi_i = \frac{1}{6EK_{vi}}(2M_{ij} - M_{ji}) + \frac{1}{6EK_{ci}}(2M_{ik} - M_{ki})$$

CUADRO " *a* " PORTICO : 1 = PORTICO : 3

N	$6EK_{vi}$	$K_C x 10^{-6}$	$6EK_{ci}$	M_{ij}	$2M_{ij}$	M_{ji}	5-6	M_{ik}	$2M_{ik}$	M_{ki}	N
10	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	4.84	9.68	3.98	5.70	4.84	9.68	4.17	10
9	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	8.11	16.22	7.01	9.21	3.94	7.88	3.92	9
8	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	8.17	16.34	7.07	9.27	4.24	8.48	3.88	8
7	$134x10^2$	1,440	$200x10^2$	10.19	20.38	9.23	11.15	6.30	12.60	5.67	7
6	$134x10^2$	1,440	$200x10^2$	11.61	23.22	10.81	12.41	5.93	11.86	5.88	6
5	$134x10^2$	1,440	$200x10^2$	11.65	23.30	10.78	12.52	5.74	11.48	5.56	5
4	$142x10^2$	2,480	$365x10^2$	12.19	24.38	11.51	12.87	6.55	13.10	6.99	4
3	$142x10^2$	2,480	$365x10^2$	11.85	23.70	11.33	12.37	4.77	9.54	6.72	3
2	$142x10^2$	2,480	$365x10^2$	9.66	19.32	9.22	10.10	2.87	5.74	5.93	2
1	$142x10^2$	2,180	$322x10^2$	6.24	12.48	5.92	6.56	0.29	0.58	5.25	1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	

M E T O D O   M A T R I C I A L

DETERMINACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS: COLUMNA : C_{A1} C A S O I

CUADRO : b

P O R T I C O 1 = P O R T I C O 3

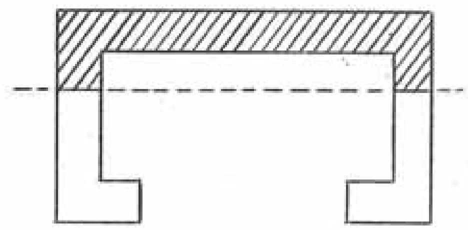
N	9-10	$\frac{7}{1}$	$\frac{11}{3}$	ψ_i	δ_i	Δ_1	Δ_o	$\Delta_o - \Delta_1$	ε:	$\phi_o x10^{-5}$	$\phi_1 x10^{-5}$	ε:	N
		$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$									
10	5.51	0.425	0.721	1.146	0.333	3.004	2.866	0.138	0.048	106.46	114.75	0.077	10
9	3.96	0.689	0.519	1.208	0.351	2.671	2.557	0.114	0.045	108.70	120.87	0.116	9
8	4.60	0.691	0.601	1.292	0.375	2.320	2.236	0.084	0.037	113.70	129.35	0.144	8
7	6.93	0.831	0.347	1.178	0.341	1.945	1.901	0.044	0.023	116.12	116.65	0.004	7
6	5.98	0.927	0.298	1.225	0.355	1.604	1.562	0.042	0.027	117.19	122.35	0.044	6
5	5.92	0.931	0.296	1.227	0.356	1.249	1.222	0.027	0.024	116.11	122.43	0.054	5
4	6.11	0.909	0.168	1.047	0.311	0.893	0.889	0.004	0.004	110.98	107.25	0.033	4
3	2.82	0.869	0.077	0.946	0.274	0.582	0.578	0.004	0.007	100.47	94.45	0.059	3
2	-0.19	0.710	-0.005	0.705	0.204	0.308	0.306	0.002	0.006	82.53	70.35	0.147	2
1	-4.67	0.461	-0.145	0.316	0.104	0.104	0.099	0.005	0.050	30.20	31.50	0.044	1
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	

NOTA : Los desplazamientos " " están en cms.

M E T O D O   M A T R I C I A L

CALCULO DE LOS GIROS DEL MURO : $\varnothing_m$

C A S O : I



$I = 1.9617\ m^4$

$E = 2.32 \times 10^{-6}\ Tn/m^2$

$EI = 45.5114 \times 10^{-5}\ Tn\text{-}m^2$

N	$\varnothing_o$	M_m (Tn-m)	$\frac{M_m}{EI}$	MEDIANA TRAPECIO	AREA	$\varnothing_m$	ε: error	N
10	106.464	-37.688	-0.229	-1.585	-4.596	91.512	0.140	10
9	108.700	-106.430	-2.341	-2.285	-6.636	96.108	0.116	9
8	113.700	-101.706	-2.230	-1.598	-4.634	102.744	0.091	8
7	116.125	-44.090	-0.967	-0.978	-2.816	107.378	0.076	7
6	117.192	-45.024	-0.989	-0.500	-1.450	110.194	0.061	6
5	116.119	2.792	0.061	1.038	3.010	111.644	0.038	5
4	110.981	91.952	2.015	2.860	8.294	108.634	0.021	4
3	100.475	169.200	3.706	5.358	15.538	100.330	0.001	3
2	82.532	319.682	7.010	9.780	28.362	84.792	0.027	2
1	30.219	571.098	12.550	17.100	56.430	56.430		1
0	0.000	985.680	21.850	——	0.000	0.000	0.000	0

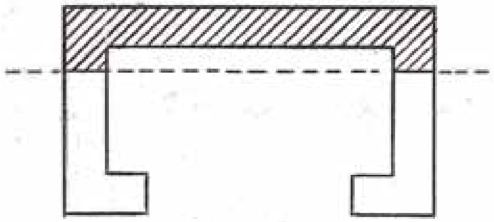
ε = ERROS RELATIVO = $\frac{\varnothing_o - \varnothing_m}{\varnothing_o} \leq \pm\ 0.10$ (Permisible)

NOTA: Todos los valores están afectados por (10^{-5}).

M E T O D O   M A T R I C I A L

CUADRO GENERAL DE DESPLAZAMIENTOS Y GIROS

C A S O : I



LLAMANDO :

Δ_o ; ϕ_o $\Rightarrow$ De la estructura

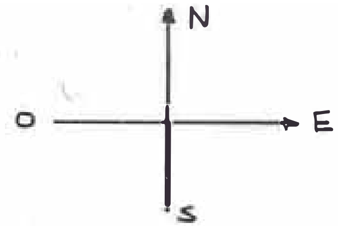
Δ_1 ; ϕ_o $\Rightarrow$ Del pórtico " 1 " = " 3 "

Δ_m ; ϕ_m $\Rightarrow$ Del muro

N°	Δ_o	Δ_1	ε_1	ϕ_o	ϕ_1	ε_1	ϕ_m	ε_m	$\bar{\varepsilon}$	N°
10	2.866	3.004	0.048	106.464	114.750	0.077	91.512	0.140	0.105	10
9	2.557	2.671	0.045	108.700	120.870	0.116	96.108	0.116	0.116	9
8	2.236	2.320	0.037	113.103	129.350	0.144	102.744	0.091	0.115	8
7	1.901	1.945	0.023	116.125	116.650	0.004	107.578	0.076	0.040	7
6	1.562	1.604	0.027	117.192	122.350	0.044	110.194	0.061	0.052	6
5	1.222	1.249	0.024	116.119	122.420	0.054	111.644	0.038	0.046	5
4	0.889	0.893	0.004	110.981	107.250	0.033	108.634	0.021	0.027	4
3	0.578	0.582	0.007	100.475	94.450	0.059	100.330	0.001	0.030	3
2	0.306	0.308	0.006	82.532	70.350	0.147	84.792	0.027	0.087	2
1	0.099	0.104	0.050	30.219	31.500	0.044	56.430	-		1

NOTA : Los desplazamientos " Δ " están en cms. y los giros " ϕ " afectados por (10^{-5})

ANALISIS SISMICO DIRECCION : O - E



METODO MATRICIAL

CASO: II MATRIZ DE RIGIDEZ: $[K]_I$

$6.957x10^6$	$-4.933x10^6$	$2.031x10^6$	$-5.430x10^5$	$1.451x10^6$	$-3.882x10^4$	$1.037x10^4$	$-2.763x10^3$	$6.900x10^2$	$-1.149x10^2$
$-4.933x10^6$	$6.539x10^6$	$-4.850x10^6$	$2.009x10^6$	$-5.372x10^5$	$1.436x10^5$	$-3.840x10^4$	$1.022x10^4$	$-2.553x10^3$	$4.254x10^2$
$2.031x10^6$	$-4.850x10^6$	$6.525x10^6$	$-4.847x10^6$	$2.008x10^6$	$-5.371x10^5$	$1.435x10^5$	$-3.823x10^4$	$9.545x10^3$	$-1.590x10^3$
$-5.430x10^5$	$2.009x10^6$	$-4.847x10^6$	$6.517x10^6$	$-4.840x10^6$	$2.008x10^6$	$-5.370x10^5$	$1.429x10^5$	$-3.570x10^4$	$5.948x10^3$
$1.451x10^5$	$-5.372x10^5$	$2.008x10^6$	$-4.840x10^6$	$6.510x10^6$	$-4.840x10^6$	$2.008x10^6$	$-5.346x10^5$	$1.334x10^5$	$-2.224x10^4$
$-3.882x10^4$	$1.436x10^5$	$-5.371x10^5$	$2.008x10^5$	$-4.840x10^6$	$6.509x10^6$	$-4.837x10^6$	$1.999x10^6$	$-4.991x10^5$	$8.316x10^4$
$1.037x10^4$	$-3.840x10^4$	$1.435x10^5$	$-5.370x10^5$	$2.008x10^6$	$-4.837x10^6$	$6.490x10^6$	$-4.792x10^6$	$1.865x10^6$	$-3.108x10^5$
$-2.763x10^3$	$1.022x10^4$	$-3.823x10^4$	$1.429x10^5$	$-5.346x10^5$	$1.999x10^6$	$-4.792x10^6$	$6.347x10^6$	$-4.29x10^6$	$1.162x10^6$
$6.900x10^2$	$-2.553x10^2$	$9.545x10^4$	$-3.570x10^4$	$1.334x10^5$	$-4.991x10^5$	$1.865x10^6$	$-4.294x10^6$	$4.488x10^6$	$-1.675x10^6$
$-1.149x10^2$	$4.254x10^2$	$-1.590x10^3$	$5.948x10^3$	$-2.224x10^4$	$8.316x10^4$	$-3.108x10^5$	$1.162x10^6$	$-1.665x10^6$	$7.490x10^5$

M E T O D O   M A T R I C I A L

SOLUCION DEL PROGRAMA ("Ing°. Yack López")

CASO : II Establecido la MATRIZ DE RIGIDEZ; el programa; tiene por resultado los siguientes valores:

N	GIRO	DESPLAZAM.	MOMENTO: TRABE	FUERZA: PORTICOS	FUERZA: MURO	CORTE: MURO	MOMENTO: MURO	MOMENTO: MURO	N
	$[X]_{II} = \emptyset_o$ $\times 10^{-5}$	$[X]_I = \Delta_o$ (cms)	$R_t\ \emptyset_o$ (Tn-m)	F_{TP} (Tn)	F_m (Tn)	V_m (Tn)	M_S (Tn-m)	M_I (Tn-m)	
10	98.6086	2.3552	34.9074	53.0179	- 3.5879	3.5879	- 0.0000	- 34.9074	10
9	99.3112	2.0692	42.1079	-5.0163	26.9963	23.4083	-45.3124	-87.4204	9
8	100.4220	1.7792	42.5789	-[illegible].5438	20.2338	43.6421	-19.5360	-62.1150	8
7	100.3250	1.4868	42.5382	27.9524	-10.5524	33.0897	+64.4473	+21.9091	7
6	98.4743	1.1973	49.8280	-3.4438	18.6838	51.7736	117.8690	+68.0413	6
5	94.4510	0.9156	47.7922	-4.6577	17.4677	69.2413	218.1840	170.3920	5
4	87.1985	0.6495	49.1799	99.8679	0.3820	69.6234	371.1920	322.0120	4
3	75.8630	0.4099	44.0005	-13.6693	21.4893	91.1127	523.9200	479.9190	3
2	59.3776	0.2095	34.4390	-16.1926	21.4526	112.5650	744.1460	709.7070	2
1	19.8531	0.0655	10.0854	-22.9559	25.7859	138.3510	1,036.1400	1,026.0600	1

CORTE EN LA BASE = 138.35 Tn;   MOMENTO EN LA BASE = 1,482.6200 Tn-m.

METODO MATRICIAL

CASO II CALCULO de F_i (pórticos); conociendo K_i (rigidez de traslación)

$$F_i = \frac{K_i}{\sum K_i} F_{T_p}$$

N°	F_{T_p} (Tn)	$\sum K_i$ Tn/m.	K_1	F_1	K_2	F_2	K_3	F_3	K'_2	F'_2	F_{T_p}	N°
10	53.017	18,540	6,000	17.161	5,720	16.356	6,000	17.161	820	2.343	53.022	10
9	- 5.016	16,550	5,500	-1.715	4,880	-1.522	5,500	-1.715	670	-0.208	- 5.162	9
8	- 0.543	16,230	5,500	-0.184	7,180	-0.152	5,500	-0.184	670	-0.022	- 0.543	8
7	27.952	26,050	9,100	9.763	6,680	7.703	9,100	9.763	670	0.718	27.949	7
6	- 3.443	25,550	9,100	-1.226	6,420	-0.900	9,100	-1.226	670	-0.090	- 3.443	6
5	- 4.657	25,290	9,100	-1.675	8,700	-1.182	9,100	-1.675	670	-0.123	- 4.657	5
4	9.867	32,210	11,400	3.492	8,180	2.665	11,400	3.492	710	0.217	9.866	4
3	-13.669	31,690	11,400	-4.916	8,180	-3.528	11,400	-4.916	710	-0.306	-13.667	3
2	-16.192	32,860	11,900	-5.863	8,320	-4.098	11,900	-5.863	740	-0.364	-16.189	2
1	-22.955	37,180	14,300	-8.828	7,640	-4.715	14,300	-8.828	940	-0.578	-22.951	1

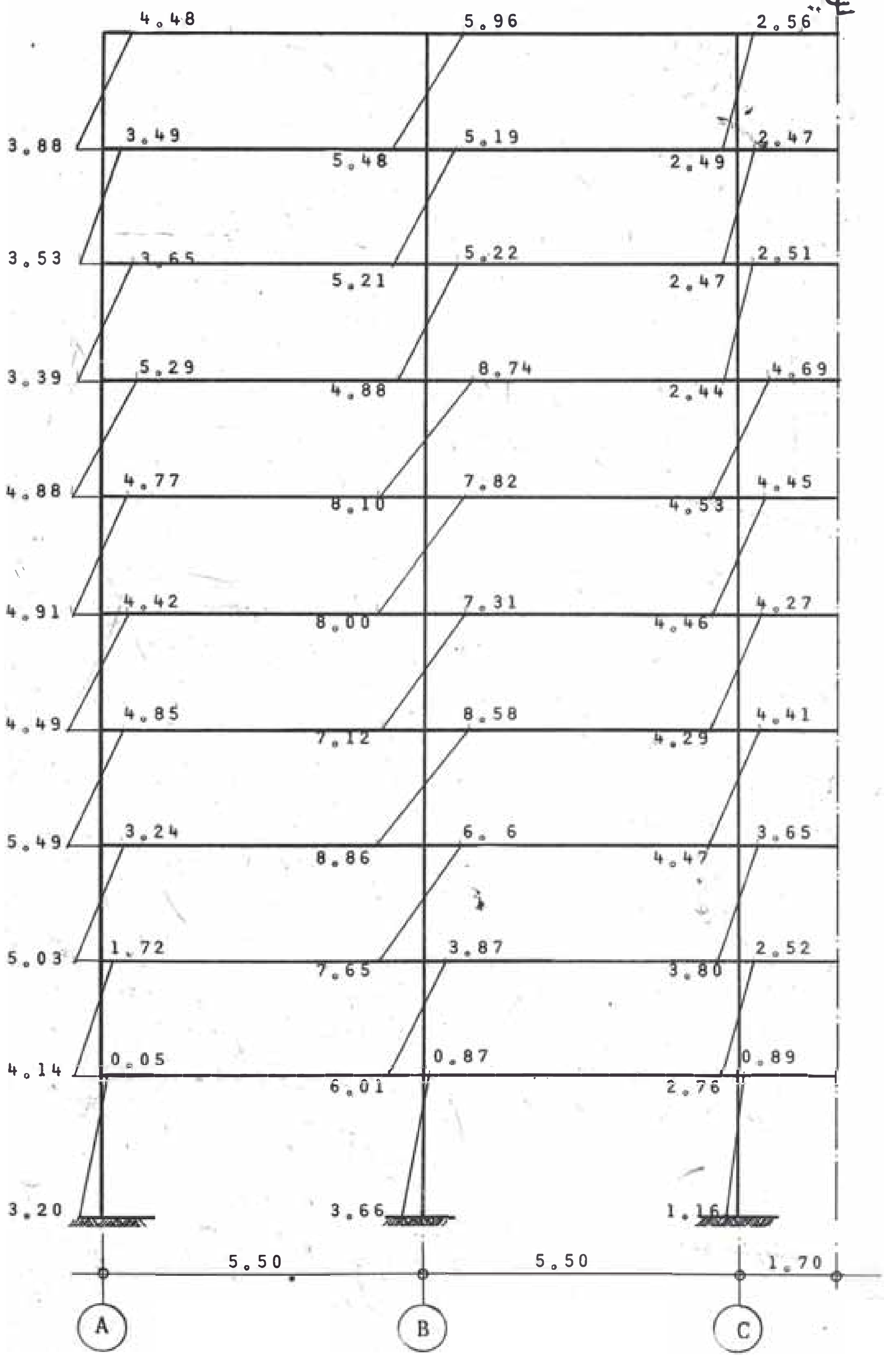
NOTA : Las fuerzas " F_i " están en Tns.

METODO MATRICIAL

CASO II

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS

PORTICO : 1 = PORTICO : 3

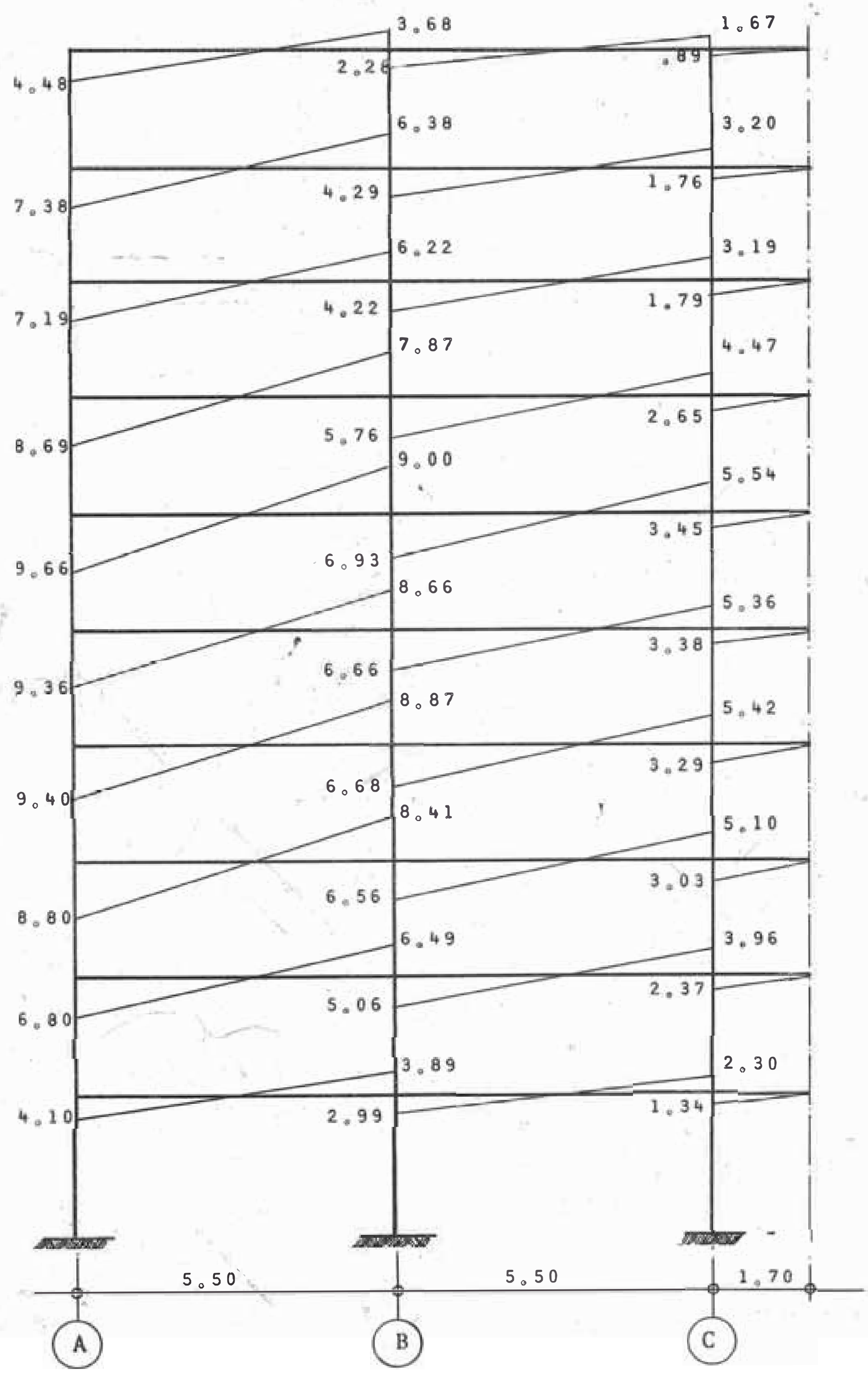


METODO MATRICIAL

CASO II

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS VIGAS

PORTICO: 1 = PORTICO: 3

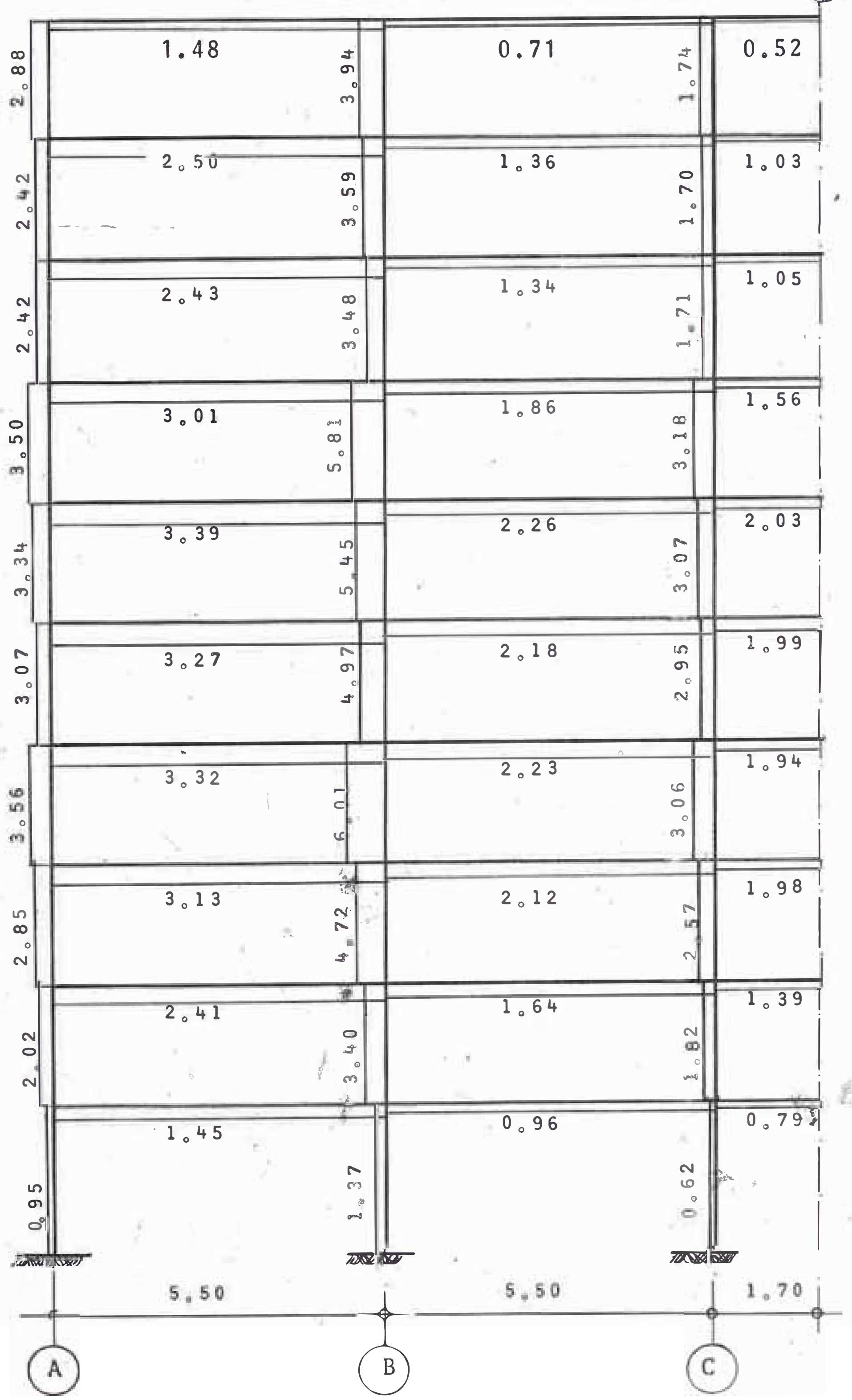


METODO MATRICIAL

CASO II

ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

PORTICO : 1 = PORTICO : 3

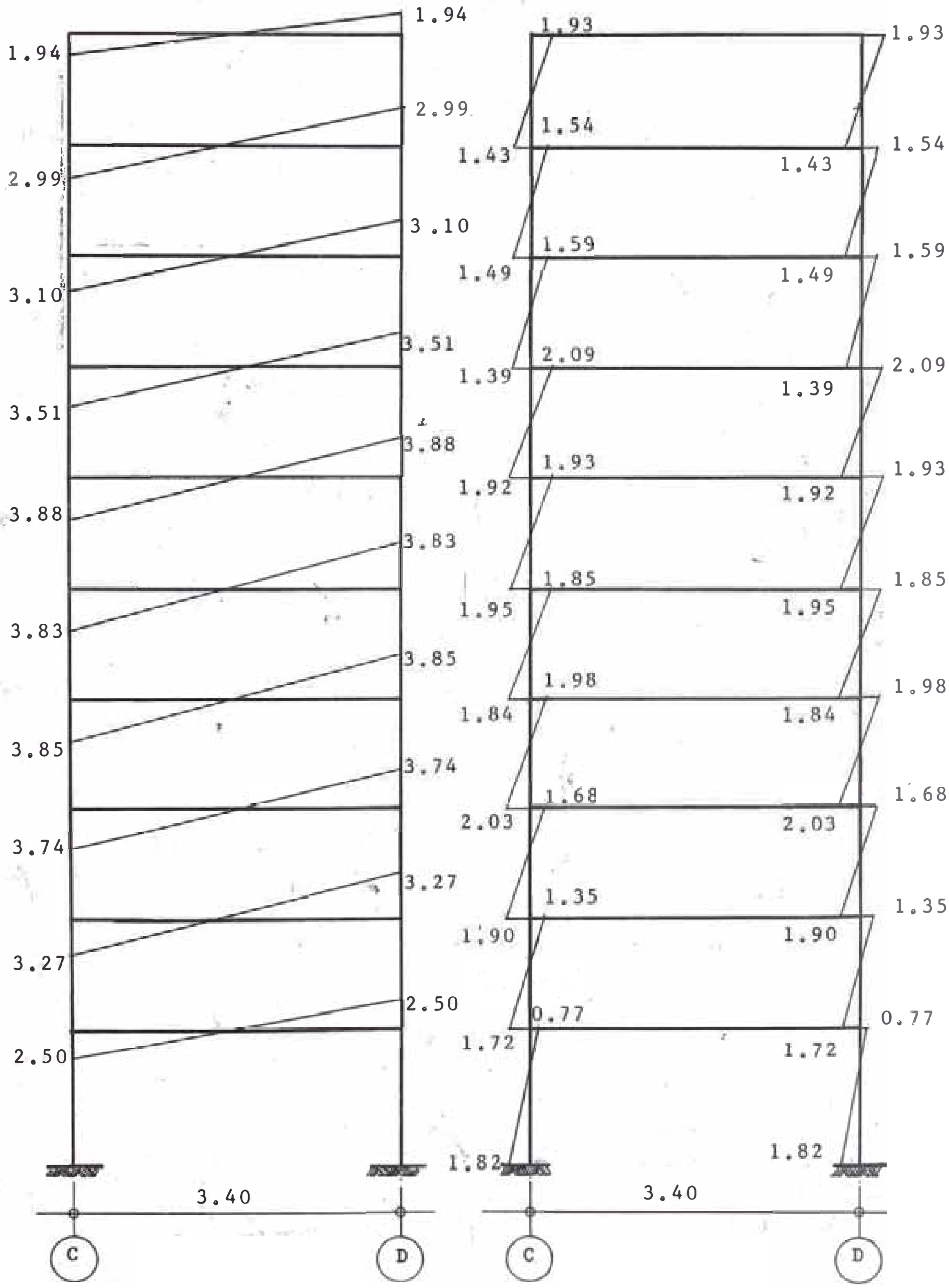


METODO MATRICIAL

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS

PORTICO : 2'

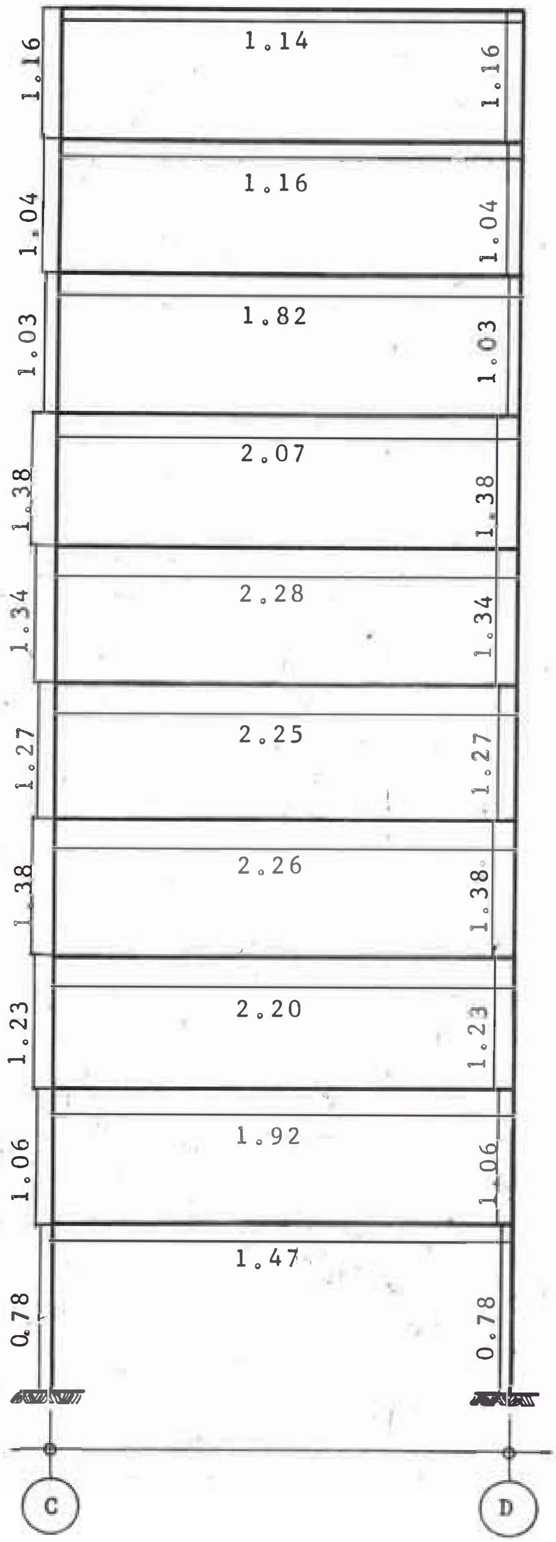
CASO : II



METODO MATRICIAL

ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

PORTICO : 2° CASO II



M E T O D O   M A T R I C I A L

DETERMINACION DE LOS DESPLZAMIENTOS : COLUMNA C_{A_1}

C A S O : II

CUADRO *a* : $\Psi_i = \frac{1}{6Ek_{vi}}(2M_{ij} - M_{ji}) + \frac{1}{6Ek_{ci}}(2M_{ik} - M_{ki})$

P O R T I C O " 1 " = P O R T I C O " 3 "

N	$6EK_{vi}$	$K_C x10^{-6}$	$6EK_{ci}$	M_{ij}	$2M_{ij}$	M_{ji}	5-6	M_{ik}	$2M_{ik}$	M_{ki}	N
10	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	4.48	8.96	3.68	5.28	4.48	8.96	3.88	10
9	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	7.38	14.76	6.38	8.38	3.49	6.98	3.53	9
8	$134x10^2$	550	$76.5x10^2$	7.19	14.38	6.22	8.16	3.65	7.30	3.39	8
7	$134x10^2$	1,440	$200x10^2$	8.60	17.38	7.87	7.51	5.29	10.58	4.88	7
6	$134x10^2$	1,440	$200x10^2$	9.66	19.32	9.00	10.32	4.77	9.54	4.91	6
5	$134x10^2$	1,440	$200x10^2$	9.36	18.72	8.66	10.06	4.42	8.84	4.49	5
4	$142x10^2$	2,480	$365x10^2$	9.40	18.80	8.87	9.93	4.85	9.70	5.49	4
3	$142x10^2$	2,480	$365x10^2$	8.80	17.60	8.41	9.19	3.24	6.48	5.03	3
2	$142x10^2$	2,480	$365x10^2$	6.80	13.60	6.49	7.11	1.72	3.44	4.14	2
1	$142x10^2$	2,180	$322x10^2$	4.10	8.20	3.89	4.31	-0.05	-0.10	3.20	1
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	

M E T O D O   M A T R I C I A L

DETERMINACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS : COLUMNA C_1 **C A S O II**

CUADRO : b $\frac{1}{6EK_{vi}}(2M_{ij} - M_{ji}) + \frac{1}{6EK_{ci}}(2M_{ik} - M_{ki})$

P O R T I C O : 1 = P O R T I C O : 3

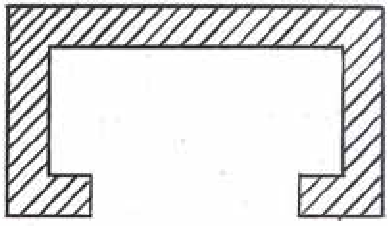
N	10-11	$\frac{7}{1}$ $\times 10^{-3}$	$\frac{11}{3}$ $\times 10^{-3}$	ψ_i $\times 10^{-3}$	δ_i	Δ_1	Δ_o	$\Delta_o - \Delta_1$	ε_1	$\emptyset_1 x10^{-5}$	$\emptyset_1 x10^{-5}$	ε_1	N
10	5.08	0.393	0.662	1.055	0.305	2.380	2.355	0.025	0.016	98.60	105.10	0.066	10
9	3.45	0.623	0.451	1.074	0.311	2.075	2.069	0.006	0.003	99.31	107.20	0.080	9
8	3.91	0.609	0.511	1.1120	0.325	1.764	1.779	0.015	0.008	100.42	108.50	0.082	8
7	5.70	0.560	0.285	0.845	0.245	1.449	1.468	0.037	0.025	100.32	85.00	0.148	7
6	4.63	0.769	0.232	1.001	0.290	1.204	1.197	0.007	0.006	98.47	100.00	0.015	6
5	4.35	0.750	0.217	0.967	0.280	0.914	0.915	0.001	0.001	94.45	96.50	0.021	5
4	4.21	0.699	0.115	0.814	0.236	0.634	9.649	0.015	0.023	87.19	81.40	0.061	4
3	1.45	0.645	0.039	0.684	0.192	0.398	0.409	0.011	0.027	75.86	66.12	0.129	3
2	-0.70	+0.500	0.019	0.481	0.140	0.306	0.209	0.003	0.014	59.37	48.40	0.184	2
1	-3.30	0.303	0.102	0.201	0.066	0.066	0.065	0.001	0.015	19.85	20.10	0.012	1
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	

NOTA.- Los desplazamientos están en (cms.)

M E T O D O   M A T R I C I A L

CALCULO DE LOS GIROS DEL MURO ϕ_m

C A S O : II



$I = 4.7248 \ m^4$

$E = 2.32 \times 10^6 \ Tn/m^2$

$EI = 109.6153 \times 10^5 \ Tn\text{-}m^2$

N	ϕ_o	M_m	$\frac{M_m}{EI}$	MEDIANA TRAPECIO	AREA	ϕ_m	ERROR	N
10	99.608	-34.907	-0.319	-0.559	-1.619	93.305	0.054	10
9	99.311	-87.420	-0.799	-0.684	-1.984	94.926	0.044	9
8	100.422	-62.115	-0.568	- +	-0.608 10.076	96.910	0.0351	8
7	100.325	21.909	0.200	0.411	1.191	97.442	0.028	7
6	98.474	68.041	0.621	1.104	3.207	96.251	0.022	6
5	94.451	107.392	1.586	2.263	6.582	94.044	0.004	5
4	87.198	322.012	2.940	3.657	10.620	87.462	0.002	4
3	75.863	479.919	4.374	5.480	15.880	76.842	0.013	3
2	59.377	709.707	6.485	7.932	23.112	60.962	0.026	2
1	19.853	1026.060	9.380	11.450	37.850	37.850	—	1
0	0.000	1482.620	13.520	—	—	—	—	0

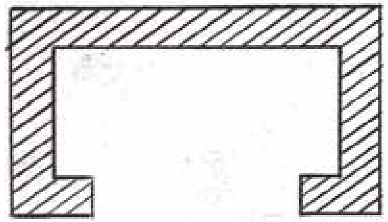
ε = ERROR RELATIVO = $\dfrac{\phi_o - \phi m}{\phi_o} \leqslant 0.10$ (Permisible)

NOTA : Todos los valores están afectados por (10^{-5}).

M E T O D O M A T R I C I A L

CUADRO GENERAL DE DESPLZAMIENTOS Y GIROS

C A S O : II



LLAMANDO : Δ_o ϕ_o De la estructura

Δ_1 ; ϕ_1 Del pórtico " 1 " = " 3 "

Δ_m ; ϕ_m Del muro

N	Δ_o	Δ_1	ε_1	ϕ_o	ϕ_1	ε_1	ϕ_m	ε_m	$\bar{\varepsilon}$	N
10	2.355	2.380	0.016	98.608	105.10	0.066	93.305	0.054	0.060	10
9	2.069	2.075	0.003	99.311	107.20	0.080	94.920	0.044	0.062	9
8	1.779	1.764	0.008	100.422	108.50	0.082	96.910	0.035	0.068	8
7	1.486	1.449	0.025	100.325	85.00	0.148	97.442	0.028	0.088	7
6	1.197	1.204	0.006	98.474	100.00	0.015	96.251	0.022	0.017	6
5	0.915	0.914	0.001	94.451	96.50	0.021	94.044	0.004	0.012	5
4	0.649	0.634	0.023	87.198	81.40	0.061	87.462	0.002	0.031	4
3	0.409	0.398	0.027	75.863	66.12	0.129	76.842	0.013	0.071	3
2	0.209	0.206	0.014	59.377	48.40	0.184	60.962	0.026	0.0105	2
1	0.065	0.066	0.015	19.853	20.10	0.012	37.850	—	—	1

NOTA : Los desplazamientos " Δ " están en cms y los giros " ϕ " afectados por (10^{-5})

M E T O D O   M A T R I C I A L

R E S U M E N

El modelo de análisis está representado en la figura N°1. El comportamiento de la placa, en la suposición que no existiría interacción con los pórticos sería como una viga en cantiliver. Es decir no tendría ningún tipo de restricción a que se deforme, tanto en desplazamiento como en giro, en la zona de voladizo. Pero esto no sucede ya que en cada nivel presenta 2 coordenadas (uno de desplazamiento y uno de giro); lo cual significa la presencia de pórticos; marcos y viga de interacción. Como el edificio es de diez niveles, se debe de considerar 2x10=20 coordenadas.

Estas coordenadas nos pueden representar cargas ó deformaciones.

La expresión base del método es : $\{F\} = [K] \{X\}$ en la cual la matriz $\{F\}$ es conocida y la matriz de rigidez $[K]$, se debe de determinar, de la misma manera que los ejemplos ilustrativos, la cual por ser del orden 20x20 traería muchas dificultades en el proceso. Para solucionar el modelo de estudio se utilizó el programa del Ing°. Yack López (Programa Inédito). Como se puede ver que una vez determinado todos los elementos de la matriz $[K]$; esto se puede subdividir en 4 matrices parte de orden 10x10; haciendo más rápida la solución del programa.

RESPUESTAS DEL PROGRAMA

1).- Calcula los desplazamientos mediante la expresión A $= \Delta_o$

2).- Calcula los giro " " " B $= \phi_o$

3).- Calcula los momentos de interacción " " C $= R\phi_o$

4).- Calcula la fuerza total de los pórticos y marcos; D $= F_{TP}$

5).- Calcula la fuerza del muro : $F_{m_i} = F_{T_i} - F_{TP_i}$ ---------- E

6).- Calcula el corte del muro $V_{m_i} = \sum_{i=1}^{10} F_{m_i}$ ---------- F

7).- Calcula los momentos finales de la placa ó muro.

M E T O D O   M A T R I C I A L

Conociendo la configuración final de la placa ó muro, mediante las expresiones A y B ; a estos valores le llamaremos Δ_o = desplazamiento de la estructura; ϕ_o = giro de la estructura, ya que hemos considerado la acción de todos sus elementos.

Posteriormente se tiene que comprobar que cada uno de sus elementos (columna; viga, y muro) sufren las mismas deformaciones (desplazamiento y giro) bajo la acción de sus respectivos esfuerzos.

Para la placa ó muro se utiliza los momentos finales que se obtiene de la respuesta 7 del programa; y por el método de área de momentos se determinan los giros.

Para los pórticos se debe hallar la fuerza a la que está sometida cada uno de ellos mediante la expresión $F_i = F_{TP}(\frac{K_i}{\Sigma K_i})$ conociendo la fuerza; se puede aplicar cualquier método iterativo para realizar la distribución de momentos (se emplea el programa del Ing°. Armando Navarro Peña; del método TAKABEYA). Conocida la distribución final de momentos en vigas y columnas, mediante las ecuaciones básicas de Slope-Deflection; calcularemos las deformaciones de las columnas; y la comprobamos con la estructura

El método es aceptado después de haber realizado dichas comparaciones, teniendo como error tolerable el 10% del valor inicial.

<u>¿Que se ha comprobado?</u>

1.- $V_T - V_m + V_{Port}$ (corte total; es igual al corte del muro y corte de los pórticos).

2.- $\Delta_o \doteq \Delta_1 \doteq \Delta_m$ (Los desplazamientos de los elementos deben ser iguales).

3.- $\phi_o \doteq \phi_1 \doteq \phi_m$ (Los giros de los elementos deben ser iguales)

M E T O D O   M A T R I C I A L

C O N C L U S I O N E S

El método se puede aplicar también para cargas verticales y en general para cualquier tipo de cargas.

En la actualidad su utilización ha llegado a su máxima efectividad con el uso de la computadora electrónica.

Desde que este método es resuelto mediante programas de computación, se debe trabajar con matrices del menor orden posible; logrando así obtener un menor tiempo en la solución del programa; la cual representa un ahorro económico.

Los datos que se le dan a la computadora son los siguientes

N = Número de pisos

h_i = Altura de pisos

E = Módulo de elasticidad de la placa

I = Momento de inercia de la placa

K_{Ti} = Constante del resorte a la traslación

R_i = Constante del resorte a la rotación

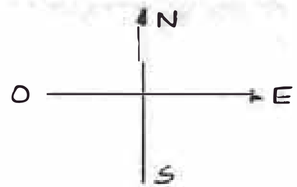
P_i = Carga externa estática

El programa con estos datos calcula la matriz de rigidez y nos da las respuestas que ya conocemos. Nos hacemos la siguiente pregunta

¿Es un método exacto?

El método en sí; es exacto, salvo el cálculo de los valores "K_T " y "R " que dependen de ciertas asunciones que se la da el autor para determinarlos, considerándolas a éstas como satisfactorias.

ANALISIS SISMICO - DIRECCION : N-S



MATRIZ DE RIGIDEZ : METODO MATRICIAL (PRIMER CASO)

6.34×10^{6}	-4.50×10^{6}	1.85×10^{6}	-4.91×10^{5}	1.31×10^{5}	-3.48×10^{4}	9.25×10^{3}	-2.45×10^{3}	6.09×10^{2}	-1.01×10^{2}
-4.50×10^{6}	5.98×10^{6}	-4.43×10^{6}	1.83×10^{6}	-4.86×10^{5}	1.29×10^{5}	-3.44×10^{4}	9.12×10^{3}	-2.27×10^{3}	3.77×10^{2}
1.85×10^{6}	-4.43×10^{6}	5.96×10^{6}	-4.43×10^{6}	1.83×10^{6}	-4.86×10^{5}	1.29×10^{5}	-3.43×10^{4}	8.53×10^{3}	-1.42×10^{3}
-4.91×10^{5}	1.83×10^{6}	-4.43×10^{6}	5.96×10^{6}	-4.42×10^{6}	1.83×10^{6}	-4.86×10^{5}	1.29×10^{5}	-3.21×10^{4}	5.33×10^{3}
1.31×10^{5}	-4.86×10^{5}	1.83×10^{6}	-4.42×10^{6}	5.96×10^{6}	-4.42×10^{6}	1.83×10^{6}	-4.84×10^{5}	1.20×10^{5}	-2.00×10^{4}
-3.48×10^{4}	1.29×10^{5}	-4.86×10^{5}	1.83×10^{6}	-4.42×10^{6}	5.95×10^{6}	-4.42×10^{6}	1.82×10^{6}	-4.53×10^{5}	7.53×10^{4}
9.25×10^{3}	-3.44×10^{4}	1.29×10^{5}	-4.86×10^{5}	1.83×10^{6}	-4.42×10^{6}	5.94×10^{6}	-4.38×10^{6}	1.70×10^{6}	2.83×10^{5}
-2.45×10^{3}	9.12×10^{3}	-3.43×10^{4}	1.29×10^{5}	-4.84×10^{5}	1.82×10^{6}	-4.38×10^{6}	5.82×10^{6}	-3.93×10^{6}	1.06×10^{6}
6.09×10^{2}	-2.27×10^{3}	8.53×10^{3}	-3.21×10^{4}	1.20×10^{5}	-4.53×10^{5}	1.70×10^{6}	-3.93×10^{6}	4.13×10^{6}	-1.54×10^{6}
-1.01×10^{2}	3.77×10^{2}	-1.42×10^{3}	5.33×10^{3}	-2.00×10^{4}	7.53×10^{4}	-2.83×10^{5}	1.06×10^{6}	-1.54×10^{6}	7.01×10^{5}

RESULTADOS DEL METODO MATRICIAL. PRIMER CASO

N	$\emptyset_o x10^{-6}$	$\Delta_o x10^{-4}$	$F_t \phi_o$	F_{TP}	F_m	V_m	MS	MI	N
10	728.80	190.06	88.97	28.990	17.249	17.249	0	88.97	10
9	740.85	168.93	113.56	- 3.065	22.585	39.835	38.95	152.51	9
8	765.20	147.09	117.29	- 0.426	17.896	57.732	36.99	154.28	8
7	784.11	124.55	122.54	15.019	0.520	58.252	- 12.70	109.40	7
6	790.16	101.62	130.66	- 2.115	15.635	73.888	- 58.52	71.14	6
5	776.97	78.72	128.46	- 1.830	13.200	87.088	-143.13	- 14.64	5
4	734.45	56.55	130.07	3.160	5.929	93.017	-267.20	-137.12	4
3	653.12	36.12	118.20	- 7.654	14.593	107.611	-406.87	-288.67	3
2	520.87	18.67	94.27	- 6.619	11.259	118.871	-600.07	-506.47	2
1	179.14	5.911	32.12	-14.108	16.618	135.490	-851.20	-819.07	1

CORTANTE EN LA BASE = 135.49 Tm

MOMENTO EN LA BASE = 1266.19 Tm-m

METODO MATRICIAL (PRIMER CASO) COMPROBACION DE ROTACIONES

N	M_m (Tn-m)	M/EIx10^{-6}	2Mediana x 10^{-6}	AREASx10^{-6}	θx10^{-6}	θ_ix10^{-6}	N
10	- 88.975	- 8.8975	- 20.9718		582.67	728.80	10
		- 12.0743	- 27.3255	- 15.15			
9	- 152.512	- 15.2512	- 30.5909	- 19.80	617.67	740.85	9
		- 15.3397	- 30.7679	- 22.25			
8	- 154.282	- 15.4282	- 28.6125	- 22.30	662.17	765.20	8
		- 13.1843	- 24.1248	- 20.73			
7	- 109.405	- 10.9405	- 19.9683	- 17.50	700.40	784.12	7
		- 9.0278	- 16.1421	- 14.45			
6	- 71.143	- 7.1143		- 11.70	726.55	790.17	6
				- 8.60			
5	14.645	1.4645	90.5529	0.35	734.80	776.97	5
		7.5884	21.3008	6.56			
4	137.124	13.7124	35.0021	15.44	712.80	734.45	4
		21.2897	50.1567	25.40			
3	288.670	28.8670	68.6247	36.40	651.00	653.12	3
		39.75.77	90.4050	49.70			
2	506.473	50.7473	116.9249	65.50	535.80	520.88	2
		66.2776	148.1855	85.00			
1	819.079	81.9079	186.1714	107.30	343.50	179.141	1
		114.2635	130.8825	153.50			
0	1266.190	126.6190		190.00			0

En este cuadro en la primera columna figuran los valores de los momentos en el eje del muro equivalente, cuyos valores se han calculado en la computadora.

El valor EI es aproximadamente 10 x 10^6 Ton-m^2.

Las comprobaciones de rotación y de deflexión de los muros se realizan de manera similar a las explicadas en el Método de Diferencias Finitas.

MOMENTOS DE VIGAS INCIDENTES EN LOS MUROS Y CARGAS LATERALES AL MURO

a) Como se conoce el total, se reparte proporcionalmente a los momentos por unidad de giro.

MOMENTOS

N	TOTAL	LATERAL			ASC. EJE "C"		N
		Coef.	M	M.ACUM.	M	M. ACUM.	
10	88.9754	.334	29.70	29.70	14.787	14.787	10
9	113.5600	.307	34.88	64.58	21.900	36.687	9
8	117.292	.307	36.00	100.58	22.646	59.333	8
7	122.545	.350	43.00	143.58	18.272	77.605	7
6	130.066	.3575	46.50	190.08	18.533	96.138	6
5	128.486	.3575	45.90	235.98	18.343	114.481	5
4	130.070	.354	45.92	281.90	19.115	133.596	4
3	118.204	.351	41.55	323.45	17.552	151.148	3
2	94.270	.351	33.10	356.55	14.035	165.183	2
1	32.120	.352	11.35	367.90	4.710	169.893	1

b) Repartimos proporcionalmente a las Inercias de los Muros.

CARGAS LATERALES

N	F. TOTAL	LATERAL			ASC. EJE "C"		N
		Coef.	F	V	F	V	
10	17.2495	.3573	6.1632	6.1632	2.4615	2.4615	10
9	22.5855		8.0697	14.2329	3.2235	5.6850	9
8	17.8968		6.3945	20.6274	2.5539	8.2389	8
7	0.5201		0.1758	20.8032	0.0842	8.3231	7
6	15.6359		5.5867	26.3899	2.2312	10.5543	6
5	13.2000		4.7163	31.1062	1.8837	12.4380	5
4	5.9 2935		2.1185	33.2247	0.8462	13.2842	4
3	14.5939		5.2144	38.4391	2.0825	15.3667	3
2	11.2598		4.0231	42.4622	1.6068	16.9735	2
1	16.6189		5.9379	48.4001	2.3715	19.3450	1
0							0

COMPROBACION DE GIROS - METODOS MATRICIAL   PLACA LATERAL   PRIMER CASO

N	TON V	TON-M Vh	TON-M M.VOL	TON-M M_R	TON-M M_m	(m^{-1}) $M/EI \times 10^{-6}$	$AREAS \times 10^{-6}$	$\emptyset \times 10^{-6}$	$\emptyset \times 10^{-6}$	N
10	6.16	17.87	0.00	29.70	-29.70	- 8.30	- 13.76	706.91	728.80	10
9	14.23	41.27	17.87	64.58	- 46.71	-13.06	- 17.20 - 18.40	737.87	740.85	9
8	20.63	59.82	59.14	100.58	- 41.44	-11.55	- 17.10 - 15.10	773.37	765.19	8
7	20.80	60.33	118.96	143.58	- 24.62	- 6.89	- 11.70 - 8.55	800.17	784.11	7
6	26.39	76.53	179.29	190.08	- 10.79	- 2.95	- 5.70 - 1.47	814.42	790.16	6
5	31.11	90.21	255.82	235.96	19.84	5.54	5.54 12.55	810.35	776.97	5
4	33.22	96.53	346.03	281.90	64.13	18.00	21.60 31.60	776.20	734.45	4
3	38.44	111.47	442.38	323.45	118.93	33.22	42.60 56.00	702.00	653.12	3
2	42.46	123.14	553.85	356.55	197.30	55.00	72.00 92.00	564.00	520.87	2
1	48.40	159.72	676.99	367.90	309.09	86.00	114.50 160.50	357.50	179.14	1
0			836.71	367.90	468.81	130.80	197.00	0	0	0

$EI = 3.5809 \times 10^6$ Ton-m^2

COMPROBACION DE GIROS METODO MATRICIAL PLACA ASCENSOR. PRIMER CASO

N	TON V	TON-M Vh	TON-M M. VOL.	TON-M M_R	TON-M M	m^{-1} $M/EI \times 10^{-6}$	$AREAS \times 10^{-6}$	$\emptyset \times 10^{-6}$	$\emptyset_i \times 10^{-6}$	N
10	2.46	7.138	0.00	14.787	- 14.787	-10.33	- 18.75	337.1	728.8	10
9	5.68	16.486	7.138	36.687	- 29.549	-20.70	- 26.25 - 31.60	382.1	740.8	9
8	5.24	23.893	23.624	59.333	- 35.709	-25.00	- 34.60 - 34.80	448.3	765.2	8
7	8.32	24.137	47.517	77.605	- 30.088	-21.00	- 31.90 - 29.00	515.0	784.1	7
6	10.55	30.607	71.654	96.138	- 24.484	-17.10	- 26.75 - 21.75	570.2	790.2	6
5	12.44	36.070	102.261	114.481	- 12.220	- 8.70	- 15.70 - 9.15	607.7	777.0	5
4	13.28	38.424	138.331	133.596	4.735	3.31	1.33 9.90	615.5	734.4	4
3	15.36	44.563	176.755	151.148	24.607	17.28	20.00 33.10	585.6	653.1	3
2	16.97	49.223	221.318	165.183	56.135	39.40	49.10 68.40	503.4	520.9	2
1	19.34	64.000	270.541	169.893	100.648	70.00	91.00 144.00	344.0	179.1	1
0			334.541	169.893	164.648	126	200.00	0	0	0

$EI = 1.4287 \times 10^6 \ Ton\text{-}m^2$

COMPROBACION DE DEFLEXIONES PARA PLACA ASCENSOR. PRIMER CASO. METODO MATRICIAL

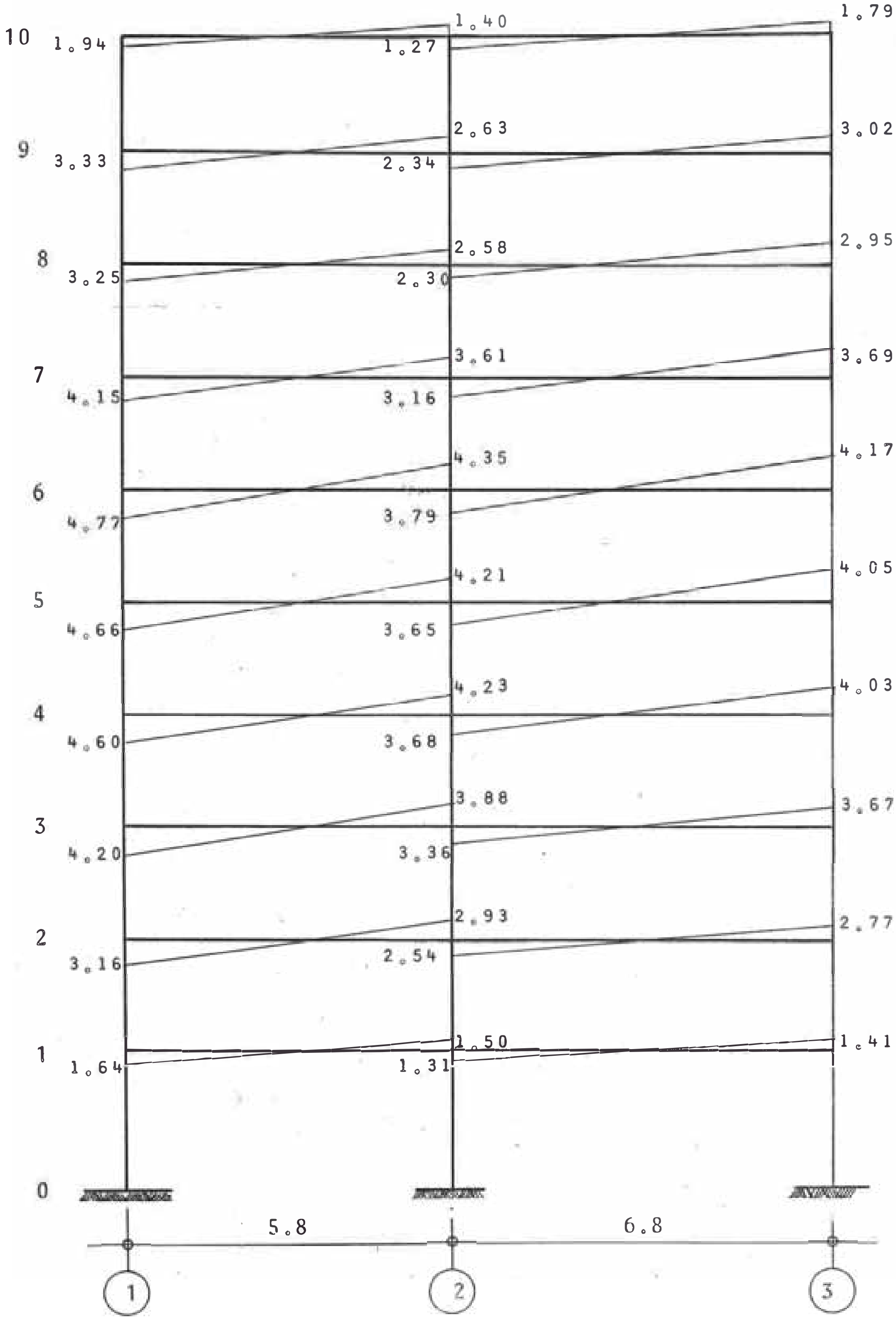
M	N	M/EI	$M_i/EI=A_i$	A_ih_i	ΣA_ih_i	$h_i\Sigma A_ih_i$	$M_ih_i/2EI$	δ_b	δ_N	N	M
	10	4.98	2.5	7	2520	7308	10	7318	61258	10	
	9	16.53	10.7	31	2513	7288	45	7333	53940	9	
V	8	33.20	24.8	72	2482	7198	104	7302	46607	8	V
O	7	50.00	41.6	121	2410	6989	175	7164	39305	7	O
L	6	71.40	60.7	175	2289	6598	255	6853	32141	6	L
A	5	97.00	64.2	186	2114	6031	270	6301	25288	5	A
D	4	124.00	110.5	321	1928	5591	465	6056	18987	4	D
O	3	155 00	139.5	405	1607	4660	585	5245	12931	3	O
	2	192.00	173.5	502	1202	3486	730	4216	7886	2	
	1	233.00	212.5	700	700	2310	1160	3470	3470	1	
C	10	10.35	10.3	30	2107	6110	43	6153	46119	10	C
O	9	25.70	25.7	74	2077	6023	108	6131	39966	9	O
R	8	41.50	41.5	120	2003	5806	174	5980	33835	8	R
R	7	54.30	54.2	157	1883	5461	228	5689	27855	7	R
E	6	67.30	67.3	195	1726	5005	282	5287	22166	6	E
C	5	80.00	80.0	232	1531	4440	336	4776	16879	5	C
C	4	93.50	93.5	272	1299	3767	394	4161	12103	4	C
I	3	105.60	105.6	305	1029	2984	444	3428	7942	3	I
O	2	115.30	115.3	334	724	2100	483	2583	4514	2	O
N	1	118.40	118.4	390	390	1287	644	1931	1931	1	N

Δ	15139	13974	12772	11450	9975	8409	6884	4989	3372	1539	Δ
Δ_i	19006	16893	14709	12455	10162	7872	5655	3612	1867	591	Δ_i
N	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	N

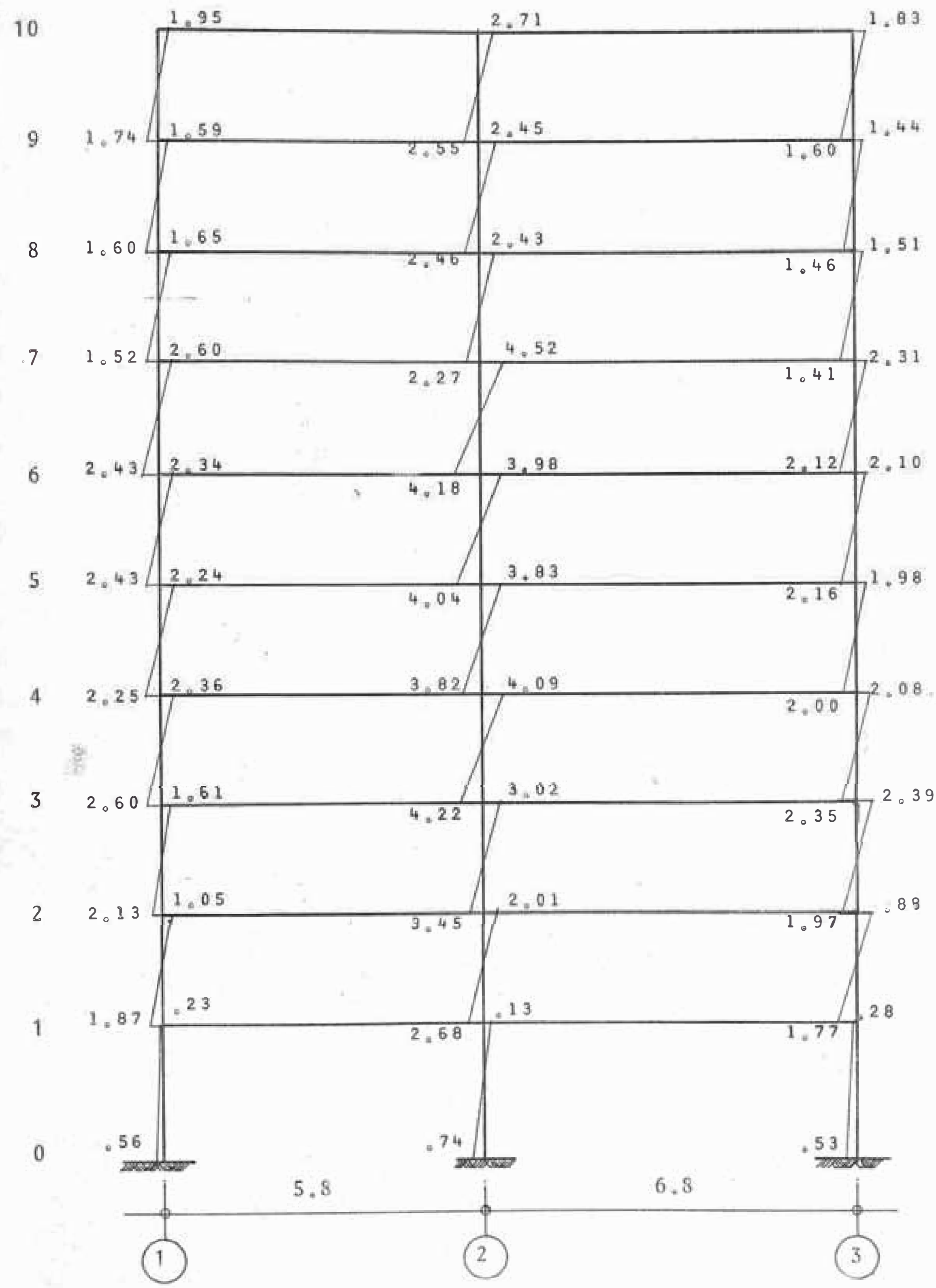
COMPROBACION DE DEFLEXIONES PLACA LATERAL PRIMER CASO. METODO MATRICIAL

	M	N	M/EI	$M_i/EI=A_i$	A_ih_i	ΣA_ih_i	$h_i\Sigma A_ih_i$	$M_ih_i^2/2EI$	δ_B	δ_N	N	M	
		10	5.0	2.5	7.3	2588	7505	10	7515	62743	10		
		9	16.6	10.8	31.4	2581	7485	45	7530	55228	9		
	V	8	33.2	24.9	72.0	2555	7395	104	7499	47698	8	V	
	O	7	50.0	41.6	121.0	2478	7186	175	7361	40199	7	O	
	L	6	71.5	60.7	176.0	2357	6836	255	7091	32838	6	L	
	A	5	97.0	84.2	245.0	2181	6325	355	6680	25747	5	A	
	D	4	123.5	110.2	320.0	1936	5615	465	6080	19067	4	D	
	O	3	155.0	139.2	404.0	1616	4686	583	5269	12987	3	O	
		2	189.0	177.0	512.0	1212	3515	743	4258	7718	2		
		1	234.0	211.5	700.0	700	2310	1150	3460	3460	1		
	C	10	8.3	8.3	24.0	1734	5029	35	5064	38629	10	C	
	O	9	18.0	18.0	52.0	1710	4959	76	5035	33565	9	O	
	R	8	27.9	27.9	81.0	1658	4008	117	4925	28530	8	R	
	R	7	40.1	40.1	116.0	1577	4573	168	4741	23605	7	R	
	E	6	53.0	53.0	154.0	1471	4137	223	4360	18864	6	E	
	C	5	66.0	66.0	191.0	1307	3790	278	4063	14504	5	C	
	C	4	78.7	78.7	228.0	1116	3236	330	3566	10436	4	C	
	I	3	90.0	90.0	260.0	888	2576	375	2951	6870	3	I	
	O	2	99.8	99.8	289.0	628	1821	419	2240	3919	2	O	
	N	1	102.7	102.7	339.0	339	1119	560	1679	1679	1	N	
Δ	24114		21863	19168	16594	13974	11243	18631	6117	3799	1739		Δ
Δ_i	19006		16893	14709	12455	10162	7872	5655	3612	1867	591		Δ_i
N	10		9	8	7	6	5	4	3	2	1		N

MOMENTOS VIGAS PORTICO : B M. MATRICIAL 1er. CASO



MOMENTOS. COLUMNAS PORTICO B M. MATRICIAL 1er. CASO



ANALISIS SISMICO DIRECCION N - S

MATRIZ DE RIGIDEZ. METODO MATRICIAL. SEGUNDO CASO

$1.23x10^{8}$	$-8.77x10^{7}$	$3.64x10^{7}$	$-9.76x10^{6}$	$2.61x10^{6}$	$-7.00x10^{5}$	$1.87x10^{5}$	$-5.00x10^{4}$	$1.25x10^{4}$	$-2.08x10^{3}$
$-8.77x10^{7}$	$1.15x10^{8}$	$-8.62x10^{7}$	$3.60x10^{7}$	$-9.65x10^{6}$	$2.58x10^{6}$	$-6.93x10^{5}$	$1.84x10^{5}$	$-4.61x10^{4}$	$7.69x10^{3}$
$3.64x10^{7}$	$-8.62x10^{7}$	$1.15x10^{8}$	$-8.61x10^{7}$	$3.60x10^{7}$	$-9.64x10^{6}$	$2.58x10^{6}$	$-6.89x10^{5}$	$1.72x10^{5}$	$-2.87x10^{4}$
$-9.76x10^{6}$	$3.60x10^{7}$	$-8.61x10^{7}$	$1.15x10^{8}$	$-8.61x10^{7}$	$3.60x10^{7}$	$-9.64x10^{6}$	$2.57x10^{6}$	$-6.43x10^{5}$	$1.07x10^{5}$
$2.61x10^{6}$	$-9.65x10^{6}$	$3.60x10^{7}$	$-8.61x10^{7}$	$1.15x10^{8}$	$-8.61x10^{7}$	$3.60x10^{7}$	$-9.60x10^{6}$	$2.40x10^{6}$	$-3.99x10^{5}$
$-7.00x10^{5}$	$2.58x10^{6}$	$-9.65x10^{6}$	$3.60x10^{7}$	$-8.61x10^{7}$	$1.15x10^{8}$	$-8.61x10^{7}$	$3.58x10^{7}$	$-8.95x10^{6}$	$1.49x10^{6}$
$1.87x10^{5}$	$-6.93x10^{5}$	$2.58x10^{6}$	$-9.64x10^{6}$	$3.60x10^{7}$	$-8.61x10^{7}$	$1.15x10^{8}$	$-8.54x10^{7}$	$3.34x10^{7}$	$-5.57x10^{6}$
$-5.00x10^{4}$	$1.84x10^{5}$	$-6.89x10^{5}$	$2.57x10^{6}$	$-9.60x10^{6}$	$3.58x10^{7}$	$-8.54x10^{7}$	$1.13x10^{8}$	$-7.65x10^{7}$	$2.08x10^{7}$
$1.25x10^{4}$	$-4.61x10^{4}$	$1.72x10^{5}$	$-6.43x10^{6}$	$2.40x10^{6}$	$-8.95x10^{6}$	$3.34x10^{7}$	$-7.65x10^{7}$	$7.95x10^{7}$	$-2.93x10^{7}$
$-2.08x10^{3}$	$7.69x10^{3}$	$-2.87x10^{4}$	$1.07x10^{5}$	$-3.99x10^{5}$	$1.49x10^{6}$	$-5.57x10^{6}$	$2.08x10^{7}$	$-2.93x10^{7}$	$1.29x10^{7}$

ANALISIS SISMICO DIRECCION N - S

RESULTADOS METODO MATRICIAL . SEGUNDO CASO

N	$\emptyset_i x10^{-6}$	$Y_i x10^{-4}$	RM	EP	CM	VM	MS	MI	N
10	194.26	40.76	7.90	5.309	42.240	42.240	0	7.90	10
9	193.27	35.13	8.83	-0.755	21.805	64.046	-114.59	- 105.76	9
8	190.29	29.55	8.69	-0.117	18.947	82.994	-291.49	- 282.80	8
7	184.21	24.09	8.57	0.992	15.747	98.741	-523.48	- 514.91	7
6	174.38	18.86	8.26	-0.156	14.696	113.438	-801.26	- 793.00	6
5	160.14	13.98	7.58	-0.529	12.759	126.197	-1121.97	-1114.38	5
4	140.91	9.57	7.35	0.011	9.758	135.955	-1480.36	-1473.00	4
3	116.18	5.81	6.24	-1.058	8.508	144.463	-1867.27	-1861.03	3
2	85.56	2.83	4.59	-1.068	6.048	150.512	-2279.98	-2275.38	2
1	25.61	0.84	1.36	-1.341	4.021	154.533	-2711.87	-2710.51	1

CORTANTE EN LA BASE = 154.53 TON.

MOMENTO EN LA BASE = -32.20.47 TON-M.

<u>II CASO</u> METODO MATRICIAL. COMPROBACION DE GIROS

N	M	$M/EI \times 10^{-6}$	Medianax2	AREAS	$\theta \times 10^{-6}$	$O \times 10^{-6}$	N
10	- 7.90	- 0.04		0.78	197.71	194.26	10
9	105.76	0.54	1.53	1.11	196.83	193.37	9
		0.99	2.43	1.77	195.72		
8	282.80	1.44	3.47	2.52	193.95	190.29	8
		2.03	4.66	3.36	191.43		
7	514.91	2.63	5.97	4.32	188.07	184.21	7
		3.34	7.39	5.35	183.75		
6	793.00	4.05	8.90	6.45	178.40	174.38	6
		4.85	10.51	7.61	171.95		
5	1114.38	5.66	12.23	8.86	164.34	160.14	5
		6.57	14.05	10.20	155.48		
4	1473.00	7.48	15.97	11.55	145.28	140.91	4
		8.49	17.99	13.03	133.73		
3	1861.03	9.50	20.05	14.50	120.70	116.18	3
		10.55	22.15	16.05	106.20		
2	2275.38	11.60	24.30	17.65	90.15	85.56	2
		12.70	26.50	19.20	72.50		
1	2710.51	13.80	28.90	23.80	53.30	25.61	1
		15.10	31.50	29.50	29.50		
0	3220.47	16.40	0				

Al igual que en el primer caso, los valores M son los valores de momentos en el eje del muro equivalente de la estructura, y se han determinado con el uso de PROGRAMA FORTRAN.

El valor EI es aproximadamente 196.22×10^6 Ton/m^2.

<u>NOTA.-</u> Area 10 - 9 vale aproximadamente $0.54 \times 2.90/2 = 0.78$

CORTES QUE TOMAN LOS MUROS

Repartimos el corte que toma el muro equivalente proporcionalmente a sus inercias.

$I_{AS} = 1.2317\ m^4$

$I_L = 41.6745\ m^4$

$\delta_L = 41.7745/84.5807 = 0.492$

$\delta_A = 0.6158/84.5807 = 0.008$ (Se ha tomado la mitad de la inercia para tener valores en Pórtico C ó D).

N	V_{MUROS}	$V_{LATERAL}$	$V._{AS}$ EJE C	$V._{AS}$
10	42.241	20.782	0.338	0.677
9	64.046	31.511	0.512	1.024
8	82.994	40.823	0.674	1.348
7	98.742	48.581	0.780	1.580
6	113.438	55.811	0.908	1.816
5	126.199	62.088	1.012	2.023
4	135.355	66.889	1.088	2.177
3	144.463	70.074	2.157	4.315
2	150.512	74.051	1.205	2.410
1	154.533	76.018	1.248	2.497

Los momentos de oposición para el ascensor son los mismos del eje equivalente, ya que las placas laterales en este caso funcionan como volado.

	TOTAL		EJE C ó D	
N	M	$M_{AC.}$	M	$M_{AC.}$
10	7.900	7.900	3.950	3.950
9	8.830	16.730	4.410	8.360
8	8.690	25.420	4.350	12.710
7	8.570	33.990	4.280	16.990
6	8.260	42.250	4.130	21.120
5	7.580	49.830	3.790	24.910
4	7.350	57.180	3.670	28.580
3	6.240	63.420	3.120	31.700
2	4.590	68.010	2.290	33.990
1	1.360	69.370	0.680	34.670

DISTRIBUCION DE FUERZAS Y CORTES (M.M) EN PORTICOS

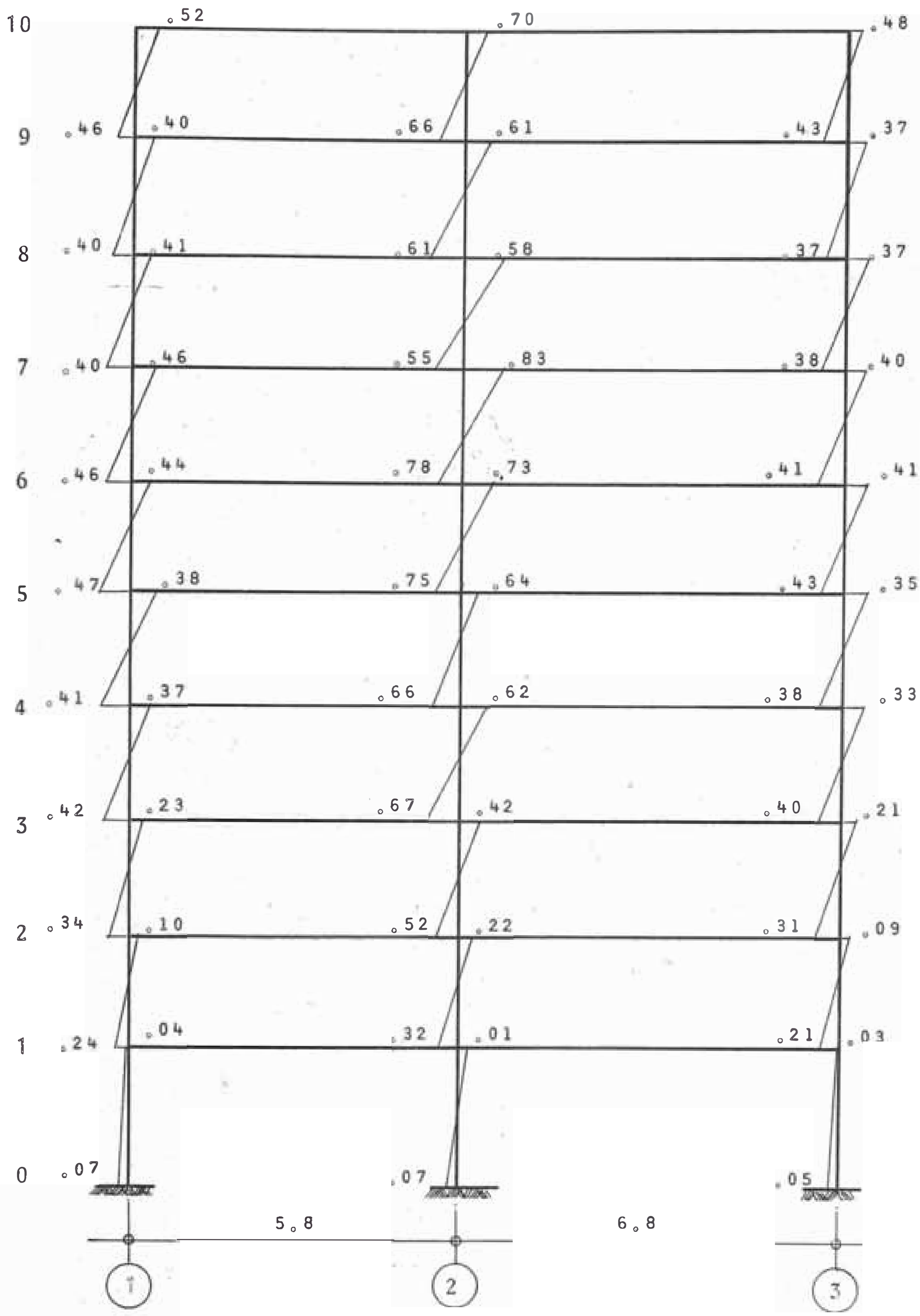
PORTICO B

N	F. TOTAL	α	F	V	N
10	28.9904	.1476	4.2801	4.2801	10
9	- 3.0755	.1536	-0.4725	3.8076	9
8	- 0.4268	.1610	-0.0688	3.7388	7
7	+15.0198	.1692	2.5423	6.2811	7
6	- 2.1159	.1783	-0.3773	5.9038	6
5	- 1.8301	.1812	-0.3317	5.5721	5
4	3.1606	.1728	0.5463	6.1184	4
3	- 7.6539	.1828	-1.3994	4.7190	3
2	- 6.6198	.1729	-1.1449	3.5741	2
1	-14.1089	.2215	-3.1259	0.4482	1

PORTICO C (COLUMNAS)

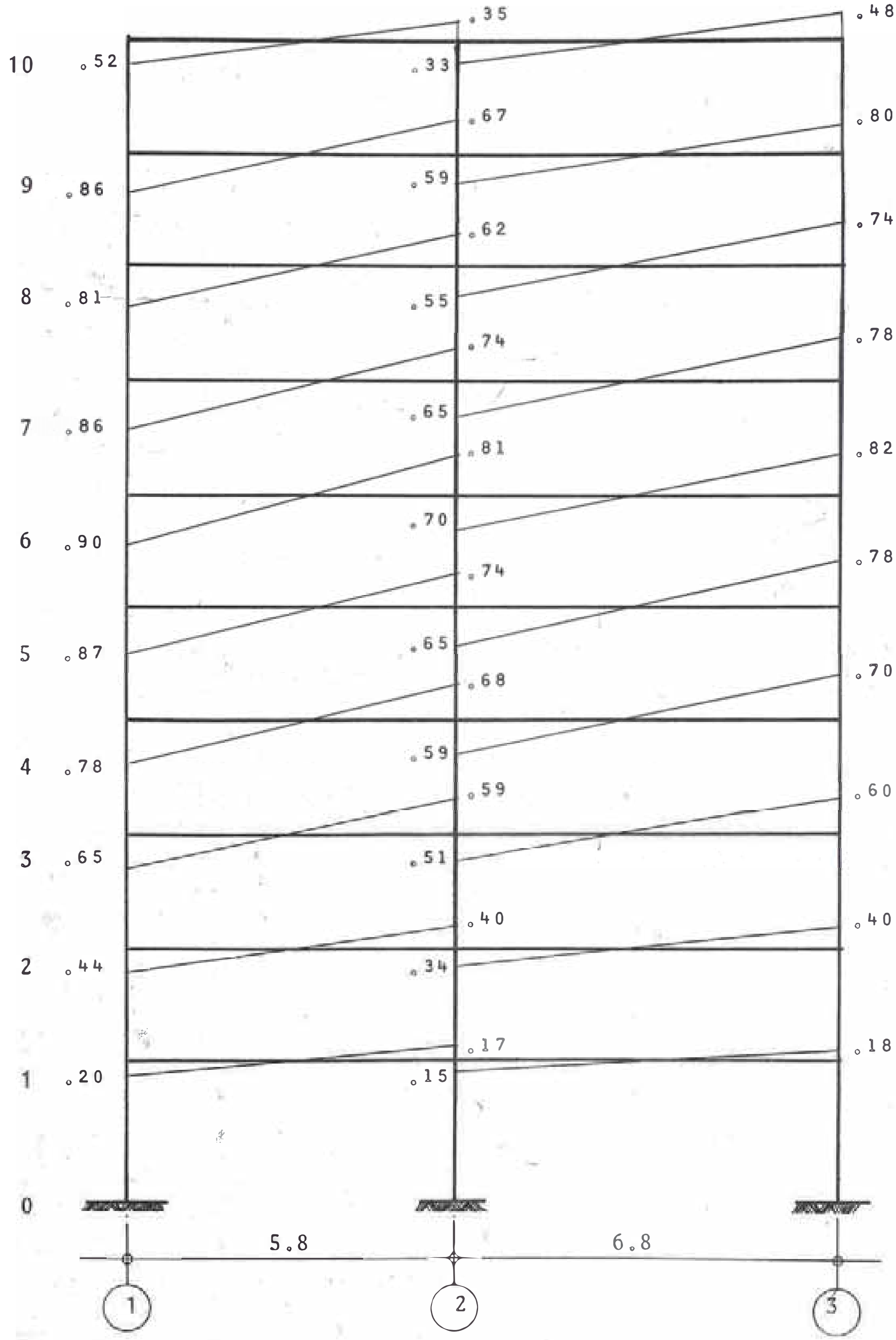
N	F. TOTAL	α	F	V	N
10	28.9904	.1958	5.6786	5.6786	10
9	- 3.0755	.1643	-0.5053	5.1733	9
8	- 0.4268	.1986	-0.0085	5.1648	8
7	15.0198	.1375	2.0649	7.2297	7
6	- 2.1159	.1435	-0.3036	6.9261	6
5	- 1.8301	.1142	-0.2090	6.7171	5
4	3.1606	.1515	0.4789	7.1960	4
3	- 7.6539	.1558	-1.1925	6.0035	3
2	- 6.6198	.1576	-1.0436	4.9599	2
1	-14.1089	.1271	-0.1793	4.7806	1

(M. MATRICIAL 2DO. CASO) MOM. COLUMNAS PORTICO B



MOMENTOS VIGAS PORTICO B M. MATRICIAL

SEGUNDO CASO



CONCLUSIONES METODO MATRICIAL

PRIMER CASO

Comparemos los ángulos de giro del modelo placa con cada uno de los muros :

N	ϕ Inicial $\times 10^{-6}$	ϕ M. Equivalente $\times 10^{-6}$	ϕ M. Lateral $\times 10^{-6}$	ϕ M. Ascensor $\times 10^{-6}$	N
10	728.80	582.67	706.91	337.10	10
9	740.85	617.67	737.37	382.10	9
8	765.20	662.17	777.37	448.30	8
7	784.12	700.40	800.17	515.00	7
6	790.17	726.55	814.42	270.20	6
5	776.97	734.80	810.35	607.70	5
4	734.45	712.80	776.20	615.50	4
3	653.12	651.00	702.00	585.60	3
2	520.88	535.80	564.00	503.40	2
1	179.14	343.50	357.00	344.00	1

Los valores de comprobaciónpara la placa equivalente y la del ascensor conforme aumentan los niveles se diferencian más de los valores iniciales, en cambio para el muro lateral los valores si se parecen a excepción del primer nivel.

SEGUNDO CASO

Los valores de corte y momentos de flexión para el muro equivalente son similares a los hallados en el método de Diferencias Finitas en el el segundo caso, por lo que no se ha seguido analizando.

Con la flexibilidad de las placas no se logran resultados correctos. Las placas laterales toman el mayor corte,la placa del ascensor toma muy poco corte.

METODO DE FAZLUR R. KHAN

EXPOSICION GENERAL

El método consiste en dar un procedimiento adecuado para encontrar los desplazamientos de piso a piso del edificio y luego por distribución de momentos, determinar los esfuerzos correspondientes a cada uno de los miembros.

Se supone que toda la edificacion se puede representar en un esquema que conste de dos sistemas.

a).- El Sistema " W " ; Que comprende la placa o conjunto de placas en la estructura y

b).- El Sistema " F " : Que incluye todos los demás elementos: columnas, vigas y losas que contribuyen a la rigidez lateral.

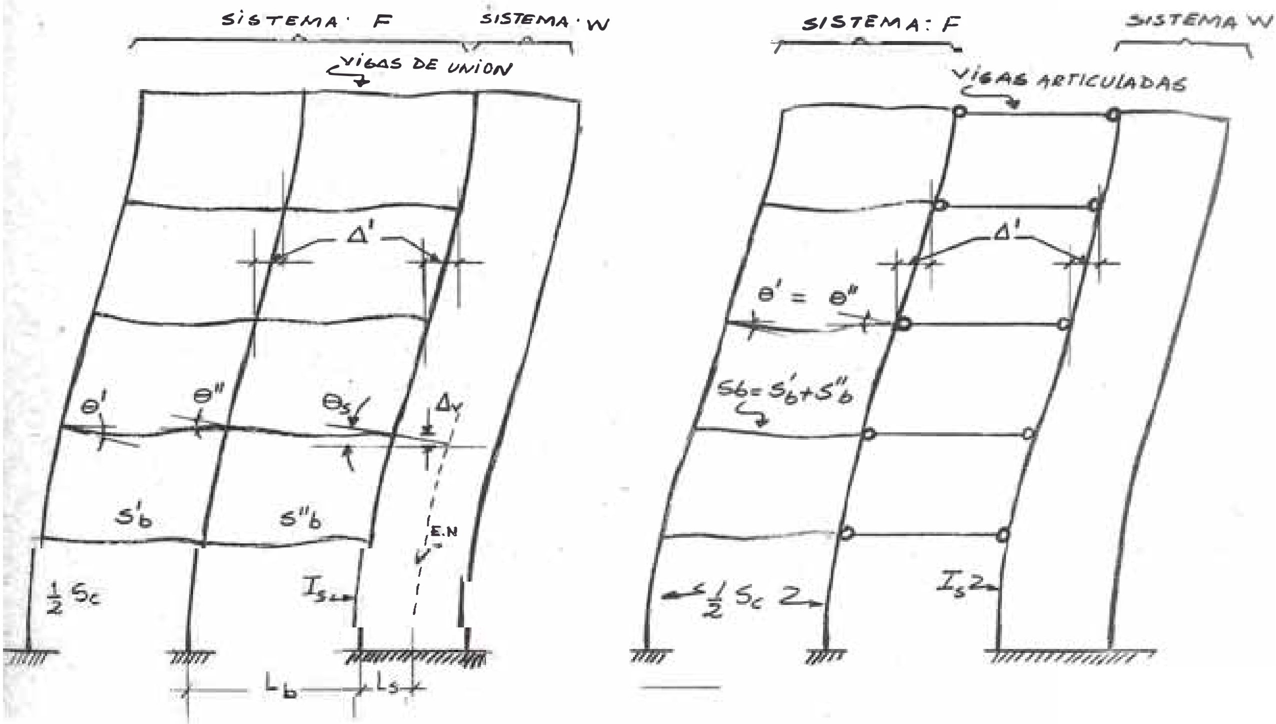
Se debe aclarar, que para el sistema " W ", su momento de inercia en un piso es igual a la suma de los momentos de inercia de todos los muros del piso sin importar ni su forma, ni su tamaño. Serán incluídos en el cálculo promedio de (L_W') la distancia del eje neutro del sistema " W " a su fibra extrema.

Las rigideces de las columnas, vigas y vigas de unión (S_C; S_b' ; S_b"), son simplemente la suma de las rigideces de todos estos miembros en el piso considerado. La luz de la viga de unión del sistema " F " ; (L_b) es el promedio de las luces de todas las vigas de unión de la estructura, siempre y cuando estos valores sean del mismo orden de magnitud. Este es el sistema idealizado contínuao.

METODO DE FUZLER R. KHAN

En nuestro caso se resuelve el problema; mediante la simplificación adicional posterior, pero igualmente válida, que se logra sumando las rigideces de las vigas de unión y las rigideces de las otras vigas del sistema " F " , o sea :

$$S_b = S_b' + S_b'' \text{ ----------}$$



(a).- Estructura idealizada

(b).- Estructura idealizada simplificada.

FIGURA (4.1)

Los dos sistemas se mantienen unidos por elementos que pueden trasmitir unicamente : "FUERZAS LATERALES" ya que están articuladas en sus extremos.

M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

Las longitudes de la viga " L_b " y de la plaza " L_W " ya no se necesitan luego de esta simplificación.

"El presente método divide el análisis en dos etapas, "En la primera de ellas, se determina la deformación final de la estructura usando una simplificación y la distribución del cortante entre el pórtico y placa."

"En la segunda etapa se aplica esta deformación a todos y cada uno de los pórticos de la estructura real, resolviendo por un proceso de distribución cualquiera para determinar los momentos y cortes de todos los elementos."

PRIMERA ETAPA DEL ANALISIS

Con la simplificación mencionada, se determina la deformación de la estructura, a partir de ella;el procedimiento " ITERATIVO ",que se sigue es el siguiente :

PASO I : Se halla el valor " Δ_{fi} " ; o sea la deformada de la placa; considerándola, como " Libre Voladizo " ; bajo la acción de los CORTES TOTALES (V_T).

El procedimiento recomendable propuesto es Newmark.

Se realizará para los dos casos

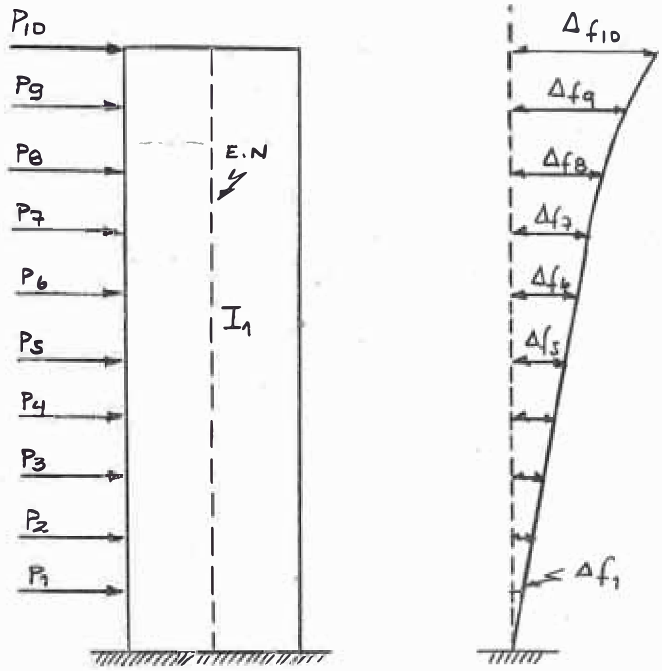
Luego Tenemos

METODO DE FAZLUR R. KHAN

ANALISIS SISMICO DIRECCION (O - E)

CASO: I

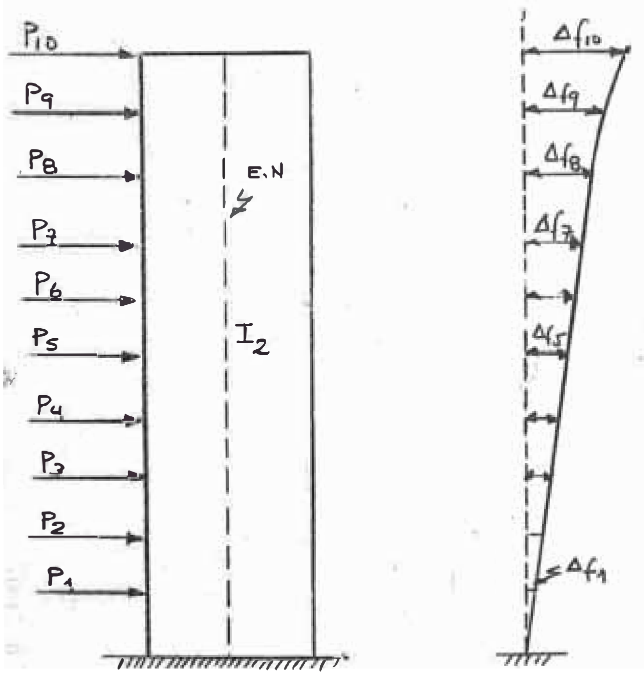
$\Sigma I_1 = 1.9617 \times 10^8 \ cm^4$; $E = 2.32 \times 10^2 \ Tn/cm^2$



P_i	$\Delta_{fi} x E$	N
49.43	4,594.317	10
21.98	3,955.143	9
19.69	3,322.570	8
17.40	2,705.428	7
15.24	2,114.997	6
12.81	1,564.720	5
10.25	1,069.932	4
7.82	647.556	3
5.26	315.793	2
2.83	93.812	1

CASO: II

$\Sigma I_2 = 4.7248 \times 10^8 cm^4$; $E = 2.32 \times 10^2 \ Tn/cm^2$



P_i	$\Delta_{fi} x E$	N
49.43	1,907.547	10
21.98	1642.144	9
19.69	1,379.505	8
17.40	1,123.273	7
15.24	878.130	6
12.81	649.659	5
10.25	444.227	4
7.82	268.860	3
5.26	131.114	2
2.83	38.950	1

M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

PASO II : Teniendo la deformada libre del muro (Δ_{fi}); como primera aproximación, se asume que es igual a la deformada de la estructura (final). O sea diremos $\rightarrow$ Δ_{fi} - $\Delta_{ii}(1)$.
Lógicamente que la convergencia será muy lenta. Se procede de la siguiente manera :

IIa).- Como se está asumiendo que la deformada libre (Δ_{fi});es la correspondiente a la final; se deberá aplicar al pórtico (Sistema " F "). Calculando de esta manera, los momentos de empotramientos originados por los desplazamientos relativos; piso a piso; usando la siguiente expresión : (En las columnas únicamente se entiende).

$$M = (6E\, I_i/h_i^2)\ \delta_i \ ;\ \delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

IIb).- Teniendo los momentos de empotramiento; se distribuye por cualquier proceso conocido y se calcula los cortes en las columnas de cada entre piso. Seguidamente calcular las " REACCIONES " del sistema " F " sobre el sistema " W " (Fig. 4.2), trasmitida por las vigas de unión articuladas. Es interesante señalar, que si la deformada aplicada a la estructura (supuesta final); fuese realmente la que obtiene después del proceso ITERATIVO las cortantes calculadas en este paso para el sistema " F " , serían realmente las que tomaría el pórtico (Es decir todas las columnas de la estructura).

IIc).- Aplicar estas " REACCIONES " al sistema " W " ; aisladamente. El signo de estas fuerzas puede ser cualquiera de las dos; y se debe tener cuidado en no equivocarse.

M E T O D O   D E   F A Z L U R   R. K H A N

Calcular la deformación de corrección de la placa (Δ_{ai}) que serán negativas. Las deformaciones netas del sistema " W " descargado con respecto a la forma original (linea vertical), sería por consiguiente la suma algebraica de Δ_{fi} y Δ_{ai}.

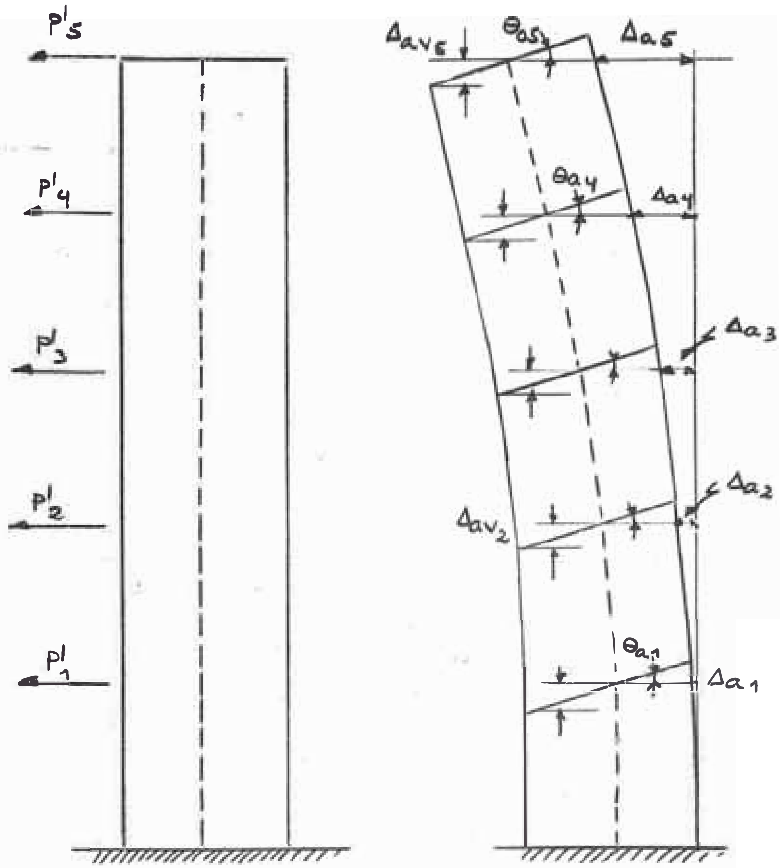


FIGURA (4.2)

Estas serán las finales del ciclo " PRIMERO DE ITERACION "

$$\Delta_{ei(1)} = \Delta_{fi} - \Delta_{ai(1)}$$

En general la deformación final de un ciclo cualquiera " n " será :

$$\Delta_{ei}(n) = \Delta_{fi}(n) - \Delta_{ai}(n) \text{ ----------- } (\alpha)$$

Aquí termina un ciclo de iteración.

El proceso termina cuando estas deformaciones finales son iguales ó parecidas; dentro de un rango de presicíon que se fija de ante - mano alas introducidas al sistema " F " en el paso (IIa). Es decir se esta verificando que la deformacíon asumida como la final de la estructura es realmente esa.

Físicamente este paso se puede interpretar como la compactibilidad de deformaciones entre el pórtico del sistema " F " y la placa del sistema " W " ya que se parte de asumir para el pórtico una deformacíon final y se verifica para la placa si le correspondo ó no . Al terminar cuando ambas deformaciones son paracidas lo que se hace no es otra cosa que igualarlas.

PASO III.- En el caso de que las deformaciones inicial y final de un ciclo no sean iguales ó tambien lo que sucede en nuestro caso al finalizar el primer ciclo $\Delta_{ei(1)}$ es negativo , lo que nos indica que la iteracíon es divergente es necesario iniciar otros ciclos.

Para ello se puede proceder de las siguientes maneras en el caso de que no sean iguales pero positivas se toma las deformaciones finales del ciclo anterior y se prosigue el proceso . Por lo general la convergencia en esos casos es demasiado lenta. Por lo siguiente es en estos casos ; como tambien cuando $\Delta_{ei(1)}$ es negativa ; el autor propone una fórmula de convergencia para determinar las deformaciones del ciclo (n+1)

M E T O D O   D E   F A Z L U R   R. K H A N

Esta corrección está basada en la hipótesis de que en " Cada ciclo; el movimiento del sistema " W " con respecto a su deformada libre en cada piso, es linealmente proporcional al movimiento del siste - ma " F " con respecto a la vertical. Su expresión es la siguiente

$$\Delta_{ii}(n+1) = \Delta_{ii}(n) + \frac{\Delta_{ei}(n) - \Delta_{ii}(n)}{1 + \left[\dfrac{\Delta_{fi} - \Delta_{ei}(n)}{\Delta_{ii}(n)}\right]} \quad \text{-------} \; (\,\beta\,)$$

De donde : Δ_{fi} = Deformada libre de la placa baja (P_i)

$\Delta_{ei}(n) = \Delta_{fi} - \Delta_{ai}(n)$ = Deformada final de la placa.

$\Delta_{ai}(n)$ = Deformada de corrección de la placa.

$\Delta_{ii}(n)$ = Deformada inicial; que se le dá al pórtico.

Para n = 1 (1ra. ITERACION) $\Delta_{ii}(1) = \Delta_{fi}$

En nuestro caso Con todos estos valores calculamos el valor de

$\Delta_{ii}(n+1) \rightarrow$ Para la 2da. ITERACION

O sea $\rightarrow$ $\Delta_{ii}(2)$; y esta deformación es la que se le dá al sistema " F " (Pórtico); siguiendo todo el proceso conocido, calculamos $\Delta_{ai}(2)$ y como tenemos Δ_{fi} hallamos :

$\Delta_{ei}(2) = \Delta_{fi} - \Delta_{ai}(2)$ la cual deberá parecerse a $\Delta_{ii}(2)$; si no sucede así con los valores $\Delta_{ei}(2)$; $\Delta_{ii}(2)$; Δ_{fi} ; mediante (β) calculamos $\rightarrow$ $\Delta_{ii}(3)$ y se sigue todo el proceso hasta llegar en " n " iteraciones que :

$\Delta_{ii}(n)$	Δ_{ei} n
Deformada inicial (Pórtico)	Deformada final (Placa)

M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

La expresión (β); es suceptible a aceptar simplificaciones y su forma reducida (una de ellas) sería :

$$\Delta_{ii(n+1)} = \frac{\Delta_{fi}}{1 + \frac{\Delta_{ai(n)}}{\Delta_{ii(n)}}} \qquad \text{--------} \; (\quad)$$

El desarrollo del método que se ha resumido ha sido hecho en base a considerar la estructura simplificada cuyas vigas " ESLABON " están articuladas al sistema " W " . El procedimiento general; sin embargo considera estos elementos como contínuos. Por ello el análisis del sistema " F " se complica y también el del sistema " W ", en cuanto al cálculo de deformaciones se refiere, pues es necesario considerar los desplazamientos verticales en los puntos de contacto; así como los giros para calcular los momentos debidos a este efecto y a partir de allí las deformaciones de corrección. " El Profesor Khan considera que los resultados debidos a estos dos simplificados es esencialmente el mismo desde el punto de vista del ingeniero "
A continuación se presenta las diferentes iteraciones (I-10, II-6); hasta conseguir la convergencia, siguiendo el proceso explicado en los Pasos II y III.

M E T O D O   D E   F A Z L U R   R. K H A N

ANALISIS SISMICO   DIRECCION (0 - E)

C A L C U L O   D E S_{c_i} ; S_{b_i} (K_{v_i})   Considerando $S_{b_i} = S'_{b_i} + S''_{b_i}$

	EJE : 1		EJE : 2		EJE:2'	EJE : 3		C_i	VIGAS	K_{v_i}	
N	C_i A,B,E,F	C_i C, D	C_i A, F	C_i B, E	C_i C, D	C_i A,B,E,F	C_i C, D	S_{c_i}	CRUJIAS	S_{b_i}	N
10	550	194	950	550	390	550	194	8,960	AB_1 = 960 BC_1 = 960	13,530	10
9	550	194	950	550	390	550	194	8,960	CD_1 = 800	13,530	9
8	550	194	950	550	390	550	194	8,960	DE_1 = 960 EF_1 = 960	13,530	8
7	1,440	460	950	1,440	390	1,440	460	18,920	AB_3 = 960	13,530	7
6	1,440	460	950	1,440	390	1,440	460	18,920	BC_3 = 960 CD_3 = 800	13,530	6
5	1,440	460	950	1,440	390	1,440	460	18,930	DE_3 = 960	13,530	5
4	2,480	550	950	2,480	390	2,480	550	29,680	EF_3 = 960 AB_2 = 960	13,530	4
3	2,480	550	950	2,480	390	2,480	550	29,680	BC_2 = 1 010 DE_2 = 1,010	13,530	3
2	2,480	550	950	2,480	390	2,480	550	29,680	EF_2 = 980 CD_2' = 270	13,530	2
1	2,180	485	835	2,180	343	2,180	485	26,100	Σ = 13,530	13,530	1

NOTA.- Las unidades son cms^3.

METO DE FAZLUR R. KHAN

PRIMERA ITERACION:

CASO I: $I_1 = 1.9617 \times 10^8 cm^4$

$E = 2.32 \times 10^2\ Tn/cm^2$

Δ_{ii} = Cms.

	Paso I	Paso II	Paso III	
N	$\Delta_{fi} \cdot E$	$\Delta_{ai(1)} \cdot E$	$\Delta_{ii(2)}$	N
10	4594.317	20295.548	3.655	10
9	3955.143	17259.587	3.178	9
8	3322.570	14287.883	2.702	8
7	2705.428	11437.771	2.230	7
6	2114.997	8764.560	1.772	6
5	1564.720	6339.201	1.335	5
4	1069.932	4227.992	0.931	4
3	647.556	2488.069	0.576	3
2	315.793	1175.614	0.288	2
1	93.812	336.798	0.088	1

Como se podrá ver que $\Delta_{ei(1)} = \Delta_{fi} - \Delta_{ai(1)}$ = NEGATIVO
Se tiene que emplear la expresión " β " y calculamos " $\Delta_{ii(2)}$ " la cual será la deformada inicial; a la que se someterá el sistema " F " ; para realizar " SEGUNDA ITERACION " ; si la deformada final; al terminar el segundo ciclo, se asemeja a "$\Delta_{ii(2)}$"; habremos de concluído el proceso. Porque se está comprobando que:

deformada del Sistema "F" se asemeja a la deformada del sistema " W " .

METODO DE FAZLUR R. KHAN

SEGUNDA ITERACION   CASO I

	Paso I		Paso II	Paso III		
N	$\Delta_{fi} x E$	Δ_{fi}	$\Delta_{ai}(2)$	$\Delta_{ei}(2)$	$\Delta_{ii}(3)$	N
10	4594.317	19.785	18.208	1.577	3.310	10
9	3955.143	17.041	15.528	1.513	2.896	9
8	3322.570	14.285	12.898	1.387	2.480	8
7	2705.428	11.665	10.365	1.300	2.065	7
6	2114.997	9.108	7.974	1.134	1.657	6
5	1564.720	6.732	5.791	0.941	1.263	5
4	1069.932	4.604	3.876	0.728	0.893	4
3	647.556	2.781	2.286	0.495	0.561	3
2	315.793	1.360	1.081	0.279	0.286	2
1	93.812	0.404	0.310	0.094	0.089	1

NOTA.- Los desplazamientos están en cms.

Como podemos ver al comparar

$\Delta_{ii}(2)$ $\Delta_{ei}(2)$

Vemos que la aproximación requerida ($\pm$0.01cms), está todavía lejana; la cual no lleva a seguir realizando varias " ITERACIONES ". Mediante los valores conocidos: $\Delta_{ii}(2)$; Δ_{fi} ; $\Delta_{ai}(2)$; $\Delta_{ei}(2)$ y la expresión " β " podemos calcular el valor de " $\Delta_{ii}(3)$ " para realizar la " TERCERA ITERACION "

METODO DE FAZLUR R. KHAN

TERCERA ITERACION   CASO I

	Paso I	Paso II	Paso III			
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ai}(3)$	$\Delta_{ei}(3)$	$\Delta_{ii}(3)$	$\Delta_{ii}(4)$	N
10	19.785	16.386	3.399	3.310	3.328	10
9	17.041	13.986	3.055	2.896	2.924	9
8	14.285	11.630	2.655	2.480	2.517	8
7	11.665	9.358	2.307	2.065	2.108	7
6	9.108	7.211	1.897	1.657	1.703	6
5	6.732	5.246	1.486	1.263	1.309	5
4	4.604	3.517	1.087	0.893	0.993	4
3	2.781	2.079	0.702	0.561	0.593	3
2	1.360	0.985	0.375	0.286	0.306	2
1	0.404	0.282	0.122	0.089	0.097	1

NOTA.- Los desplazamientos están en cms.

Como podemos ver al comparar :

$$\Delta_{ii}(3) \rightarrow \Delta_{ei}(3)$$

Vemos que se está aproximando; a la requerida ($\pm$ 0.01 cms.)

Luego tenemos que realizar otras iteraciones .

Se calcula " Δ_{ii4} "; conociendo: $\Delta_{ii}(3)$; Δ_{fi} ; $\Delta_{ei}(3)$ y empleando la expresión " β " ; para realizar : la " CUARTA ITE - RACION "

METODO DE FAZLUR R. KHAN

CUARTA ITERACION : CASO I

	Paso I	Paso II	Paso III			
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ai}(4)$	$\Delta_{ei}(4)$	$\Delta_{ii}(4)$	$\Delta_{ii}(5)$	N
10	19.785	16.397	3.388	3.328	3.341	10
9	17.041	14.004	3.037	2.924	2.945	9
8	14.285	11.654	2.631	2.517	2.544	8
7	11.665	9.386	2.279	2.108	2.138	7
6	9.108	7.240	1.868	1.703	1.736	6
5	6.732	5.273	1.459	1.309	1.341	5
4	4.604	3.541	1.063	0.933	0.962	4
3	2.781	2.095	0.686	0.593	0.616	3
2	1.360	0.994	0.366	0.306	0.320	2
1	0.404	0.285	0.119	0.097	0.102	1

NOTA.- Los desplazamientos están en cms.

Comparando $\rightarrow$ $\Delta_{ii}(4) \simeq \Delta_{ei}(4)$

Para la aproximación requerida es de ($\pm$ 0.01 cms) ;
luego debemos de realizar más ITERACIONES.
Se calcula " $\Delta_{ii}(5)$; mediante la expresión " β " conociendo los valores de : $\Delta_{ii}(4)$; Δ_{fi} ; $\Delta_{ai}(4)$; $\Delta_{ei}(4)$, luego podemos realizar la QUINTA ITERACION.

METODO DE FAZLUR. R. KHAN

CASO : I

	QUINTA ITERACION					SEXTA ITERACION			
	Paso I	Paso II	Paso III			Paso II	Paso III		
N	Δf_i	$\Delta a_i(5)$	$\Delta e_i(5)$	$\Delta i_i(5)$	$\Delta i_i(6)$	$\Delta a_i(6)$	$\Delta e_i(6)$	$\Delta i_i(7)$	N
10	19.785	16.407	3.378	3.341	3.350	16.416	3.369	3.356	10
9	17.041	14.019	3.022	2.941	2.959	14.031	3.010	2.969	9
8	14.285	11.673	2.612	2.544	2.562	11.687	2.598	2.575	8
7	11.665	9.407	2.258	2.138	2.170	9.422	2.243	2.174	7
6	9.108	7.262	1.846	1.736	1.759	7.278	1.830	1.774	6
5	6.732	5.294	1.438	1.341	1.363	5.308	1.424	1.378	5
4	4.604	3.558	1.046	0.962	0.981	3.570	1.034	.994	4
3	2.781	2.107	0.674	0.616	0.631	2.116	0.665	0.641	3
2	1.360	1.001	0.359	0.320	0.330	1.005	0.355	0.336	2
1	0.404	0.287	0.117	0.102	0.106	0.289	0.115	0.108	1

NOTA.- Los desplazamientos están en cms.

M E T O D O D E F A Z L U R. R. K H A N

C A S O : I

N	SEPTIMA ITERACION					OCTAVA ITERACION			N
	Paso I	Paso II	Paso III			Paso II	Paso III		
N	Δf_i	$\Delta a_i(7)$	$\Delta e_i(7)$	$\Delta i_i(7)$	$\Delta i_i(8)$	$\Delta a_i(8)$	$\Delta e_i(8)$	$\Delta i_i(9)$	N
10	19.785	16.422	3.363	3.356	3.360	16.427	3.358	3.363	10
9	17.041	14.039	3.002	0.969	2.976	14.045	2.996	2.981	9
8	14.281	11.696	2.588	2.575	2.584	11.704	2.581	2.590	8
7	11.665	9.433	2.232	2.174	2.184	9.441	2.224	2.191	7
6	9.108	7.289	1.819	1.774	1.784	7.296	1.812	1.791	6
5	6.732	5.318	1.414	1.378	1.387	5.325	1.407	1.394	5
4	4.604	3.578	1.026	0.994	1.003	3.583	1.021	1.008	4
3	2.781	2.122	0.659	0.641	0.647	2.125	0.656	0.651	3
2	1.360	1.008	0.352	0.336	0.340	1.011	0.349	0.342	2
1	0.404	0.290	0.114	0.108	0.110	0.290	0.114	0.110	1

NOTA.- Los desplazamientos están en cms.

M E T O D O   D E   F A Z L U R   R.   K H A N

C A S O   I

	NOVENA ITERACION					DECIMA ITERACION			
	Paso I	8va. Iter. Paso III	Paso II	Paso III		Paso II	Paso III		
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ii}(9)$	$\Delta_{ai}(9)$	$\Delta_{ei}(9)$	$\Delta_{ii}(10)$	$\Delta_{ai}(10)$	$\Delta_{ei}(10)$	$\Delta_{ii}(11)$	N
10	19.785	3.363	16.430	3.355	3.364	16.432	3.353	3.365	10
9	17.041	2.981	14.049	2.992	2.984	14.052	2.989	2.986	9
8	14.285	2.590	11.709	2.576	2.594	11.712	2.573	2.596	8
7	11.665	2.191	9.446	2.219	2.195	9.449	2.216	2.198	7
6	9.108	1.791	7.301	1.807	1.796	7.304	1.804	1.799	6
5	6.732	1.394	5.330	1.402	1.398	5.333	1.399	1.401	5
4	4.604	1.008	3.587	1.017	1.012	3.589	1.015	1.014	4
3	2.781	0.651	2.128	0.653	0.654	2.130	0.651	0.656	3
2	1.360	0.342	1.012	0.348	0.344	1.013	0.347	0.345	2
1	0.404	0.110	0.291	0.113	0.111	0.291	0.113	0.111	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

METODO DE FAZLUR R. KHAN

ANALISIS SISMICO : DIRECCION (O - E)

RESUMEN : CASO : I

Podemos notar que; después de realizar la " Décima Iteración " ; encontramos :

N	$\Delta ii(10)$	$\Delta ei(10)$	δ	N
10	3.364	3.353	0.011	10
9	2.984	2.989	0.005	9
8	2.594	2.573	0.021	8
7	2,195	2.216	0.021	7
6	1.796	1.804	0.008	6
5	1.398	1.399	0.001	5
4	1.012	1.015	0.003	4
3	0.654	0.651	0.003	3
2	0.344	0.347	0.003	2
1	0.111	0.113	0.002	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

- Como la aproximación dada era de : δ = ($\pm$ 0.01 cms.); vemos, que después de realizar, diez iteraciones encontramos que :

$$\Delta ii(10) \qquad \Delta ei(10)$$

Con lo cual termina el proceso de la " PRIMERA

NOTA.- Pasamos a realizar lo mismo pero para el SEGUNDO CASO.

METODO DE FAZLUR R. KHAN

ANALISIS SISMICO : DIRECCION : 0 - E

CASO: II

$$\Sigma I_2 = 4.7248 \times 10^8 \ cm^4$$

$$E = 2.32 \times 10^2 \ Tn/cm^2$$

PRIMERA-ITERACION :

	Paso I	Paso II	Paso III	
N	$\Delta_{fi} xE$	$\Delta_{ai(1)} xE$	$\Delta_{ii(2)}$	N
10	1,907.524	3,498.638	2.901	10
9	1,642.144	2,975.286	2.517	9
8	1,379.505	2,463.010	2.134	8
7	1,123.273	1,971.695	1.757	7
6	878.130	1,510.874	1.391	6
5	649.659	1,092.780	1.044	5
4	444.227	728.840	0.725	4
3	268.860	428.904	0.446	3
2	131.114	202.657	0.222	2
1	38.950	58.058	0.067	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

Como se puede notar al calcular: $\Delta_{ei(1)} = \Delta_{fi} - \Delta_{ai(1)}$ hallamos el valor final de la deformada de la placa $\left[\Delta_{ei(1)} \right]$, es negativo ya que $\Delta_{ai(1)} > \Delta_{fi}$. Por Lo tanto; mediante la expresión " β " y conociendo los valores de: $\Delta_{ii(1)} = \Delta_{fi}$; $\Delta_{ai(1)}$ $\Delta_{ei(1)}$ calculamos el valor de $\Delta_{ii(2)}$. Valor inicial que se le da al sistema " F " y pasamos a realizar la " SEGUNDA ITERACION "

M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

S E G U N D A I T E R A C I O N C A S O II

	Paso I		1ra. Iter Paso III	Paso II	Paso III		
N	$\Delta_{fi} x E$	Δ_{fi}	$\Delta_{ii}(2)$	$\Delta_{ai}(2)$	$\Delta_{ei}(2)$	$\Delta_{ii}(3)$	N
10	1907.524	8.222	2.901	6.011	2.211	2.676	10
9	1642.144	7.078	2.517	5.125	1.953	2.331	9
8	1379.505	5.946	2.134	4.255	1.691	1.986	8
7	1123.273	4.841	1.757	3.418	1.423	1.643	7
6	878.130	3.785	1.391	2.628	1.157	1.309	6
5	649.659	2.800	1.044	1.908	0.892	0.990	5
4	444.227	1.915	0.725	1.276	0.539	0.693	4
3	268.860	1.158	0.446	0.752	0.406	0.431	3
2	131.114	0.565	0.222	0.355	0.210	0.217	2
1	389.50	0.168	0.067	0.101	0.068	0.066	1

NOTA.- Los desplazamientos (Δ) están en cms.

Como podemos ver en esta " SEGUNDA ITERACION "; si podemos hallar el valor $\Delta_{ei}(2)$ y comparando con el valor inicial $\Delta_{ii}(2)$ o sea: $\Delta_{ei}(2) \rightarrow \Delta_{ii}(2)$.

Notamos, que es necesario realizar varias iteraciones más, para llegar a la aproximación deseada ($\pm$ 0.01).

El procedimiento es el mismo; con los valores finales de la iteración realizada ($\Delta_{ei}(2)$; $\Delta_{ai}(2)$; Δ_{fi} ; $\Delta_{ii}(1)$) y la expresión " β " , hallamos el valor de $\Delta_{ii}(3)$; para realizar la " TERCERA ITERACION "

METODO DE FAZLUR R. KHAN

CASO II

	TERCERA ITERACION					CUARTA ITERACION			
	Paso I	Seg.Iter. Paso III	Paso II	Paso III		Paso II	Paso III		
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ii(3)}$	$\Delta_{ai(3)}$	$\Delta_{ei(3)}$	$\Delta_{ii(4)}$	$\Delta_{ai(4)}$	$\Delta_{ei(4)}$	$\Delta_{ii(5)}$	N
10	8.222	2.676	5.524	2.698	2.683	5.527	2.695	2.687	10
9	7.078	2.331	4.712	2.366	2.342	4.716	2.362	2.349	9
8	5.946	1.986	3.915	2.031	2.001	3.920	2.026	2.009	8
7	4.841	1.643	3.147	1.694	1.660	3.152	1.669	1.670	7
6	3.785	1.309	2.422	1.363	1.328	2.428	1.357	1.338	6
5	2.800	0.990	1.760	1.040	1.008	1.765	1.035	1.017	5
4	1.915	0.693	1.179	0.736	0.709	1.183	0.732	0.717	4
3	1.158	0.431	0.695	0.463	0.443	0.698	0.460	0.450	3
2	0.565	0.217	0.329	0.236	0.224	0.330	0.235	0.228	2
1	0.168	0.066	0.094	0.074	0.069	0.094	0.074	0.070	1

NOTA.- Los desplazamientos (Δ) están en cms.

METODO DE FAZLUR R. KHAN

CASO II

	QUINTA ITERACION					SEXTA ITERACION			
	Paso I	4ta. Iter. Paso III	Paso II	Paso III		Paso II	Paso III		
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ii(5)}$	$\Delta_{ai(5)}$	$\Delta_{ei(5)}$	$\Delta_{ii(6)}$	$\Delta_{ai(6)}$	$\Delta_{ei(6)}$	$\Delta_{ii(7)}$	N
10	8.222	2.687	5.528	2.694	2.689	5.529	2.693	2.690	10
9	7.078	2.349	4.718	2.360	2.352	4.719	2.359	2.354	9
8	5.946	2.009	3.922	2.024	2.014	3.924	2.022	2.016	8
7	4.841	1.670	3.155	1.686	1.675	3.157	1.684	1.678	7
6	3.785	1.338	2.431	1.334	1.343	2.432	1.353	1.346	6
5	2.800	1.017	1.768	1.032	1.023	1.769	1.031	1.025	5
4	1.915	0.717	1.185	0.730	0.722	1.186	0.729	0.724	4
3	1.158	0.450	0.700	0.458	0.453	0.701	0.457	0.455	3
2	0.565	0.228	0.331	0.234	0.230	0.333	0.233	0.231	2
1	0.168	0.070	0.095	0.073	0.071	0.095	0.073	0.072	1

NOTA.- Los desplazamientos (Δ) están en cms.

METODO DE FAZLUR R. KHAN

ANALISIS SISMICO DIRECCION (O E)

RESUMEN CASO: II

Podemos notar que; después de realizar la " SEXTA ITERACION " encontramos :

N	$\Delta_{ii}(6)$	$\Delta_{ei}(6)$	$\delta \leq \pm 0.01$	N
10	2.689	2.693	0.004	10
9	2.352	2.359	0.007	9
8	2.014	2.022	0.008	8
7	1.675	1.684	0.009	7
6	1.343	1.353	0.010	6
5	1.023	1.031	0.008	5
4	0.722	0.729	0.007	4
3	0.453	0.457	0.004	3
2	0.230	0.233	0.003	2
1	0.071	0.073	0.002	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

Como la aproximación dada era de ($\pm$ 0.01 cm.) vemos; que después de realizar seis iteraciones encontramos que :

$$\Delta_{ii}(6) = \Delta_{ei}(6)$$

Lo que quiere decir que la deformada dada al Sistema " F " es igual a la deformada del Sistema " W " . Con lo cual se está verificando lo anteriormente asumido " Toda la estructura, y cada uno de los elementos que forman parte de la estructura sufrirán los mismos desplazamientos."

M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

ANALISIS SISMICO . DIRECCION . O - E

C A S O : I

$$\Sigma I_1 = 1.9617 \times 10^8 \text{ cms}^4$$

$$E = 2.32 \times 10^2 \text{ Tn/cms}^2$$

$$K'_{V_i} = 1.5\ K_{V_i}$$

PRIMERA ITERACION

	Paso I	Paso II	Paso III	
N	$\Delta_{fi} \times E$	$\Delta_{ai(1)} \times E$	$\Delta_{ii(2)}$	N
10	4,594.317	25,985.432	2.975	10
9	3,955.1432	22,141.209	2.583	9
8	3,322.70	18,370.914	2.193	8
7	2,705.428	14,742.399	1.808	7
6	2,114.997	11,324.274	1.434	6
5	1,564.720	8,209.270	1.079	5
4	1,069.932	5,485.699	0.752	4
3	647.556	3,231.880	0.465	3
2	315.793	1,527.563	0.233	2
1	93.812	437.545	0.071	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

Como se podrá ver que : $\Delta_{ei(1)} = \Delta_{fi} - \Delta_{ai(1)}$ = NEGATIVO

Luego tenemos que calcular el de $\Delta_{ii(2)}$; mediante la expresión " Δ " y los valores : $\Delta_{fi} = \Delta_{ii(1)}$; $\Delta_{ai(1)}$; $\Delta_{ei(1)}$ para reali -zar " La Segunda ITERACION " .

METODO DE FAZLUR R. KHAN

SEGUNDA ITERACION : CASO : I

$$K'_{Vi} = 1.5\ K_{Vi}$$

	PASO I		1ra. ITER Paso III	Paso II	Paso III	
N	Δ_{fi} x E	Δ_{fi}	$\Delta_{ii}(2)$	$\Delta_{ai}(2)$	$\Delta_{ei}(2)$	$\Delta_{ii}(3)$
10	4594.317	19.785	2.975	17.941	1.844	2.816
9	3955.143	17.041	2.583	15.317	1.724	2.460
8	3322.570	14.285	2.193	12.740	1.545	2.103
7	2705.428	11.665	1.808	10.252	1.413	1.748
6	2114.997	9.108	1.434	7.999	1.209	1.401
5	1564.720	6.732	1.079	5.745	0.978	1.066
4	1069.932	4.604	0.752	3.850	0.754	0.754
3	647.556	2.781	0.465	2.274	0.507	0.474
2	315.793	1.360	0.233	1.076	0.284	0.242
1	93.812	0.404	0.071	0.308	0.096	0.075

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

Como se puede notar que al comparar :

$$\Delta_{ii}(2) \rightarrow \Delta_{ei}(2)$$

Vemos que la aproximación requerida : ($\pm$ 0.01 cms.); está todavía lejana; la cual nos lleva a seguir realizando VARIAS ITERACIONES. Siguiendo el mismo proceso; empleando la expresión " β " para encontrar inicial de la siguiente ITERACION ; o sea "$\Delta_{ii}(n + 1)$" .

M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

$K_{Vi} = 1.5\ K_{Vi}$

C A S O I

TERCERA ITERACION					CUARTA ITERACION			
	Paso I	2da.Iter. Paso III	Paso II	Paso III		Paso II	Paso III	
	Δ_{fi}	$\Delta_{ii}(3)$	$\Delta_{ai}(3)$	$\Delta_{ei}(3)$	$\Delta_{ii}(4)$	$\Delta_{ai}(4)$	$\Delta_{ei}(4)$	$\Delta_{ii}(5)$
10	19.785	2.816	16.899	2.886	2.829	16.906	2.879	2.838
9	17.041	2.460	14.440	2.601	2.482	14.454	2.587	2.498
8	14.285	2.103	12.022	2.263	2.132	12.043	2.242	2.154
7	11.665	1.748	9.687	1.978	1.782	9.713	1.952	1.808
6	9.108	1.401	7.475	1.633	1.439	7.503	1.605	1.467
5	6.732	1.066	5.445	1.287	1.104	5.473	1.259	1.132
4	4.604	0.754	3.656	0.948	0.788	3.680	3.924	0.013
3	2.781	0.474	2.163	0.618	0.502	0.180	0.601	0.522
2	1.360	0.242	1.026	0.334	0.259	1.035	0.325	0.273
1	0.404	0.075	0.294	0.110	0.082	0.297	0.107	0.088

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

M E T O D O   D E   F A Z L U R   R. K H A N

$K'_{Vi} = 1.5\ K_{Vi}$

C A S O   I

	QUINTA ITERACION					SEXTA ITERACION			
	Paso I	4ta. Iter Paso III	Paso II	Paso III		Paso II	Paso III		
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ii}(5)$	$\Delta_{ai}(5)$	$\Delta_{ei}(5)$	$\Delta_{ii}(6)$	$\Delta_{ai}(6)$	$\Delta_{ei}(6)$	$\Delta_{ii}(7)$	N
10	19.785	2.838	16.914	2.871	2.846	16.921	2.864	2.851	10
9	17.041	2.498	14.467	2.574	2.510	14.478	2.563	2.519	9
8	14.285	2.154	12.061	2.224	2.170	12.075	2.210	2.131	8
7	11.665	1.808	9.733	1.932	1.827	9.749	1.916	1.840	7
6	9.108	1.467	7.525	1.583	1.487	7.541	1.567	1.501	6
5	6.732	1.132	5.493	1.239	1.153	5.509	1.223	1.167	5
4	4.604	0.813	3.697	0.907	0.831	3.710	0.894	0.844	4
3	2.781	0.522	2.193	0.588	0.536	2.202	0.579	0.546	3
2	1.360	0.273	1.042	0.318	0.282	1.047	0.313	0.289	2
1	0.404	0.088	0.299	0.105	0.091	0.301	0.103	0.094	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

M E T O D O   D E   F A Z L U R   R. K H A N

$K_{V_i} = 1.5\ K_{V_i}$

C A S O   I

SEPTIMA ITERACION					OCTAVA ITERACION				
	Paso I	6ta.Iter. Paso III	Paso II	Paso III		Paso II	Paso III		
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ii(7)}$	$\Delta_{ai(7)}$	$\Delta_{ei(7)}$	$\Delta_{ii(8)}$	$\Delta_{ai(8)}$	$\Delta_{ei(8)}$	$\Delta_{ii(9)}$	N
10	19.785	2.851	16.927	2.858	2.854	16.932	2.853	2.856	10
9	17.041	2.519	14.487	2.554	2.525	14.493	2.548	2.529	9
8	14.285	2.181	12.086	2.199	2.190	12.093	2.192	2.195	8
7	11.665	1.840	9.761	1.904	1.849	9.770	1.895	1.856	7
6	9.108	1.501	7.553	1.555	1.511	7.562	1.546	1.518	6
5	6.732	1.167	5.520	1.212	1.177	5.528	1.204	1.183	5
4	4.604	0.844	3.720	0.884	0.853	3.727	0.877	0.858	4
3	2.781	0.546	2.209	0.572	0.553	2.214	0.567	0.558	3
2	1.360	0.289	1.051	0.309	0.293	1.054	0.306	0.296	2
1	0.404	0.094	0.302	0.102	0.096	0.303	0.101	0.097	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

M E T O D O   D E   F A Z L U R   R.   K H A N

$K'_{Vi} = 1.5\ K_{Vi}$

C A S O   I

NOVENA ITERACION						DECIMA ITERACION			
	Paso I	8va. Iter. Paso III	Paso II	Paso III		Paso II	Paso III		
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ii(9)}$	$\Delta_{ai(9)}$	$\Delta_{ei(9)}$	$\Delta_{ii(10)}$	$\Delta_{ai(10)}$	$\Delta_{ei(10}$	$\Delta_{ii(11)}$	N
10	19.785	2.856	16.935	2.850	2.858	16.938	2.847	2.859	10
9	17.041	2.529	14.497	2.544	2.532	14.501	2.540	2.534	9
8	14.285	2.195	12.099	2.186	2.199	12.102	2.183	2.202	8
7	11.665	1.856	9.776	1.889	1.861	9.780	1.885	1.864	7
6	9.108	1.518	7.568	1.540	1.523	7.573	1.535	1.526	6
5	6.732	1.183	5.534	1.198	1.188	5.538	1.194	1.191	5
4	4.604	0.858	3.731	0.873	0.862	3.734	0.870	0.865	4
3	2.781	0.558	2.217	0.564	0.561	2.219	0.562	0.563	3
2	1.360	0.296	1.055	0.305	0.298	1.057	0.303	0.299	2
1	0.404	0.097	0.304	0.100	0.097	0.304	0.100	0.098	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

ANALISIS SISMICO DIRECCION O - E

RESUMEN : $K'_{V_i} = 1.5\ K_{V_i}$ CASO : I

Después de realizar 10 iteraciones tenemos :

N	$\Delta_{ii}(10)$	$\Delta_{ei}(10)$	$\delta \leq \pm$ 0.01cms.	N
10	2.858	2.847	0.011	10
9	2.532	2.540	0.008	9
8	2.149	2.183	0.016	8
7	1.861	1.885	0.024	7
6	1.523	1.535	0.012	6
5	1.588	1.194	0.006	5
4	0.862	0.870	0.008	4
3	0.561	0.562	0.001	3
2	0.298	0.303	0.005	2
1	0.098	0.100	0.003	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

Como la aproximación deseada era : $\delta \leq \pm$ 0.01 cms.;
luego al comparar $\Delta_{ii}(10)$ (deformación inicial) y
$\Delta_{ei}(10)$ (deformación fianl)

Diremos que : $\Delta_{ii}(10) = \Delta_{ei}(10)$; con lo cual termina el proceso de la " PRIMERA ETAPA "

NOTA.- Realizamos lo mismo pero para el : " SEGUNDO CASO "
también considerando : $K'_{V_i} = 1.5\ K_{V_i}$.

M E T O D O   D E   F A Z L U R   R.   K H A N

ANALISIS SISMICO : DIRECCION : O - E

C A S O II :

$$\Sigma I_2 = 4.7848 \times 10^8 \ cm^4$$

$$E = 2.32 \times 10^2 \ Ton/cm^2$$

$$K'_{V_i} = 1.5 \ K_i$$

PRIMERA ITERACION :

	PASO I	PASO II	PASO III	
N	$\Delta_{fi} x E$	$\Delta_{ai(1)} x E$	$\Delta_{ii(2)}$	N
10	1907.524	4479.487	2.455	10
9	1642.144	3816.702	2.129	9
8	1379.505	3166.861	1.804	8
7	1123.273	2541.361	1.484	7
6	878.130	1952.129	1.174	6
5	649.659	1415.151	0.881	5
4	444.227	945.649	0.611	4
3	268.860	557.126	0.377	3
2	131.114	263.328	0.187	2
1	38.950	75.426	0.057	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

Como se podrá ver que : $\Delta_{ei(1)} = \Delta_{fi} - \Delta_{ai(1)}$ = NEGATIVO

Luego tenemos que calcular el valor de : $\Delta_{ii(2)}$; mediante la expresión (β) y los valore conocidos como : $\Delta_{fi} = \Delta_{ii(1)}$; $\Delta_{ai(1)}$; $\Delta_{ei(1)}$; y así poder realizar la " SEGUNDA ITERACION " .

M E T O D O   D E   F A Z L U R   R. K H A N

ANALISIS SISMICO : DIRECCION O - E

SEGUNDA ITERACION :   C A S O II

$$K'_{Vi} = 1.5\ K_{Vi}$$

	PASO I		1ra. ITER PASO III	PASO II	PASO III		
N	$\Delta_{fi} xE$	Δ_{fi}	$\Delta_{ii}(2)$	$\Delta_{ai}(2)$	$\Delta_{ei}(2)$	$\Delta_{ii}(3)$	N
10	1907.524	8.222	2.455	6.155	2.067	2.344	10
9	1642.144	7.078	2.129	5.254	1.824	2.041	9
8	1379.505	5.946	1.804	4.369	1.577	1.737	8
7	1123.273	4.841	1.484	3.514	1.327	1.437	7
6	878.130	3.785	1.174	2.707	1.078	1.145	6
5	649.659	2.800	0.881	1.968	0.832	0.865	5
4	444.227	1.915	0.611	1.318	0.597	0.607	4
3	268.860	1.158	0.377	0.778	0.380	0.378	3
2	131.114	0.565	0.187	0.368	0.197	0.190	2
1	38.950	0.168	0.057	0.105	0.063	0.058	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

Como se podrá notar al comparar :

$$\Delta_{ii}(2) \rightarrow \Delta_{ei}(2)$$

Vemos que la aproximación requerida (± 0.01 cms.); está todavía lejana; para eso debemos realizar varias " ITERACIONES " Seguimos el mismo proceso; empleando la expresión "   "; para encontrar el valor inicial de la siguiente "ITERACION"; o sea : " $\Delta_{ii}(n+1)$ " .

METODO DE FAZLUR R. KHAN

$K'_{Vi} = 1.5\ K_{Vi}$ CASO II

	TERCERA ITERACION					CUARTA ITERACION			
	PASO I	SEG.ITER PASO III	PASO II	PASO III		PASO II	PASO III		
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ii}(3)$	$\Delta_{ai}(3)$	$\Delta_{ei}(3)$	$\Delta_{ii}(4)$	$\Delta_{ai}(4)$	$\Delta_{ei}(4)$	$\Delta_{ii}(5)$	N
10	8.222	2.344	5.858	2.364	2.350	2.860	2.362	2.352	10
9	7.078	2.041	5.003	2.075	2.050	5.006	2.072	2.056	9
8	5.946	1.737	4.163	1.783	1.751	4.168	1.778	1.759	8
7	4.841	1.437	3.352	1.489	1.453	3.357	1.484	1.462	7
6	3.785	1.145	2.584	1.201	1.162	2.590	1.195	1.172	6
5	2.800	0.865	1.880	0.920	0.882	1.886	0.914	0.892	5
4	1.915	0.607	1.261	0.654	0.652	1.266	0.649	0.630	4
3	1.158	0.378	0.745	0.413	0.390	0.748	0.410	0.396	3
2	0.565	0.190	0.353	0.212	0.198	0.355	0.210	0.202	2
1	0.168	0.058	0.101	0.067	0.061	0.101	0.067	0.063	1

NOTA Los desplazamientos " Δ " están en cms.

METODO DE FAZLUR R. KHAN

$K_V = 1.5\ K_V$ CASO II

	QUINTA ITERACION				SEXTA ITERACION				
	PASO I	4ta.ITER.	PASO II	PASO III		PASO II	PASO III		
N	Δ_{fi}	$\Delta_{ii}(5)$	$\Delta_{ai}(5)$	$\Delta_{ei}(5)$	$\Delta_{ii}(6)$	$\Delta_{ai}(6)$	$\Delta_{ei}(6)$	$\Delta_{ii}(7)$	N
10	8.222	2.353	5.862	2.360	2.355	5.863	2.359	2.356	10
9	7.078	2.056	5.009	2.069	2.060	5.010	2.068	2.062	9
8	5.946	1.759	4.171	1.775	1.763	4.172	1.774	1.776	8
7	4.841	1.462	3.360	1.481	1.467	3.373	1.478	1.471	7
6	3.785	1.172	2.593	1.192	1.178	2.595	1.190	1.181	6
5	2.800	0.892	1.889	0.911	0.898	1.891	0.909	0.901	5
4	1.915	0.630	1.268	0.647	0.635	1.270	0.645	0.638	4
3	1.158	0.396	0.750	0.408	0.400	0.751	0.407	0.402	3
2	0.565	0.202	0.356	0.202	0.204	0.356	0.209	0.206	2
1	0.168	0.063	0.102	0.066	0.064	0.102	0.066	0.064	1

NOTA.- Los desplazamientos "Δ" están en cms.

M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

ANALISIS SISMICO : DIRECCION O - E

R E S U M E N : $K'_V = 1.5\ K_V$ C A S O II

Después de realizar seis iteraciones tenemos

N	$\Delta_{ii}(6)$	$\Delta_{ei}(6)$	$\delta \leq \pm 0.01$ cms	N
10	2.355	2.359	0.004	10
9	2.060	2.068	0.008	9
8	1.763	1.774	0.011	8
7	1.467	1.478	0.011	7
6	1.178	1.190	0.012	6
5	0.898	0.909	0.011	5
4	0.635	0.645	0.010	4
3	0.400	0.407	0.007	3
2	0.204	0.209	0.005	2
1	0.061	0.066	0.002	1

NOTA.- Los desplazamientos " Δ " están en cms.

Como la aproximación deseada era : $\delta \leq \pm\ 0.01$ cms.

Luego al comparar :

$\Delta_{ii}(6)$: Deformación inicial

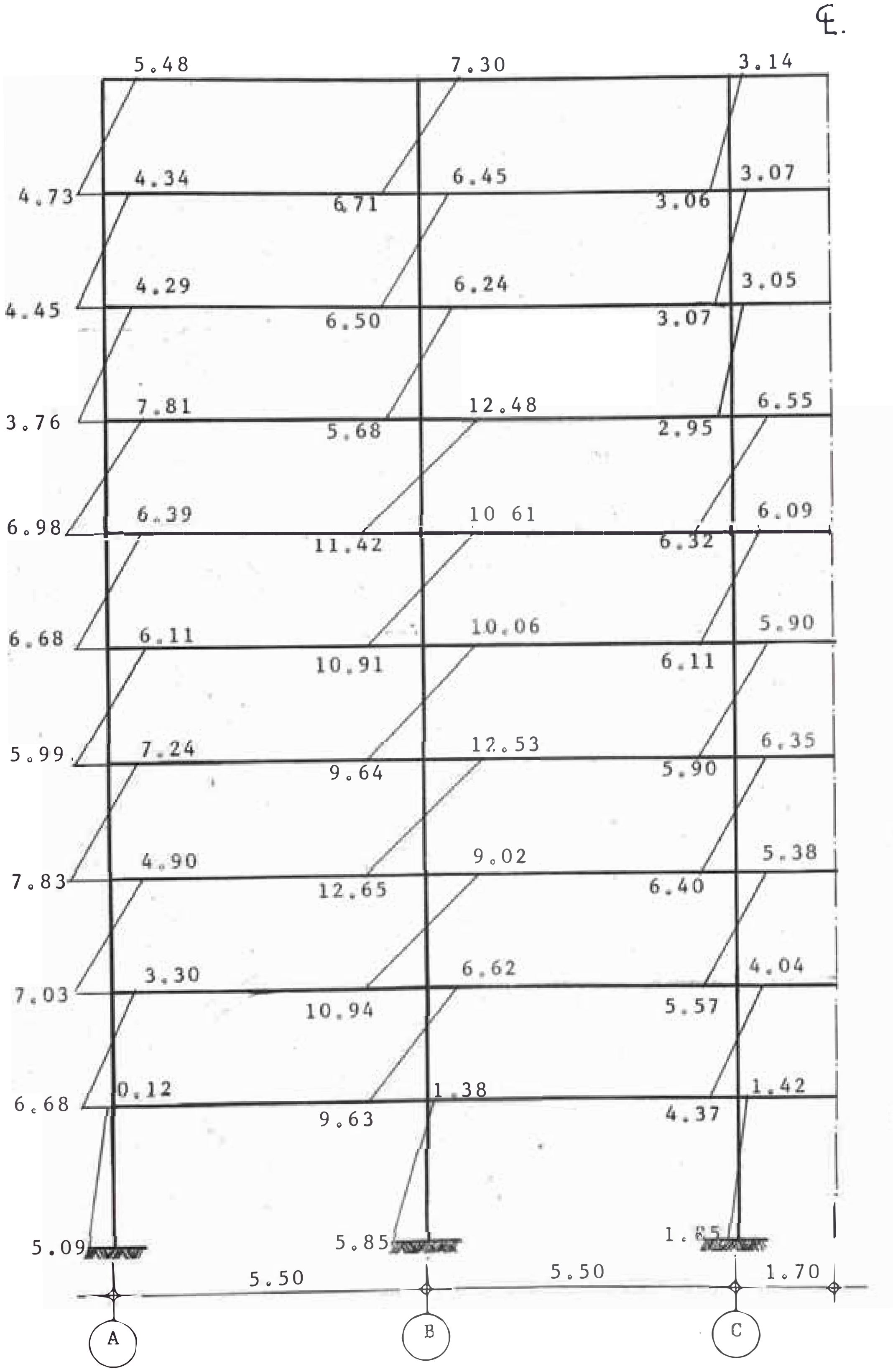
$\Delta_{ei}(6)$: Deformación final

Podemos decir : $\Delta_{ii}(6) = \Delta_{ei}(6)$; con lo cual termina el proceso de la " PRIMERA ETAPA ".

METODO DE FAZLUR R. KHAN

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS CASO I

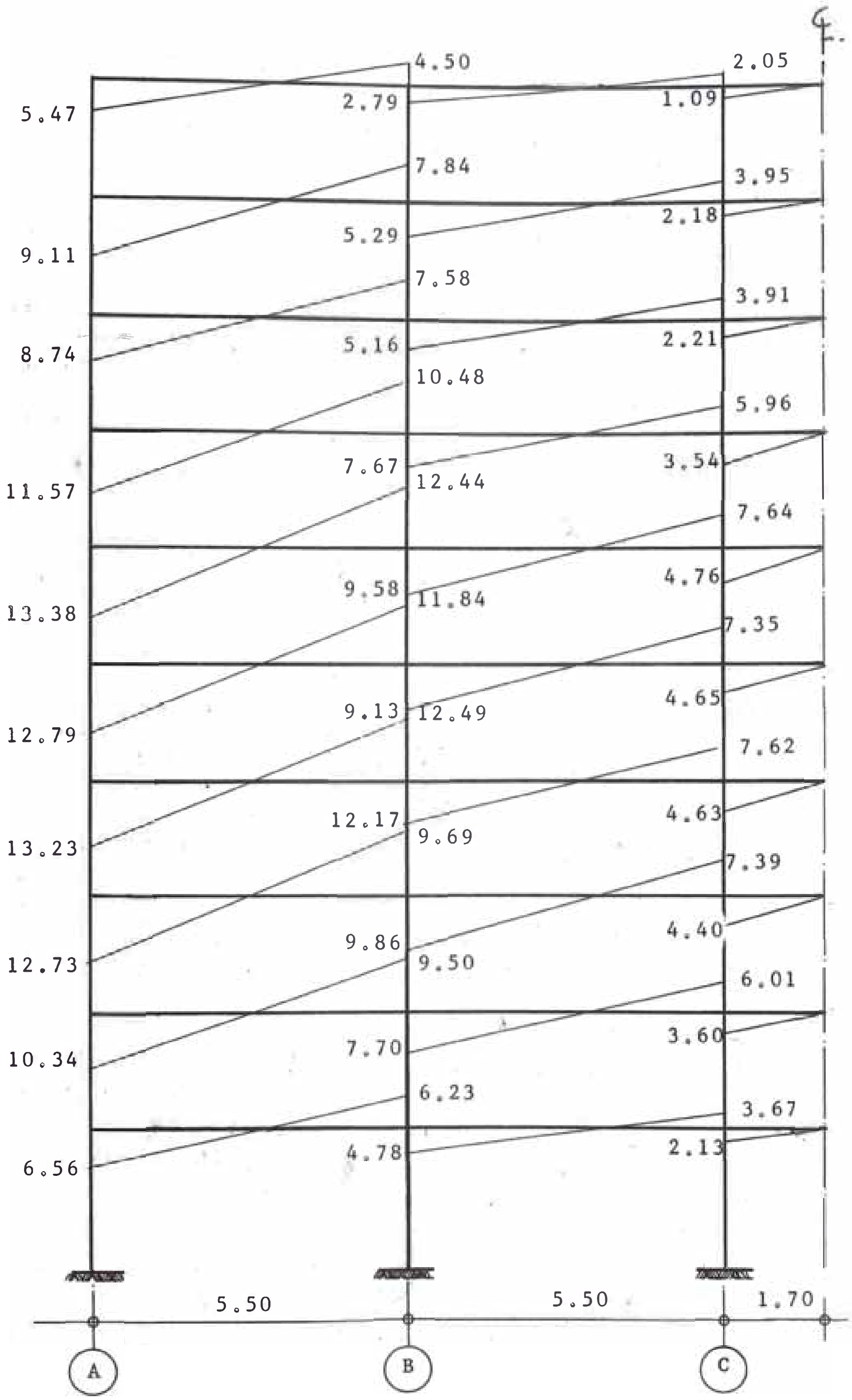
PORTICO "1" = PORTICO "3"



METODO DE FAZLUR R. KHAN

DIAGRMAS DE MOMENTOS EN LAS VIGAS CASO: I

PORTICO: "1" = PORTICO: "3"

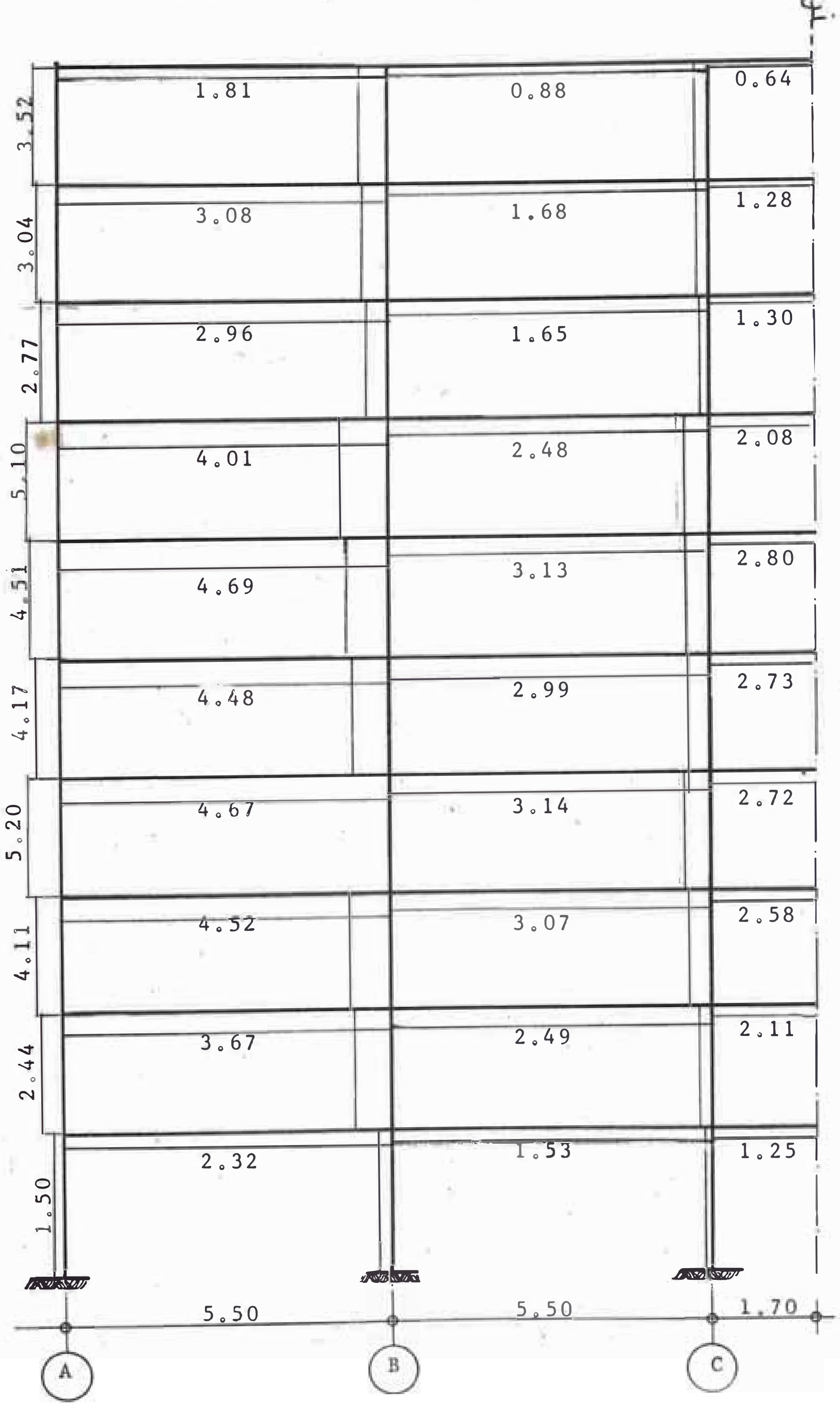


METODO DE FAZLUR R. KHAN

DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

CASO: I

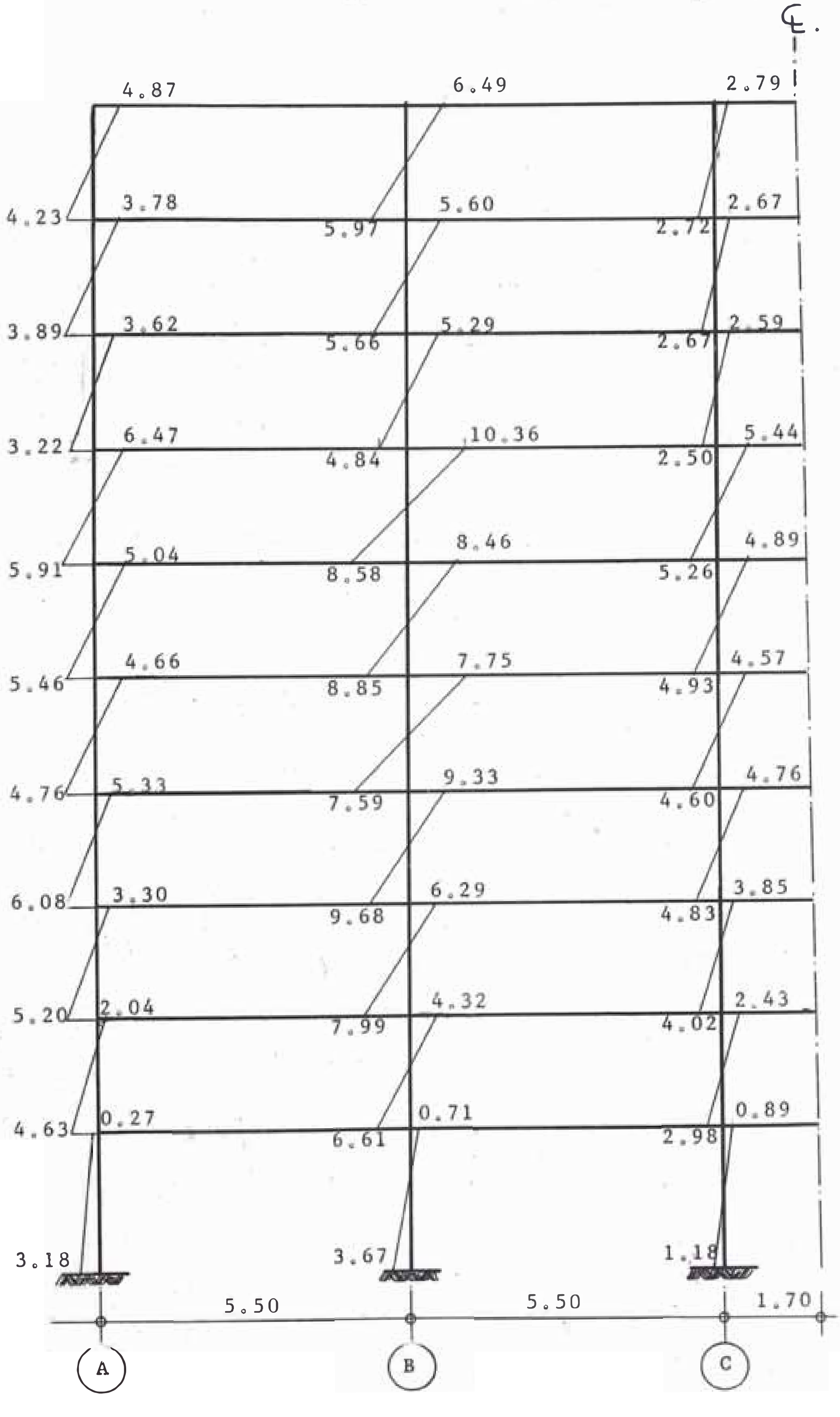
PORTICO: "1" = PORTICO: "3"



METODO DE FAZLUR R. KHAN

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS COLUMNAS CASO : II

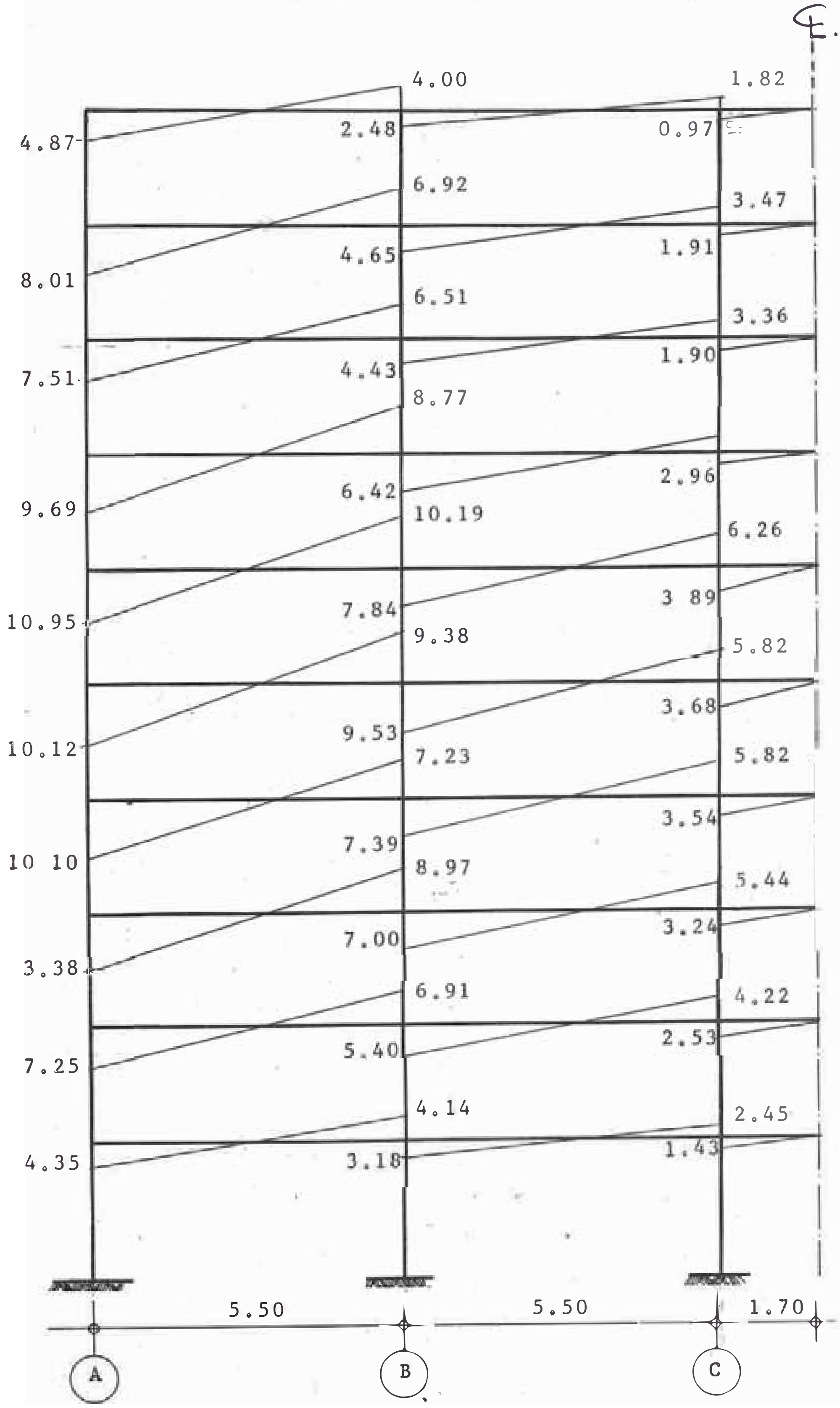
PORTICO : "1" = PORTICO : "3"



METODO DE FAZLUR R. KHAN

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN LAS VIGAS CASO : II

PORTICO : "1" = PORTICO : "3"

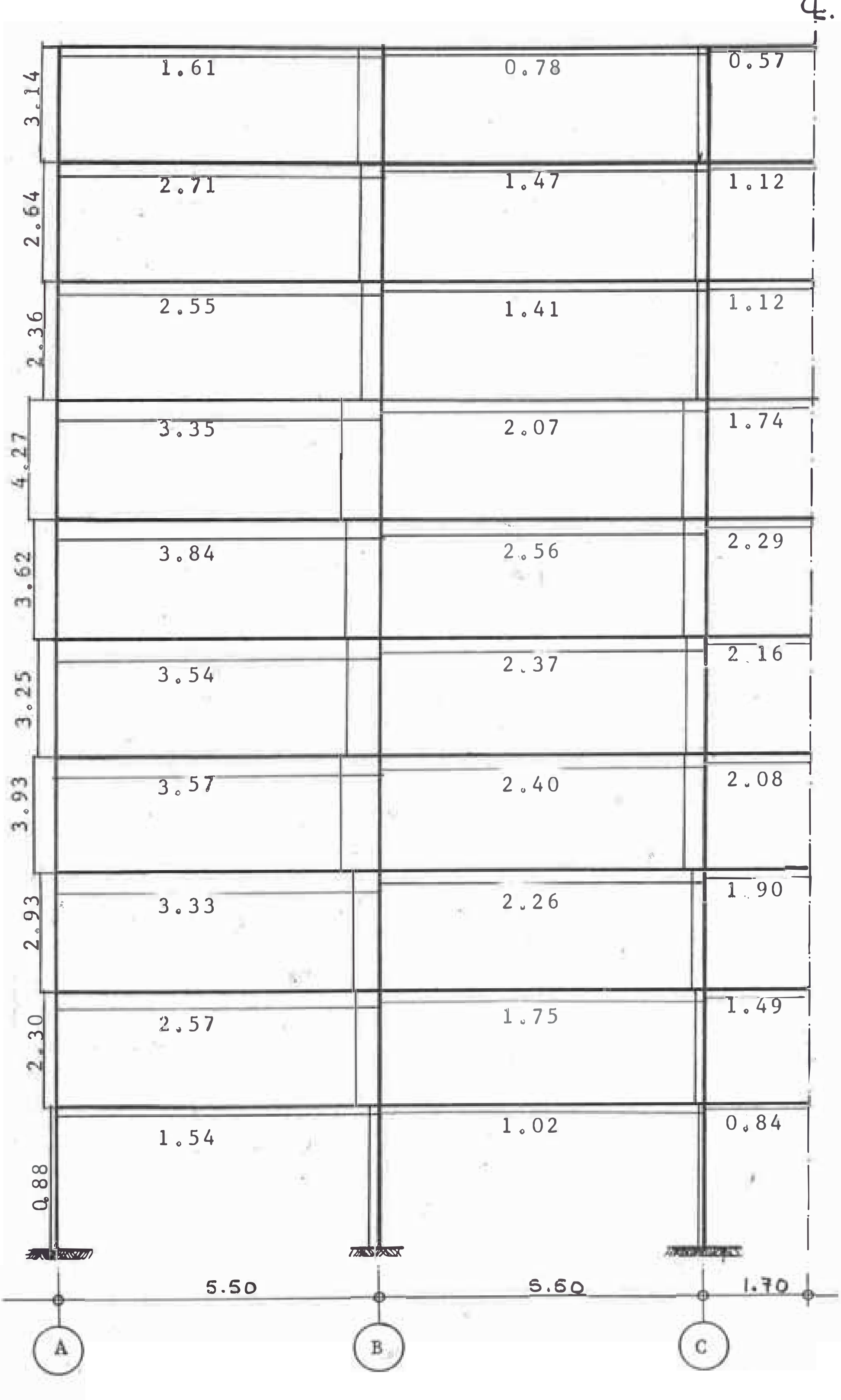


METODO DE FAZLUR R. KHAN

DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

CASO: II

PORTICO "1" = PORTICO "3"

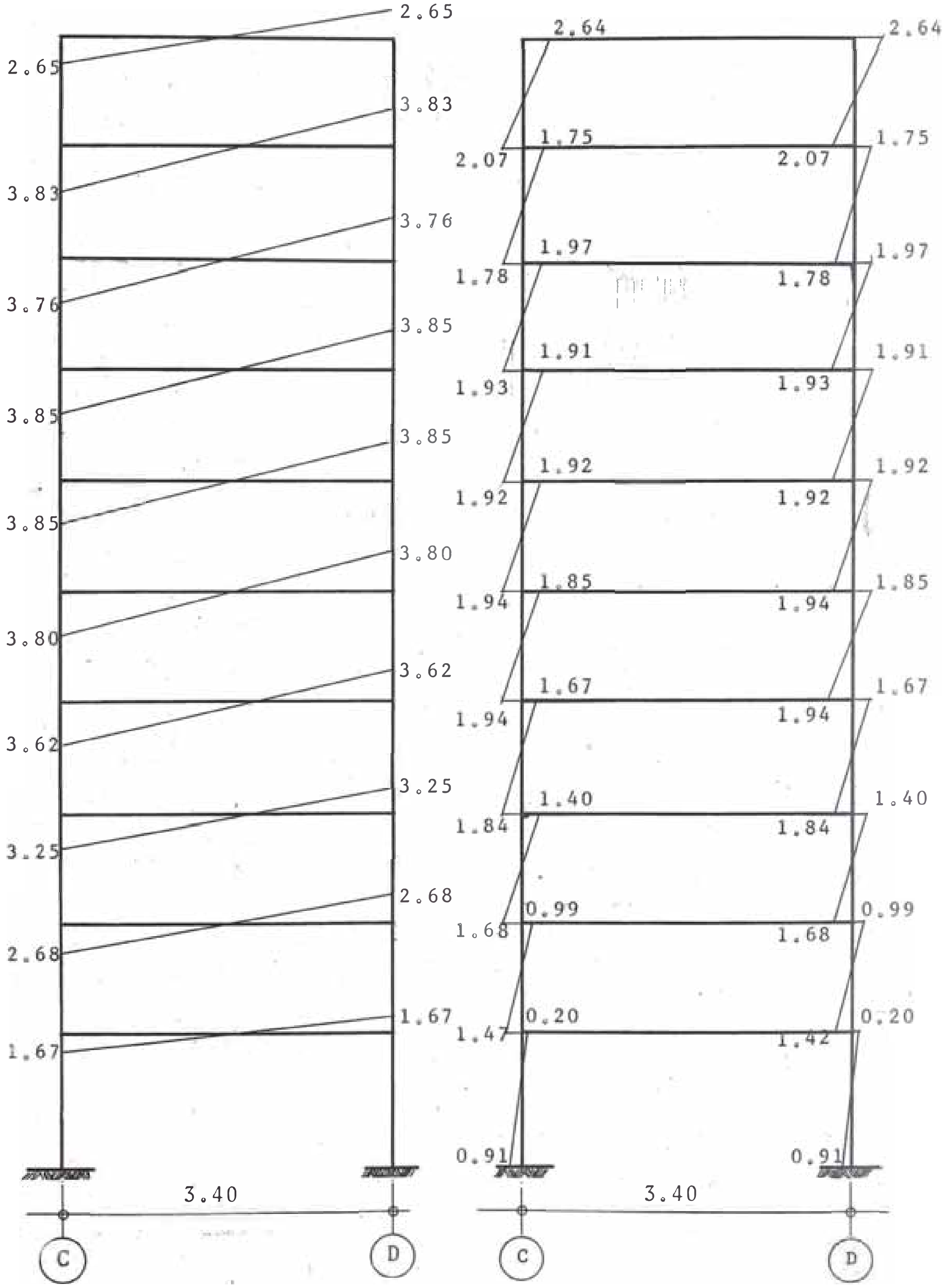


M E T O D O   D E   F A Z L U R   R. K H A N

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS

C A S O   I

P O R T I C O "2'"

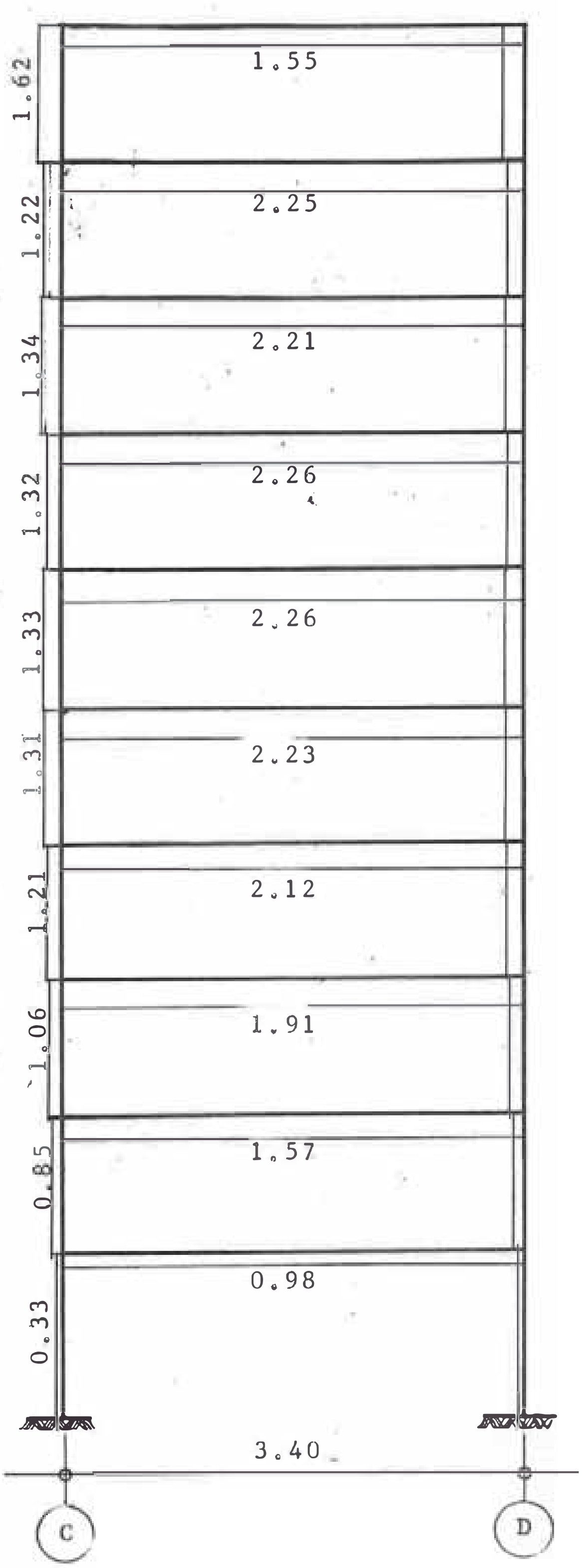


METODO DE FAZLUR R. KHAN

DIAGRAMA DE ESFUERZOS CORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

CASO: I

PORTICO: "2'"

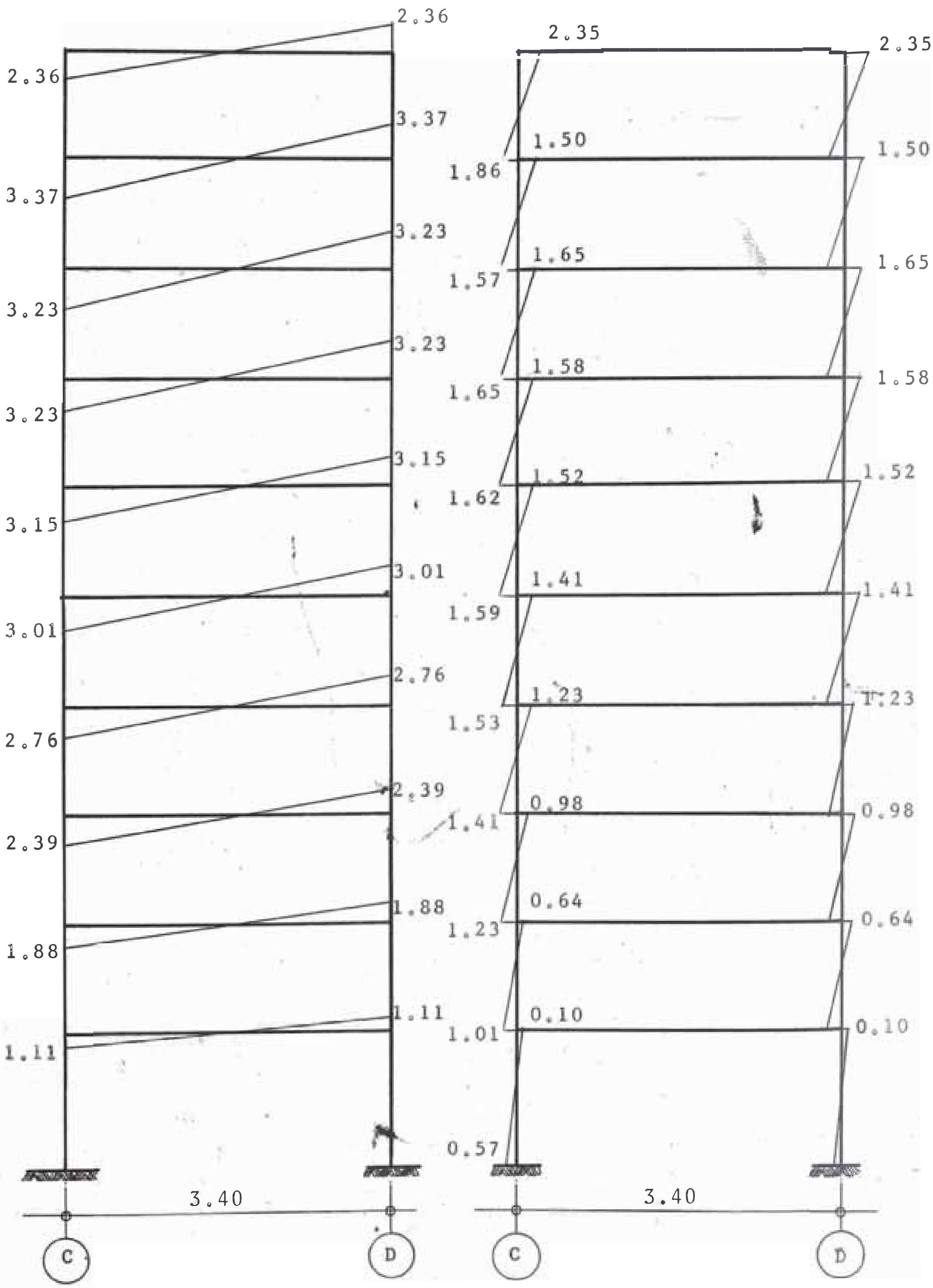


M E T O D O   D E   F A Z L U R   R. K H A N

DIAGRÁMA DE MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS

C A S O   II

P O R T I C O   "2"

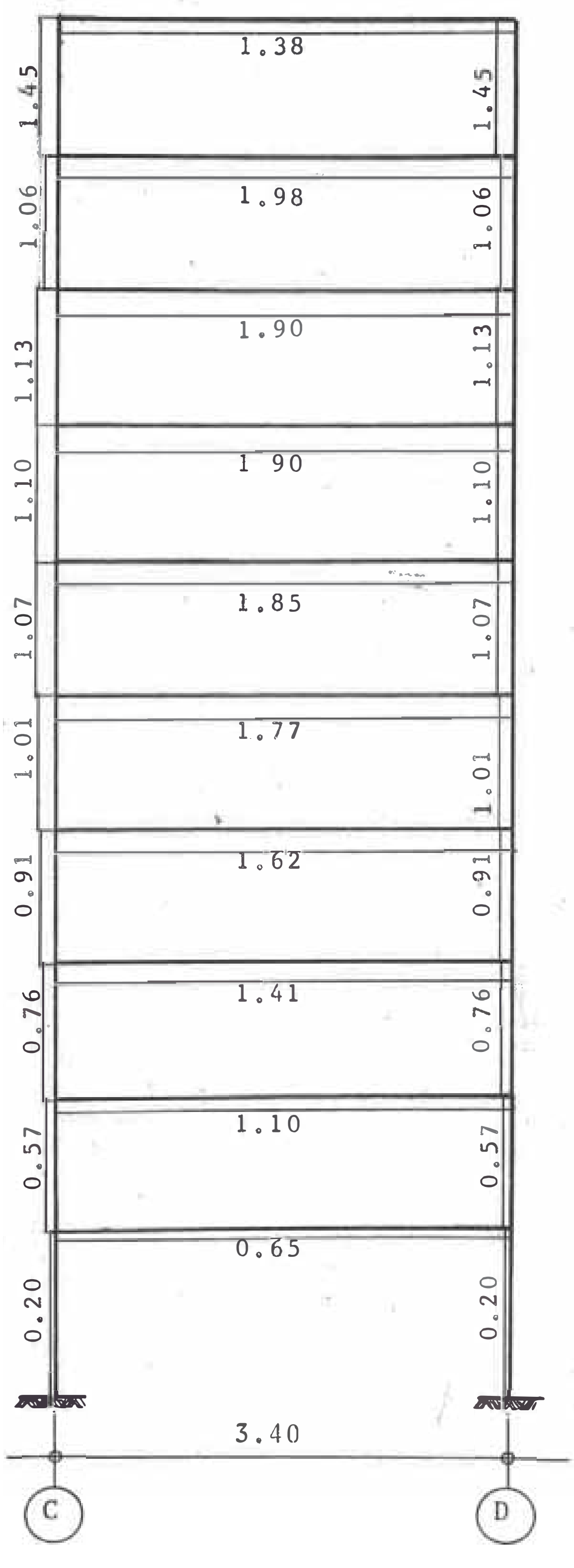


METODO DE FAZLUR R. KHAN

DIAGRAMA DE ESF UERZOSCORTANTES EN VIGAS Y COLUMNAS

CASO: II

PORTICO: "2'"



M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

RESUMEN

En el presente método, el módelo de análisis es : "La estructura idealizada simplificada" que se caracteriza por presentar articulaciones en la viga de unión, que se muestra en la figura N° 4.

Se ha utilizado el programa del Ing°. ARMANDO NAVARRO PEÑA, Profesor del Programa de Ciencias de la U.N.I).

En los pasos (I), (II) y (III) se explica en una forma sencilla el procedimiento a seguir para resolver la estructura idealizada simplificada.

Debido a la comodidad del programa se consiguió una aproximación de $\delta = \pm 0.01$ cms. Para el caso I después de realizar 10 iteraciones y para el caso II después de 6 iteraciones.

No se ha utilizado los abacos, que nos dan la primera aproximación de la deformada de la estructura, se consideró como primer valor la deformada libre del muro; para las demás iteraciones se empleó la expresión de convergencia rápida.

La deformada final de la estructura " Δ_{ei}" se le debe aplicar a cada uno de los pórticos, como también al pórtico de una crujía que nos sirvió de modelo, y de esta manera determinar sus esfuerzos correspondientes.

Se debe de chequear el método en base a : $V_T = V_{Por} + V_m$; "Corte total es igual al corte total de los pórticos más el corte del muro".

Si existiría una diferencia al comparar estos valores, se debe de repartir proporcionar a la rigidez de los elementos (pórticos y placas) si el error es apreciable se debe de realizar de nuevo el método, bajo nuevas consideraciones, como el cambio de dimensiones de los elementos.

COMENTARIO

En la exposición del método el autor establece la siguiente relación, "se debe sumar todas las rigideces de las vigas que colaboran al sismo", es decir : $S_b = S_b' + S_b'' + S_b'''$, siendo este último la cooperación de las vigetas que se encuentran en la losa; que se ha considerado en la solución.

Teniendo en mente esta adición y debido a que en sí, el método exige una refinada, debido a que los resultados son muy conservadores, se pensó encontrar un factor "α" que afecte a la regidez de la viga S_b

Debido a la comodidad del programa se le fué dando a este valor α, a partir de 1.1, 1.2, 1.3, 1.4 y 1.5, siendo este último el más adecuado, como se podrá ver en los gráficos (III) y (IV).

¿Por qué el 1.5?

Como comentario diremos que se pasó el programa, considerando a : $S_{b1} = 1.5 S_b$; en los dos casos de estudio. En ambos casos se notó que la deformada es muy semejante con las obtenidas en los otros métodos como : 1.- Diferencias Finitas, 2.- Método Matricial, (Cuadro general de desplazamientos).

También se pasó el programa con este factor, a otro modelo diferente, obteniéndose resultados muy satisfactorios.

METODO DE FAZLUR R. KHAN

CONCLUSIONES

La convergencia del método es lenta; aún empleando los abacos establecidos por el autor, como la fórmula de convergencia rápida.

Es un método ideal para la computadora, debido a que se emplea en cada iteración:

a) El método de Newmark.- Para calcular la deformada de corrección "$\Delta a i_{(m)}$"

b) El método de Takabeya.- Para calcular los cortantes en el pórtico.

Como se podrá ver, que sí el número de iteraciones es considerable, esta dependiendo de la rigidez de la placa; se tiene que emplear ambos métodos por cada iteración.

El método trabaja con deformadas finales de la estructura $\Delta i i_{(m)} = \Delta f i - \Delta a i_{(m)}$ la cual se le deberá dar a los diversos elementos de la estructura y comprobar que el : $V_T = V_{Por} + V_m$

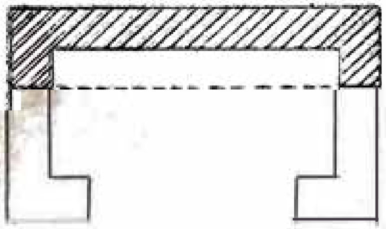
Se puede aplicar a cualquier tipo de estructura y se le da por válido después de realizar la comprobación anterior.

El método fué aceptado y promulgado, debido a que ha dado buenas respuestas y éstos han sido comparados con otros de métodos diferentes.

Al igual que los otros métodos iterativos se encontró que cuando la placa es más rígida la convergencia es más rápida.

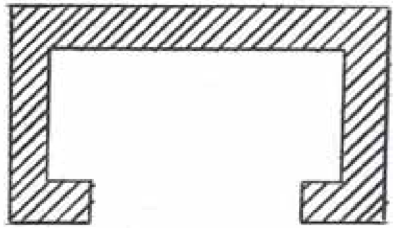
METODO: MUTO-ACI-MATRICIAL-KHAN.

CUADRO GENERAL DE DESPLAZAMIENTOS



CASO: I

CASO: II

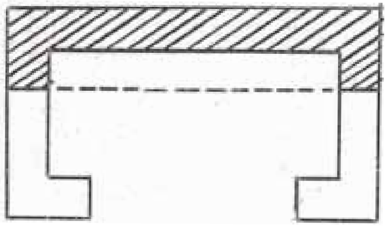


UNIDADES : Cms.

N	M.MUTO	M.ACI	M.MATRICIAL	M.KHAN	M.MUTO	M.ACI	M.MATRICIAL	M.KHAN	N
10	3.526	2.827	2.866	3.353	3.027	2.305	2.355	2.639	10
9	3.180	2.521	2.557	2.989	2.686	2.023	2.069	2.359	9
8	2.820	2.200	2.236	2.573	2.338	1.736	1.779	2.022	8
7	2.437	1.865	1.901	2.216	1.982	1.447	1.486	1.684	7
6	2.040	1.528	1.562	1.804	1.624	1.161	1.197	1.353	6
5	1.624	1.189	1.222	1.399	1.262	0.883	0.915	1.031	5
4	1.195	0.857	0.889	1.015	0.905	0.620	0.649	0.729	4
3	0.805	0.551	0.578	0.615	0.592	0.386	0.409	0.457	3
2	0.443	0.284	0.306	0.347	0.316	0.191	0.209	0.233	2
1	0.154	0.086	0.099	0.113	0.107	0.055	0.060	0.073	1

Gráfico : (I) y (II)

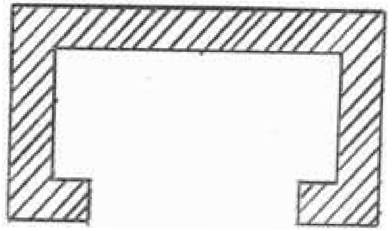
METODO: MUTO - ACI MATRICIAL 1.5 KHAN



CUADRO GENERAL DE DESPLAZAMIENTOS

CASO I

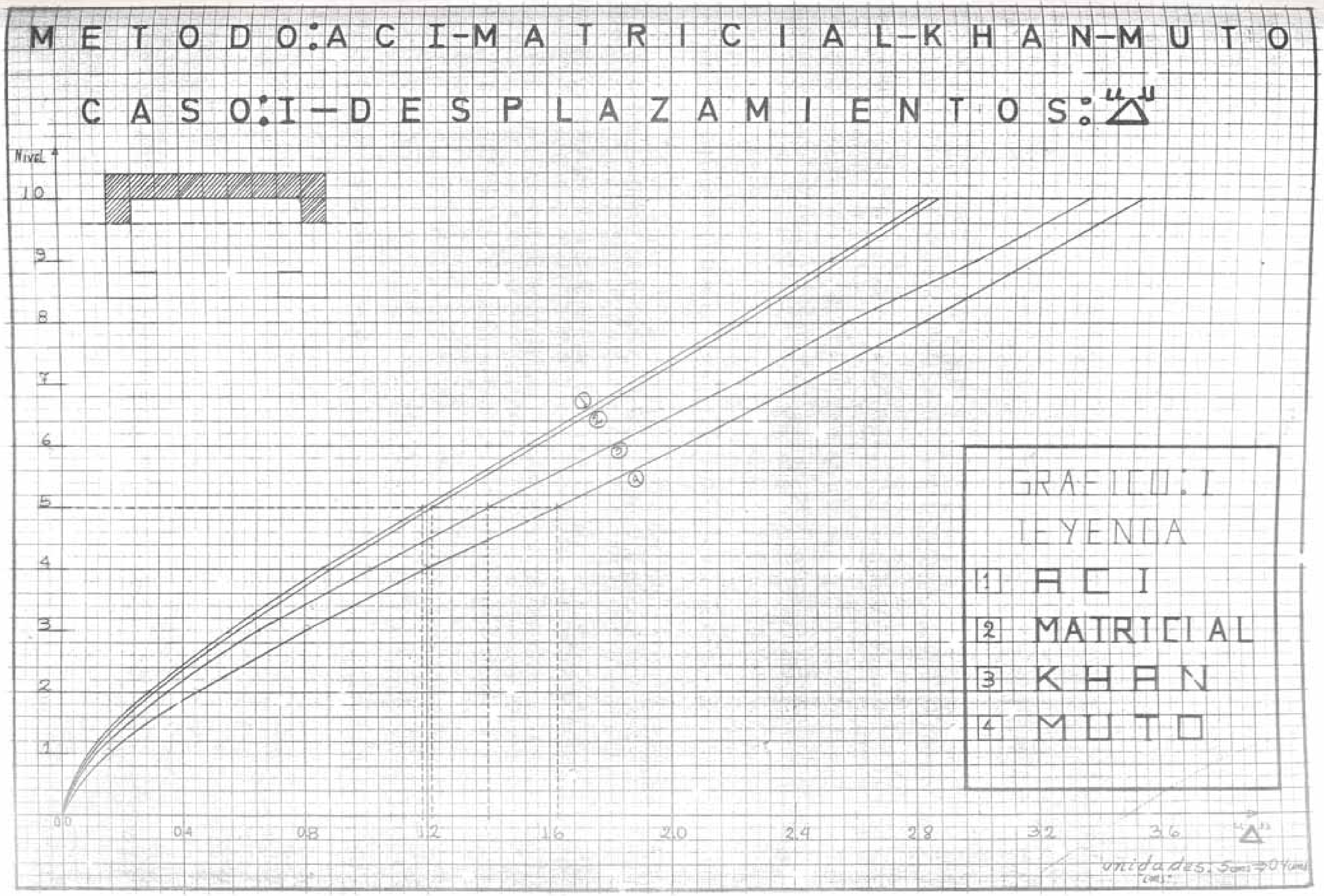
CASO II



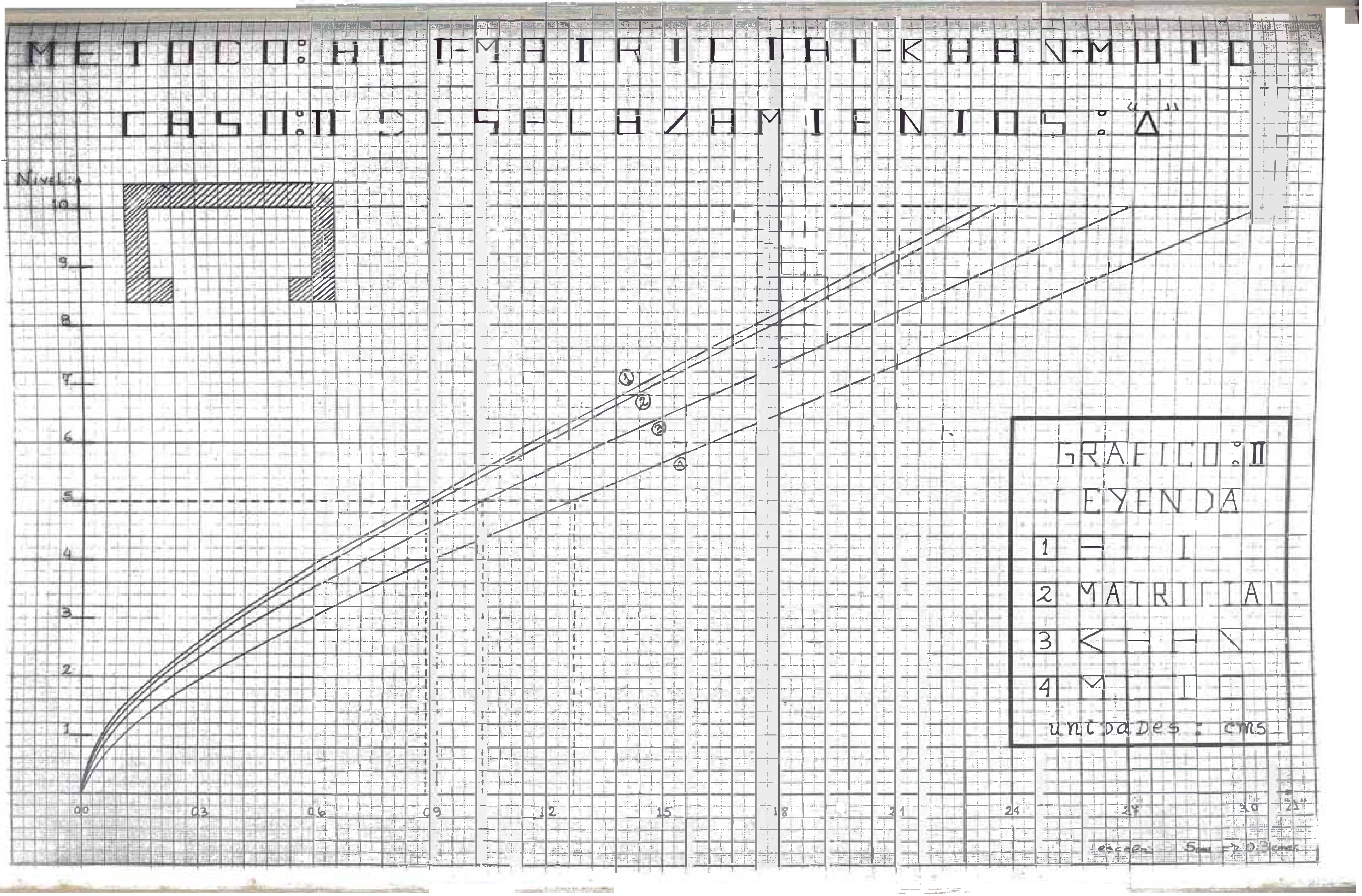
UNIDADES Cms.

N	M.MUTO	M.ACI	M.MATRICIAL	M.KHAN(1.5)	M.MUTO	M.ACI	M.MATRICIAL	M.KHAN(1.5)	N
10	3.526	2.827	2.866	2.847	3.027	2.305	2.355	2.359	10
9	3.180	2.521	2.557	2.540	2.686	2.023	2.069	2.068	9
8	2.820	2.200	2.236	2.183	2.338	1.736	1.779	1.774	8
7	2.437	1.865	1.901	1.885	1.982	1.447	1.486	1.478	7
6	2.040	1.528	1.562	1.535	1.624	1.161	1.197	1.190	6
5	1.624	1.189	1.222	1.194	1.262	0.883	0.915	0.909	5
4	1.195	0.857	0.889	0.879	0.905	0.620	0.649	0.645	4
3	0.805	0.551	0.578	0.562	0.592	0.386	0.409	0.407	3
2	0.443	0.284	0.306	0.303	0.316	0.191	0.209	0.209	2
1	0.154	0.086	0.099	0.100	0.107	0.055	0.060	0.066	1

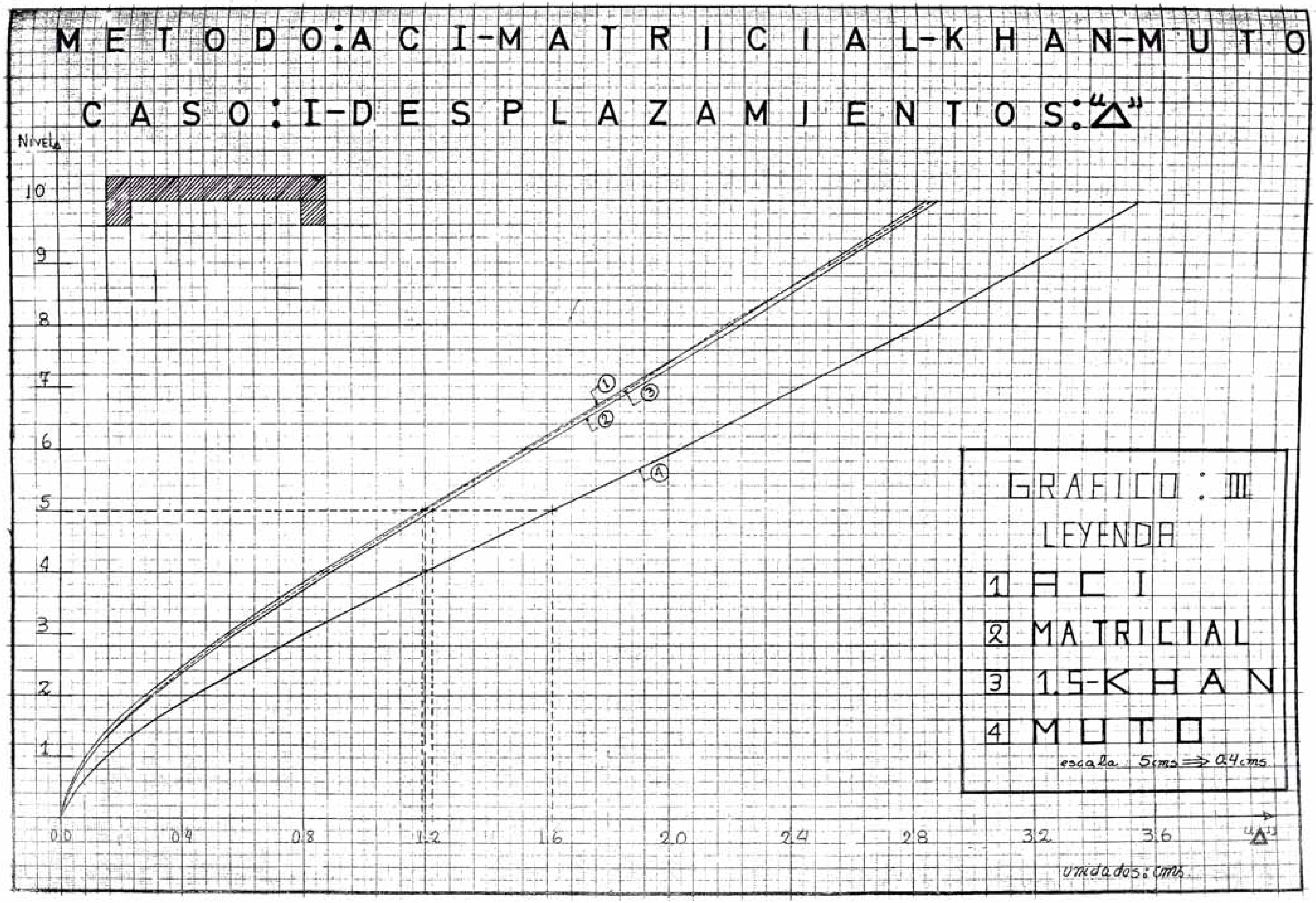
GRAFICO : (III) Y (IV)



METODO: ACI-MATRICIAL-KHAN-MUTO
CASO: I - DESPLAZAMIENTOS: "Δ"
NIVEL
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
2.4
2.8
3.2
3.6
"Δ"
GRAFICO: I
LEYENDA
1 ACI
2 MATRICIAL
3 KHAN
4 MUTO
unidades: 5cms ⇒ 0.4cms

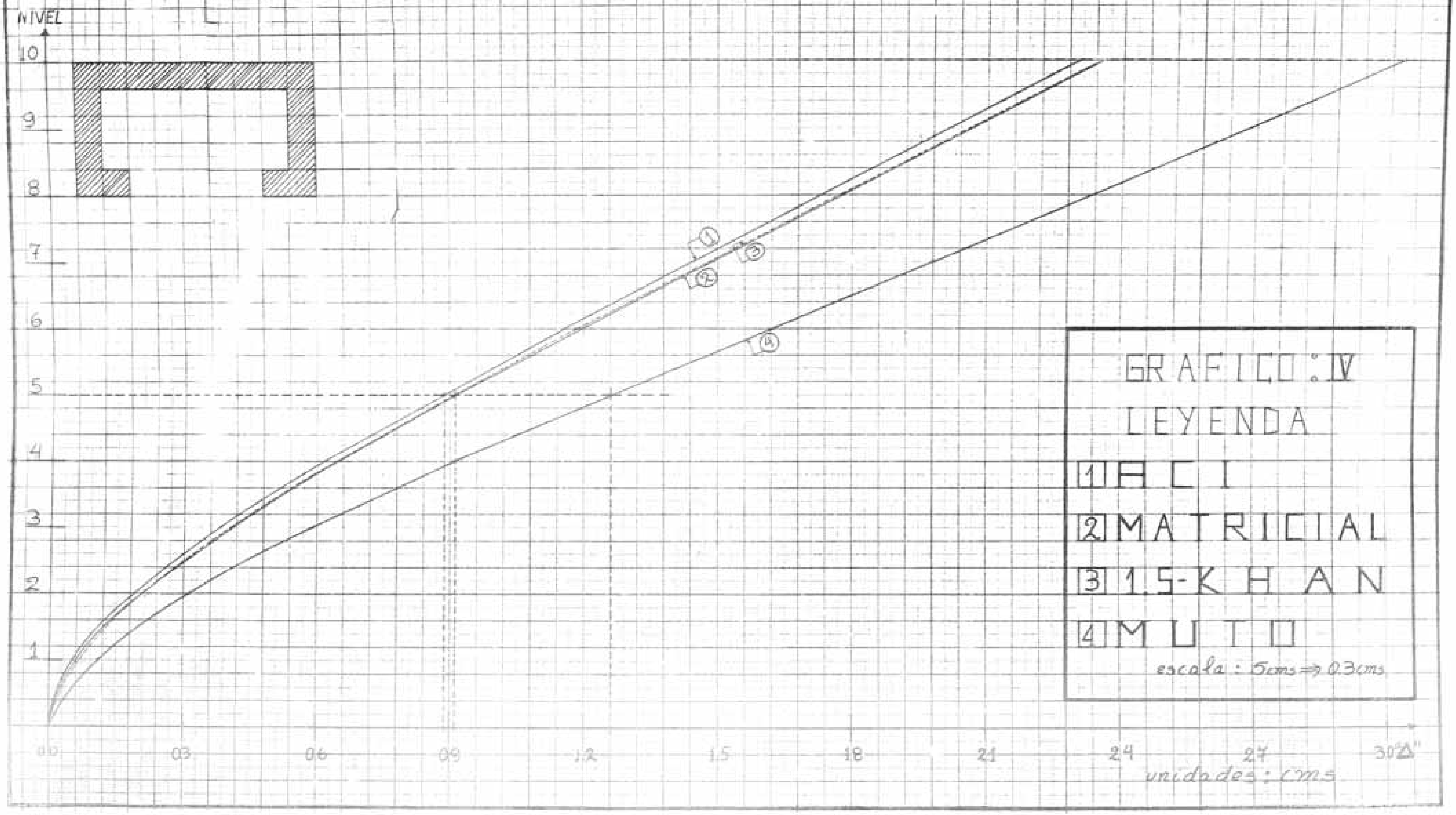


METODO: H-C-I - MATRICIAL - KHAN-MUTO
CASO: II DESPLAZAMIENTOS: "Δ"
Nivel
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
00
0.3
0.6
0.9
1.2
1.5
1.8
2.1
2.4
2.7
3.0
1
2
3
4
GRAFICO: II
LEYENDA
1 H C I
2 MATRICIAL
3 K H A N
4 M U T O
UNIDADES: CMS


METODO: ACI-MATRICIAL-KHAN-MUTO
CASO: I-DESPLAZAMIENTOS: "Δ"
Nivel
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0.0
0.4
0.8
1.2
1.6
2.0
2.4
2.8
3.2
3.6
"Δ"
GRAFICO: III
LEYENDA
1 ACI
2 MATRICIAL
3 1.5-KHAN
4 MUTO
escala 5cms ⟹ 0.4cms
unidades: cms

METODO: ACI-MATRICIAL-KHAN-MUTO

CASO: II - DESPLAZAMIENTOS: "Δ"



CONCLUSIONES GENERALES

Las subdividiremos en los siguientes puntos:

a) Referente a las Respuestas:

Como se podrá ver en el cuadro general de desplazamientos como también en los gráficos (I) y (II), el orden creciente sería: METODO DE DIFERENCIAS FINITAS, METODO MATRICIAL, METODO DE KHAN; METODO DE MUTO, EN LOS DOS CASOS DE ESTUDIO.

EL MODELO DE ANALISIS PARA LOS METODOS DE DIFERENCIAS FINITAS Y MATRICIAL ES EL MISMO, las deformaciones son casi iguales (se diferencian en la segunda cifra decimal), pero los caminos de solución son diferentes. El método de diferencias finitas emplea la ecuación: $y^{IV} = \frac{P_i}{EI}$ ecuación de diferencias finitas de cuarto orden, relacionando como máximo 5 niveles consecutivos (el nivel considerado; y dos adyacentes de arriba y dos adyacentes de abajo); mientras que el método MATRICIAL, emplea la ecuación: $\{F\} = [K]\{X\}$ donde $\{F\}$ = matriz fuerza; $[K]$: igual matriz de rigidez y $\{X\}$ matriz de deformación, relacionando el efecto en los demás niveles de una carga "P_i" aplicada en el nivel "i", lo que quiere decir que la influencia en los niveles no consecutivos es mínima.

En los gráficos (III) y (IV) se pueden ver que los métodos: DIFERENCIA FINITAS; MATRICIAL y KHAN (Adicional), tienen las mismas deformaciones, si aproximamos las respuestas a la primera cifra decimal (cuadro general de desplazamientos) y esto sucede en los casos de estudio (Caso I y Caso II). Es importante esta comparación ya que los métodos son distintos y el método de KHAN ha sido afectado por un factor: $\alpha = 1.5$. La introducción de este factor es motivo de un mejor estudio, procurando así una mejora en el método.

El alcance que tiene cada uno de estos métodos, han sido establecidos en las conclusiones particulares de cada uno.

B) REFERENTE A LA TRABAJABILIDAD DEL METODO:

Si tenemos en cuenta la máquina computadora; el método conveniente a usarse en orden sería: METODO MATRICIAL; METODO DE DIFERENCIA FINITA; y METODO DE KHAN MODIFICADO. Como se podrá ver que en el Tercer lugar figura el método de KHAN modificado (1.5);esta salvedad lo hacemos teniendo en cuenta los resultados satis - factorio que se han encontrado en otros modelo de estudio o prueba.

Si nó contamos con la máquina computadora; el método conveniente, en orden sería: METODO DE MUTO; METODO DE DIFERENCIA FINITA; Y METODO DE KHAN.

Teniendo en cuenta el número de pisos; ya que para el método de Diferencias finitas, el número de pisos nos indica el número de ecuaciones para resolver. El método de KHAN, como dijimos anteriormente, es de convergencia lenta y se acomoda para ser resuelta mediante la computadora.

El método de Muto tiene su rango de aplicación; es referente a la flexibilidad de la placa. Esto se puede notar cuando hacemos el análisis en la dirección (O-E) y (N-S) pero se nota mejor en la dirección (N-S) ya que encontramos una placa pequeña y flexible lo que originó que no se llegara a una convergencia, después de haber realizado varias iteraciones. También en el análisis (O-E); en el eje "2" al analisar la placa del asensor, se estudio primero como placa aislada, no lográndose ninguna convergencia debido a la poca rigidez, luego se tomo la caja del asensor como placa en conjunto, aumentándose de esta manera la rigidez aproximadamente en 4 veces su valor (CASO II) en donde se encontró una convergencia con una aproximación satisfactoria.

Luego se realizó el análisis por el método de MUTO, considerando un ancho colaborante variable, primero se tomó (1/5) del ancho aumentando muy poca su rigidez; tambien no se pudo encontrar una con vergencia satisfactoria, posteriormente se aumentó este ancho a (1/4) encontrándose resultados idénticos que el anterior. Finalmente se tomó como ancho colaborante (1/3); (CASO I) en el que se obtuvo de primera intención resultados idénticos a los anteriores, pero mediante un artificio (50% M_c) se encontró una convergencia con una buena aproximación. La justificación de este artificio se expuso en las conclusiones particulares del método. No se debe de pensar que este tipo de artificio trae siempre buenos resultados; eso depende de muchos factores como: rigideces de los vigas adyacentes (su longitud es muy importante); la simetría del pórtico compuesto (marcos y placas) y también como es de esperarse la rigidez de la placa; esto se puede ver en forma numérica en la dirección (N-S) en la cual se probó con varios porcentajes (39 %; 43 %) no llegándose a encontrar convergencia adecuada. El método de Muto; a diferencia de los otros métodos nos presenta un proceso para realizar el análisis de Torsión: que en nuestro medio es muy importante; debido a los múltiples tipos de distribución de los elementos estructurales que son encontrados en los diversos proyectos; en la cual no tienen en cuenta: la simetría; la rigideces, etc. Es por esta razón y por los resultados obtenidos que el método de Muto ocuparía el primer lugar; para realizar un análisis sísmico teniendo un Sentido Conservador; al igual que el método de FAZLU R. KHAN; que nos presenta resultados también conservadores; pero no un proceso para realizar el análisis a Torsión.

- Los métodos de Diferencias finitas y Matricial; nos dan valores menores, y los caminos de solución los podemos considerar como exactos, salvo en el cálculo de las rigideces de Traslación y Rotación (Wilbur y Cardan); que se realizaron a partir de varias asunciones, las cuales por sugerencia los autores, han tenido resultados satisfactorios. Luego pués dichas consideraciones no traen como consecuencia un error considerable; salvo en los 2 primeros niveles que si fallan estas expresiones, por motivos señalados en las respectivas conclusiones particulares.

Pero para el efecto de diseño este error se soluciona teniendo como base los resultados obtenidos en el tercer nivel y repetirlo en el 2° y 1° nivel; pudiendo también existir otro camino para corregir esta irregularidad que existe con mayor intensidad en el primer nivel.

La flexibilidad de las placas es una limitación para dar solución por cualquiera de los métodos propuestos en este trabajo.

Para el método de Muto ya se ha visto que tomando un porcentaje del momento de oposición de las vigas que inciden sobre las placas no siempre dan resultados satisfactorios. En cuanto a los otros métodos Diferencias Finitas, Método Matricial, Khan, tienen una aplicación inmediata cuando se tiene en un análisis considerado solamente una placa, cuando se analizan varias placas de modo que en la estructura se presente el proceso de interacción marcos-muros, en la aplicación de estos métodos se presenta el problema de distribuir los cortes y momentos del sistema equivalente, a cada muro, en este aspecto el método de Muto presenta la ventaja de que los cortes se distribuyen proporcionalmente a las constantes D. Para los Métodos de Diferencias Finitas y Método Matricial, los cortes se distribuyen proporcionalmente a las inercias de las placas; este último es un criterio práctico, para determinarlo en su verdadera magnitud habría que hacer un estudio científico y corroborarlo con modelos, lo cual escapa al objeto de esta Tesis.

Cuando se combinan placas rígidas y flexibles, se tienen dos extremos en cuanto a deformaciones; actuando cada una por si sola, la placa rígida tiene poco desplazamiento, en cambio la placa flexible tiene un mayor desplazamiento; actuando en conjunto al final ambas deben tener un mismo desplazamiento.

Es por esta razón que aplicando el método de Muto se tendría una convergencia lenta y para llegar al resultado final habría que desarrollar varias iteraciones . Algo similar ocurre en el método de Khan.En los métodos de Diferencia Finita, y el método Matricial, la respuesta para el modelo equivalente es inmediata.

- Cuando se analizan palcas flexibles, con el método de Muto, no logramos obtener resultados para poder diseñar, por encontrarse valores absurdos en las iteraciones (Actuando la fuerza sísmica en un sentido, la placa se deflecta en sentido contrario); para los métodso de Diferencias Finitas, Método Matricial, habría que buscar expresiones más exactas que las de Cardan para el Cálculo de las Constantes de Rotación y de Traslación.

- Cuando se está analizando como en el caso propuesto. Dos placas laterales sumamente rígidas, y una placa flexible, puede considerarse como un resultado práctico, que son las placas rígidas las que toman todo el corte, y que la placa flexible no toma nada. En la realidad todo elemento resistente absorbe corte, pero como ya hemos visto, la placa flexible toma un porcentaje ínfimo del corte total, por lo que considerandolo nulo, el error que se comete es muy pequeño y puede obviarse para un diseño.

- Considerando un diseño convervador en que las placas actúan como vigas en cantiliver bajo el efecto de un estado de cargas, constituídas por las fuerzas sismicas, el cálculo lleva a tener errores apreciables en el cálculo de las placas, pués que mientras en los pisos bajos se obtiene una condición crítica, no sucede lo mismo con los pisos altos, es,pués, necesario realizar el análisis sísmico considerando la interación muro-pórtico.

P R O G R A M A 1

METODO DEL PROFESOR TAKABEYA - DISTRIBUCION DE MOMENTOS

```
0DIMENSION S(8),H(16),SRC(16),FMR(17,PH(16),BI(16.9),CI(16.9).
1SR(16,9),FM(17,10),W(16.8),PV1(16.8).PV2(16.8), A1(16,8)A2(16.8)
2EMR(16,9), EML(16,9),FN(16,9),FMA(16,9),IG(10),TM(16,8),A(16,8)
 KD=1
 DEFINE  DISK(9,3000)
 COMMON  NP,NC,N1,NJC,5,IG.
10FORMAT (80H
 1
2 FORMAT (6I2)
3 FORMAT (10F8.3)
40FORMAT (23H0 NUMERO DE PISOS...12/23H0  NUMERO DE CRUJIAS..12
 1/40H0   *LAS LUCES Y ALTURAS DEL PORTICO SON*/(1H,2X,10F7.2))
5 FORMAT (41H0 *LOS MOMENTOS DE INERCIA DE VIGAS SON*/(3H 10F7.2))
60FORMAT (44H0*LOS MOMENTOS DE INERCIA DE COLUMNAS SON*/(1H .2X,
  10F  17.2))
7 FORMAT (212,4X,4F8.3))
8 FORMAT (1H0,15X,4HVIGA,7X,6HM.IZQ..6HM.DER.,3X,10H ORTE IZQ.,
  12X,10HCORTE DER./)
9 FORMAT (1H , 15X,212,4F12.3)
100FORMAT (1H0,15X,4HCOL.,7X,6HM.SUP.,6X,6HM.INF.,6X,5HCORTE,
  5X,8HF. NO 1RMAL/)
  READ 1
  PRINT 1
  READ 2,NP,NC.NJC
```

```
      N1=NC+1
      N2=NC+2
      N3=NP+1
      READ 3, (S(J),J=2,N1),(H(1),1=2,H3)
      READ 3, ( (BI) I,J),J=2,N1), 1=2,N3),( (CI(I,J),J=2,N2),I=2,N3)
      PRINT 4,NP,NC,(S(J),J=2,N1),(H(1),1=2,N3
      PRINT 5, ((B1(1,J),1=2,N3),J=2,N1)
      PRINT 6, ((C1(1,J),1=2,N3),J=2,N2)
      FMR(1)=0
      DO 20 J=2,N2
      FN(1=J)=0
   20 C1(1,J)=0
      DO 30 i = 2,N3
      B1 (1,1)=0
   30 B1 (1,N2)=0
      DO 50 1=2,N3
      DO 40 J=2,N1
   40 B1 (1,J)=B1(1,J)/S(J)
      DO 50 J=2,N2
   50 C1 (1,J)=C1(1,J)/H(1)
      DO 60 1=2,N3
      SRC(1)=0
      DO 60 J=2,N2
      SR (1,J)=2 (C1(1-1,J)+C1(1,J)+B1(1,J-1)+B1(1,J))
      1F (SR(1,J)) 60,60,52
```

```
52 SR(1,J)=1./SR(1,J)
60 SRC(1)=SRC(1)+C1(1,J)
   DO 200 NO=1,NJC
   1J(NO)=KD
   READ 1
   PRINT 1
   DO 70 K=1,1
   DO 70 L=1,J
70 FM(K,L)=0
   DO 90 1=2,N3
   PH(1)=0
   DO 80 J=2,N1
   W(1,J)=0
   PV1(1,J)=0
   PV2(1,J)=0
   TM(1,J)=0
   A1(1,J)=0
   A2(1,J)=0
80 A(1,J)=0
   DO 90 J=2, N2
   EMR(1,J)=0
   EML(1,J)=0
   FN(1,J)=0
90 FMA(1,J)=0
   READ 3   EPS
   READ 2 , M1,M2,M3,M4,M5,M6
   1F(M1) 102,102,92
```

```
 92 READ 3,(PH(1),1=2,N3)
    THV=0
    DO 100 1=2,N3
    THV=THV+PH(1)
100 PH(1)=-0.5*THV*H(1)/SRC(1)
102 1F(M2) 112,112,104
    READ 3,((W(1,J),J=2,N1),1=2,N3)
    DO 110 1=2,N3
    DO 110 J=2,N1
    EMR(1,J)=W(1,J)*S(J)*S(J)/12.
110 EML(1,J+1)=EMR(1,J)
112 1F(MR) 122,122,114
114 DO 120 K=1,M3
    READ 7, 1,J,PV1(1+1,J+1),A1(1+1,J+1),PV2(1+1,J+1),A2(1+1,J+1)
    1=1+1
    J=J+1
   0EMR(1,J)=EMR(1,J)+(PV1(1+J)*A1(1,J)*((S(J)-A1(1,J))**2)+
   1PV2(1,J)*A2(1,J)*((S(J)-A2(1,J))**2))/(S(J)**))
120 EML(1,J+1)=EML(1,J+1)+(PV1(1,J)*(S(J)-A1(1,J))*(A1(1,J)**2)+
   1PV2(1,J)*(S(J)-A2(1,J))*(A2(1,J)**))/(S(J)**))
122 1F(M4) 126,126,124
124 READ 3,(EML(1,2),FM(1,2),EMR(1,N2),FN(1,N2),1=2,N3)
126 1F(M5) 132,132,128
128 DO 130 K=1, M5
    READ 7,1,J,TM(1+1,J+1),A(1+1,J+1)
    1=1+1
    J=1+1
   0EMR(1,J)=EMR(1,J)+(TM(1,J)*(S(J)-A(1,J))*3.*A(1,J)-S(J)))
   1/(S(J)*S(J)
```

```
1300EML(1,J+1)=EML(1,J+1)-(TM(1,J)*A(1,J)*(2.*S(J)-3.*A(1,J)))
   1/(S(J)*S(J))
132 1F(M6) 132,142,134
134 READ 3,EM
    READ 3,(HP(1),1=2,N3)
    DO 140 1=2,N3
140 FMR(1)=6.*EM*PH91)/H(1)
142 DO 150 1=2,N3
    DO 150 J=2,N2
150 FM(1.J)=(EMR(1,J)-EML(1,J))*SR(1,J)
152 L-0
    1F(M6) 154,154,162
154 DO 160 1=2,33
    FMR(1)=PH(1)
    DO 160 J=2,N2
160 FMR(1)=FMR(1)-1.5*(FM(1,J)+FM(1+1,J)*C1(1,J)/SRC(1)
162 DO 170 1=2,N3
    DO 170 J=2,N2
    FM(1,J)=(EMR(1,J)-EML(1,J)-((FM(1-1,J)+FMR(1-1))*C1(1-1,J)+(FM(1+1,J)
   1+ FMR(1))*C1(1,J)+FM(1,J-1)*B1(1,J-1)+FM(1,J+1)*B1(1,J)))*SR(1,J)
    1F(FM(1,J)) 164,165,164
164 E=(FM(1,J)-FMA(1,J))/FM(1,J)
    GO TO 166
165 E=0
166 1F(ABSSF(E)-EPS) 168,168,170
168 L=L+1
170 FMA(1,J)=FM(1,J)
    1F(L-LP*N1) 152,152,172
```

```
172 PRINT 8
    DO 190 1=2,N3
    11=1-1
    VL=0
    DO 180 J=2,N1
    J1=J-1
    EMR(1,J)=-EMR(1,J)+B1(1,J)*(2.*FM(1,J)+FM(1,J+1))
    EML(1,J+1)=-EML(1,J+1)-B1(1,J)*2.*FM(1,J+1)+FM(1,J))
   0VR=0.5*W(1,J)*S(J)+(PV1(1,J)*(S(J)-A1(1,J))+PV2(1,J)*(S(J)-A2(1,J)
   1-EMR(1,J)+EML(1,J+1))/S(J) + 6. *TM(1,J)*A(1,J)*(S(J)-A(1,J))/
   2 (S(J)**3)
     FN(1,J)=FN(1,J)+FN(1-1,J)+VR-VL
     VL=VR-W(1,J)*S(J)-(PV1(1,J)+PV2(1,J))
     PRINT 9,11,J1,EMR(1,J),EML(1,J+1),VR,VL
1800RECORD (KD EMR(1,J),VR?W(1,J),PV1(1,J),A1(1,J),PV2(1,J),A2(1,J),
   1TM(1,J),A(1,J)
190 FN(1,N2)=FN(1,N2)+FN)1-1,N2)-VL
    PRINT 10
    DO 200 1=2,N3
    11 1-1
    DO 200 J=2,N2
    J1=J-1
    EMA=C1(1,J)*(2.*FM(1,J)+FM(1+1,J)+FMR(1))
    EMV=-C1(1,J)*(2.*FM(1,J)+FM(1+1,J)+FMR(1))
    VA=-(EMA-EMB)/H(1)
    PRINT 9,11,J1,EMB,EMA,VA,FN(1,J)
200 RECORD (KD) EMB,EMA,VA,FN(1,J)
    CALL LINK (ROXANA)
    END
```

P R O G R A M A   2

METODO DE FAZLUR. R. KHAN :

```
      DIMENSION  H(30),BS(30),LS(30),WI(30),PH(30),P(30),V(30),DFA(30)
     1DFB(30),WD(30),FWD(30),DC(30),EMR(30),EMA(30),EMB(30),DFR(30)
      READ 1,NP,CS(1)
      N=NP+1
      READ 2,(H(I),I=2,N),(BS(I),I=2N),(CS(I),I=2,N),(WI)(I),I=2,N),
     1(PH(I),I=2,N),EN,ER
    1 FORMAT (I2),F15.8)
    2 FORMAT (8F10.8)
      CALL NEWM (N,H,WI,PH,WD)
      DO 10 I=2,N
      51=CS(I)+CS(I-1)+3.*BS(I)
      DFA(I)=CS(I-1)/51
      DFB(I)=CS(I)/51
      DFR(I)=3.*BS(I)/51
   10 FWD(I)=WD(I)
   15 EMB(1)=0
      EMA(2)=0
      DO 20 I=2,N
      EMB(I)=3.*CS(I)*(WD(I)-WD(I+1))/H(I)
      EMA(I+1)=EMB(I)
   20 EMR(I)=0
   25 DO 45 I=2,N
      51=EMA(I)+EMB(I)+EMR(I)
      1F(ABSF(51)-ER)30,30,40
```

```
30 L=L+1
40 EMA(I)=EMA(I) - DFA(I)*S1
   EMB(I)=EMB(I) - DFB(I)*S1
   EMR(I)=EMR(I) - DFR(I)*S1
   EMA(I+1)=EMA(I+1) - 0.5*DFB(I)*S1
45 EMB(I-1)=EMB(I-1) - 0.5*DFA(I)*S1
   IF(L-NP) 25, 50, 50
50 V(I)=0
   DO 55 I=2,N
   V(I)=(EMB(I)+EMA(I+1))/H(I)
55 P(I)=2.*(V(I) - V(I-1))
   CALL NEWM (N,H,WI,P,DC)
   L=0
   DO 65 I=2,N
   S1=FWD(I) + DC(I) - WD(I)
   IF(ABSF(S1) - ER) 60, 60, 65
60 L=L+1
65 WD(I) = FWD(I)/(1. - DC(I)/WD(I))
70 DO 75 I=2,N
   WD(I) = WD(I)/EM
   K=NP - I + 2
75 PRINT 3,K,WD(I)
 3 FORMAT(1H ,I3,F15.8)
   GO TO 15
   END
```

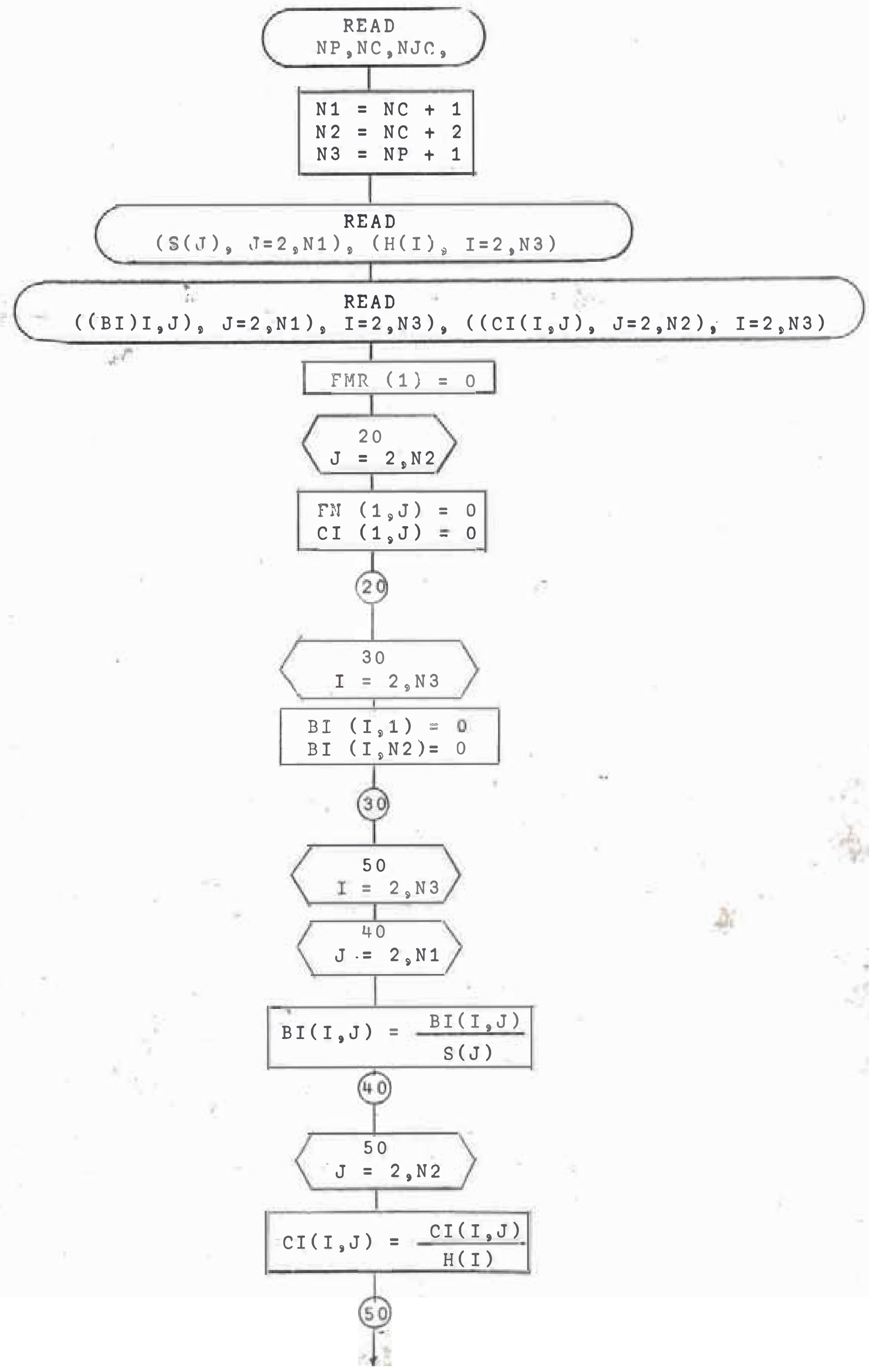
METODO DE NEWMARK

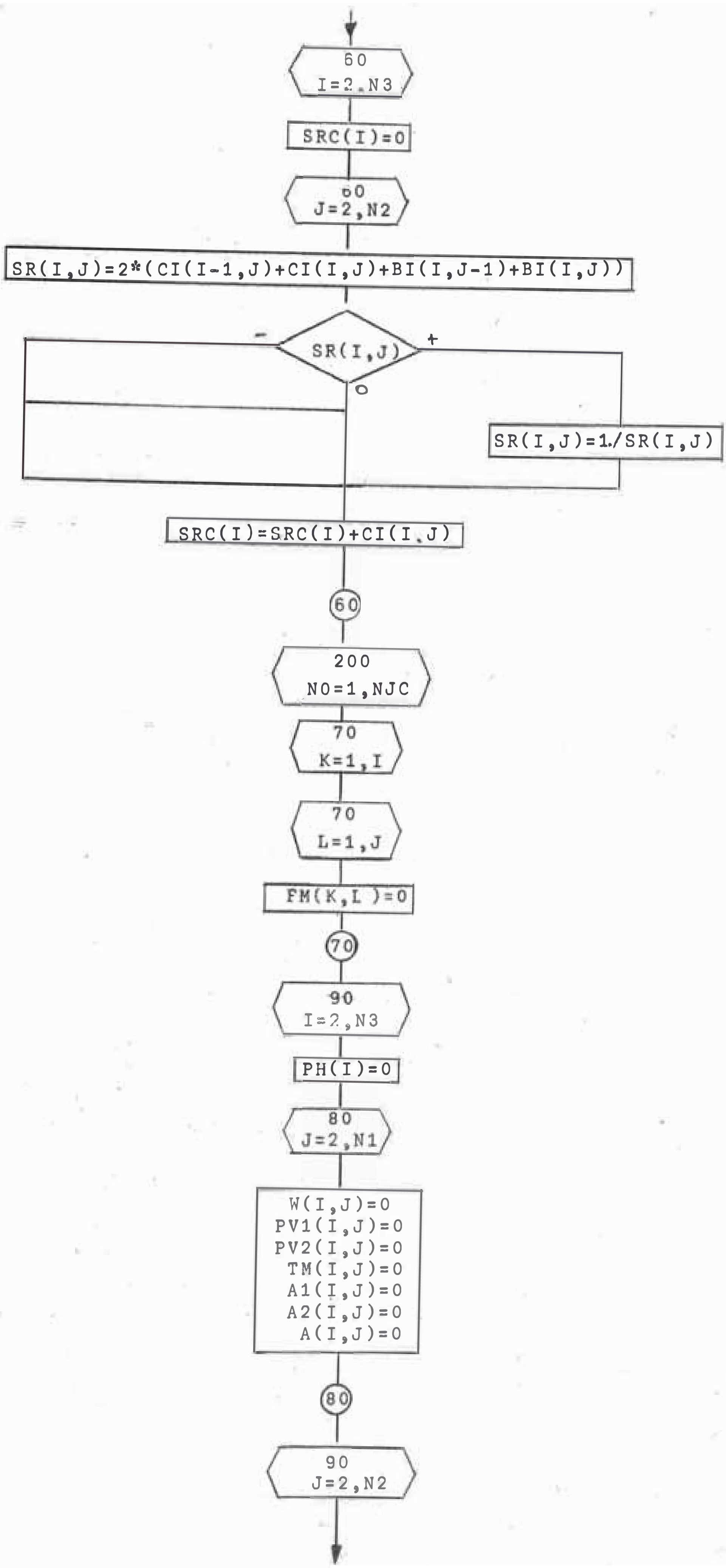
```
      SUBROUTINE NEWM (N,H,WI,PH,WD)
      SIMENSION  H(30),WI(30),PH(30),WD(30),G(30)
    1 FORMAT (1H  ,I3,FI5.8)
      V=0
      FM=0
      G(2)=0
      DO 10 I = 2,H
      V = V + PH(I)
      A1 = FM/WI(I)
      FM = FM - V  H(I)
      A2 = FM/WI(I)
      G(I) = G(I) + (2.  A1 + A2)  H(I)/6.
   10 G(I+1) = (A1 + 2.  A2)  H(I)/6.
      WD(I) = 0
   15 I=I-1
      G(I) = G(I) + G(I) + 1)
      WD(I) = WD(I + 1) + G(I+1)* H(I)
      IF(I-2) 20, 20, 15
   20 DO 100 I = 2,M
      K = N-1+1
  100 PRINT 1, K, WD(I)
      RETURN
      END.
```

PROGRAMA : 1

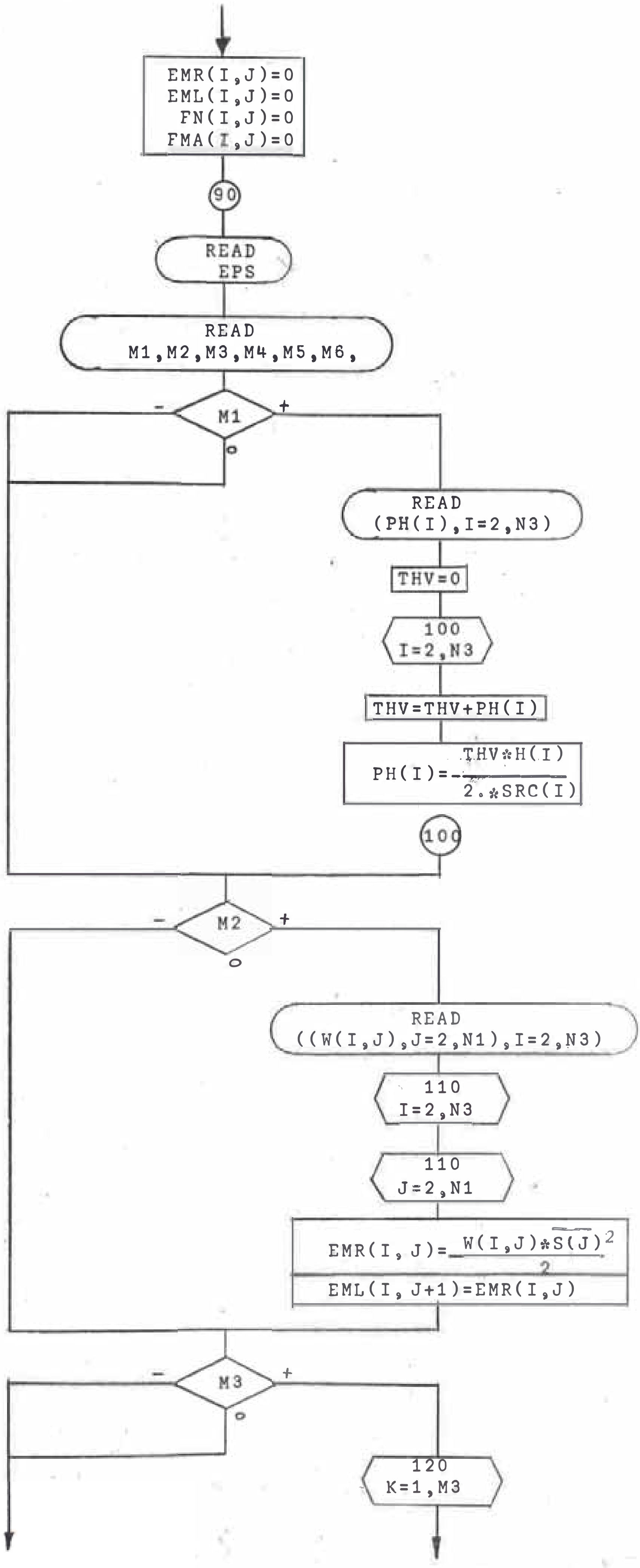
METODO DEL PROFESOR F. TAKABEYA

DIAGRAMA DE FLUJO

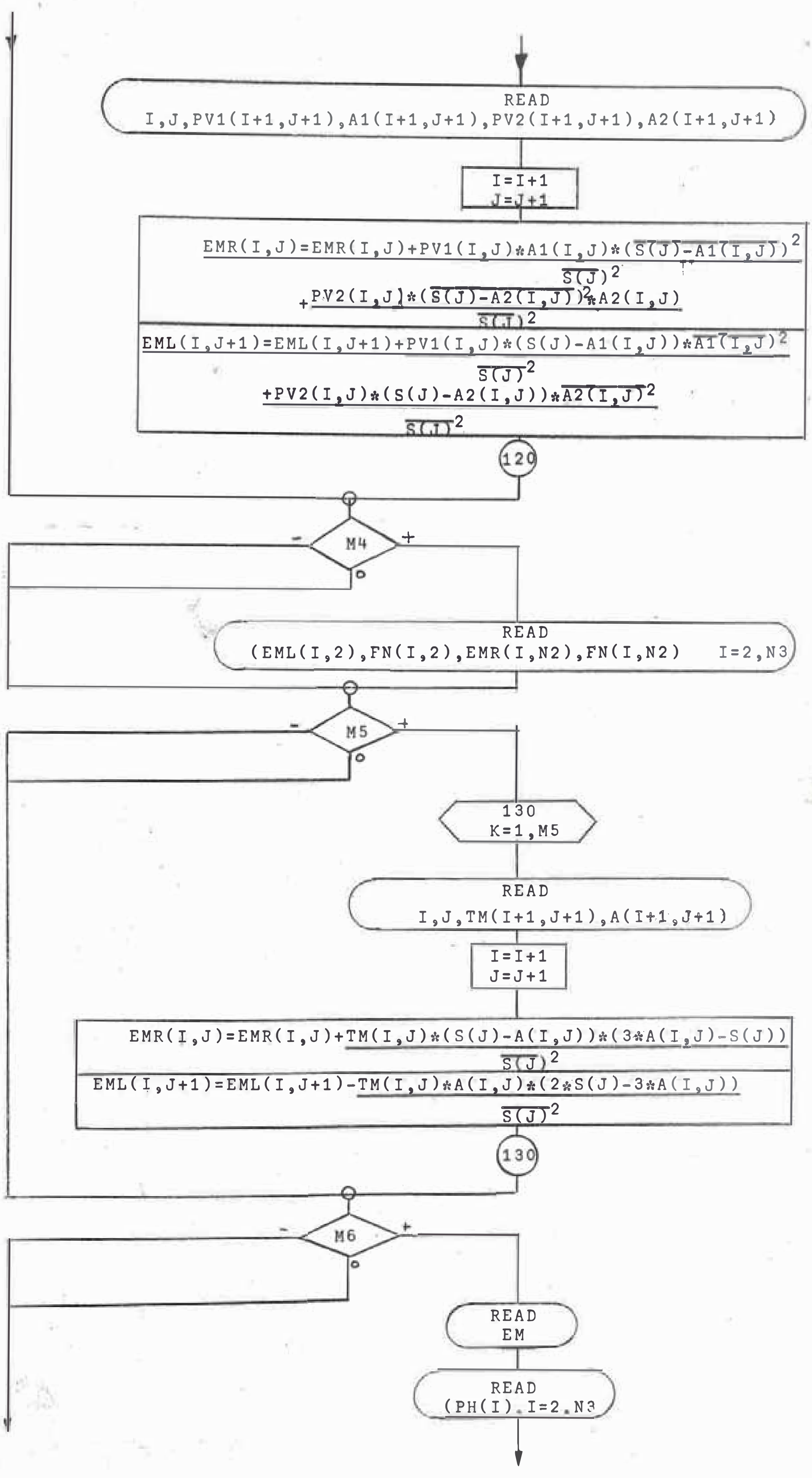




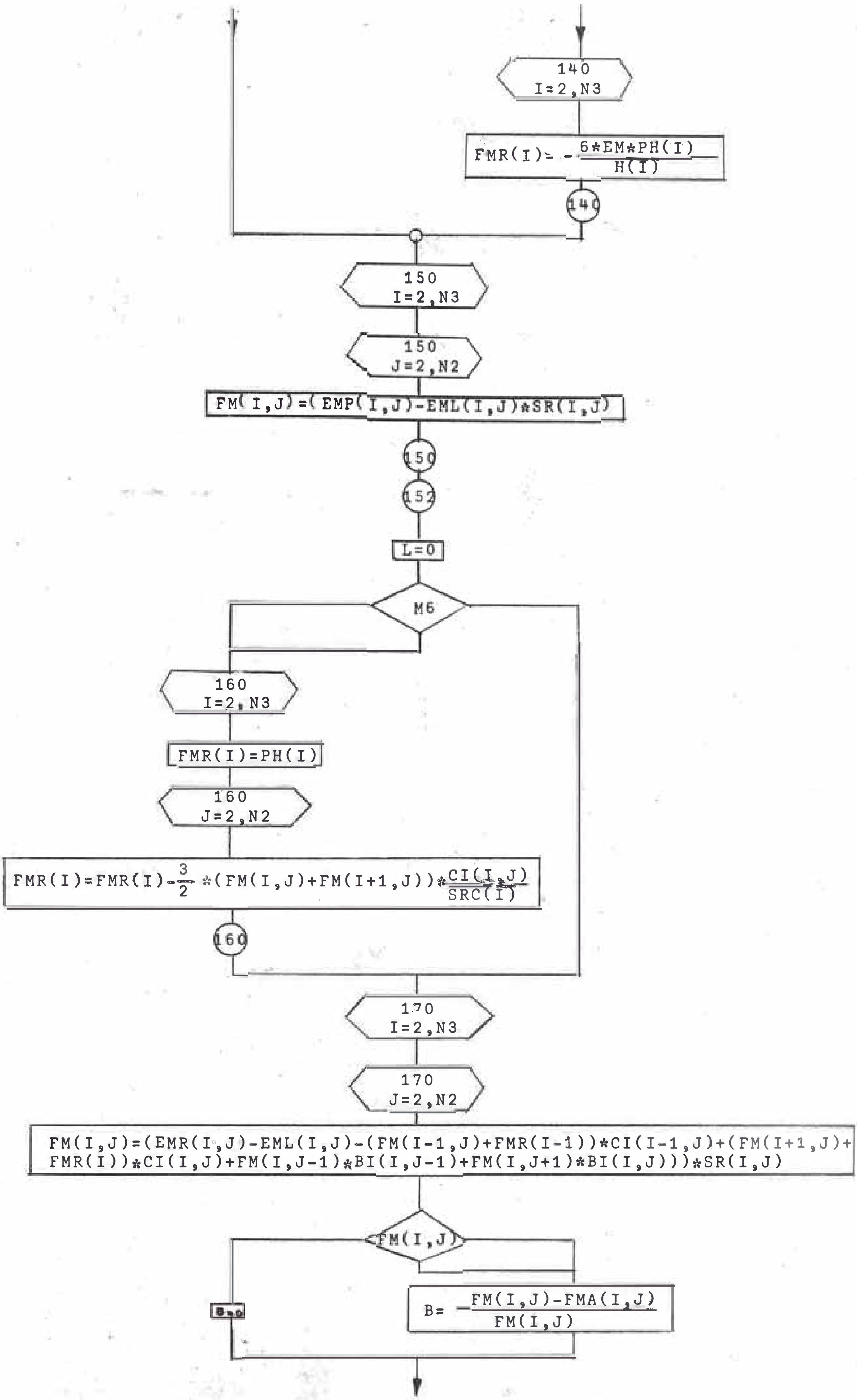
60
I=2,N3
SRC(I)=0
60
J=2,N2
SR(I,J)=2*(CI(I-1,J)+CI(I,J)+BI(I,J-1)+BI(I,J))
SR(I,J)
-
+
0
SR(I,J)=1./SR(I,J)
SRC(I)=SRC(I)+CI(I,J)
60
200
N0=1,NJC
70
K=1,I
70
L=1,J
FM(K,L)=0
70
90
I=2,N3
PH(I)=0
80
J=2,N1
W(I,J)=0
PV1(I,J)=0
PV2(I,J)=0
TM(I,J)=0
A1(I,J)=0
A2(I,J)=0
A(I,J)=0
80
90
J=2,N2



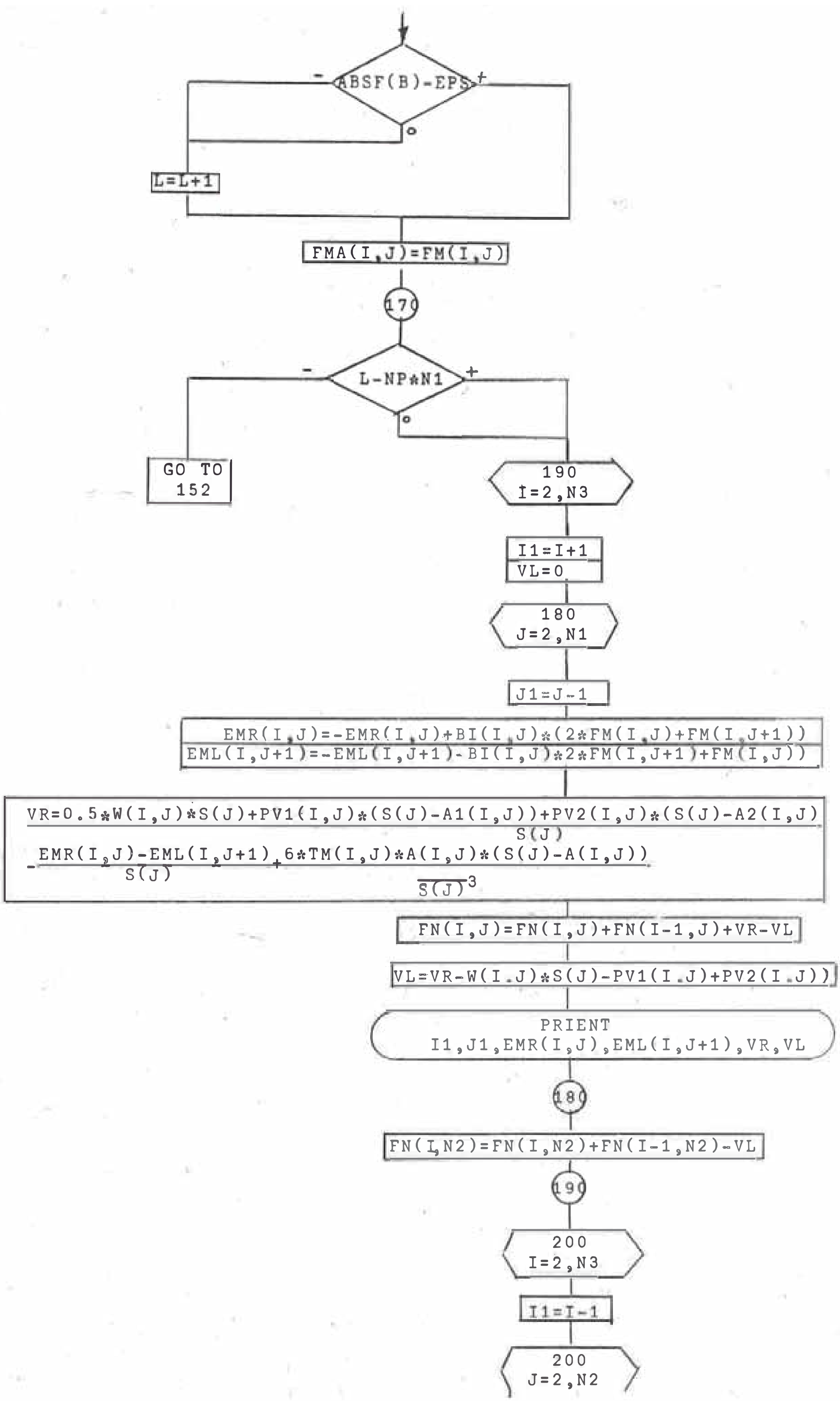
EMR(I,J)=0
EML(I,J)=0
FN(I,J)=0
FMA(I,J)=0
90
READ EPS
READ M1,M2,M3,M4,M5,M6,
M1
-
+
o
READ (PH(I),I=2,N3)
THV=0
100 I=2,N3
THV=THV+PH(I)
PH(I)=-THV*H(I)/2.*SRC(I)
100
M2
-
+
o
READ ((W(I,J),J=2,N1),I=2,N3)
110 I=2,N3
110 J=2,N1
EMR(I, J)=W(I,J)*S(J)^2/2
EML(I, J+1)=EMR(I,J)
M3
-
+
o
120 K=1,M3

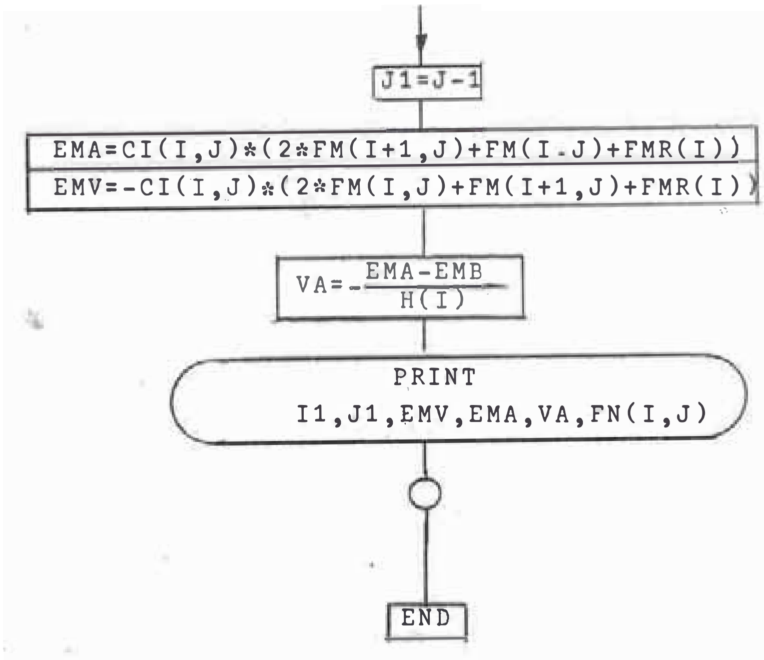


READ
I,J,PV1(I+1,J+1),A1(I+1,J+1),PV2(I+1,J+1),A2(I+1,J+1)
I=I+1
J=J+1
EMR(I,J)=EMR(I,J)+PV1(I,J)*A1(I,J)*(S(J)-A1(I,J))^2 / S(J)^2 + PV2(I,J)*(S(J)-A2(I,J))^2*A2(I,J) / S(J)^2
EML(I,J+1)=EML(I,J+1)+PV1(I,J)*(S(J)-A1(I,J))*A1(I,J)^2 / S(J)^2 +PV2(I,J)*(S(J)-A2(I,J))*A2(I,J)^2 / S(J)^2
120
M4
-
+
0
READ
(EML(I,2),FN(I,2),EMR(I,N2),FN(I,N2) I=2,N3)
M5
-
+
0
130
K=1,M5
READ
I,J,TM(I+1,J+1),A(I+1,J+1)
I=I+1
J=J+1
EMR(I,J)=EMR(I,J)+TM(I,J)*(S(J)-A(I,J))*(3*A(I,J)-S(J)) / S(J)^2
EML(I,J+1)=EML(I,J+1)-TM(I,J)*A(I,J)*(2*S(J)-3*A(I,J)) / S(J)^2
130
M6
-
+
0
READ
EM
READ
(PH(I),I=2,N3)



140
I=2,N3
FMR(I)= - 6*EM*PH(I) / H(I)
140
150
I=2,N3
150
J=2,N2
FM(I,J)=(EMP(I,J)-EML(I,J)*SR(I,J)
150
152
L=0
M6
160
I=2,N3
FMR(I)=PH(I)
160
J=2,N2
FMR(I)=FMR(I)-3/2*(FM(I,J)+FM(I+1,J))*CI(I,J)/SRC(I)
160
170
I=2,N3
170
J=2,N2
FM(I,J)=(EMR(I,J)-EML(I,J)-(FM(I-1,J)+FMR(I-1))*CI(I-1,J)+(FM(I+1,J)+
FMR(I))*CI(I,J)+FM(I,J-1)*BI(I,J-1)+FM(I,J+1)*BI(I,J)))*SR(I,J)
FM(I,J)
B=0
B= FM(I,J)-FMA(I,J) / FM(I,J)

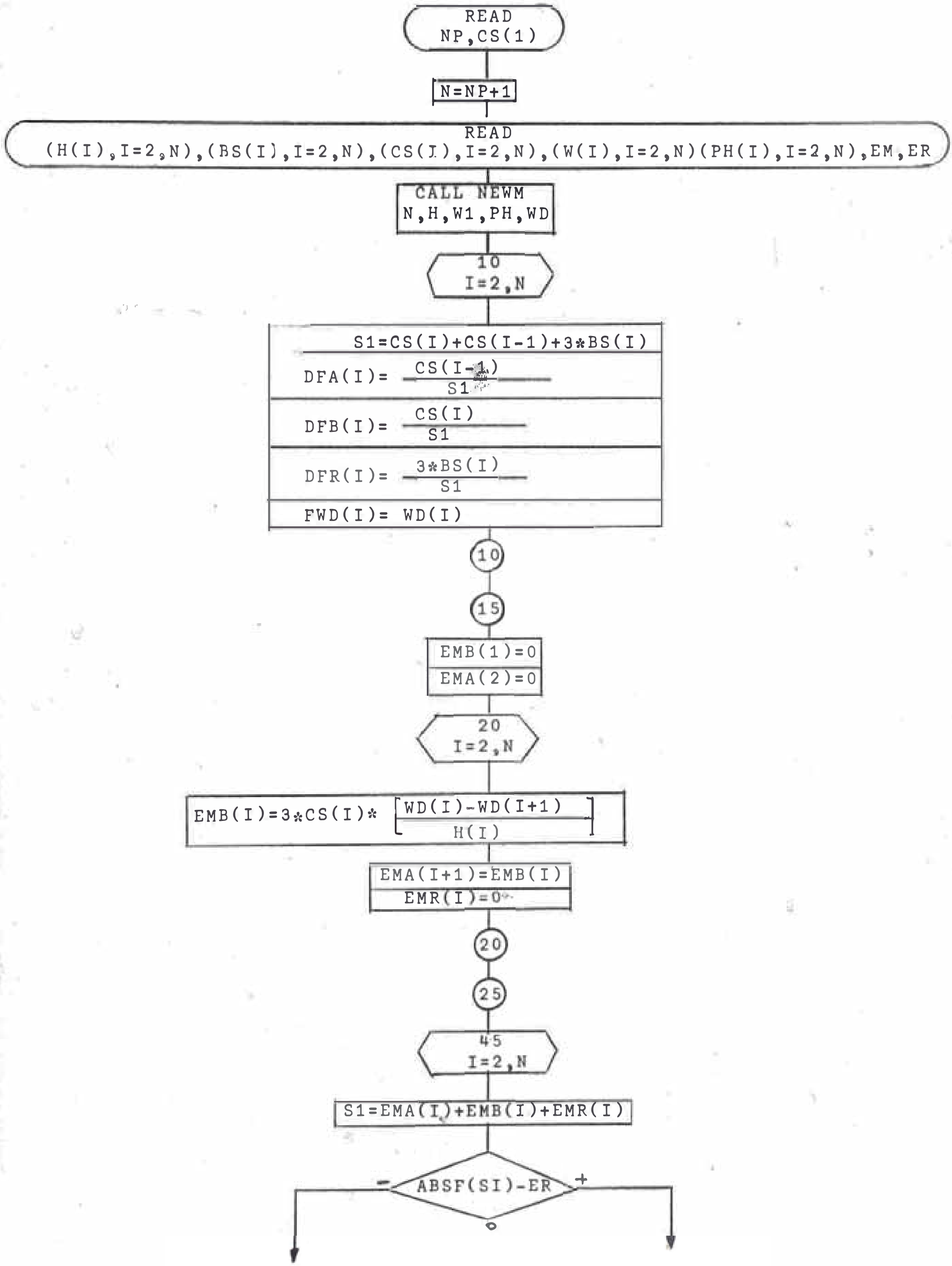

ABSF(B)-EPS
-
+
o
L=L+1
FMA(I,J)=FM(I,J)
170
L-NP*N1
-
+
o
GO TO 152
190
I=2,N3
I1=I+1
VL=0
180
J=2,N1
J1=J-1
EMR(I,J)=-EMR(I,J)+BI(I,J)*(2*FM(I,J)+FM(I,J+1))
EML(I,J+1)=-EML(I,J+1)-BI(I,J)*2*FM(I,J+1)+FM(I,J))
VR=0.5*W(I,J)*S(J)+PV1(I,J)*(S(J)-A1(I,J))+PV2(I,J)*(S(J)-A2(I,J)
S(J)
-EMR(I,J)-EML(I,J+1)
S(J)
+6*TM(I,J)*A(I,J)*(S(J)-A(I,J))
S(J)3
FN(I,J)=FN(I,J)+FN(I-1,J)+VR-VL
VL=VR-W(I.J)*S(J)-PV1(I.J)+PV2(I.J))
PRIENT
I1,J1,EMR(I,J),EML(I,J+1),VR,VL
180
FN(I,N2)=FN(I,N2)+FN(I-1,N2)-VL
190
200
I=2,N3
I1=I-1
200
J=2,N2

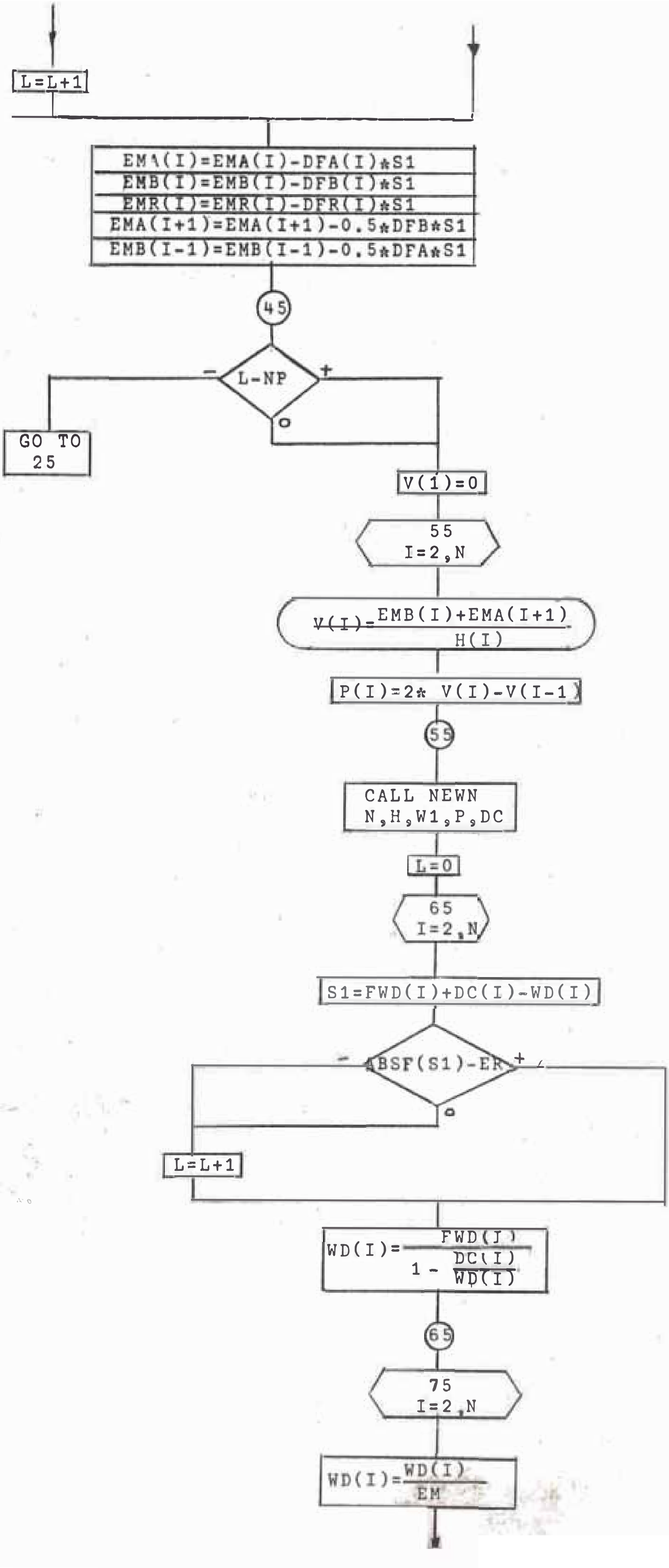

J1=J-1
EMA=CI(I,J)*(2*FM(I+1,J)+FM(I.J)+FMR(I))
EMV=-CI(I,J)*(2*FM(I,J)+FM(I+1,J)+FMR(I))
VA=-EMA-EMB/H(I)
PRINT
I1,J1,EMV,EMA,VA,FN(I,J)
END

P R O G R A M A

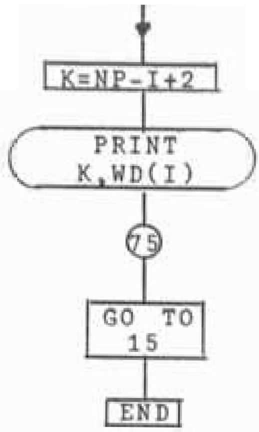
M E T O D O D E F A Z L U R R. K H A N

DIAGRAMA DE FLUJO

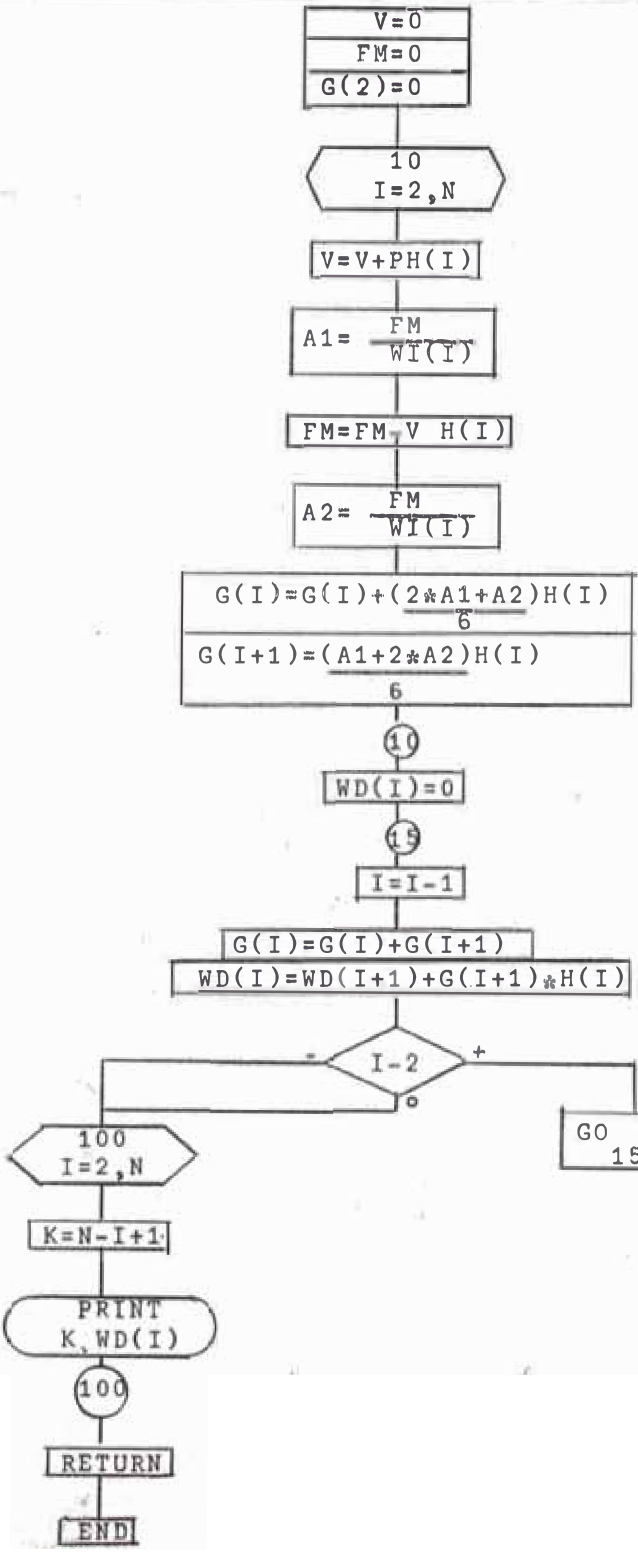




L=L+1
EMA(I)=EMA(I)-DFA(I)*S1
EMB(I)=EMB(I)-DFB(I)*S1
EMR(I)=EMR(I)-DFR(I)*S1
EMA(I+1)=EMA(I+1)-0.5*DFB*S1
EMB(I-1)=EMB(I-1)-0.5*DFA*S1
45
L-NP
-
+
0
GO TO 25
V(1)=0
55
I=2,N
V(I)=EMB(I)+EMA(I+1) / H(I)
P(I)=2* V(I)-V(I-1)
55
CALL NEWN
N,H,W1,P,DC
L=0
65
I=2,N
S1=FWD(I)+DC(I)-WD(I)
ABSF(S1)-ER
-
+
0
L=L+1
WD(I)= FWD(I) / 1 - DC(I)/WD(I)
65
75
I=2,N
WD(I)=WD(I)/EM



METODO DE NEWMARK: DIAGRAMA DE FLUJO



B I B L I O G R A F I A

Julio Kuroiwa .,Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico Universidad Nacional de Ingeniería,Instituto de Estructuras ,Lima Perú . 1964

- Kiyoshi Muto , Seismic Analysis of Reinforced Concrete Buildings Shokoku-sha Plblishing Company ,Tokyo-Japan . 1965
- Rosenblueth E.,Holtz I.; Elastic Analisis of Shear Walla in tall Building , Journal ACI ,Vol.31 ,N°12. 1960.
- Ignacio Holtz Hale ; Tesis Profesional U.N.A.M.,Escuela Nacional de ingenieros.
- Pillip L. Gould . Interaccíon de Placas. Journal ACI . Enero de 1965 Pag: 45-68
- Bernhard Cardon ; Concrete Shear Walls Combined with Rigid Frames in Multistory Building Subject to Lateral Loads,Proceedings of the American Concrete Institute . Vol.58(1961-1962) title N°58-14, August 1961.
- Wilbur J.B.;Distribution of Wind Loads to the Bents of a Building, Journal Boston Society of Civil Engineers (Oct. 1935)
- Newmark N.M.; Blume J.A.,Corning L.H.;Desing of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions,P.C.A.1961.
- Fazlur R. Khan and John A. Sbarounis ;Interaction of Shear Walls and Frames ,Journal of the Structural Division,Proceedings of the American Society of Civil Engineers ,June 1964,ST-3 p.p.285. (Boletin N°19 .Instituto De Estructuras y de la Construccíon).
- Tema de Tesis del Ing: RAUL DELGADO SAYAN : Analisis Sísmico Comparativo de la Interaccíon de Muros y Pórticos : Método de Muto ; Metodo de Rosenblueth ; Método de Khan
- Tema de Tesis del Ing: ARMANDO NAVARRA PEÑA: Diseño de una Estructura; Programas de Takabeya y Khan.
- Moshe f.Rubinstein : Analisis Estructural Avanzado . Curso que se dicta en el Departamento de Estructuras por el Dr: Ricardo Yamashiro .