

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



**COMPORTAMIENTO SISMICO DE EDIFICACIONES
DE PORTICOS CON MIEMBROS DE SECCION
VARIABLE Y MUROS APORTICADOS**

T E S I S

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

RAUL ALBERTO PALACIOS CRIOLLO

LIMA ★ PERU ★ 1978

N D C E

C A P I T U L O

Pág.

1.- INTRODUCCION

C A P I T U L O I I

2.- PORTICOS CON MIEMBROS DE SECCION VARIABLE	2
2.1 Teoría general de análisis de pórticos.	2
2.2 Estudio experimental en la zona rígida de pórticos.	10
2.3 Método de distribución de momentos empotrados.	24
2.4 Pórticos con miembros de sección constante.	44
2.5 Ejemplos de aplicación.	51

C A P I T U L O I I

3.- MUROS APORTICADOS	65
3.1 Método de análisis de pórticos considerando flexión, cortante y zonas rígidas.	65

	Pág.
3.2 Procedimiento simplificado de análisis del Dr. Muto.	79
3.3 Ejemplos de aplicación.	88

C A P Í T U L O I V

4.- APLICACION A MODELOS ESTRUCTURALES	97
4.1 Estudio de los modelos a considerarse	97
4.2 Análisis	106
4.3 Discusión y conclusiones	200

C A P Í T U L O V

5.- RESUMEN Y CONCLUSIONES	215
----------------------------	-----

1.- I N T R O D U C C I O N

El presente trabajo se presenta como un aporte mas al esclarecimiento del comportamiento de estructuras con miembros de sección variable y estructuras con muros aperticados frente a la acción de sismos.

Se presenta en primer lugar la teoría correspondiente con ejemplos aclaratorios y a continuación se hace aplicación de la teoría en nueve estructuras de cuatro pisos cada una.

Finalmente se ordenan los resultados obtenidos y se establece una comparación entre estos.

Resulta evidente que el enfoque realizado es parcial por lo que se espera que en el futuro se realicen estudios de estas estructuras considerando todos los factores significativos de sus comportamientos reales.

CAPITULO 11

2.0 PORTICOS CON MIEMBROS DE SECCIONES VARIABLES

2.1 TEORIA GENERAL DE ANALISIS DE PORTICOS

2.1.1 AXIOMAS FUNDAMENTALES

En el análisis de pórticos con miembros de sección no uniforme, las ecuaciones fundamentales sobre curvas de deflexión son necesarias en el método de análisis usado.

Estas ecuaciones fundamentales serán presentadas brevemente a continuación

NOTACIONES.- Un miembro como se muestra en la Fig. 2.1 será llamado A B y las notaciones de abajo serán usadas.

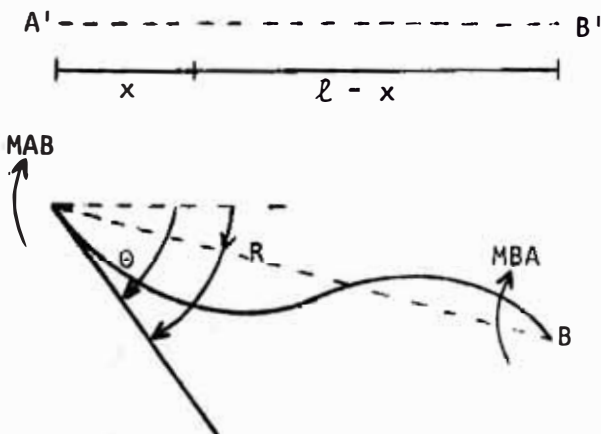


FIG. 2.1

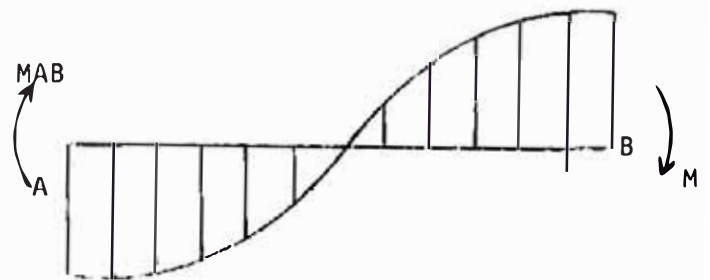


FIG. 2.2

- I Momento de inercia en cualquier sección.
- I_0 Momento de inercia en una sección standard del miembro.
- Longitud del miembro
- K I_0/l , rigidez relativa standard del miembro.
- K_0 Rigidez relativa del miembro standard en análisis del pórtico.
- k K/K_0 , razón de rigidez de miembro.
- x Coordenada para un punto del miembro.
- $\epsilon = x/l$ $x = \epsilon l$
- $\zeta = I_0/I$ $I = I_0/\zeta$
- τ Angulo tangencial
- θ Angulo de rotación de nudo
- R Angulo de rotación de miembro
- $\Phi = 2 E K_0 \theta$
- $\Psi = - 6 E K_0 R$
- α_A Angulo tangencial en nudo A para $M_{AB} =$
- α_B Angulo tangencial en nudo B para $M_{BA} =$
- β Angulo tangencial en nudo B (A) para $M_{AB} (M_{BA}) =$
- γ_A , γ_B Angulos tangenciales en extremos de viga simplemente apoyada por acción de cargas.

$$\int_0^1 \xi^n \zeta d\xi \quad \text{constante auxiliar}$$

CONSTANTE AUXILIAR Para expresar las características de un miembro ordinario es conveniente teórica y prácticamente el uso de la constante auxiliar, Δ_n Esta expresa momento de n - esimo grado del factor ζ respecto al nudo A.

$$\begin{aligned}
 &= \int_0^1 \zeta \, d\xi \\
 &= \int_0^1 \xi \zeta \, d\xi \\
 &= \int_0^1 \xi^2 \zeta \, d\xi \\
 &= \int_0^1 \xi^n \zeta \, d\xi
 \end{aligned}
 \tag{ 2.1 }$$

ANGULOS TANGENCIALES Los ángulos tangenciales de un miembro sujeto a un momento flector opcional M son

$$\begin{aligned}
 \tau_A &= \int_0^1 \frac{M}{EK} (1 - \xi) \zeta \, d\xi \\
 \tau_B &= \int_0^1 \frac{M}{EK} \xi \zeta \, d\xi
 \end{aligned}
 \tag{ 2.2 }$$

Como un caso especial, los ángulos tangenciales debidos a momento unitario en uno de los extremos (llamados en general coeficiente angular tangencial) son como sigue :

$$\alpha_A = \frac{1}{EK} \int_0^1 (1-\xi)^2 \zeta d \xi \quad \text{EK} \quad (\Delta_0 - 2\Delta_1 + \Delta_2)$$

$$\alpha_B = \frac{1}{EK} \int_0^1 \xi^2 d \xi = \frac{1}{EK} \quad \text{EK} \quad (2.3)$$

$$\beta = \frac{-1}{EK} \int_0^1 (1-\xi) \xi \zeta d \xi = \frac{-1}{EK} (\Delta_1 - \Delta_2)$$

Quando el momento flector del miembro es debido a la acción de momentos en los extremos del miembro y a la acción de cargas intermedias (momento flector, M_0) el ángulo tangencial generalmente será expresado como

$$\Gamma_A = \alpha_A M_{AB} + \beta M_{BA} + \gamma_A \quad (2.4)$$

$$\Gamma_B = \alpha_B M_{BA} + \beta M_{AB} + \gamma_B$$

donde

$$\gamma_A = \int_0^1 \frac{M_0}{EK} (1-\xi) \zeta d \xi \quad (2.5)$$

$$\gamma_B = \int_0^1 \frac{M_0}{EK} \xi \zeta d \xi$$

ECUACION DE SLOPE DEFLECTION De la Fig. 2.1

$$\tau_A = \theta_A - R$$

$$\tau_B = \theta_B - R$$

de manera que de la ecuación (2.4) se obtienen los siguientes resultados.

$$M_{AB} = \frac{1}{\alpha_A \alpha_B - \beta} \left\{ \alpha_B \theta_A - \beta \theta_B - (\alpha_B - \beta)R - (\alpha_B \gamma_A - \beta \gamma_B) \right\}$$

$$M_{BA} = \frac{1}{\alpha_A \alpha_B - \beta} \left\{ \alpha_A \theta_B - \beta \theta_A - (\alpha_A - \beta)R - (\alpha_A \gamma_B - \beta \gamma_A) \right\} \quad (2.6)$$

Esta es la ecuación de slope deflection para pórticos con miembros de sección variable y puede ser expresada como sigue :

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= k (a \phi_A + b \phi_B + c \psi) + d \text{ CAB} \\ M_{BA} &= k (a' \phi_B + b' \phi_A + c' \psi) + d' \text{ CBA} \end{aligned} \right\} (2.7)$$

La fórmula para un extremo B ó A , simplemente apoyado puede en la misma forma ser deducida como sigue :

$$\begin{aligned}
 M_{AB} &= U k \left(\phi_A - \frac{1}{3} \psi \right) + \delta H_{AB} \\
 M_{BA} &= U' k \left(\phi_B - \frac{1}{3} \psi \right) + \delta' H_{BA}
 \end{aligned}
 \tag{2.8}$$

$$\begin{aligned}
 a &= 2\nabla \\
 a' &= \frac{\Delta_0 - 2\Delta_1 + \Delta_2}{2\nabla} \\
 &= \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{2\nabla}
 \end{aligned}
 \tag{2.9}$$

$$U = \frac{1}{2(\Delta_0 - 2\Delta_1 + \Delta_2)}$$

$$U' = \frac{1}{2\Delta_2}
 \tag{2.9}$$

$$k = \frac{K}{K_0}$$

donde

$$\nabla = \Delta_0 \Delta_2 - \Delta_1^2$$

$$d = \frac{\beta \gamma_B - \alpha_B \gamma_A}{\alpha_A \alpha_B - \beta^2} \quad \text{CAB}
 \tag{2.10}$$

$$d' = \frac{\beta \gamma_A - \alpha_A \gamma_B}{\alpha_A \alpha_B - \beta^2} \quad \text{CBA}$$

$$\begin{aligned}\delta &= - \frac{\gamma_A}{\alpha_A} \cdot \frac{1}{HBA} \\ \delta' &= - \frac{\gamma_B}{\alpha_B} \cdot \frac{1}{HBA} \\ c &= \frac{a + b}{3} \quad ; \quad c' = \frac{a' + b}{3}\end{aligned}\tag{2.10}$$

Los factores a , a' y b son los conocidos factores de forma de 2° especie.



Fig. 2.3

2.1.2 ANALISIS DE PORTICO

El método de análisis para un pórtico con miembros de sección variable es teóricamente el mismo que para un pórtico ordinario, pero la ecuación para momento en el extremo del miembro toma una forma general, la que es diferente de un caso de sección uniforme. Inversamente, un caso de sección uniforme corresponde a un caso especial de miembros con sección no uniforme.

ANALISIS POR EL METODO SLOPE DEFLECTION

En el caso de análisis de pórtico por el método slope deflection, las ecuaciones de equilibrio para nudos y para piso son usadas en la determinación de ϕ y ψ , y para calcular el momento final. Las ecuaciones de equilibrio se presentan a continuación.

Ecuación de junta o nudo $\Sigma \text{ MAX} = \text{M exterior}$

Si son p nudos habrán p ecuaciones por este concepto.

Ecuación de piso $\Sigma_n (\text{Msup} + \text{Minf})_n = Q h$

donde

$\text{MAX} =$ Momento de extremo en nudo A

$\text{M exterior} =$ Momento exterior actuando en nudo A

$\text{Msup, Minf} =$ Momento de extremo de arriba y abajo de columna.

$\Sigma =$ Sumatoria en todas las columnas de un mismo piso.

$Q h =$ Momento de piso

2.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES SOBRE LAS ZONAS RIGIDAS DE PORTICOS

2.2.1 JAPON

Las Normas de Cálculo de Concreto Reforzado del Instituto de Arquitectura de Japón, en su artículo 8 establecen en cuanto a zonas rígidas, puntos comunes con respecto a los resultados obtenidos por el Dr. Mutto.

Las zonas de nudo y acartelamientos de miembros fuera de las zonas rígidas al deformarse, se considera que tienen la misma sección transversal que la porción central.

(1 Cuando un extremo de un miembro está unido rígidamente con otro miembro, el punto límite de la zona rígida es tomado a 0.3 0.4 de la altura de el miembro, desde el extremo (caso de la parte superior de columna).

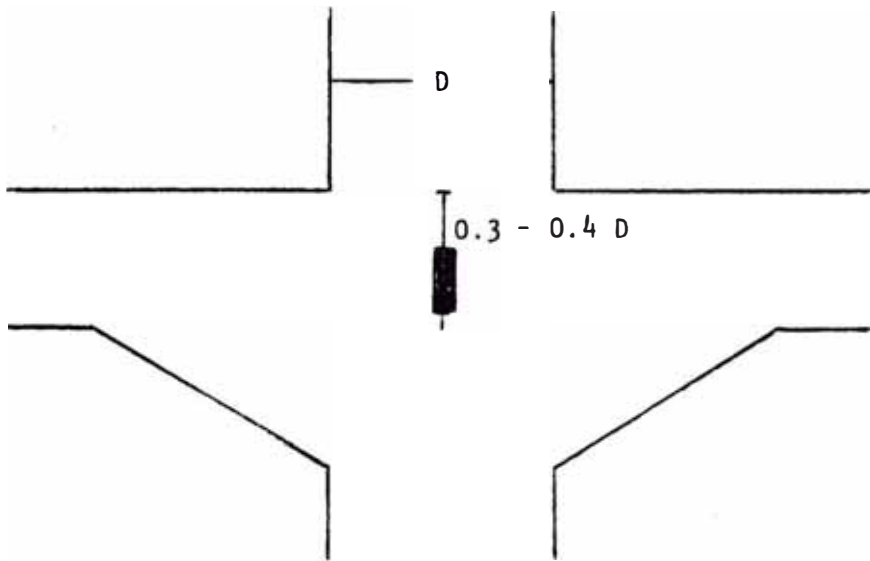


FIG. 2.4

LIMITE DE ZONA RIGIDA EN LA
PARTE SUPERIOR DE UNA
COLUMNA

(2) Cuando un miembro tiene un acartelamiento con una pendiente de 25° o más, desde el eje del miembro, el punto límite de la zona rígida es tomado donde la altura de la sección es 1.5 veces la altura del miembro (caso de extremos de vigas)

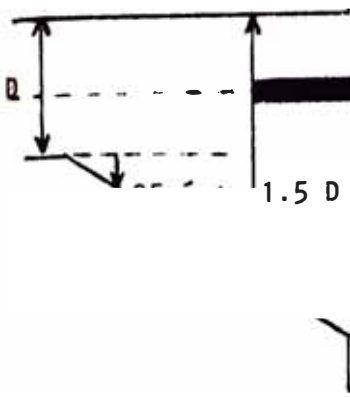


FIG. 2.5

Límite de zona rígida en vigas.

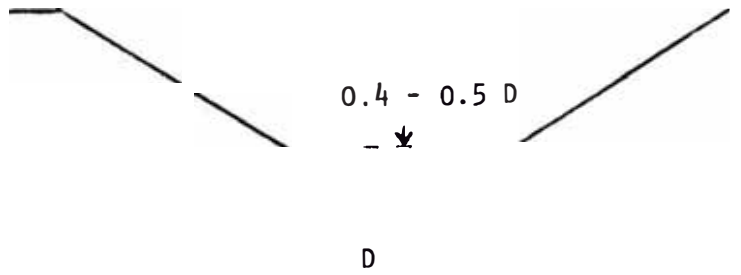
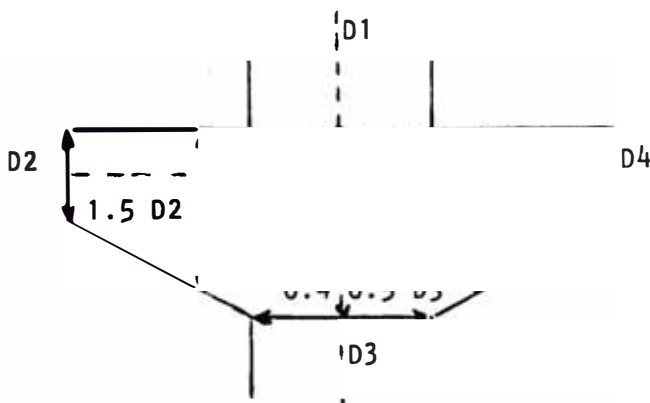


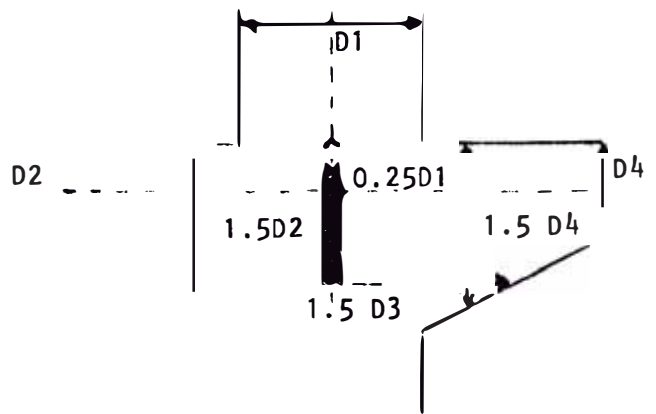
FIG. 2.6

Límite de zona rígida en la parte inferior de columna.

- (3) Cuando un miembro tiene acartelamiento en ambos lados con pendientes de 45° ó más desde el eje del miembro, el punto límite de la zona rígida es tomado a $0.4 - 0.5$ de la altura, desde la base del acartelamiento (caso de la parte baja de columna).



(a) Resultados del Dr. Mutto



(b) Normas del AIJ

FIG. 2.7
Límites de zonas rígidas

Los resultados anteriores se consiguieron con un material homogéneo como es una plancha de celuloide. Es necesaria mayor experimentación en modelos de concreto armado y de acero.

2.2.2 CHILE

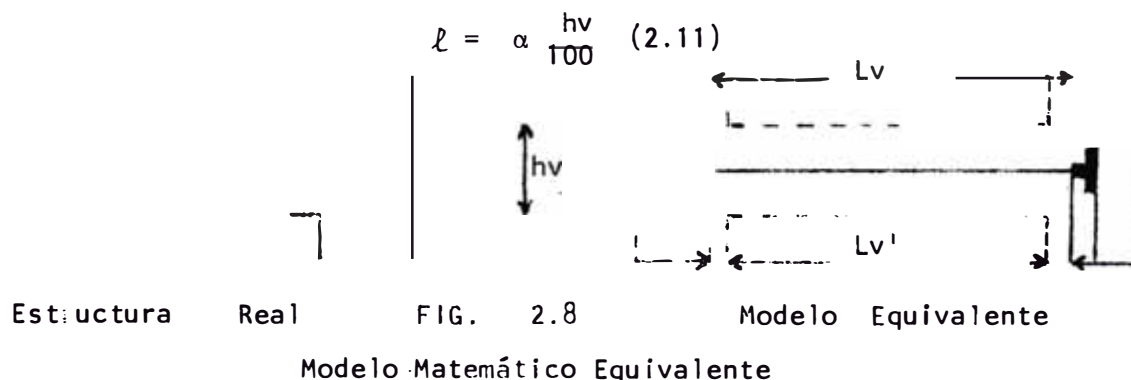
En la U. de Chile se hicieron estudios el año 1973 de modelación de muros con perforaciones simétricas y el año 1974 de modelación de muros con perforaciones asimétricas. Se hace una presentación de los resultados a continuación.

MODELACION DE MUROS CON PERFORACIONES SIMETRICAS

El objetivo de este trabajo fue verificar y mejorar la modelación de muros como porticos equivalentes formados por elementos uniaxiales de rigidez finita enlazados entre sí por zonas de rigidez infinita.

Como referencia para la comparación de resultados fueron resueltas las estructuras con la teoría de elementos finitos.

También se propuso la modelación de los muros con perforaciones como un muro equivalente de propiedades variables para ser usado con fines de prediseño.



MURO EQUIVALENTE

Este modelo sirve para representar una estructura en forma simple originando eficiencia en los cálculos y razonable precisión de resultados.

En este trabajo se comparan los resultados del muro equivalente con los obtenidos por la solución exacta. La diferencia de resultados se expresa en función de un parámetro llamado "porcentaje de huecos" pudiéndose establecer por consiguiente el margen de aplicación de la referida modelación.

La Fig. 2.9 ilustra la estructura real y el muro equivalente.

Las propiedades geométricas de la sección equivalente se obtienen de igualar las rigideces de dos estructuras de un piso, empotradas en un extremo e impedidas de desplazarse verticalmente y girar en el otro. Dichas estructuras están constituidas, la primera por los mismos muros que conforman la estructura real, y la segunda por el muro equivalente.

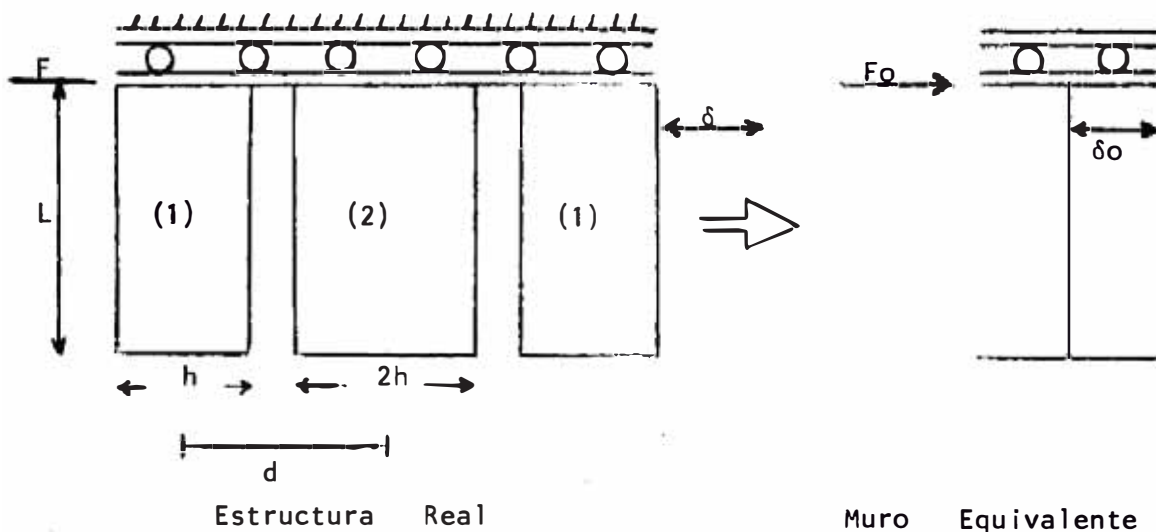


FIG. 2.9

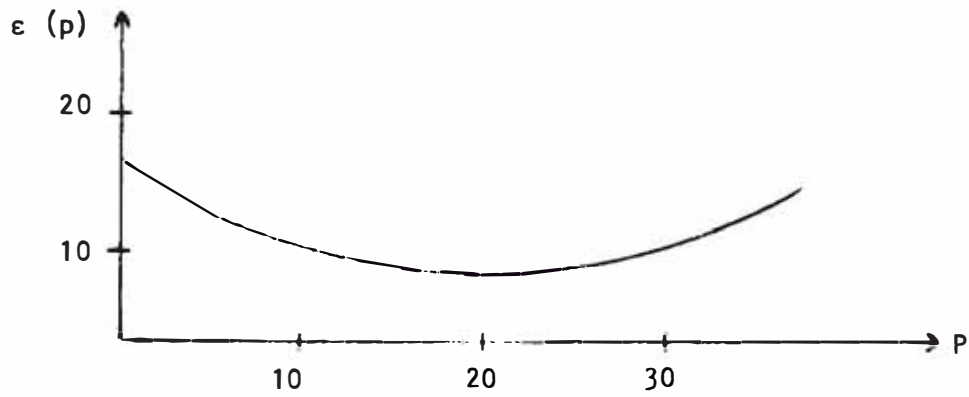


FIG. 2.10

La igualdad de rigideces queda dada por:

$$\frac{F}{\delta} = \frac{F_0}{\delta_0} \quad (2.12)$$

Siendo:

$$\frac{F}{\delta} = \frac{24 EI_1}{L^3 (1+2B_1)} + \frac{12EI_2}{L^3 (1+2B_2)} \quad (2.13)$$

$$\frac{F_0}{\delta_0} = \frac{12 EI_0}{L^3 (1+2B_0)} \quad (2.14)$$

Donde

I_1 = momento de inercia del Muro

I_2 = momento de inercia del Muro 2

A_1 = área del muro

A_2 = área del muro 2

K = factor de forma para secciones rectangulares 1.2

$$\beta_1 = \frac{6EI_1K}{GA_1 L^2}$$

$$\beta_2 = \frac{6EI_2K}{GA_2 L^2}$$

I_o = momento de inercia del conjunto muro 1-2-1

$$I_o = 2I_1 + I_2 + 2A_1d^2$$

A_o = área conjunto muro 1-2-1

$$A_o = 2A_1 + A_2$$

K_o = factor de forma de la sección equivalente

$$\beta_o = \frac{6EI_oK_o}{GA_o L^2}$$

Al analizar los resultados obtenidos de los modelos matemáticos frente a los de elementos finitos que se consideran exactos se observa que no existe un factor de penetración único que minimice las diferencias de cada uno de los parámetros de diseño que interesa evaluar (esfuerzos, desplazamientos, etc.). Por lo tanto se ha definido un error global representativo de dichas diferencias locales que permite cuantificar un valor medio y un rango de tolerancia de la penetración.

Sea $M_i(p)$ el valor de un parámetro obtenido, para una penetración p del modelo matemático y \bar{M}_i el valor obtenido por elementos finitos. Se define como Error local del parámetro

$$e_i(p) = \bar{M}_i - \frac{M_i(p)}{M_i} \quad (2.15)$$

El error global es una combinación de los "errores locales ponderados". Esta ponderación depende de la importancia que se le conceda a los parámetros.

Para una penetración p . El error global es:

$$\epsilon(p) = \frac{\sum w_i e_i(p)}{\sum W_i} \quad (2.16)$$

Indudablemente se podrá asignar diferentes ponderaciones a los parámetros obteniéndose por consiguiente, distintas funciones ϵ .

Esta materia es en si subjetiva y dependerá fundamentalmente del alcance que tenga el análisis estructural.

La figura (2.10) muestra $\epsilon = \epsilon(p)$ en función de p .

Se puede observar que para penetraciones comprendidas entre 12.5 y 25% el error global es prácticamente igual o menor a 10%.

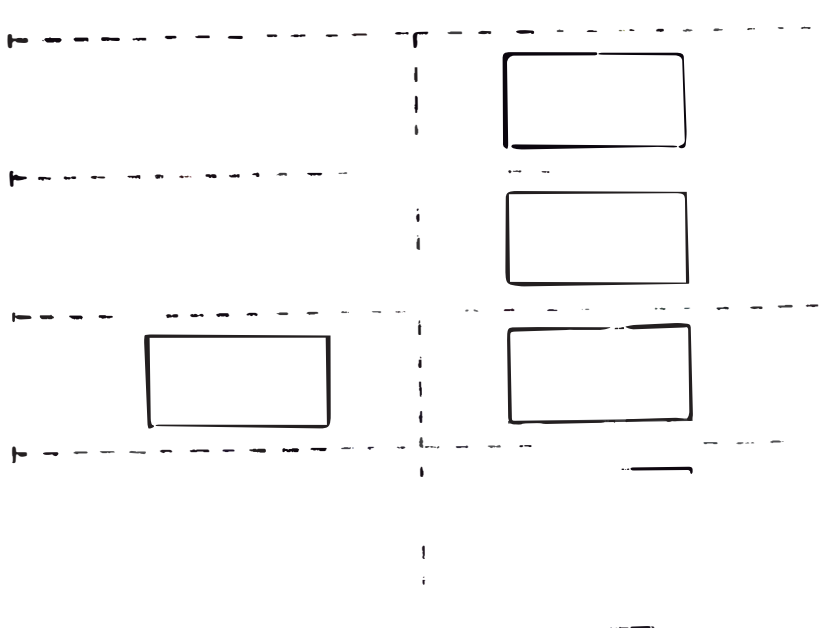


FIG. 2.11

Modelo de muro equivalente con perforaciones simétricas.

Analizando este rango se obtiene un valor medio de penetración recomendado $p = 20\%$ con un error global promedio de 8.5%.

Se deduce además que para $p = 0\%$ el error global en ningún caso alcanza el 20%. Sin embargo al aumentar la penetración, más allá del 25%, las curvas en términos del error, son crecientes, de lo que se infiere que considerar penetraciones altas o no usar zonas de rigidez, conduciría a errores inaceptables.

Se desprende de los resultados que para fines de prediseño la técnica de modelación de muro equivalente es sólo recomendable para porcentaje de huecos no superior a 50% (26% de error); si se requiere mayor precisión (10% de error) esta modelación es eficiente para porcentaje de 35% ó menos.

Debe destacarse que esta forma de análisis preliminar en nin -

gún caso reemplaza la modelación de pórtico equivalente dado que este modelo simplificado no proporciona la distribución interna de esfuerzos.

En el pórtico equivalente para penetraciones entre 12.5 y 25% el error global está dentro de límites prudentes (10%) lo que confirma la penetración de 25% recomendada por Kiyoshi Muto en la Conferencia Mundial de Ingeniería Antisísmica de 1956, la cual se basa en resultados experimentales.

Dentro del rango definido, se obtiene como valor medio recomendado $p = 20\%$, el cual minimiza el error global.

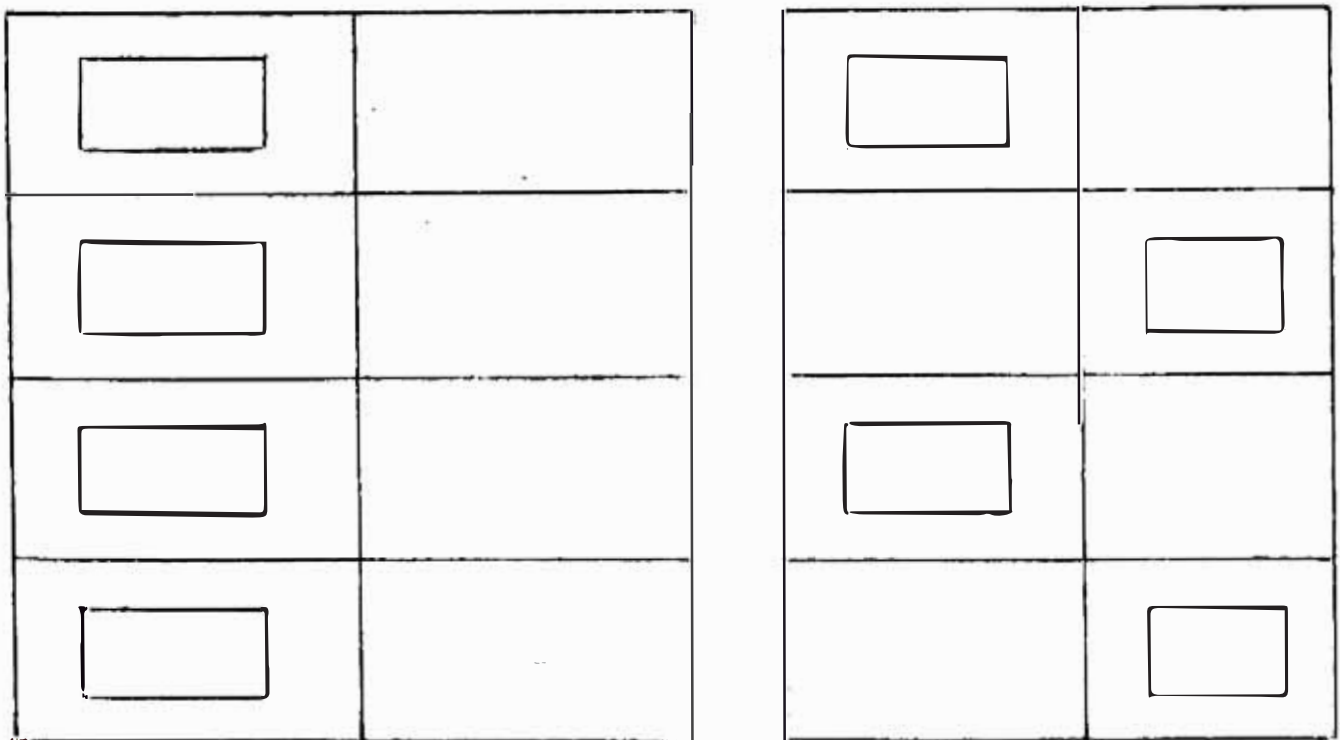


FIG. 2.12

Perforaciones Alineadas

Perforaciones Alternadas

MODELACION DE MUROS CON PERFORACIONES ASIMETRICAS.

Al igual que en el caso de perforaciones simétricas en este tipo de modelación se buscó también comprobar la validez de la hipótesis de representar una estructura con pórticos equivalentes con zonas de rigidez infinita cerca de los nudos.

Se verán muros con perforaciones asimétricas alineadas y alternadas.

Nudos correspondientes a Modelos con perforaciones Alineadas.

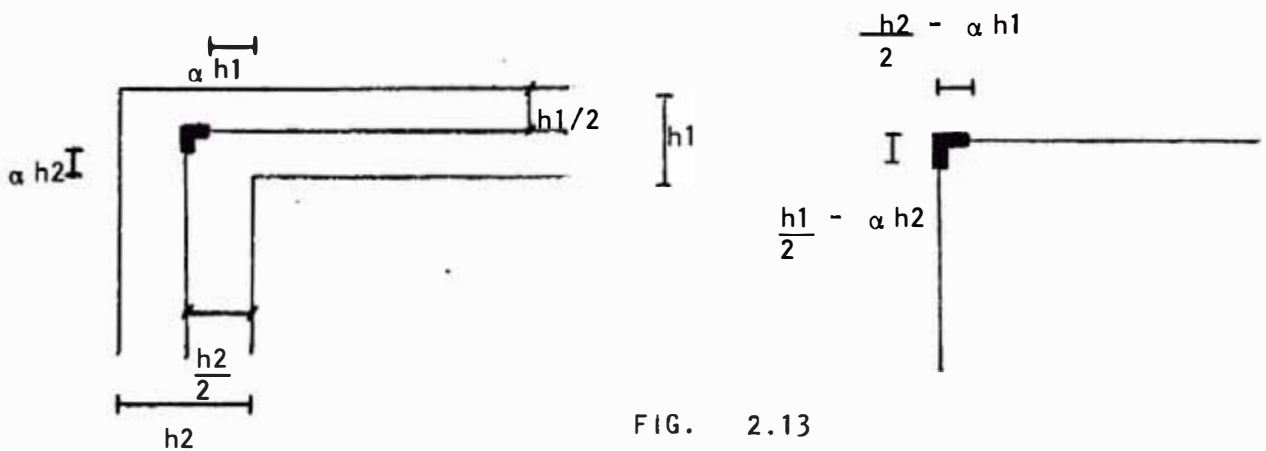


FIG. 2.13

Conexión de dos elementos

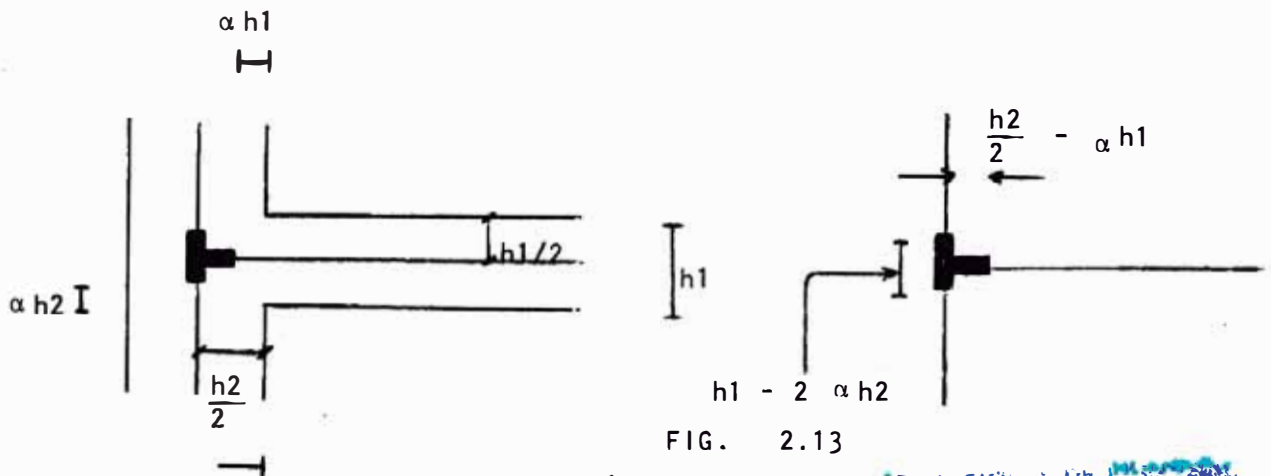


FIG. 2.13

Conexión de trans

Al analizar los resultados obtenidos de los modelos matemáticos y los obtenidos de elementos finitos de los nudos en muros con perforaciones alineadas, se observa que no hay un factor único de penetración que haga tender a la razón de cada uno de los parámetros que se comparan (fuerza cortante y momentos), por lo tanto se ha definido un error global representativo de las diferencias locales existentes que permite cuantificar un valor medio y un rango de tolerancia de la penetración.

Si $T_i(p)$ es el valor de un parámetro obtenido para una penetración p del modelo matemático y T_i , el valor obtenido por elementos finitos, se define como error local del parámetro i .

$$\epsilon \left(T_i(p) \right) = \left| \frac{T_i - T_i(p)}{T_i} \right| \quad (2.17)$$

También:

$$\epsilon T_i(p) = \frac{\sum_{n=1}^n \epsilon T_i(p)}{n} \quad (2.18)$$

Siendo n el número de casos estudiados.

A partir de los errores locales, se define el error global, que es una combinación de los errores locales ponderados, dependiendo esta ponderación de la importancia que se le conceda a los parámetros:

$$\varepsilon_g(p) = h_1 \varepsilon_1(p) + h_2 \varepsilon_2(p) + h_3 \varepsilon_3(p)$$

$$h_1 + h_2 + h_3 =$$

Se observa que con las penetraciones estudiadas (entre 0 y 50%) los errores no sobrepasan el 17% .

Para las conexiones tipo "T" el error global mínimo es de 4.4% para el 20% de penetración y para las conexiones tipo "L" es de 2.4% para el 30% de penetración.

NUDOS CORRESPONDIENTES A MODELOS CON PERFORACIONES ALTERNADAS.-

La modelación del nudo corresponde al caso de conexión de dos elementos cuadrados e iguales con una zona común α_1 a y α_2 a, tal como se muestra en la figura siguiente siendo a la magnitud del lado del cuadrado y α_1 , α_2 parámetros que varían entre 0 y 1. Su modelo equivalente aparece en la figura de al lado.

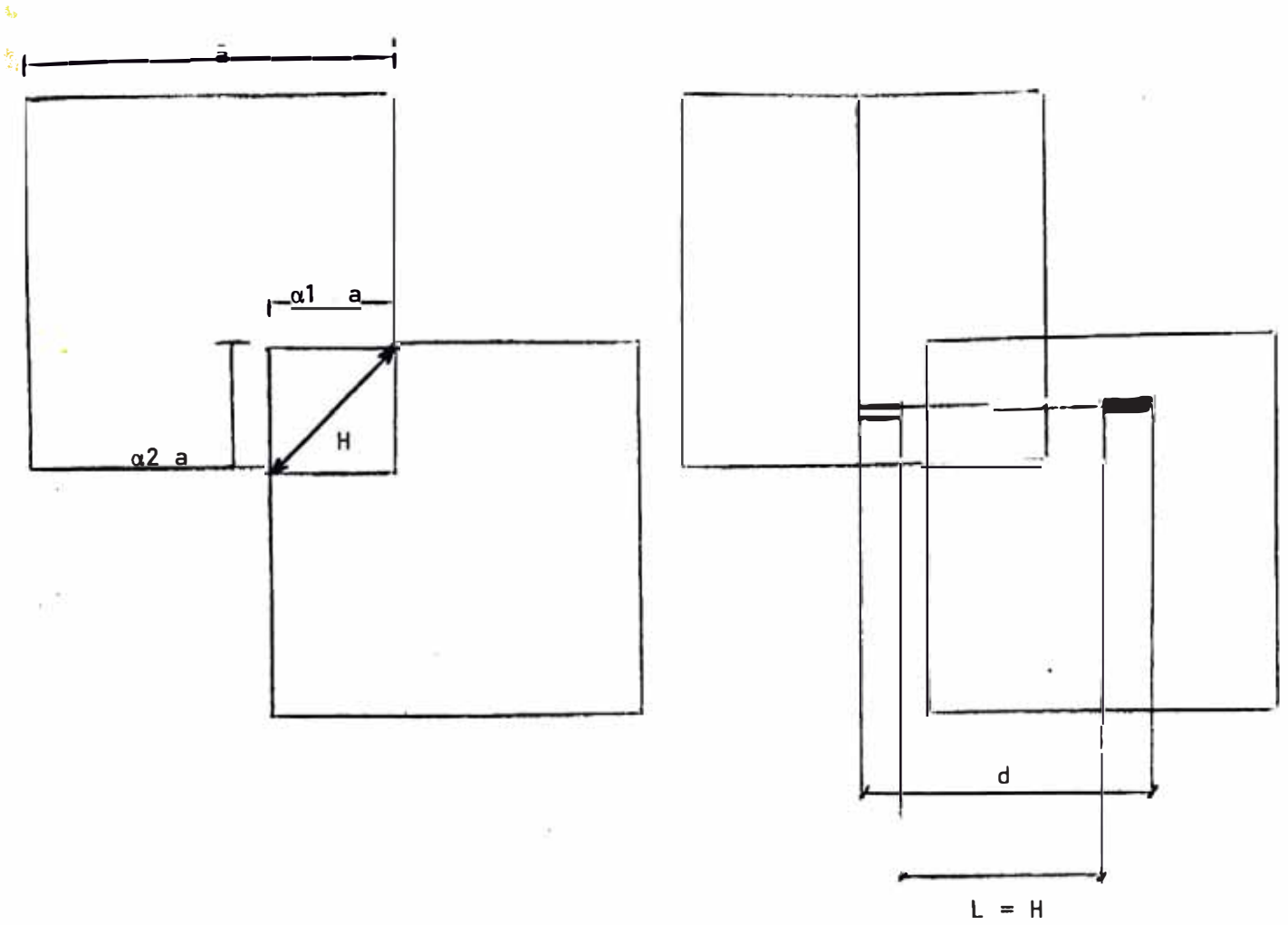


FIG. N° 2.14

$$d = a (1 - \alpha_1)$$

hv = altura de viga

L = longitud finita de viga

$$hv = \beta H = \beta a \sqrt{(\alpha_1)^2 + (\alpha_2)^2}$$

$$L = H$$

$$L < d$$

A través del análisis se pretende fijar el parámetro β en función de α_1 y α_2 .

Se obtuvo que es razonable usar un β igual a 1.1 en forma general y una viga de longitud finita igual a la diagonal de la zona común. En todo caso estos resultados quedan limitados para α_1 y α_2 no mayores de 0.6 en cuyo caso se debería usar otra modelación, por ejemplo una viga de rigidez infinita en toda su longitud.

Al igual que en el caso de muros con perforaciones simétricas se comprobó que los modelos matemáticos de barras conectadas con elementos de rigidez infinita son una buena representación de la estructura real.

2.3 METODO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS EMPOTRADOS

2.3.1 FACTOR DE DISTRIBUCION: Cuando hay un ángulo de rotación angular, ϕ_A , en el nudo, el momento en el extremo según la fórmula (2.7) es:

$$M_{AB} = a k \phi_A$$

y en el caso de sección uniforme:

$$M_{AB} = 2 k \phi_A$$

En el caso de sección uniforme la razón de rigidez efectiva en el cálculo del factor de distribución es:

$$k_e = k = \frac{2k}{2}$$

Similarmente para el cálculo del factor de distribución en sección variable.

$$k_e = \frac{a}{2} k$$

$$k_e = (a/2) k$$

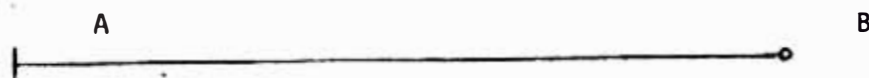


$$k_e = (a'/2) k$$



$$k_e = \left(\frac{aa' - b^2}{2a'} \right) k$$

$$k_e = 0$$



$$k_e = 0$$

$$k_e = \left(\frac{aa' - b^2}{2a} \right) k$$



Cuando la figura que forman los esfuerzos es simétrica

$$k_e = (a - b) k/2$$

Cuando la figura que forman los esfuerzos es asimétrica

$$k_e = (a + b) k/2$$

2.3.2 FACTOR DE TRANSPORTE Cuando se produce θ_A en el extremo A, en dicho extremo se produce

$$M_{AB} = a k \phi_A$$

y en B se produce

$$M_{BA} = b k \phi_A$$

Luego el factor de transporte será

$$FT_{AB} = \frac{b}{a}$$

En forma similar cuando se produce θ_B en el extremo B

$$FT_{BA} = \frac{b}{a'}$$

2.3.3 MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO El momento de empotramiento debido a la traslación de un extremo del miembro con respecto al otro es

$$M_{AB} = c k \psi$$

$$M_{BA} = c' k \psi$$

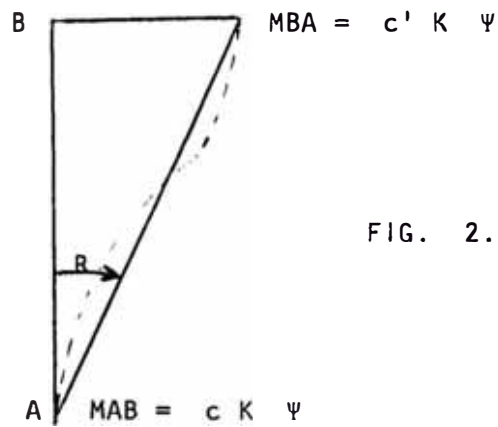


FIG. 2.15

En comparación con el $MAB = K \psi$ en el caso de sección uniforme, la razón de rigidez efectiva para miembros con sección no uniforme puede ser tomada como sigue

$$\text{Extremo A} \quad k_e = c k \quad (2.19)$$

$$\text{Extremo B} \quad k_e = c' k$$

donde $c = \frac{a + b}{3}$ $c' = \frac{a' + b}{3}$

Los momentos de empotramiento para cargas intermedias como se ve en la fórmula (2.7) son :

$$MAB = d CAB$$

$$MBA = d' CBA$$

Para la aplicación del método se puede considerar que cada piso rota independientemente de manera que se tendrá m gru-

pos independientes de esfuerzos para m pisos.

La solución se obtiene después de equilibrar la fuerza externa y el cortante de cada piso.

El equilibrio mencionado puede expresarse así

$$\sum_{i=1}^n Q_{Ri} \cdot X_{Ri} = V_p$$

donde

Q_{Ri} = cortante por la rotación R_i en el piso p

X_{Ri} = factor de corrección de la rotación R_i

V_p = fuerza externa en el nivel de piso p

Los valores reales de las rotaciones son considerados

$$X_1 R_1 \quad X_2 R_2 \quad \quad X_i R_i$$

2.3.4 CONSTANTES DE MIEMBROS CON SECCIONES NO UNIFORMES

Cuando un pórtico indeterminado tiene miembros con secciones no uniformes el axioma que se presenta a continuación puede ser usado para obtener una solución independiente del método de análisis, es decir para elaborar diagramas para los diferentes casos que se presentan.

AXIOMA FUNDAMENTAL

Constantes Auxiliares

$$\Delta_0 = \int_0^1 \zeta \, d\xi$$

$$\begin{aligned}\Delta_1 &= \int_0^1 \xi \zeta \, d\xi \\ \Delta_2 &= \int_0^1 \xi^2 \zeta \, d\xi \\ \Delta_n &= \int_0^1 \xi^n \zeta \, d\xi \\ \nabla &= \Delta_0 \Delta_2 - \Delta_1^2\end{aligned}\tag{2.20}$$

Constantes Angulares Tangenciales

$$\alpha_A = \frac{(\Delta_0 - 2\Delta_1 + \Delta_2)}{EK}$$

$$\alpha_B = \frac{\Delta_2}{EK}$$

$$\beta = \frac{1}{EK} (\Delta_1 - \Delta_2)$$

Constantes de Slope Deflection

$$\xi_{AB} = a k \qquad a =$$

$$\xi_{BA} = a' k \qquad a' = \frac{\Delta_0 - 2\Delta_1 + \Delta_2}{2\nabla}$$

$$\eta_{AB} = \eta_{BA} = b k \qquad b = \frac{\Delta_2}{2\nabla}$$

$$\Delta_2 = \frac{(1 - n\lambda)^3 - \lambda^3}{3}$$

$$\Delta_1 = \frac{(1 - n\lambda)^i - \lambda^i}{3}$$

Estas son las constantes de slope deflection calculadas por Kagami

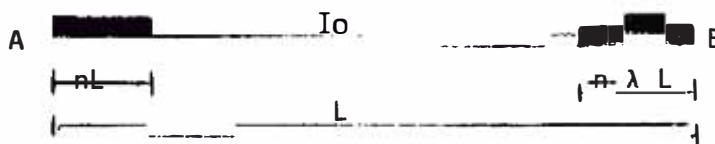


FIG. 2.16

Miembro con zonas rígidas

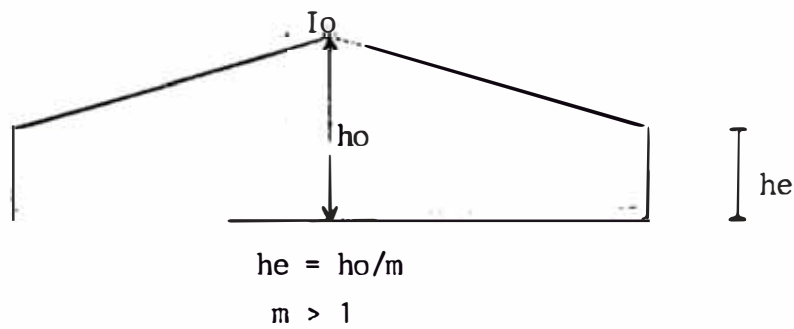
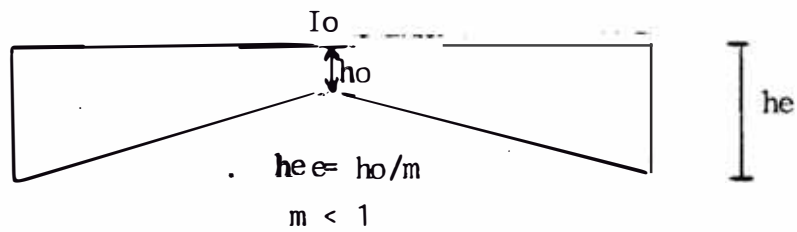


FIG. 2.17

Miembro simétrico con variación lineal del peralte

MIEMBROS SIMETRICOS CON VARIACION LINEAL DEL PERALTE

Con la sección central como sección standard I_0 Momento de inercia en el centro.

$$K_0 = I_0 / L$$

i) Cuando el momento de inercia es proporcional al cubo del peralte.

$$h = \left\{ \frac{1}{m} - 2 \left(\frac{1}{m} - 1 \right) \xi \right\} h_0 \quad \xi = 0 - 1/2$$

$$h = \left\{ \left(2 - \frac{1}{m} \right) + 2 \left(\frac{1}{m} - 1 \right) \xi \right\} h_0 \quad \xi = 1/2 - 1$$

$$I_0 = I \zeta$$

$$\zeta = \left\{ \frac{1}{m} - 2 \left(\frac{1}{m} - 1 \right) \xi \right\}^3 \quad \zeta = 0 - 1/2 \quad (2.23)$$

$$\zeta = \left\{ \left(2 - \frac{1}{m} \right) + 2 \left(\frac{1}{m} - 1 \right) \xi \right\}^3 \quad \zeta = 1/2 - 1$$

Constantes

$$(0 - 1/2) \Delta_0 = m(1 + m) / 4$$

El rango de integración $\xi = 0 - 1/2$ será luego usado dentro de otra constante

$$(1/2 - 1) \Delta_0 = m(1 + m) / 4$$

$$\Delta_0 = m(1 + m) / 2$$

$$(0 - 1/2) \Delta_1 = m^2 / 4(m-1) - 1/2(m-1) - (0-1/2) \Delta_0 = m/8$$

$$(1/2 - 1) \Delta_1 = -m^2 / 4(m-1) + (2m-1)/2(m-1) \bullet (1/2-1)\Delta_0 = \frac{m(2m+1)}{8}$$

$$\Delta_1 = m(m + 1) / 4$$

$$(0-1/2) \Delta_2 = m^3/8(m-1)^3 \cdot \text{Log } e^m - 1/(m-1) \cdot (0-1/2) \Delta_1$$

$$- 1 / 4 (m - 1)^2 \cdot (0-1/2) \Delta_0$$

$$(1/2-1)\Delta_2 = m^3/8(m-1)^3 \text{Log } e^m + (2m-1)/(m-1) \cdot (1/2 - 1) \Delta_1$$

$$-(2m-1)^2/4(m-1)^2 \cdot (1/2 - 1) \Delta_0$$

(2.24)

$$\Delta_2 = (0-1/2) \Delta_2 + (1/2 - 1) \Delta_2$$

ii) Cuando el momento de inercia es proporcional al cuadrado del peralte

$$I_0 = I \zeta$$

$$\zeta = 1 / \left\{ 1/m - 2(1/m-1) \xi \right\}^2 \quad \xi = 0-1/2$$

$$= 1 / \left\{ (2-1/m) + 2(1/m-1) \xi \right\}^2 \quad \xi = 1/2 - 1$$

(2.25)

Constantes

$$(0 - 1/2) \Delta_0 = m/2$$

$$(1/2 - 1) \Delta_0 = m/2$$

$$\Delta_0 = m$$

$$(0-1/2) \Delta_1 = m^2/4 (1-m)^2 \quad \text{Log } e^{m+1/2 (1-m)} \cdot (0-1/2) \Delta_0$$

$$(1/2 - 1) \Delta_1 = - m^2/4(1-m) \cdot \text{Log } e^{m+(1-2m)/2(1-m)} - (1/2-1) \Delta_0$$

$$\Delta_1 = m/2$$

$$(0-1/2) \Delta_2 = m^2/8 (1-m)^2 + 1/(1-m) \cdot (0-1/2) \Delta_1$$

$$- 1/4(1-m)^2 \cdot (0 - 1/2) \Delta_0$$

$$(1/2-1) \Delta_2 = m^2/8(1-m)^2 + (1-2m)/(1-m) \cdot (1/2 - 1) \Delta_1$$

$$- (1-2m)^2/4 (1-m)^2 \quad (1/2-1) \Delta_0$$

$$\Delta_2 = (0 - 1/2) \Delta_2 + (1/2 - 1) \Delta_2$$

MIEMBROS SIMETRICOS CON VARIACION
PARABOLICA DEL PERALTE

Un caso como el mostrado en la Fig. 2.18 donde la superficie inferior es una p arabola y el momento de inercia es proporcional al cubo de la altura será considerado. La sección media será tomada como sección standard.

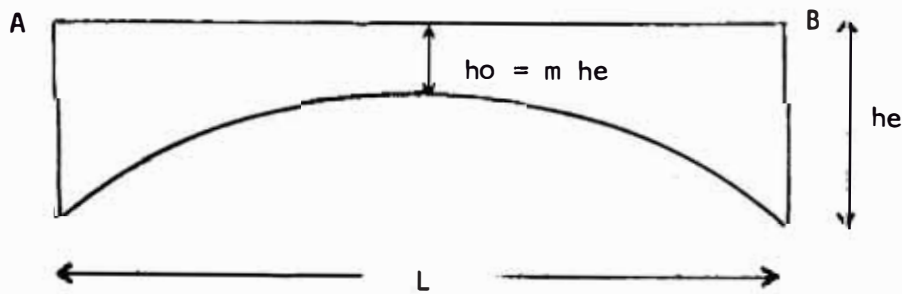


FIG. 2.18

I_0 : Momento de inercia de la sección media

K : I_0/L

$$h = \left\{ 1 + \left(\frac{1}{m} - 1 \right) (2\xi - 1)^2 \right\} h_0$$

$$\xi = \frac{1}{\left\{ 1 + \left(\frac{1}{m} - 1 \right) (2\xi - 1)^2 \right\}^3} \quad (2.30)$$

CONSTANTES:

$$\left(0 - \frac{1}{2} \right) \Delta o = \Delta o / 2$$

$$\left(\frac{1}{2} - 1 \right) \Delta o = \Delta o / 2$$

$$\Delta o = m^2 / 4 + 3m / 8 + \frac{3}{8} \sqrt{\frac{m}{1-m}} \operatorname{tg}^{-1} \sqrt{\frac{1-m}{m}}$$

$$\left(0 - \frac{1}{2} \right) \Delta I = -m (1 + m) / 16 + \left(0 - \frac{1}{2} \right) \Delta o / 2$$

$$\left(\frac{1}{2} - 1 \right) \Delta I = m (1 + m) / 16 + \left(\frac{1}{2} - 1 \right) \Delta o / 2$$

$$\Delta_1 = \Delta_0/2$$

$$(0 - 1/2) \Delta_2 = (m/16 (1 - m)) (m + \sqrt{m/(1 - m)} \operatorname{tg}^{-1} \sqrt{(1 - m)/m} \\ + (0 - 1/2) \Delta_1 - (1/4 (1 - m)) (0 - 1/2) \Delta_0$$

$$(1/2 - 1) \Delta_2 = \Delta_2 - (0 - 1/2) \Delta_2$$

$$\Delta_2 = m/8 (1 - m) (m + \sqrt{m/(1 - m)} \operatorname{tg}^{-1} \sqrt{(1 - m)/m} + \Delta_1 \\ - (1/4 (1 - m)) \Delta_0$$

(2 - 31)

MIEMBROS CON DOS SECCIONES DIFERENTES

En un miembro con dos secciones diferentes como se muestra en la Fig. 2.19 , la sección con mayor momento de inercia será llamada I_0 y la sección con el menor momento será llamada αI_0 .

Usando la notación de la figura.

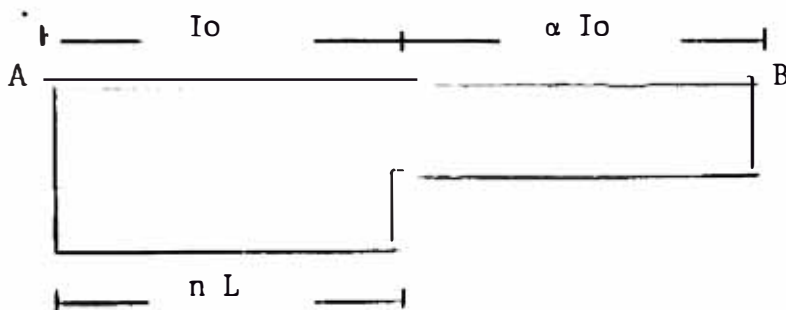


FIG. 2.19

CONSTANTES

$$(0 - n) \Delta_0 = \alpha n$$

$$(n - 1) \Delta_1 = (1 - n)$$

$$\Delta_0 = (0 - n) \Delta_0 + (n - 1) \Delta_0 = 1 - n (1 - \alpha)$$

$$(0 - n) \Delta_1 = \alpha n^2 / 2$$

$$(n - 1) \Delta_1 = (1 - n^2) / 2$$

$$\Delta_1 = (0 - n) \Delta_1 + (n - 1) \Delta_1 = (1 - n^2 (1 - \alpha)) / 2$$

$$(0 - n) \Delta_2 = \alpha n^3 / 3$$

$$(n - 1) \Delta_2 = (1 - n^3) / 3$$

(2.32)

$$\Delta_2 = (0 - n) \Delta_2 + (n - 1) \Delta_2$$

$$= (1 - n^3 (1 - \alpha)) / 3 \quad (2.33)$$

MIEMBROS CON VARIACION LINEAL DEL PERALTE :

En un miembro como se muestra en la figura , el extremo con la sección más grande será tomado como standard.

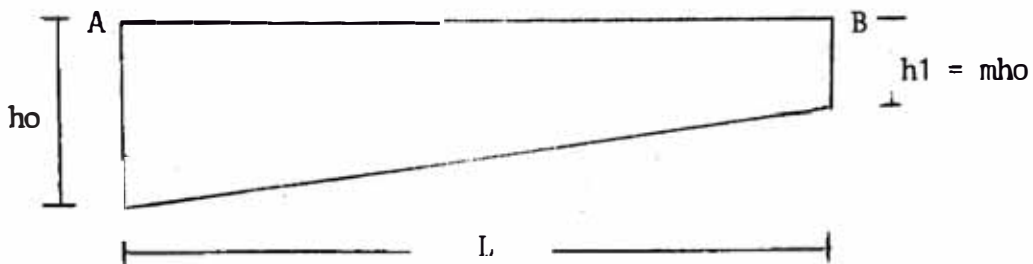


FIG. 2.20

I_0 máximo momento de inercia

K I_0 / l^2

h = $\{ 1 - (1 - m) \xi \} h_0$

i) Cuando el momento de inercia es proporcional al cubo del peralte

$$\xi = 1 / \{ 1 - (1 - m) \xi \}^3 \quad (2.34)$$

CONSTANTES

$$\Delta_0 = (1 + m) / 2m^2$$

$$\Delta_1 = 1/2 m^2 \quad (2.35)$$

$$\Delta_2 = \{ 1/2 m^2 (1 - m)^3 \} \{ (1 - m) (1 - 3m) - 2m^2 \log em \}$$

ii) Cuando el momento de inercia es proporcional al cuadrado del peralte.

$$\xi = 1 / \{ 1 - (1 - m) \xi \}^2 \quad (2.36)$$

CONSTANTES

$$\Delta_0 = 1/m \quad (2.37)$$

$$\Delta_1 = \{ 1/(1 - m)^2 \} \{ 1/m + \log em - 1 \}$$

$$\Delta_2 = \{ 1 / (1 - m)^3 \} \{ 1/m + 2 \log e m - m \}$$

Los coeficientes de slope deflection para algunos de los casos anteriores se presentan en las figuras 2.21, 2.22, 2.23, 2.24, y 2.25.

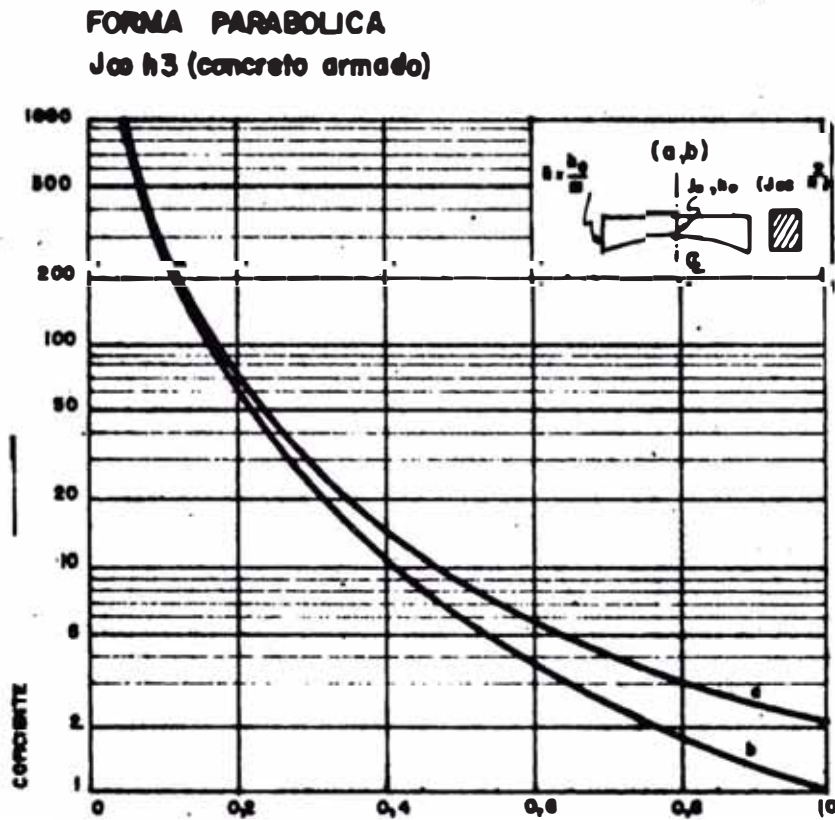


FIG. 2.21

SECCION IRREGULAR
 $J \propto h^3$ (concreto armado)

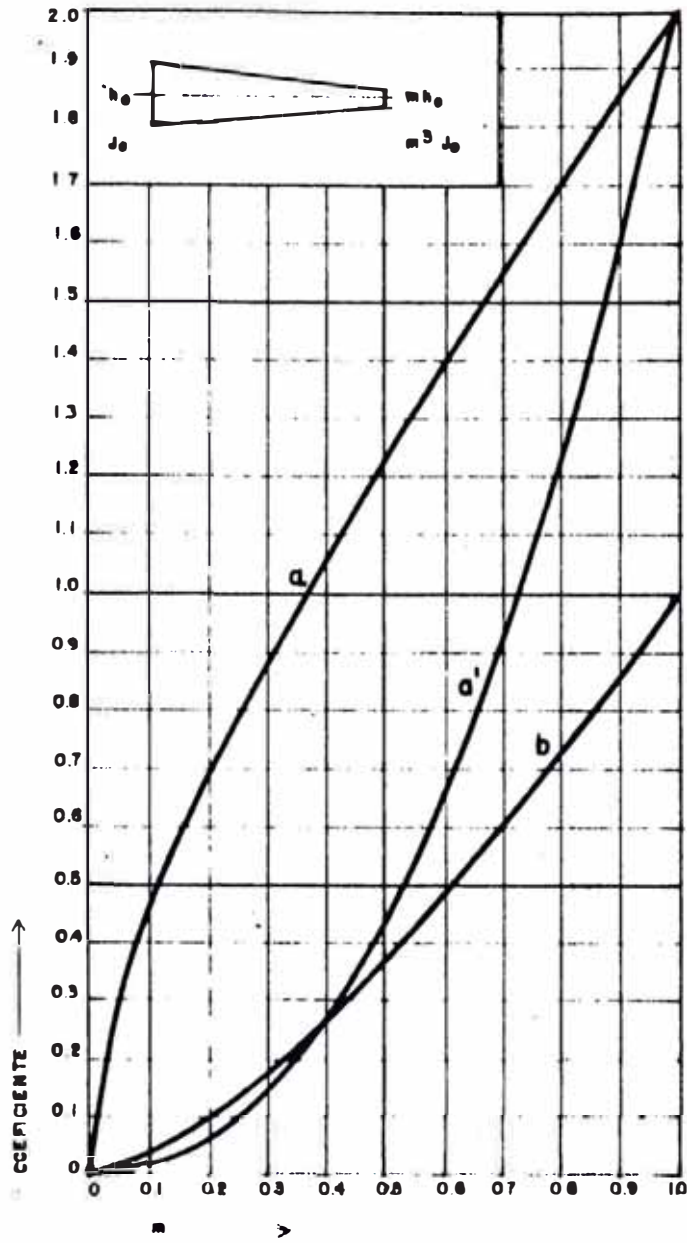


FIG. 2.22

MIEMBRO CON ZONA RIGIDA

Coefficiente a

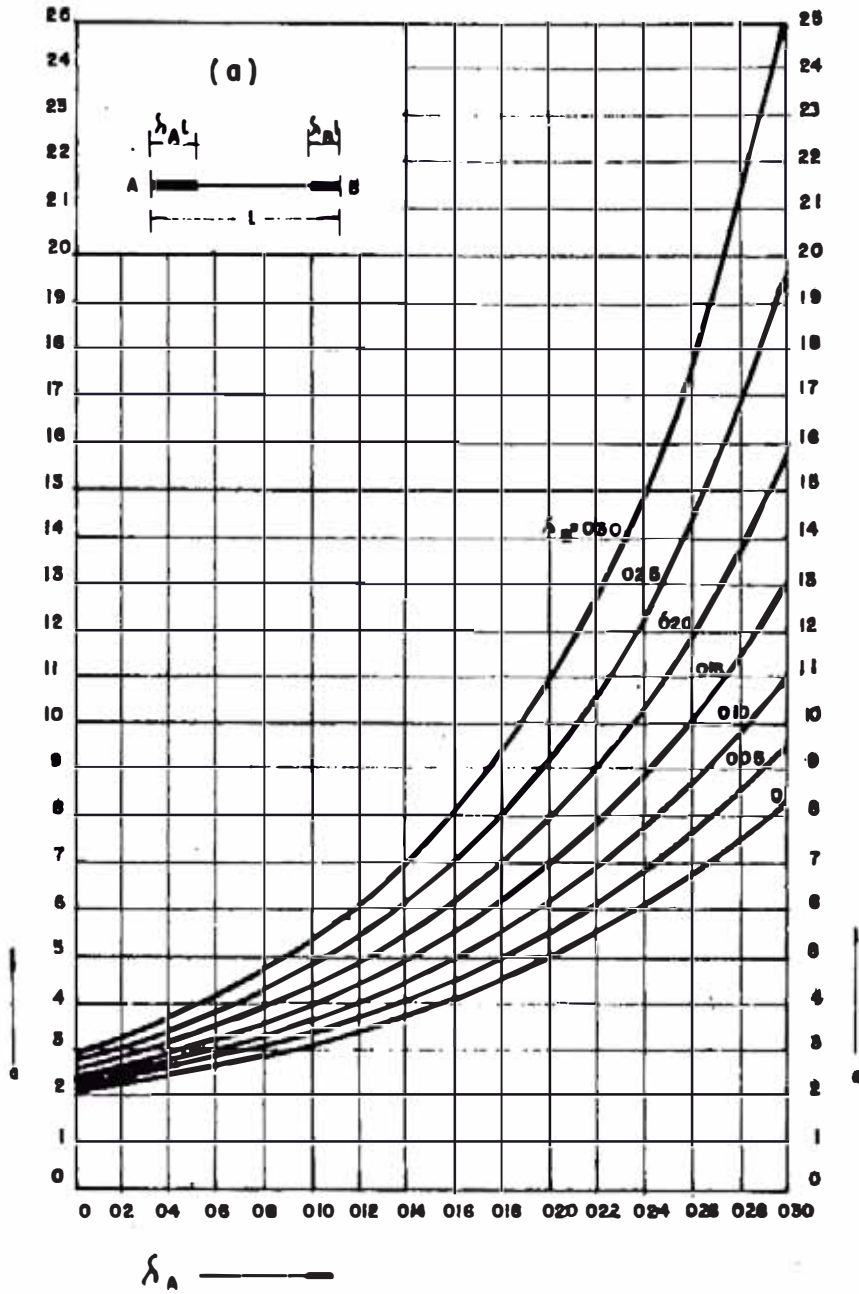


FIG. 2.23

MIEMBRO CON ZONA RIGIDA

Coefficiente α'

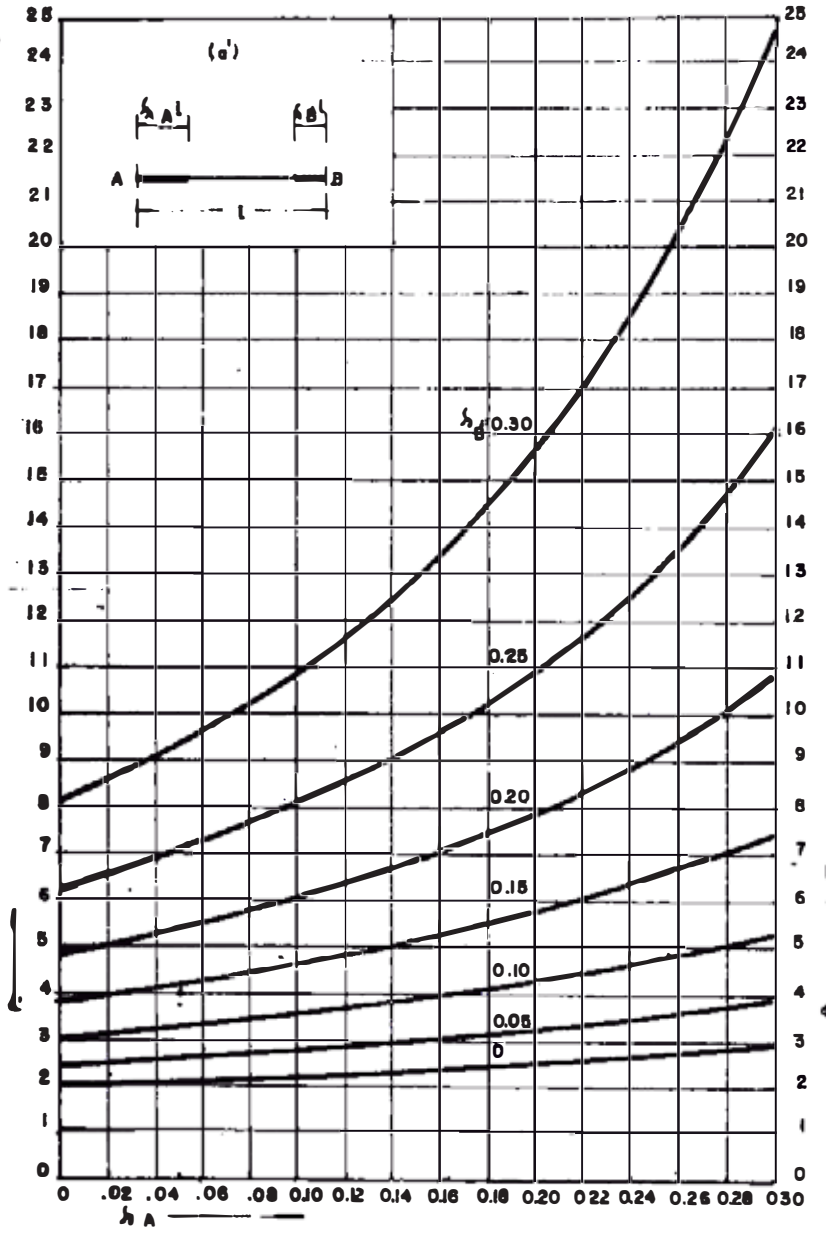


FIG. 2.24

MIEMBRO CON ZONA RIGIDA

Coficiente b

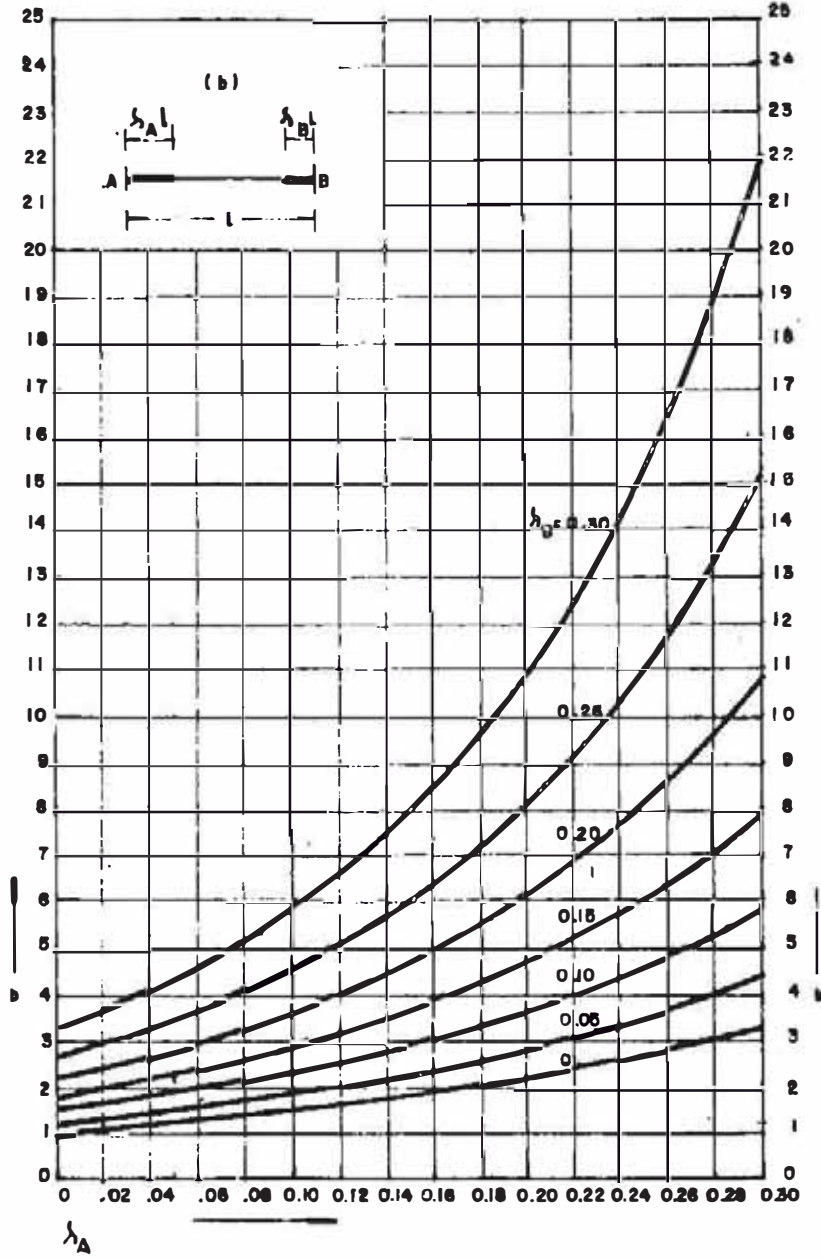


FIG. 2.25

2.4 PORTICOS CON MIEMBROS DE SECCION CONSTANTE

A continuación se hace una breve exposición de las fórmulas a usarse según el método simplificado del Dr. Muto, para pórticos con miembros de sección constante.

Factor de distribución de cortante en las columnas:

$$D = \frac{K}{\left(\frac{12E}{h^2} K_o \right)}$$

siendo:

h = altura de columna

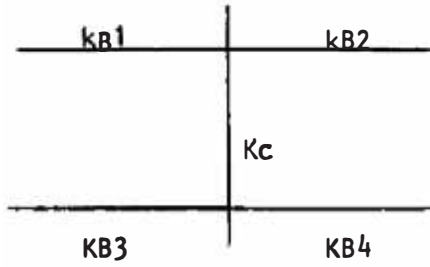
E = módulo de elasticidad de columna

K = rigidez absoluta de la columna

K_o = rigidez de comparación

En la práctica se calcula D de la siguiente manera:

CASO 1 : General

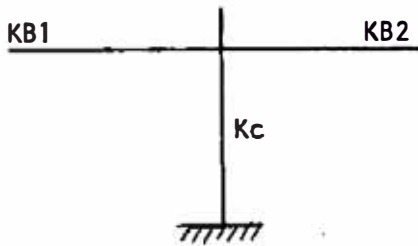


$$\bar{k} = \frac{k_{B1} + k_{B2} + k_{B3} + k_{B4}}{2 k_c}$$

$$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}} \quad (2.38)$$

$$D = a k_c$$

CASO 2 : Un extremo empotrado

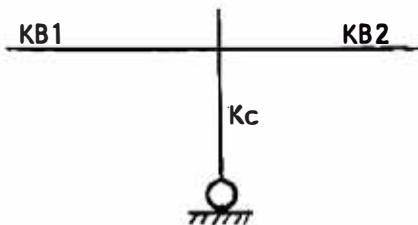


$$\bar{k} = \frac{k_{B1} + k_{B2}}{k_c} \quad (2.39)$$

$$a = \frac{0.5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$D = a k_c$$

CASO 3 : Un extremo articulado



$$\bar{k} = \frac{k_{B1} + k_{B2}}{k_c} \quad (2.40)$$

$$a = \frac{0.5 k_c}{1 + 2\bar{k}}$$

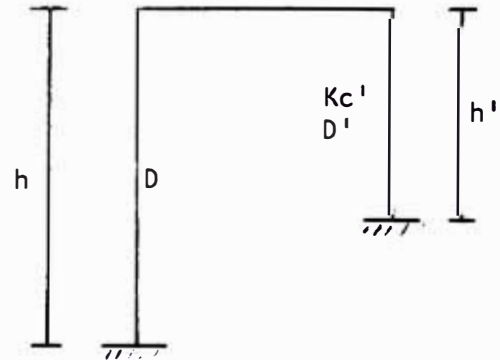
$$D = a k_c$$

CASO 4 : Altura no uniforme

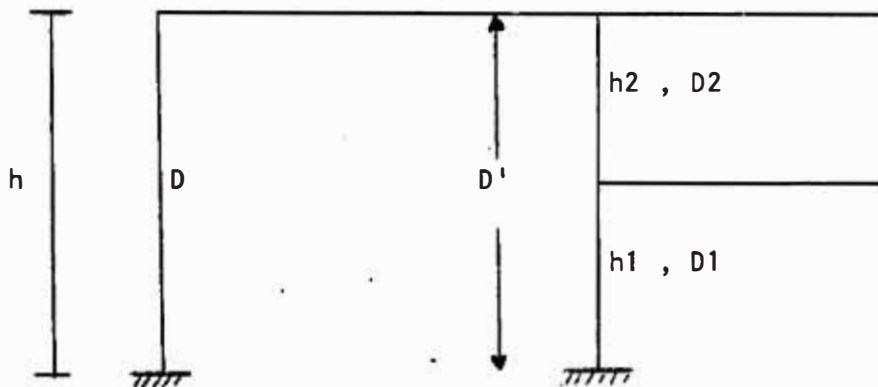
$$D' = a' k c'$$

$$a' = a \left(\frac{h}{h'} \right)^2$$

(2.41)



CASO 5 : Mezzanine



$$\frac{1}{D'} = \frac{1}{D1} \left(\frac{h1}{h} \right)^2 + \frac{1}{D2} \left(\frac{h2}{h} \right)^2 \quad (2.42)$$

DISTRIBUCION DE EL CORTANTE:

El cortante total de piso se distribuye en cada columna según:

$$V_{col} = V_{piso} \frac{D_{col}}{\sum D_{col} \text{ piso}} \quad (2.43)$$

ALTURA DEL PUNTO DE INFLEXION

Se obtiene mediante tablas:

$$Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3 \quad (2.44)$$

Y_0 = valor standard

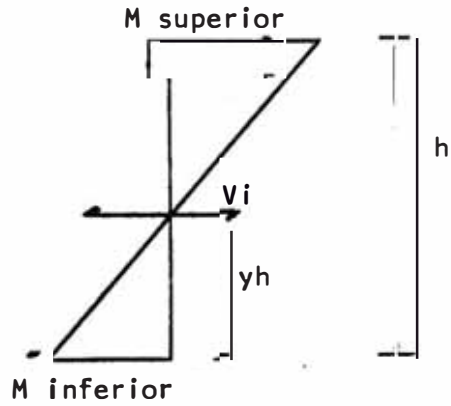
En este trabajo se usarán las tablas del Boletín N° 20 del Instituto de Estructuras y Construcción.

Y_1 = término de corrección debido a la diferencia de rigideces entre las vigas superiores e inferiores.

Y_2 = término de corrección que toma en cuenta diferencia de altura en el piso superior.

Y_3 = término de corrección que toma en cuenta la diferencia de altura con el piso inferior.

MOMENTO EN COLUMNAS

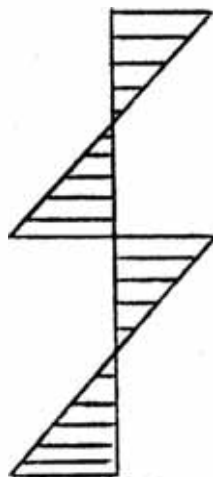


$$\begin{aligned} M \text{ inferior} &= V_i y_h \\ M \text{ superior} &= V_i (1-y)h \end{aligned} \quad (2.45)$$

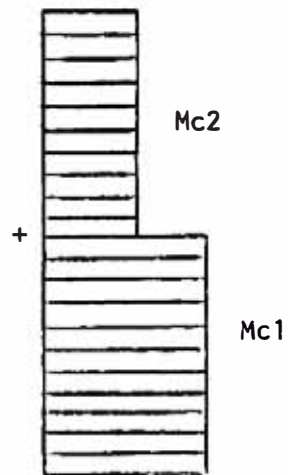
FIG. 2.21

CORRECCION DE LOS MOMENTOS EN COLUMNAS DEBIDO
AL GRADO DE FIJACION DE LAS
COLUMNAS

Hasta aquí se ha considerado como perfectamente rígido el empotramiento de las columnas en el suelo. Ahora se hará una corrección de los momentos en columnas, de manera que los suelos más-blandos reciben mayor corrección.



Momentos sin corregir



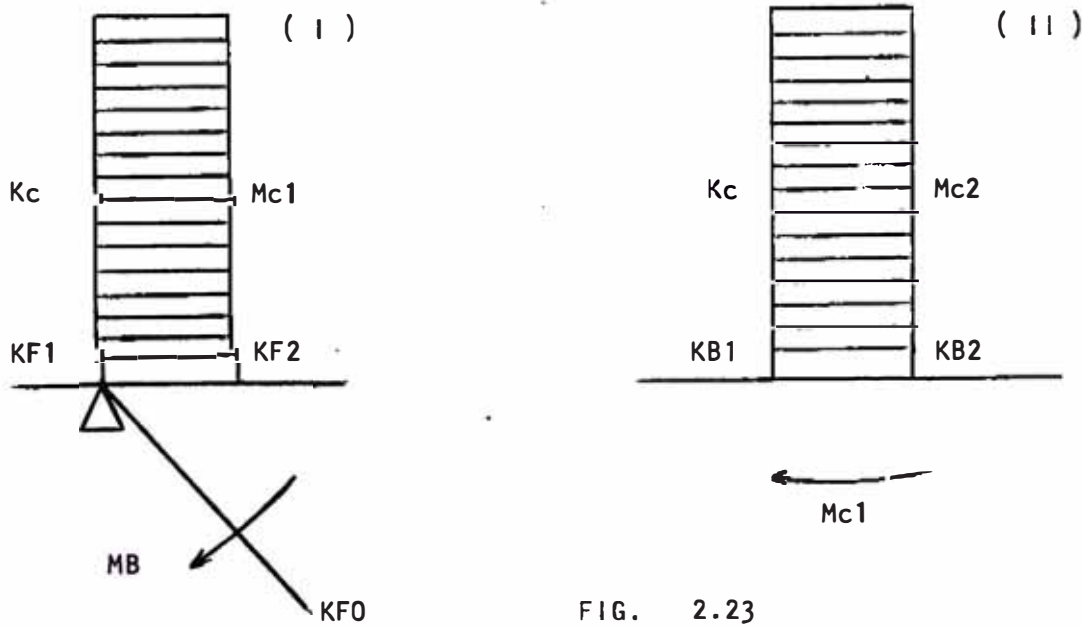
Corrección

FIG. 2.22

$$\begin{aligned}
 Mc_1 &= M \text{ Base } DF_1 \\
 Mc_2 &= Mc_1 DF_2 \\
 DF &= \frac{1}{(1 + 3\bar{k})^2 - \sqrt{(1 + 3\bar{k})^2 - 1}}
 \end{aligned}
 \tag{2.46}$$

Este valor aproximadamente es:

$$DF = \frac{1}{2 + 3\bar{k}}
 \tag{2.47}$$



$$\bar{k} = \frac{kF_0 + kF_1 + kF_2}{k_c}$$

$$\bar{k} = \frac{kB_1 + kB_2}{k_c}$$

Para fines de diseño se toma el valor \bar{k} de rigidez normalizada de columna.

Esta corrección se hace para los dos primeros pisos ya que es insignificante para los pisos superiores.

MOMENTOS EN VIGAS

Se obtienen los momentos en vigas repartiendo los momentos en columnas proporcionalmente a las rigideces de las vigas.

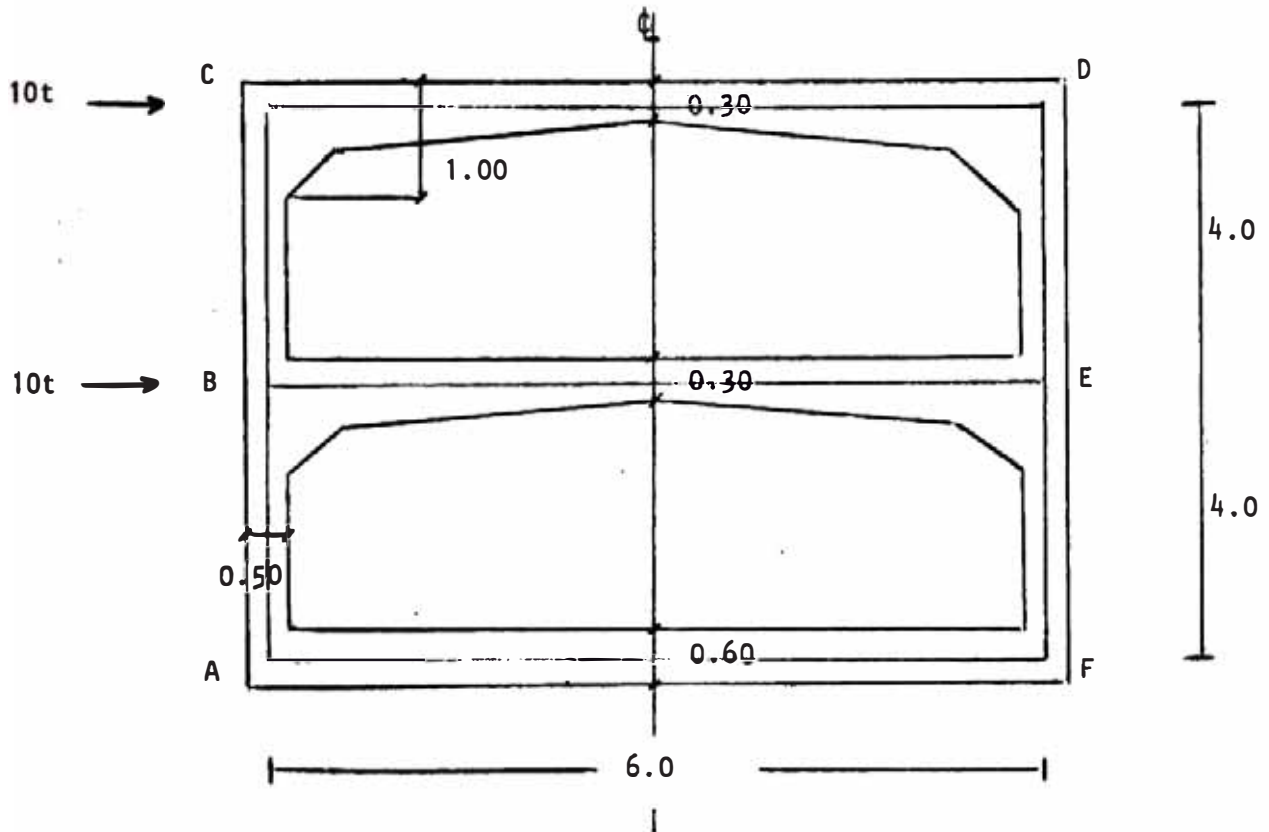
CORTANTES EN VIGAS

Se obtienen con la siguiente fórmula:

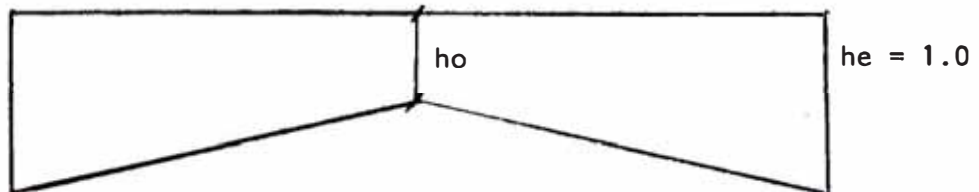
$$V = \frac{M_B - M_A}{L} \quad (2.48)$$

2.5 EJEMPLOS DE APLICACION

2.5.1 PORTICO CON MIEMBROS DE SECCIONES NO UNIFORMES



Vigas : 30 cm de ancho



$$m = h_o/h_e$$

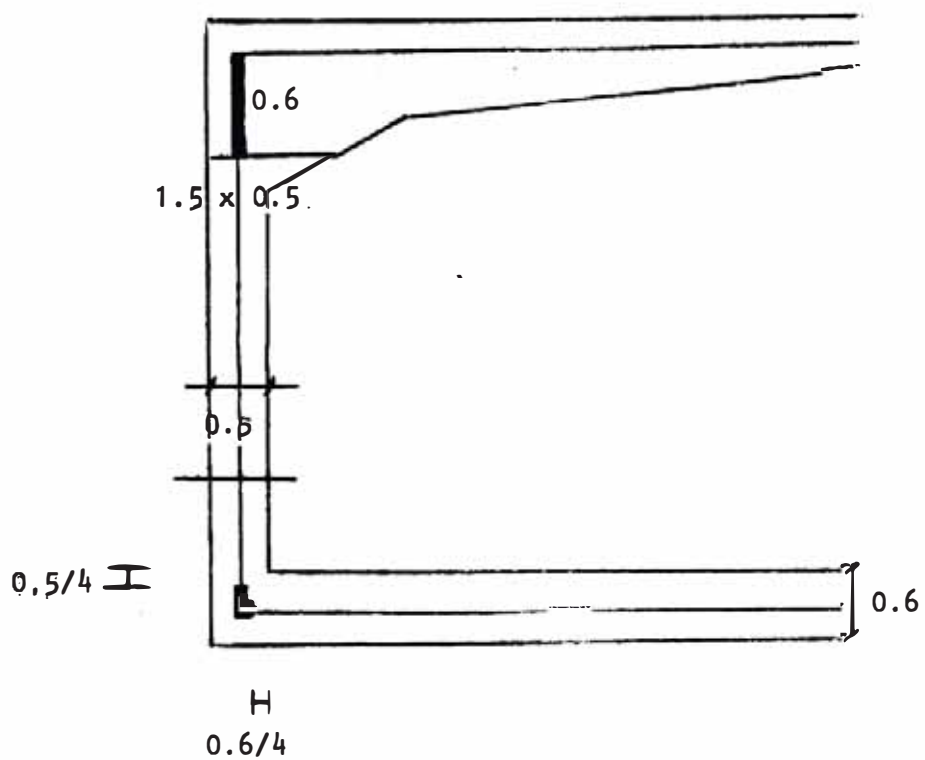
De los gráficos adjuntos para coeficientes:

$$a = a' = 28$$

$$b = 21$$

$$c = 49/3 = 16.33 = c'$$

Columnas 50 x 50 en la zona de sección constante.



COLUMNAS 1º PISO :

$S = 0.85$

$\lambda_B = 0.15$

$\lambda_A = 0.00$

$a = 2.4$

$a' = 3.8$

$b = 1.75$

$c = 1.38$

$c' = 1.85$

COLUMNAS 2º PISO :

$S = 0.81$

$\lambda_B = 0.15$

$\lambda_A = 0.04$

$a = 2.9$

$a' = 4.1$

$b = 2.25$

$c = 1.72$

$c' = 2.12$

VIGA DE CIMENTACION 30; cm. de ancho

$\lambda_A = 0.02$

$\lambda_B = 0.02$

$a = a' = 2.25$

$b = 1.2$

$c = c' = 1.15$

RIGIDECES ABSOLUTAS

$$K \text{ de vigas de } 1^{\text{º}} \text{ y } 2^{\text{º}} \text{ pisos} \quad \frac{x \ 30 \ x \ 30^3}{12 \ x \ 6} = 11,250$$

$$K \text{ de columnas} \quad \frac{x \ 50 \ x \ 50^3}{12 \ x \ 4} = 130,208.33$$

$$K \text{ de viga de cimentación} \quad \frac{x \ 30 \ x}{12 \ x \ 6} = 90,000.$$

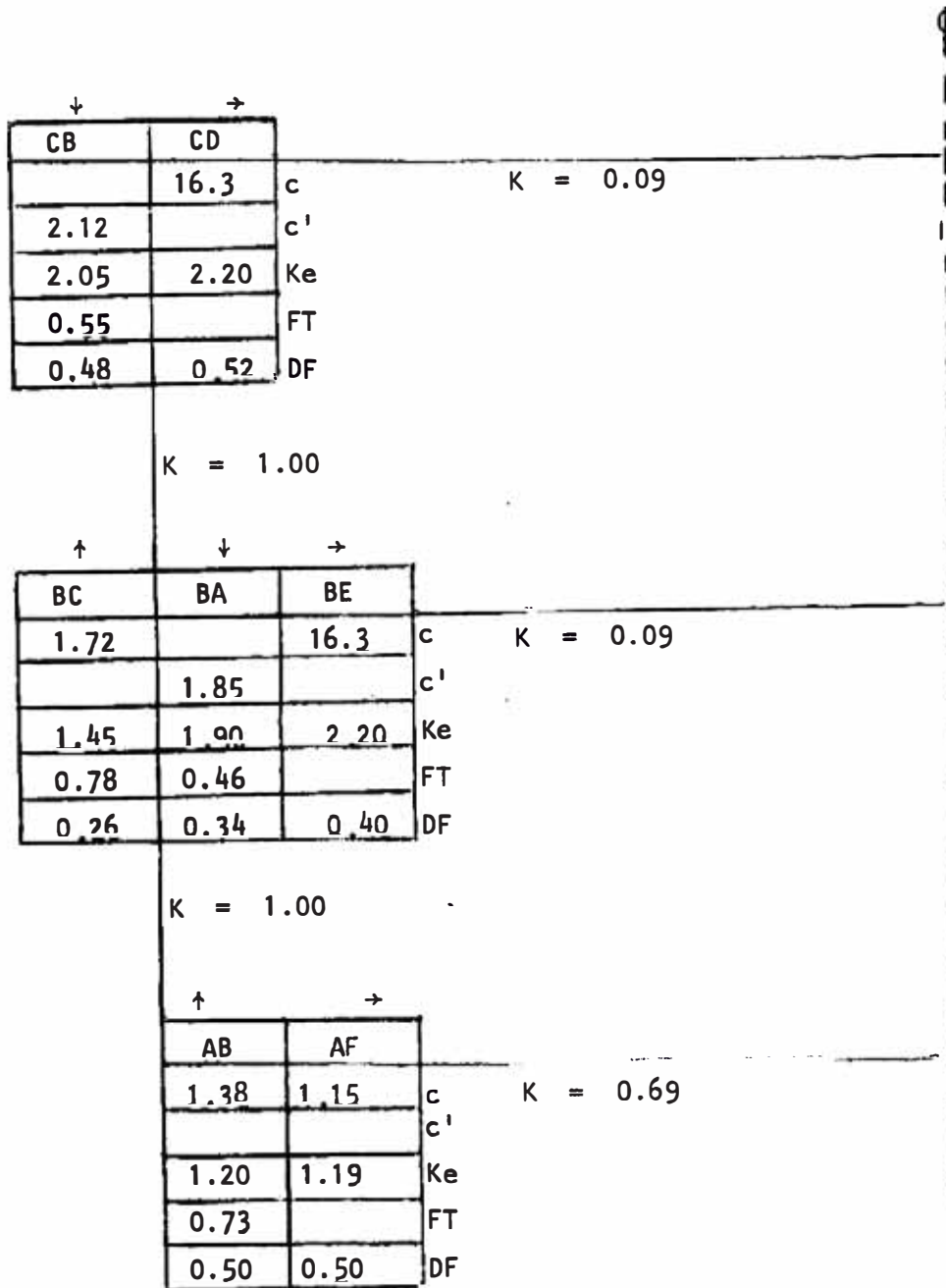
$$K_0 = 130,208.33$$

RIGIDECES RELATIVAS

$$k \text{ de vigas de } 1^{\text{º}} \text{ y } 2^{\text{º}} \text{ piso} \quad 0.09$$

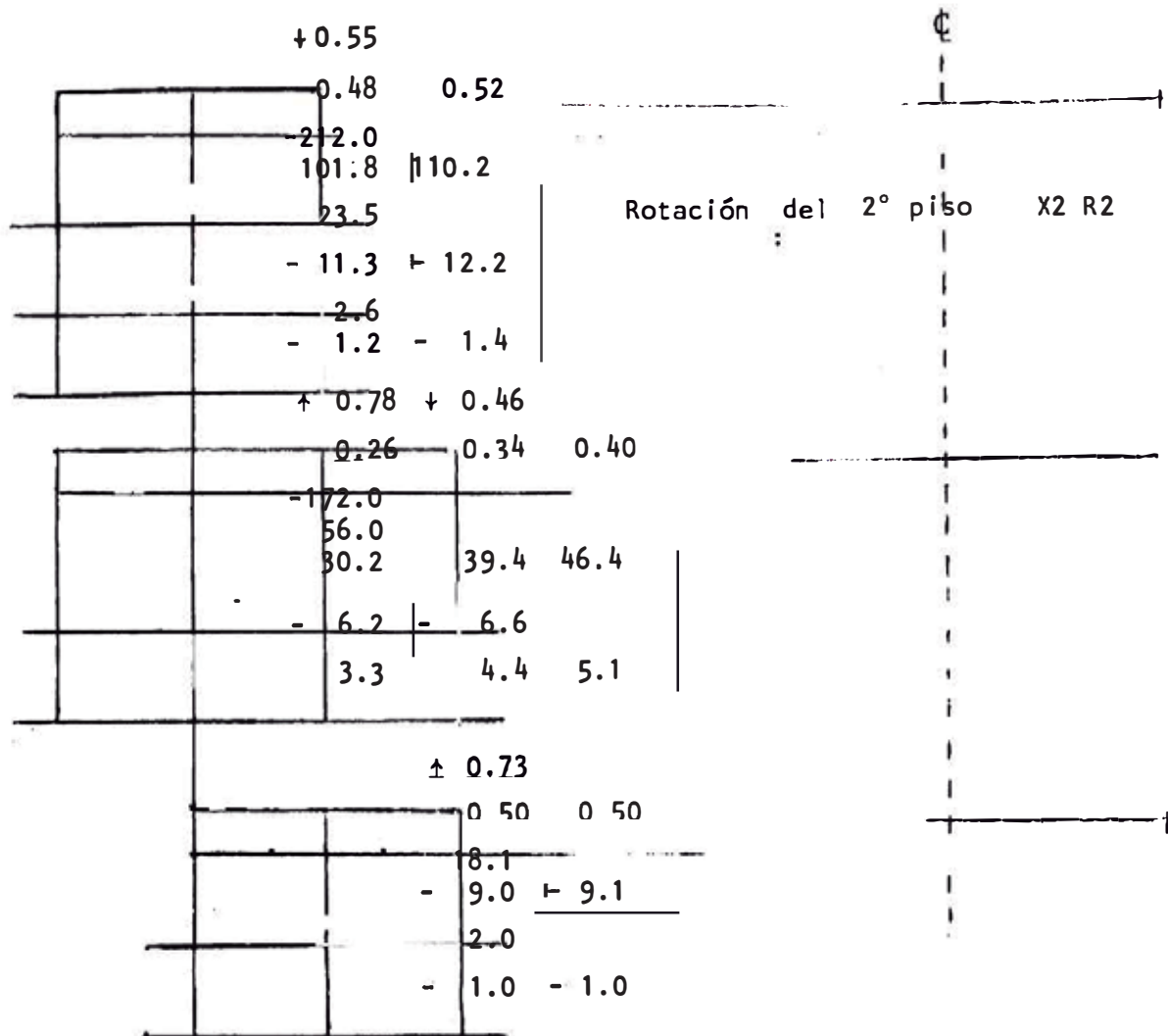
$$k \text{ de columnas} : 1.00$$

$$k \text{ de viga de cimentación} \quad 0.69$$

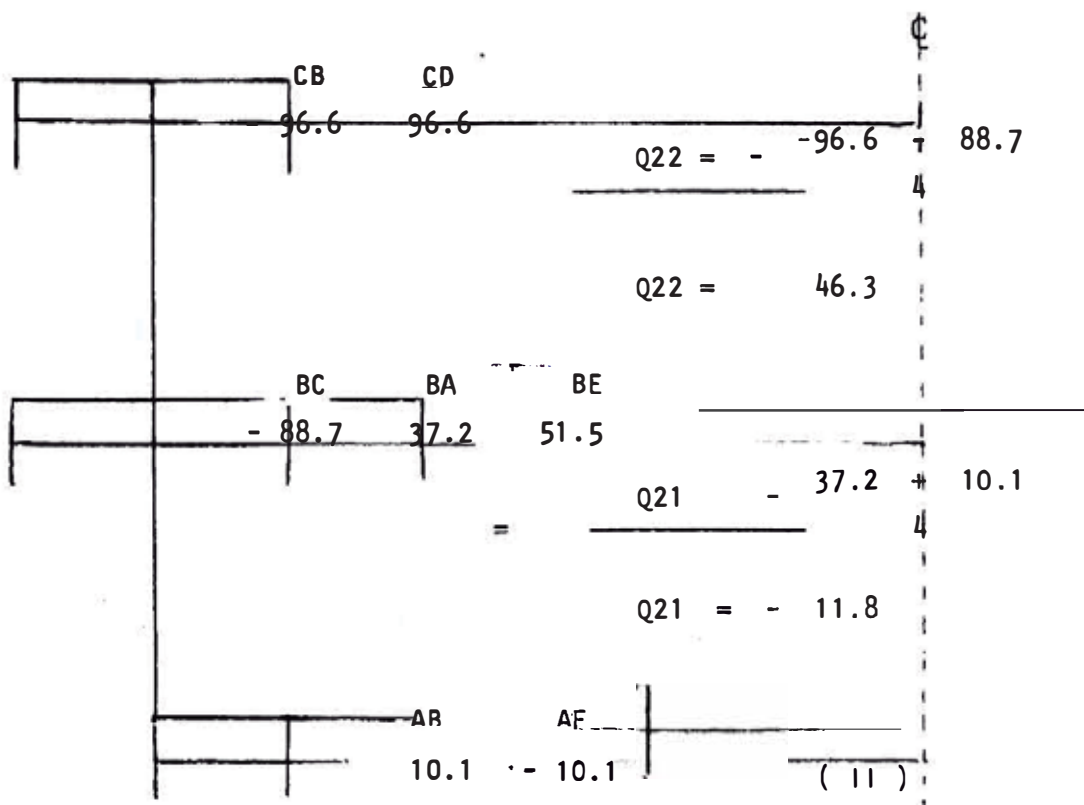


Considerando $\psi = -100$
 y considerando una rotación por piso

Método de distribución de momentos



Cortantes hipotéticos



Rotación del primer piso X1 R1

+ 0.55			
0.48	0.52		
37.5			
- 8.1			
-14.1	- 15.3		
↑ 0.78		+ 0.46	
0.26	0.34	0.40	
48.1	-185.0	74.0	
	62.9		
	39.8		
- 10.3	- 13.6	-15.9	
- 7.8	2.3		
1.4	1.9	2.2	
↑ 0.73			
0.50	0.50		
-138.0			
28.9			
54.6	54.5		
- 6.2			
3.1	3.1		

Cortantes hipotéticos

CB	CD	
15.3	- 15.3	
		$Q12 = - \frac{15.3 + 31.4}{4}$
		$Q12 = - 11.7$
RC	BA	BE
31.4	-91.7	60.3
		$Q11 = - \frac{- 91.7 - 57.6}{4}$
		$Q11 = 37.3$
AB	AF	
- 57.6	57.6	(1)

Ecuaciones de equilibrio:

$$Q_{22} X_2 + Q_{12} X_1 = Q_2$$

$$Q_{21} X_2 + Q_{11} X_1 = Q_1$$

$$46.3 X_2 - 11.7 X_1 = 10/2$$

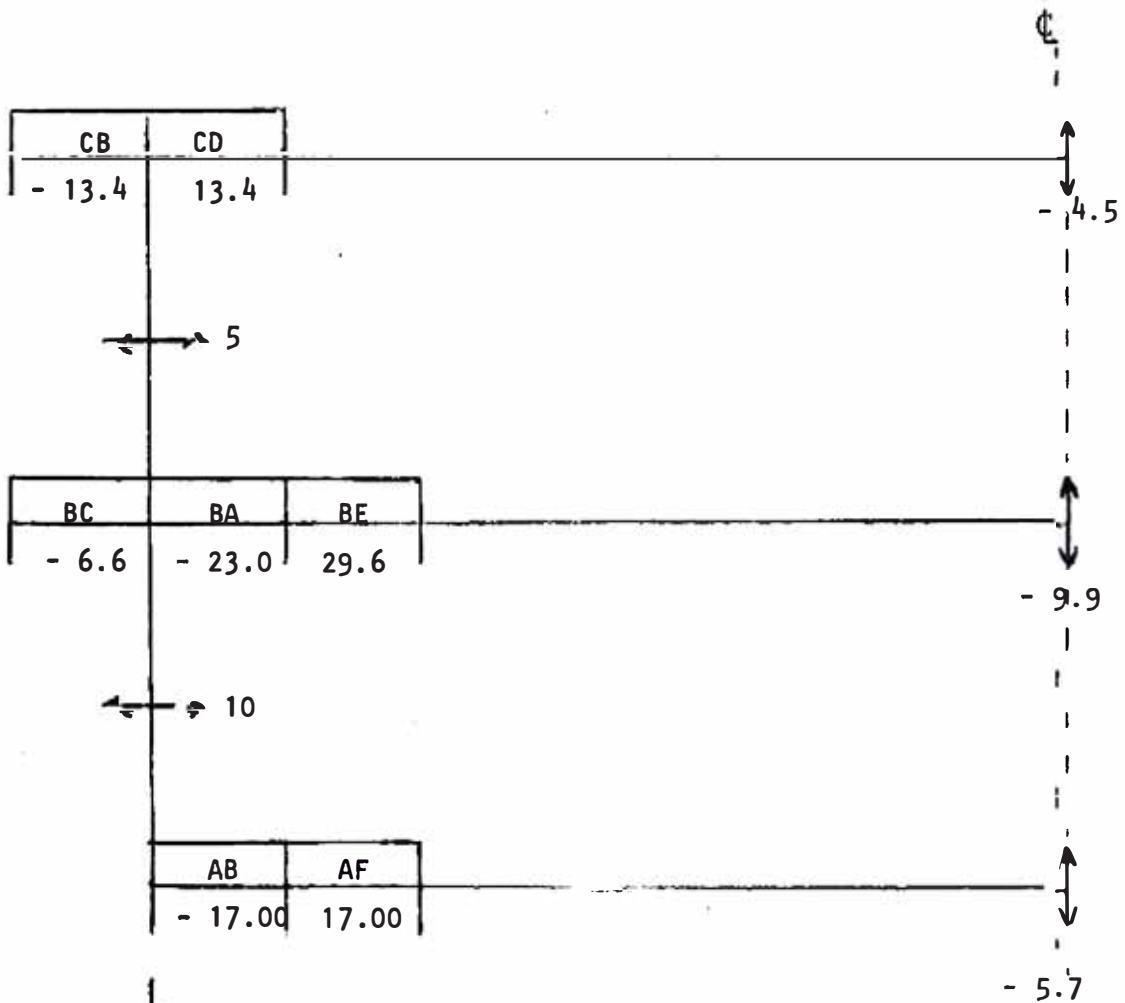
$$- 11.8 X_2 + 37.3 X_1 = 20/2$$

$$X_1 = 0.3285229$$

$$X_2 = 0.1910090$$

Los momentos reales se obtendrán de:

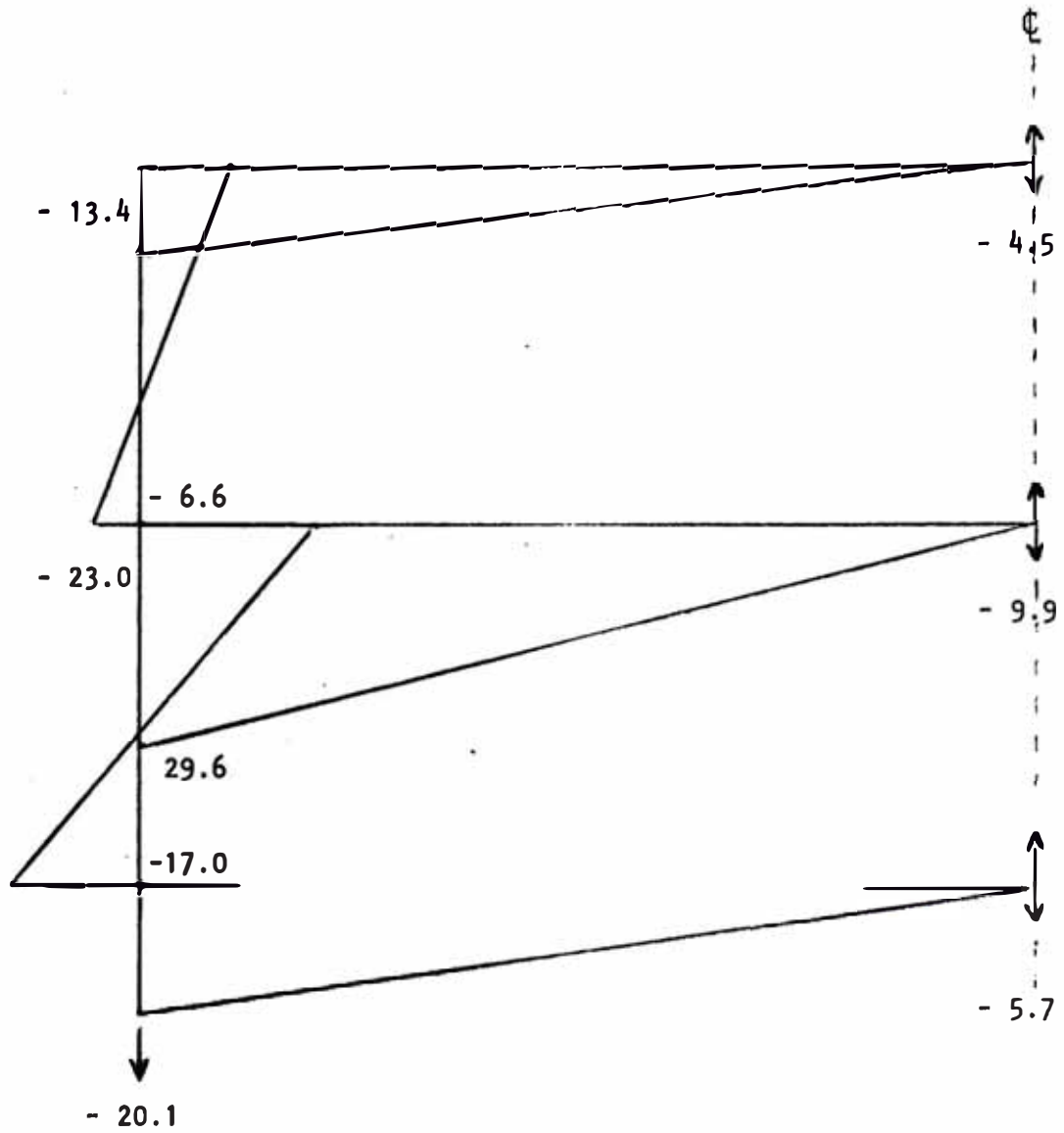
$$\text{Momento (II)} X_2 + \text{Momento (I)} X_1 = M_r$$



- 20.1: fuerza sobre el suelo

Diagrama de momentos reales

signos del método



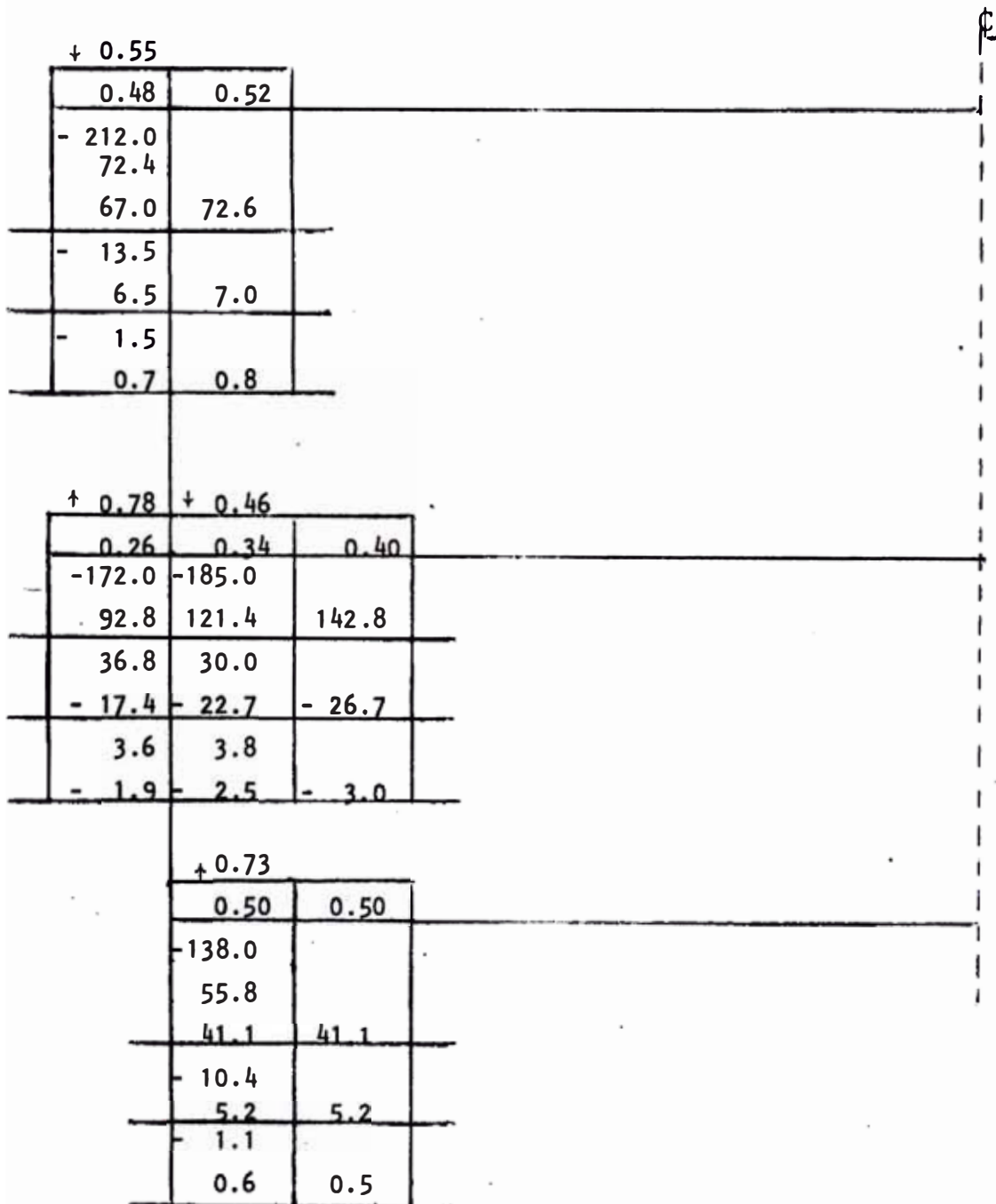
b. Análisis aproximado por el método de Grinter

El método de Grinter es un método aproximado que se usa en el análisis de pórticos. La solución es obtenida considerando que todos los pisos tienen una misma rotación angular al mismo tiempo.

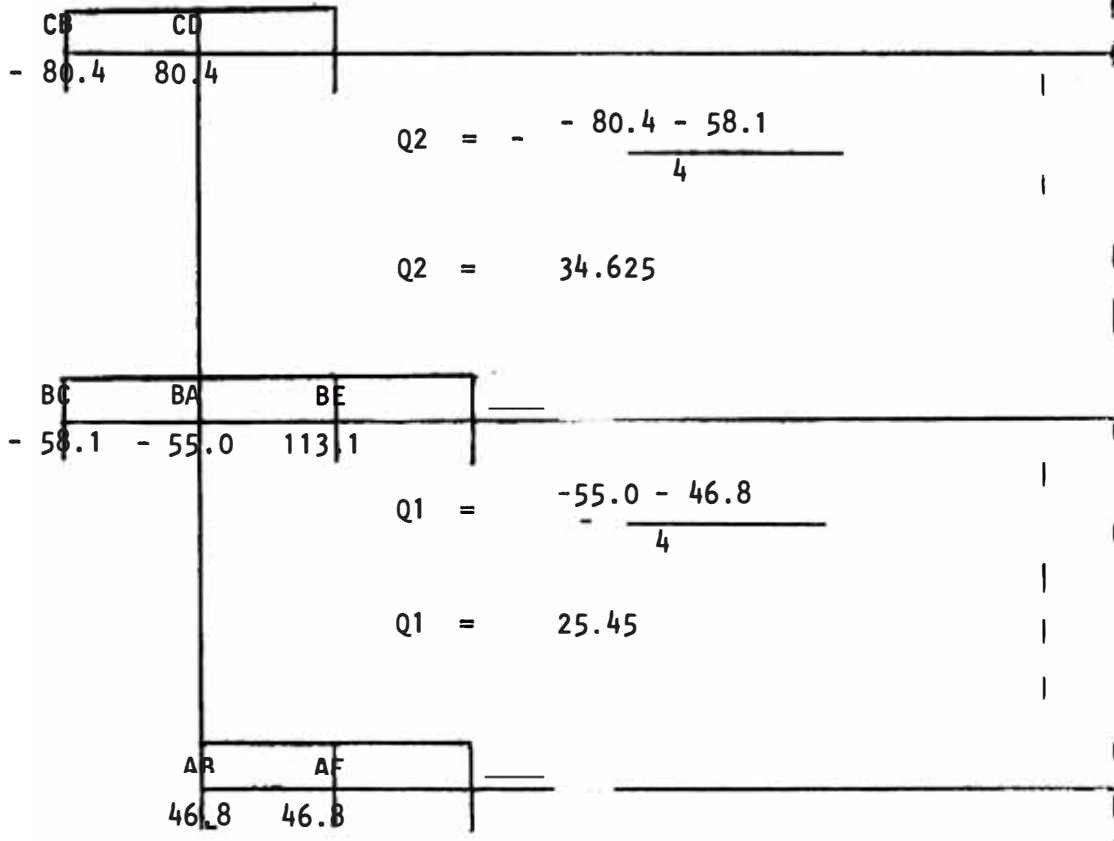
Luego se hace una corrección en base a las fuerzas externas.

Rotación en ambos pisos X R

$$6 E K R = 100 = - \psi$$



Cortantes hipotéticos



$$Q2 = - \frac{-80.4 - 58.1}{4}$$

$$Q2 = 34.625$$

$$Q1 = \frac{-55.0 - 46.8}{4}$$

$$Q1 = 25.45$$

$$Q2 \times 2 = 10/2$$

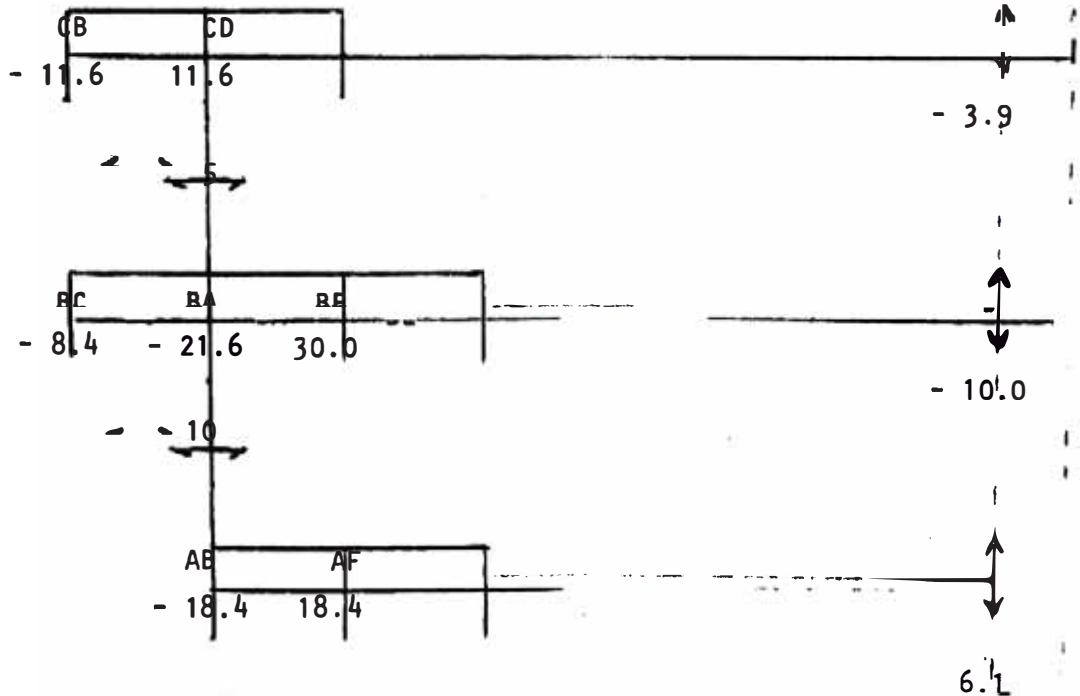
$$Q1 \times 1 = 20/2$$

X2, X1 factores de corrección del 2° y el 1° piso.

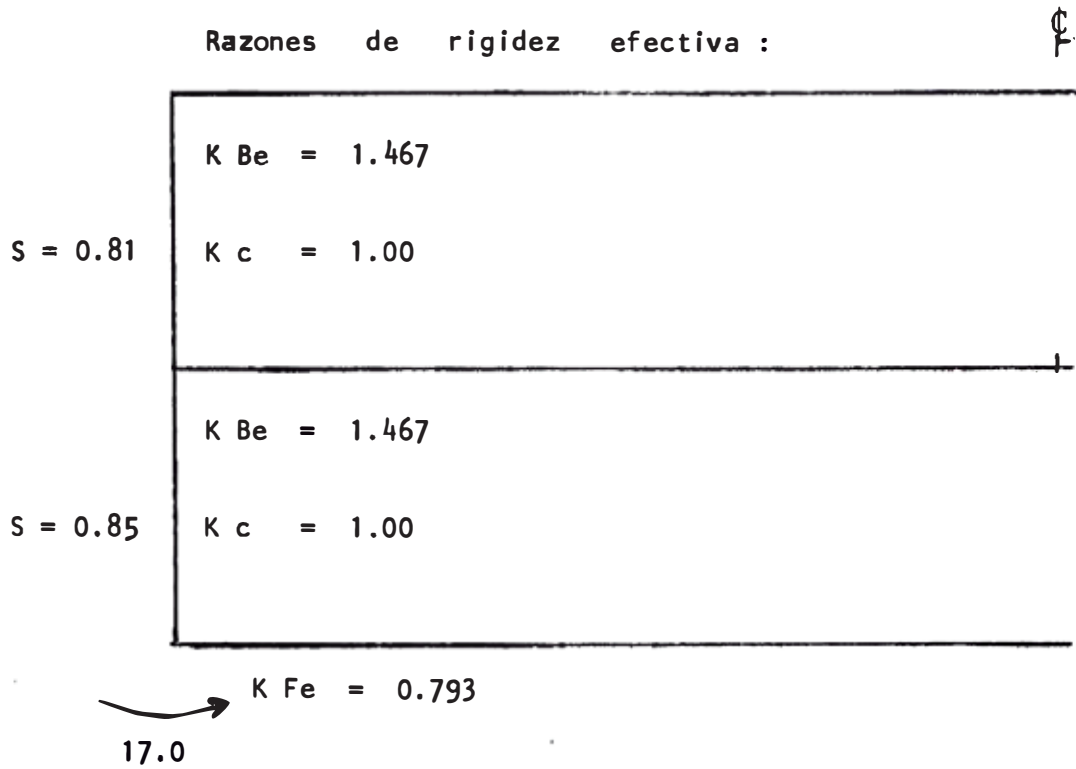
$$X1 = 0.392927$$

$$X2 = 0.144404$$

Momentos y cortantes reales



Corrección por grado de empotramiento de la base : $K_{Be} = cK$



Corrección en el primer piso :

$$MC1 = MB \times DF1$$

$$DF1 = 1/2(1 + 3K^-)$$

$$K^- = S^2 \times \frac{K_{Fe1} + K_{Fe2}}{K_c}$$

Efectuando :

$$K^- = 0.573$$

$$DF1 = 0.184$$

$$MC1 = 3.13$$

Corrección en el 2° piso :

$$MC2 = MC1 \times DF2$$

$$DF2 = 1/2(1 + 3K^-)$$

$$K^- = S^2 \times \frac{K_{Be1} + K_{Be2}}{K_c}$$

Efectuando :

$$K^- = 0.962$$

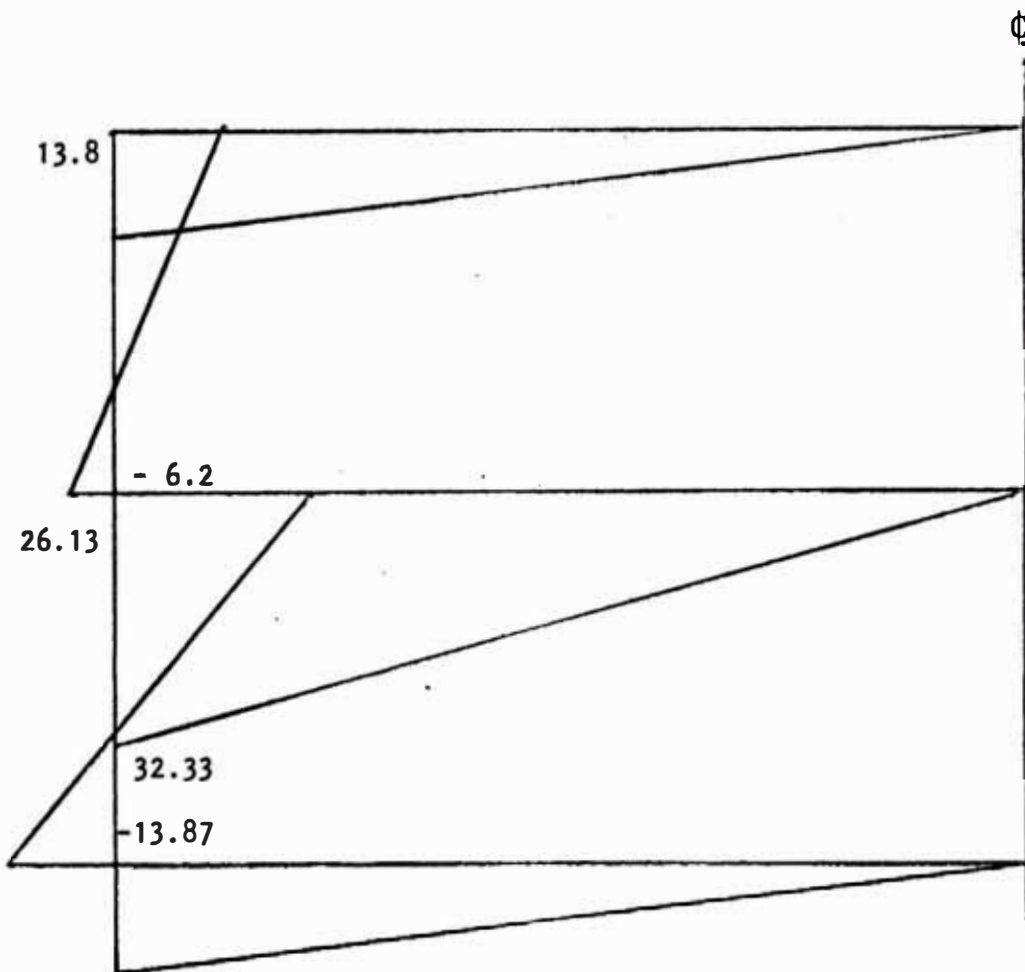
$$DF2 = 0.129$$

$$MC2 = 0.40$$

Piso	\bar{K}	DF	MB	MC	Mi	Ms
2	0.962	0.129	- 17.0	0.40	- 6.2	13.8
1	0.573	0.184	- 17.0	3.13	-13.87	26.13

Los signos considerados son de R. de M.

Momentos corregidos : Signos de R. de M.



VALORES D

Se hallarán aproximadamente considerando las rotaciones previas a la corrección por grado de empotramiento.

D para columna de 2º piso D_2

D para columna de 1º piso D_1

$$D_2 = \frac{Q_2}{\delta_2} \div \frac{12 EK}{h^2} = \frac{Q_2}{6EK R_2 X_2} \times \frac{h}{2}$$

$$6EK R_2 X_2 = 100 (0.144404) = 14.44$$

$$Q_2 = 5 \text{ t}$$

$$\text{Luego } D_2 = \frac{5}{14.44} \times \frac{4}{2} = 0.692$$

$$D_1 = \frac{Q_1}{\delta_1} \div \frac{12 EK}{h^2} = \frac{Q_1}{6EK R_1 X_1} \times \frac{h}{2}$$

$$6EK R_1 X_1 = 100 (0.392927) = 39.29$$

$$Q_1 = 10 \text{ t}$$

$$\text{Luego: } D_1 = \frac{10}{39.29} \times \frac{4}{2} = 0.509$$

RAZON DE ALTURA DE PUNTOS DE INFLEXION:

$$\text{Segundo Piso } Y_2 = \frac{6.2}{6.2 + 13.8} = 0.31$$

$$\text{Primer Piso } Y_1 = \frac{13.87}{13.87 + 26.13} = 0.35$$

C A P Í T U L O I I I

3.0 A N A L I S I S D E M U R O S A P O R T I C A D O S

3.1 M E T O D O D E A N A L I S I S D E P O R T I C O C O N S I D E R A N D O F L E X I O N , C O R T A N T E Y Z O N A S R I G I D A S

El Dr. Muto diferencia dos casos de muros con agujeros. En el caso de un muro con pequeñas aberturas el autor - considera esto como una variación de la placa con ori-
ficios.

El segundo caso, de un muro con grandes aberturas, es - el que se tratará en este trabajo.

Se expondrá el método de análisis llamado Método de Aná- lisis de pórtico considerando, flexión, cortante y zo-
nas rígidas.

Se define la proporción circular de placa como:

$$E = \sqrt{A_o/A_w}$$

donde:

A_o = área de abertura

A_w = área total de muro

Cuando E es menor de 0.4 se considera placa con aber-
turas, en caso contrario, muro aporticado.

En el caso de pequeñas aberturas, la forma a asumirse - es muros cortantes con huecos y es mejor esta considera-
ción a la consideración de la forma de un pórtico. El
tratamiento de este caso sale de los límites de este

trabajo.

Desde que los muros aporticados tienen grandes secciones de columnas y vigas con respecto a los pórticos ordinarios, los métodos de análisis de pórticos no pueden ser aplicados sin alteración. Es necesario tomar la estructura como "un pórtico consistente de miembros con zonas rígidas en los extremos de los miembros" ya que hay porciones con gran rigidez en los nudos de las vigas pared y las columnas pared como se muestra en la Fig. 3.1, siendo consideradas tales porciones como zonas rígidas - las cuales no muestran deformación.

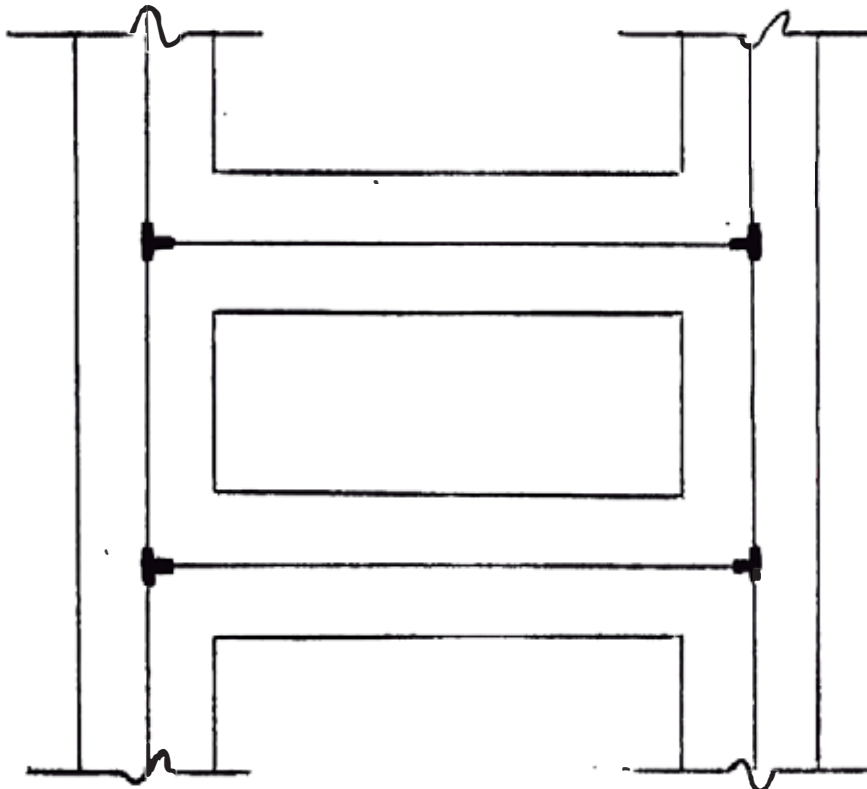


FIG. 3.1

Ordinariamente las secciones de las vigas y columnas pared son entre $1/4$ y $1/3$ de la longitud del miembro (por ejemplo altura de sección de vigas 150 a 180 cm contra una longitud de tramo de viga de 6 m). Luego en consideración de las grandes dimensiones de los miembros se considera necesario tener en cuenta las deformaciones : flectora y cortante.

DETERMINACION DE ZONA RIGIDA

En la Fig. 3.1 las columnas y vigas muestran deformaciones como miembros con sección uniforme en la parte media, pero las porciones de los extremos no se deforman fácilmente. Según esto el Dr. Muto expresa los miembros con líneas de pórticos, como en la Fig. 3.1 y toma cada línea como si tuviera elasticidad uniforme en la parte media y una infinita rigidez en los extremos.

DERIVACION DE LA FORMULA DE "SLOPE DEFLECTION" PARA
MIEMBROS CON ZONAS RIGIDAS CONSIDERANDO FLEXION Y
CORTANTES.

El ángulo de rotación en el extremo del miembro cuando un momento unitario actúa en el extremo del miembro es como sigue:

(1).- Angulo de rotación a partir de deformación por flexión
(Ver Capítulo II y Fig. 3.2).

$$\alpha_A' = 6EI\alpha_A/\ell = 2 \{ (1 - \lambda_A)^3$$

$$\alpha_{AB}' = -6EI\alpha_{AB}/\ell = 1 - 3(\lambda_A^2 + \lambda_B^2) + 2(\lambda_A^3 + \lambda_B^3)$$

$$\alpha_B' = 6EI\alpha_B/\ell = 2 \{ (1 - \lambda_B)^3 - \lambda_A^3 \}$$

(2).- Angulo de rotación a partir de deformación por cortante
desde que $Q = 1/\ell$

$$\gamma = \frac{K \cdot 1/\ell}{\beta G A} \times \frac{\ell'}{\ell} = \frac{K \ell'}{\beta G A \ell}$$

$$\gamma' = 6EI \gamma/\ell = \frac{6EIK\ell'}{\beta G A \ell}$$

$$\gamma' = 1.725 \times \frac{1}{\beta} \times \left(\frac{d}{\ell}\right)^2 \times \frac{\ell'}{\ell}$$

Donde:

$\lambda_A \ell$, $\lambda_B \ell$ = Longitud de zona rígida en extremo A y B
 I/ℓ = Rigidez relativa de miembro.

β = factor de reducción de rigidez cortante (β es considerada para aplicación cuando la rigidez es baja, cuando la deformación por cortante es plástica).

K = coeficiente del ángulo de deformación por cortante.

γ = KQ/GA ; el valor de 1.5 fue usado por el autor en la preparación de la tabla.

L = longitud de miembro

L' = longitud excluyendo la zona rígida

d = altura de miembro (altura de la sección)

$E/G = 2.3$

La fórmula de slope deflection cuando no hay carga intermedia es derivada del ángulo de rotación en el extremo del miembro.

Como se muestra en la Fig. 3.2, cuando el miembro se mueve hacia A' y B' y MAB y MBA actúan en los extremos del miembro, - los ángulos de rotación, θ_A y θ_B , ocurren en los extremos A y B ; - considerando que el miembro está en $A'B'$ y que ocurre una rotación de $R = \delta/L$, el ángulo de rotación relativa en el extremo del miembro ($\tau_A = \theta_A - R$, $\tau_B = \theta_B - R$) es dado como la suma de las deformaciones debidas al momento flector.

$$\tau_A = \theta_A - R = \frac{L}{6EI} \{ (\alpha_{A'} + \gamma') MAB - (\alpha_{AB'} - \gamma') MBA \}$$

$$\tau_B = \theta_B - R = \frac{L}{6EI} \{ -(\alpha_{AB'} - \gamma') M_{AB} + (\alpha_{B'} + \gamma') M_{BA} \}$$

Resolviendo esto por igualación con $I/L = Kk$

$$M_{AB} = 2 EKk (a \theta_A + b \theta_B - 3c R)$$

$$M_{BA} = 2 EKk (a' \theta_B + b \theta_A - 3c' R)$$

$$M_{AB} = k (a \phi_A + b \phi_B + c \psi)$$

$$M_{BA} = k (a' \phi_B + b \phi_A + c' \psi)$$

donde:

$$a = \frac{3 (\alpha_{B'} + \gamma')}{(\alpha_{A'} + \gamma') (\alpha_{B'} + \gamma') - (\alpha_{AB'} - \gamma')^2}$$

$$a' = \frac{3 (\alpha_{A'} + \gamma')}{(\alpha_{A'} + \gamma') (\alpha_{B'} + \gamma') - (\alpha_{AB'} - \gamma')^2}$$

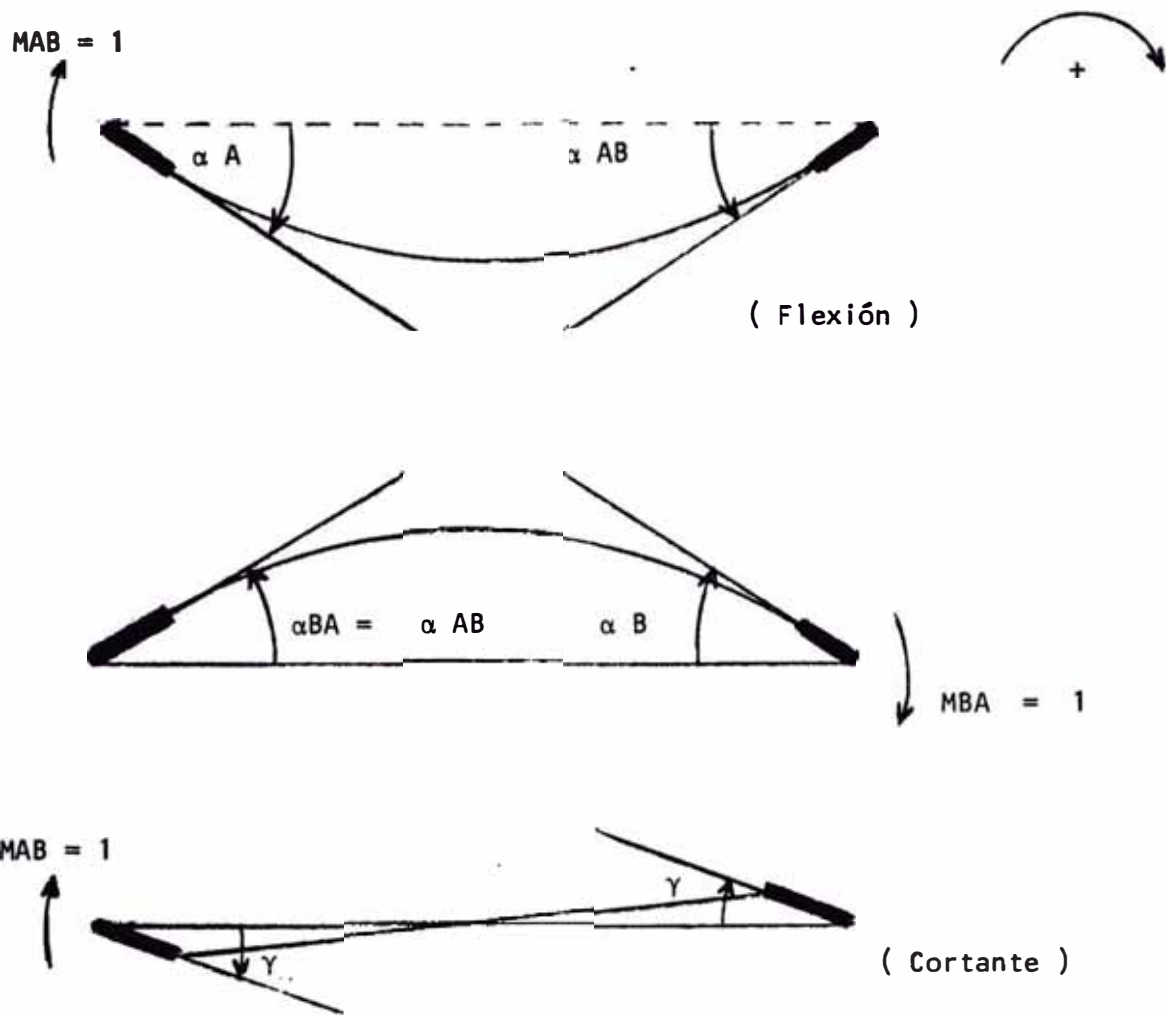
$$b = \frac{3 (\alpha_{AB'} - \gamma')}{(\alpha_{A'} + \gamma') (\alpha_{B'} + \gamma') - (\alpha_{AB'} - \gamma')^2}$$

$$c = (a + b) / 3$$

$$c' = (a' + b) / 3$$

$$\phi = 2 EK\theta$$

$$\psi = -6EK R$$



(Igual que en el caso de $M_{BA} = 1$)

FIG. 3.1

Angulo de rotación para extremo de miembro

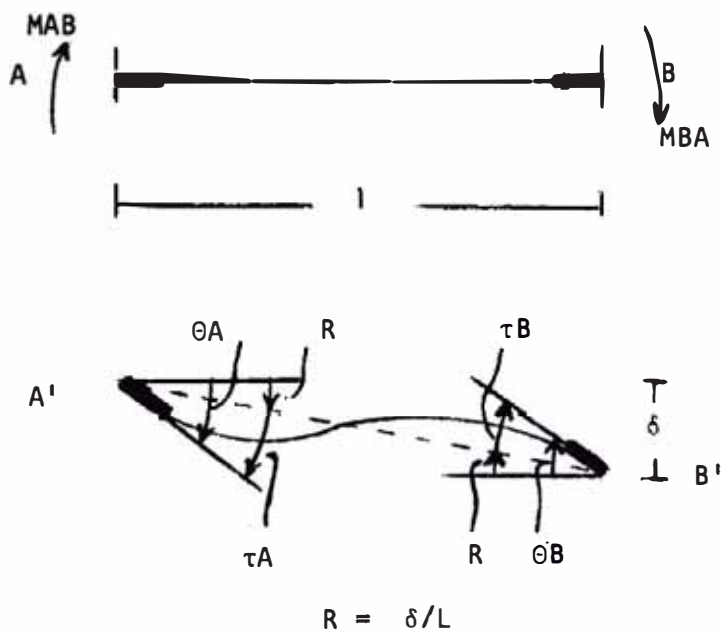


FIG. 3.2 ANGULOS TANGENCIALES

Las longitudes de zonas rígidas son determinadas de acuerdo a las previsiones del Instituto de Arquitectura de Japón.

CONSTANTES

Las constantes fundamentales son tres a , a' y b , las mismas como en miembros ordinarios con secciones no uniformes, y las otras son derivadas de estas tres. a , a' y b , son determinadas por d/L , λ_A , λ_B y β (factor de reducción de rigidez cortante). Los valores de las constantes para $\lambda_B = \lambda_A$, $\lambda_B = 0.5\lambda_A$, y $\lambda_B = 0$ cuando se considera elasticidad completa ($\beta = 1$), y cuando se considera plasticidad por cortante ($\beta = 0.5$) son dados en las Figuras 3.4 hasta 3.6

CASOS ESPECIALES (APOYO SIMPLE EN UN EXTREMO)

(Ver Fig. 3.3) La fórmula de slope deflection en caso de apoyo simple en un extremo es mostrada abajo.

Apoyo simple en extremo B

$$M_{AB} = f k \left(\phi_A + \frac{R}{3} \right)$$

Apoyo simple en extremo A

$$M_{BA} = f' k \left(\phi_B + \frac{R}{3} \right)$$

$$\text{donde } f = (aa' - b^2) / a'$$

$$f' = (aa' - b^2) / a$$

Estas constantes son también derivadas de las constantes básicas a, a' y b.

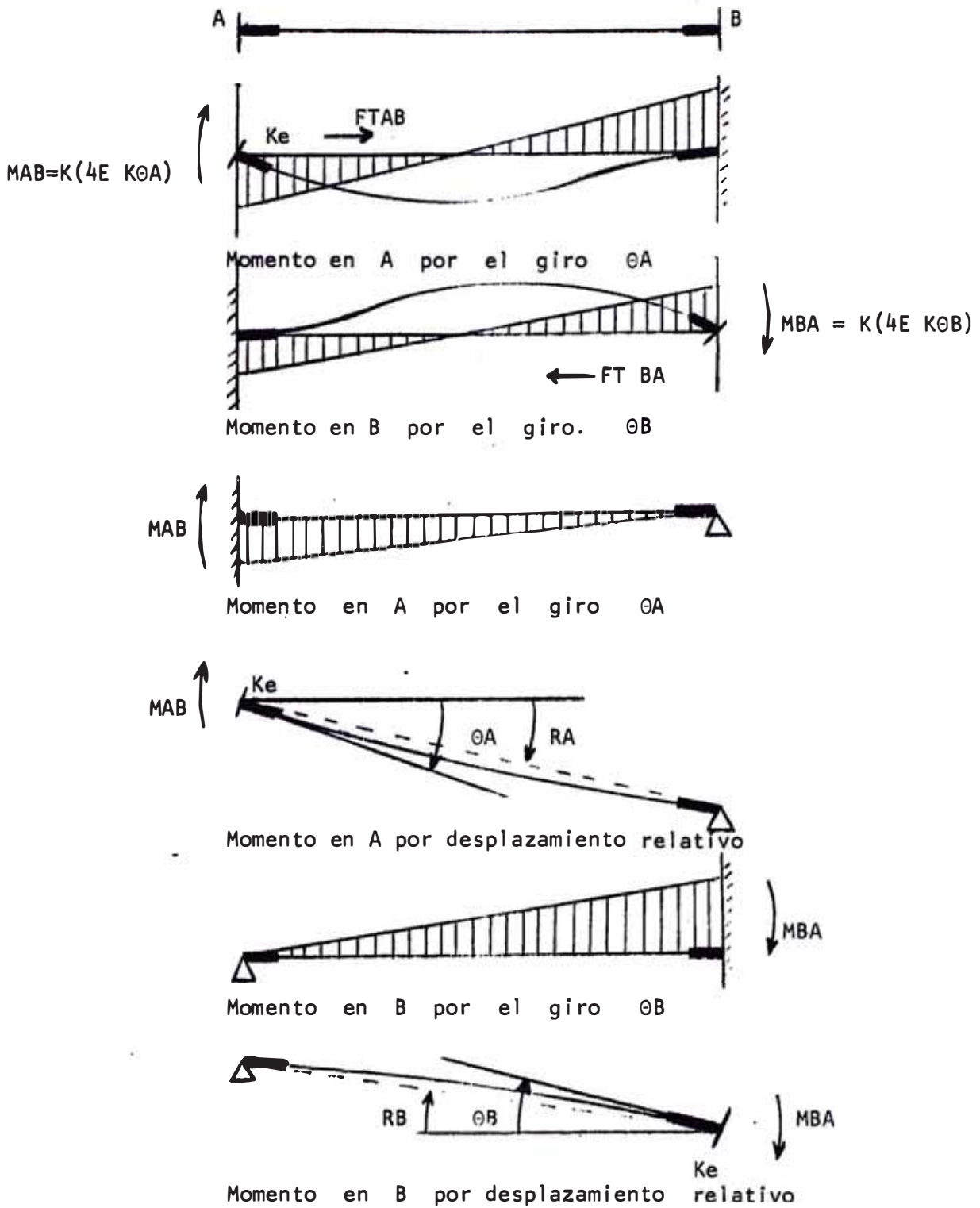


FIG. 3.3 Casos : General y de apoyo simple

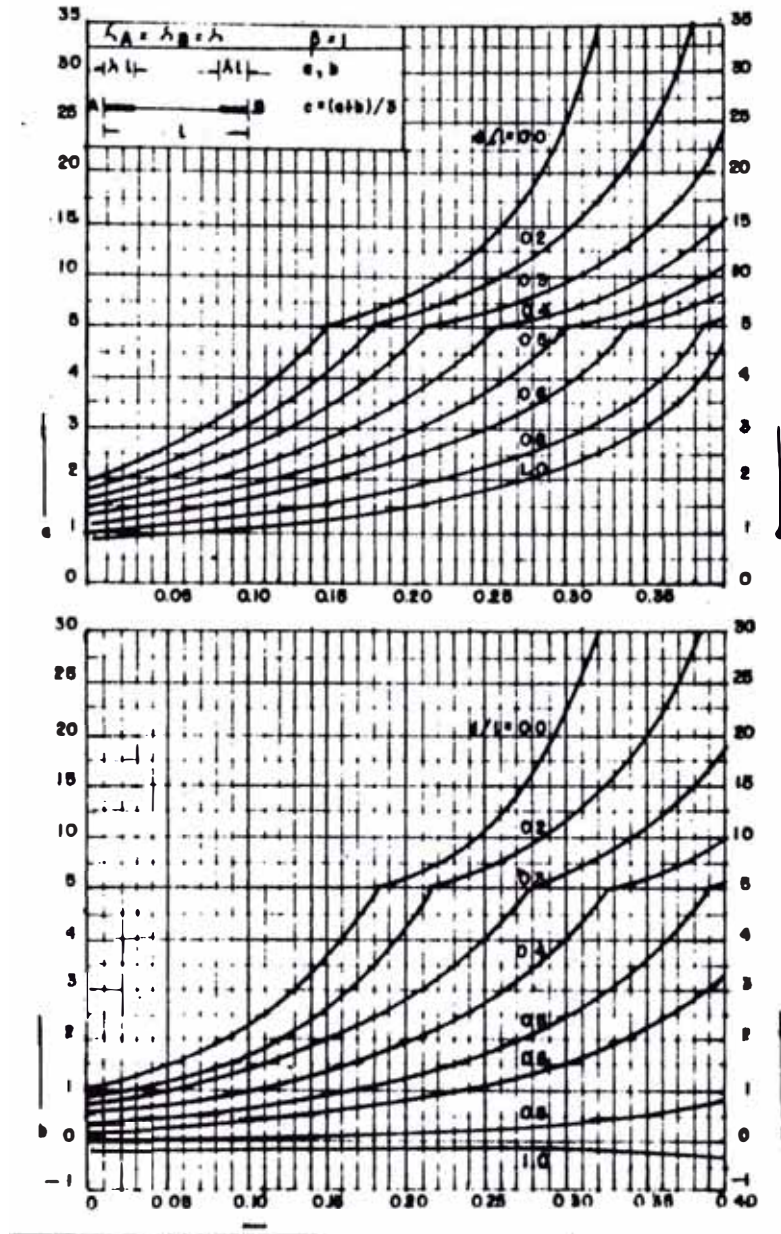


FIG. 3.4 (a)

$\lambda_A = \lambda_B = \lambda$ ELASTICIDAD $\beta =$

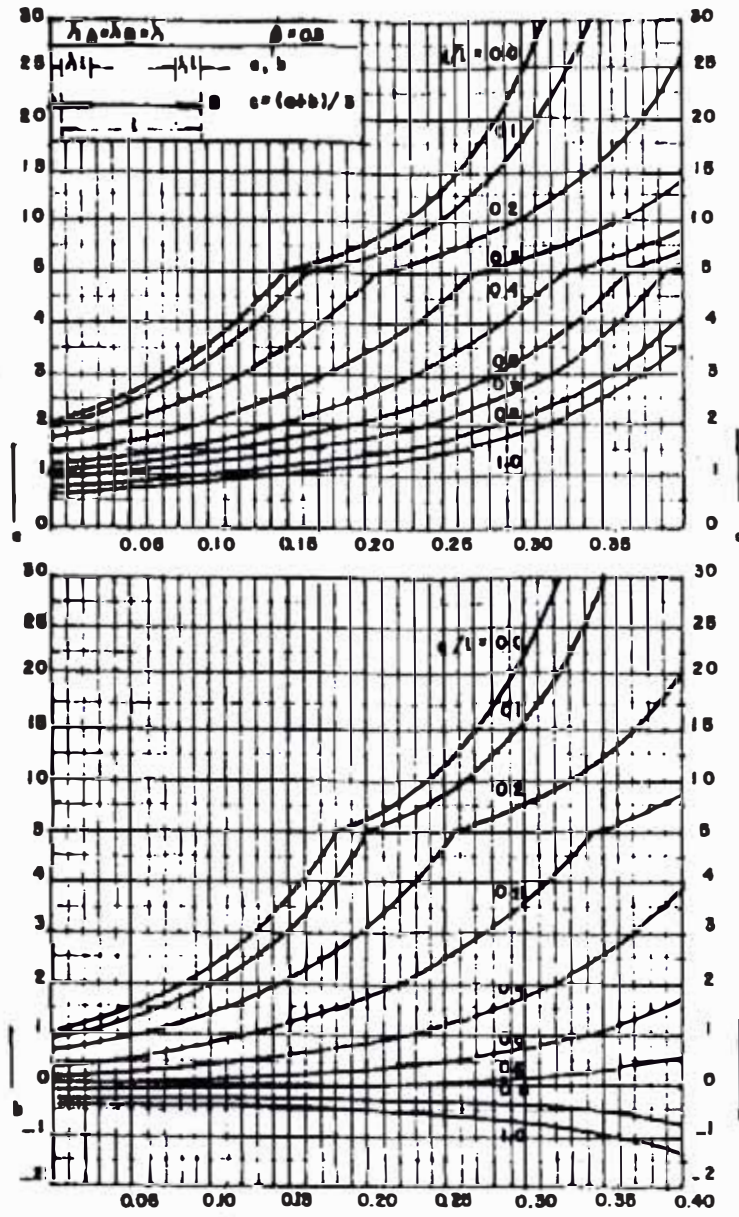


FIG. 3.4 (b)

$\lambda A = \lambda B = \lambda$ PLASTICIDAD $\beta = 0.5$

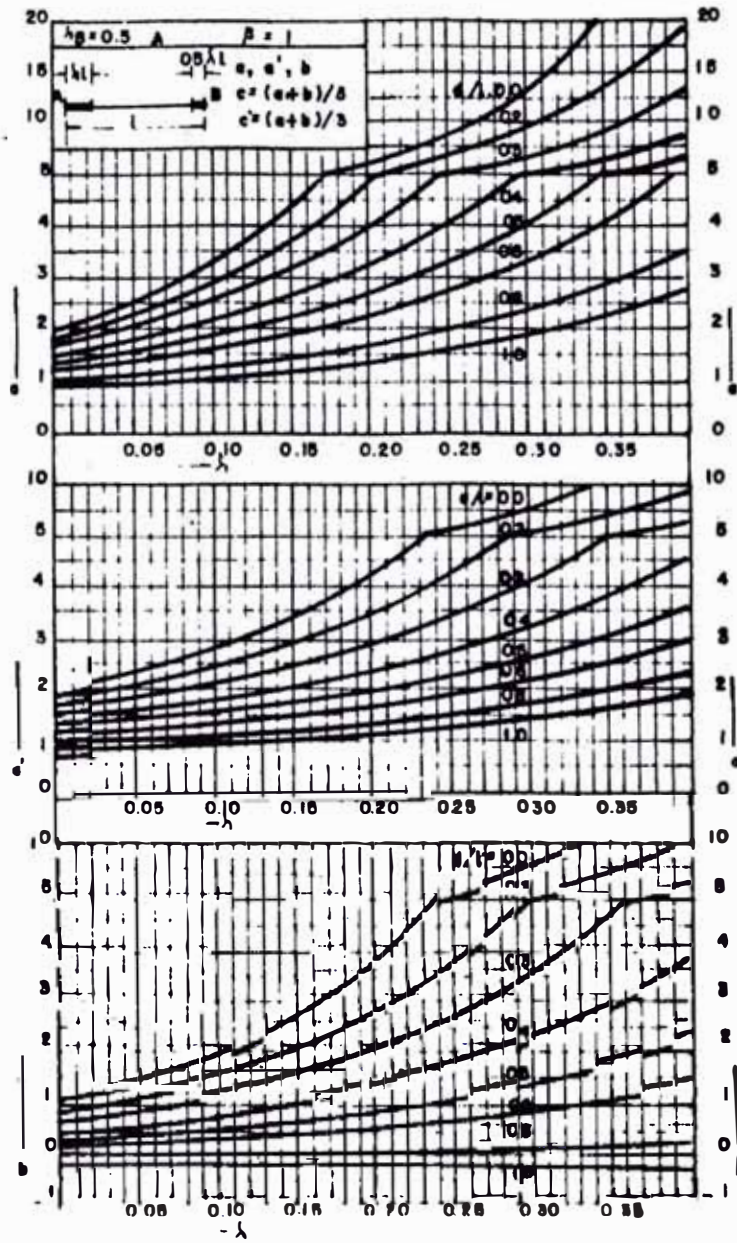


FIG. 3.5 (a)

$\lambda_B = 0.5 \lambda_A$ ELASTICIDAD $\beta =$

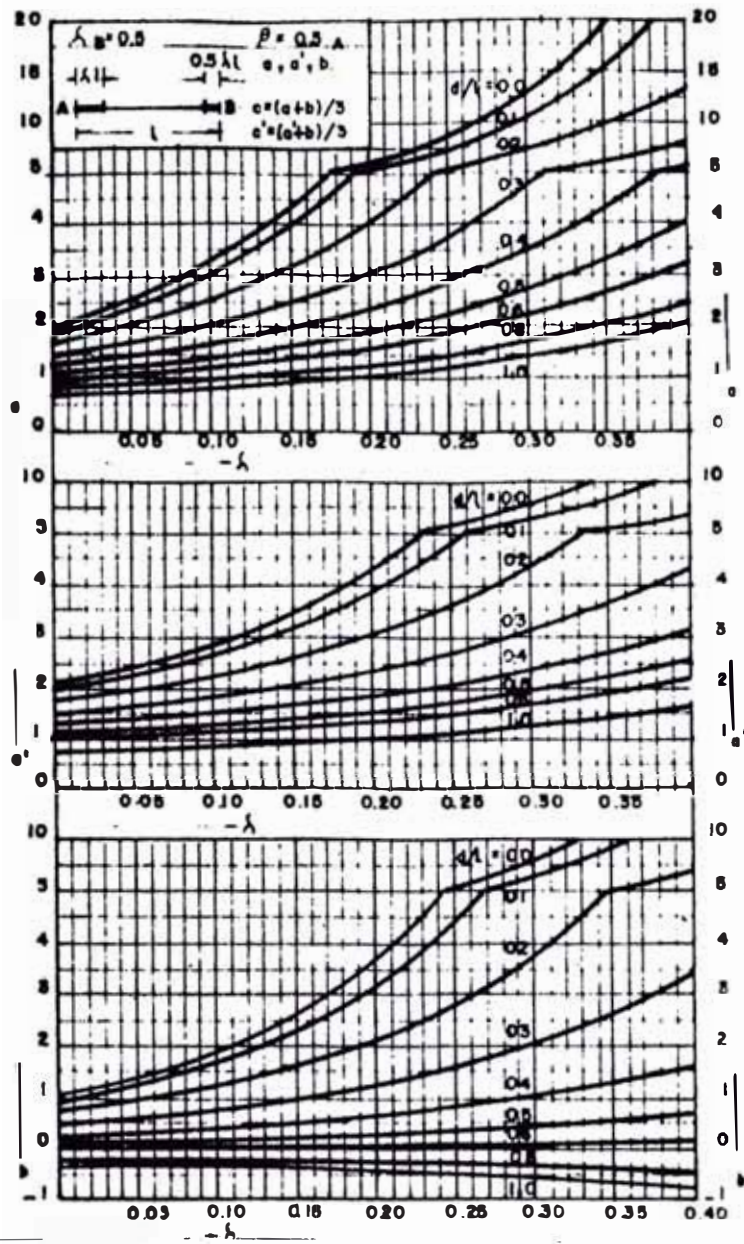


FIG. 3.5 (b)

$\lambda_B = 0.5 \lambda_A$ PLASTICIDAD $\beta = 0.5$

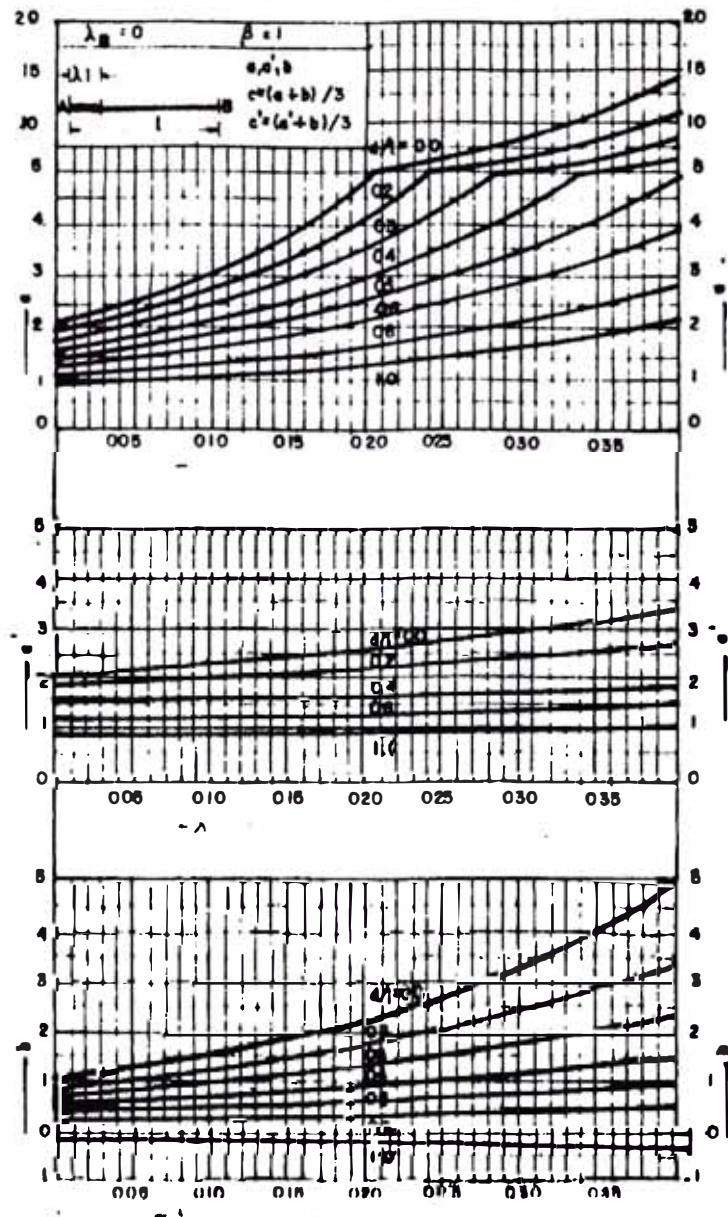


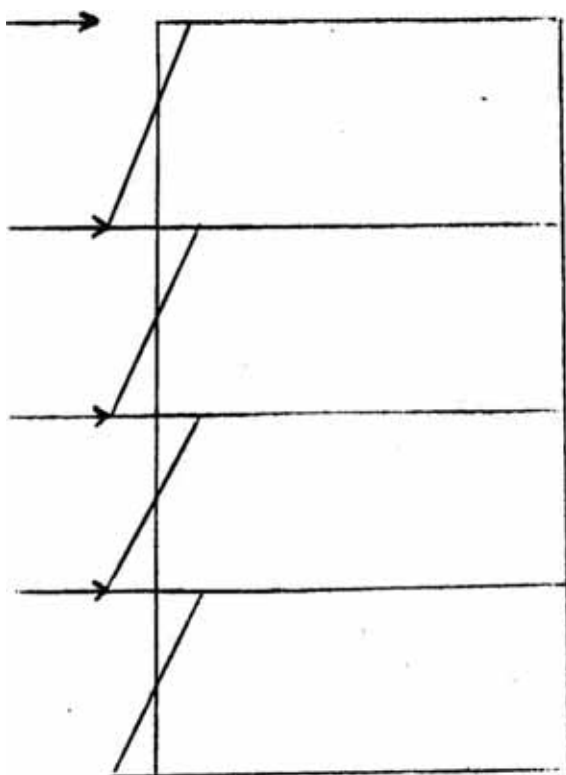
FIG. 3.6 (a)

$\lambda_B = 0$ ELASTICIDAD $\beta = 1$

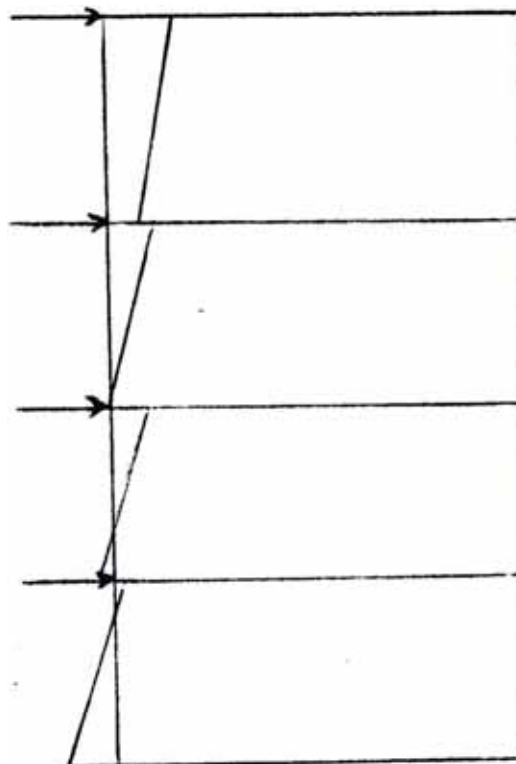
3.2 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE ANALISIS DEL DR. MUTO

Este método, como en métodos prácticos para pórticos ordinarios, puede producir considerable error cuando la razón de rigidez efectiva, k_e , de viga con respecto a la columna es 0.2 o menos y habrá que tener cuidado en esta aplicación.

Si la razón de rigidez de la viga es mayor que la razón de rigidez de la columna el punto de inflexión incidirá alrededor del punto medio del entrepiso; en caso de que la relación de rigidez sea menor, el punto de inflexión de los pisos inferiores será localizado en la parte superior de la columna, y el punto de inflexión de las partes superiores del edificio será localizado en la parte inferior de la columna, siendo esto desventajoso para el diseño ya que se tiene una diferencia excesiva de momentos entre uno y otro extremo.



Cuando la rigidez de la viga es alta con respecto a la columna.



Cuando la rigidez de la viga es baja con respecto a la columna.

3.2.1. PRINCIPIOS

Un muro con aberturas es equivalente a un pórtico con zonas rígidas (Ver Fig. 3.7) y es resuelto con el método aproximado para pórticos no uniformes usando coeficientes que toman en consideración zonas rígidas y deformación por cortante.

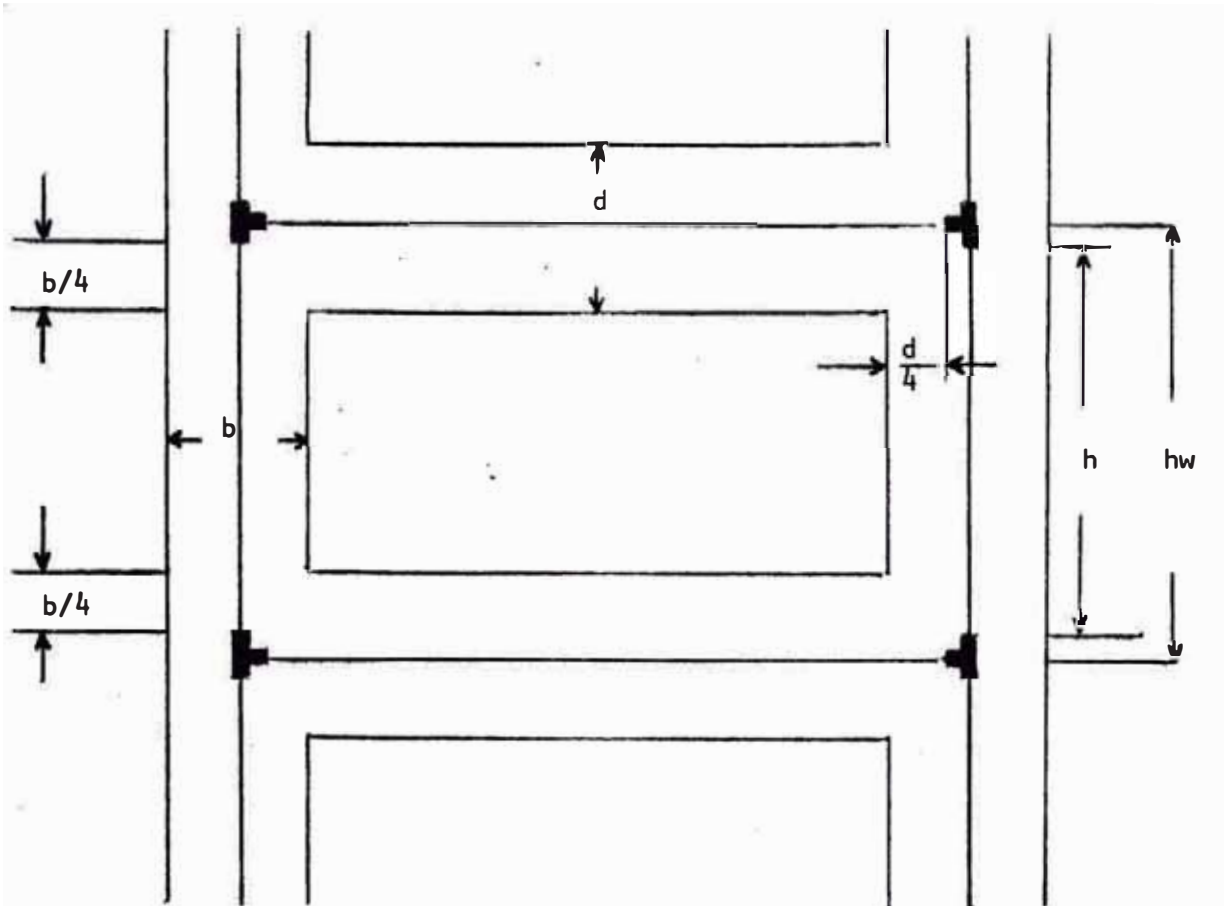


FIG. 3.7

Pórtico Transformado equivalente

COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE
FUERZA CORTANTE

D es calculado por el siguiente método:

- (1) Para viga y columna \bar{k} es determinada usando razón de rigidez efectiva tomando en consideración zonas rígidas y deformación cortante, y D es determinada por la fórmula para pórticos ordinarias.
- (2) El pórtico transformado equivalente es considerado formado por líneas de centros de gravedad de las columnas y las vigas pared.

LA ALTURA DEL PUNTO DE INFLEXION

Los cálculos implican el uso de la razón de rigidez efectiva mencionada para vigas, y razón de rigidez solo de flexión para columnas. Son usadas las tablas ordinarias para los cálculos.

CORRECCION DEL MOMENTO EN LAS COLUMNAS POR
EL GRADO DE EMPOTRAMIENTO DE LA BASE

Esta corrección es obtenida usando una k similar a la usada para calcular altura de punto de inflexión.

M E T O D O

El método siguiente es el método aproximado para pórticos ordinarios y los coeficientes usados c y c' son de el "Método de Análisis de Pórtico en consideración de la flexión, el cortante y la zona rígida".

CALCULO DE COEFICIENTES DE DISTRIBUCION DE FUERZA CORTANTE

Son usadas razones de rigidez efectiva para vigas y columnas.

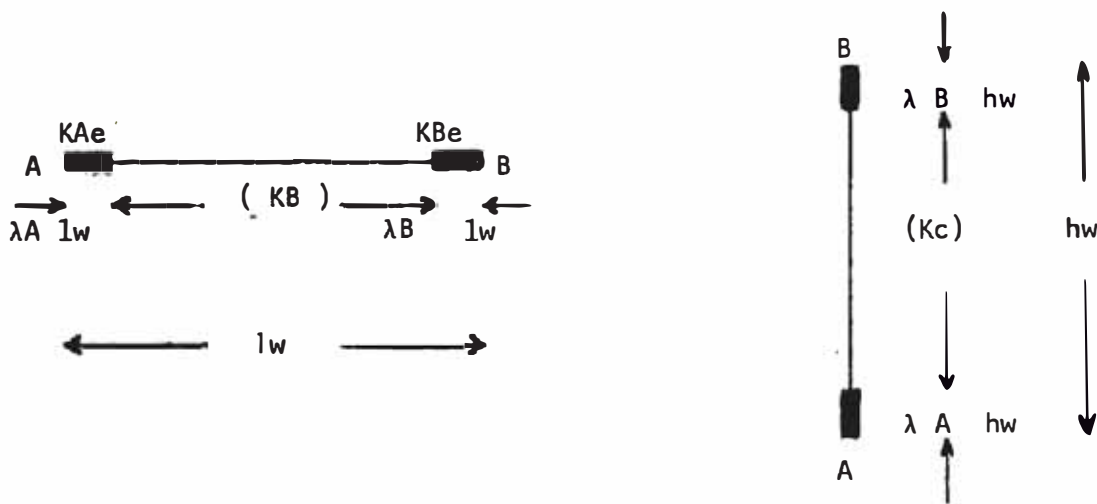


FIG. 3.8

RAZONES DE RIGIDEZ EFECTIVA

Razones de Rigidez Efectiva de Vigas:

$$k_{Ae} = c k_B$$

$$k_{Be} = c' k_B$$

Razones de Rigidez Efectiva de Columna:

$$k_{ce} = (c + c') k_c / 2$$

La fórmula para pórticos ordinarios

$D = a k_c$, es usada, pero cuando la altura de entrepiso, h_w , es diferente de la altura común h , es hecho un ajuste con h/h_w .

$$D = a k_{ce} (h/h_w)$$

donde a es la misma de los pórticos ordinarios y es obtenida con la siguiente fórmula:

Pisos en general:

$$a = k_e / (2 + k_e)$$

K_{Be1} K_{Be2}

K_{ce}

K_{Be3} K_{Be4}

h_w

$$k_e = \frac{k_{Be1} + k_{Be2} + k_{Be3} + k_{Be4}}{2 k_{ce}}$$

FIG. 3.9

Primer Piso :

Cuando hay vigas de fundación el valor de a es menor -
que en el caso de columna con base fija.

$$a = k_e / (2 + \bar{k}_e)$$

$$k_e = \frac{k_{Be1} + k_{Be2} + k_{Fe1} + k_{Fe2}}{2 k_{ce}}$$

Cuando la base de la columna es fija

$$a = (0.5 + k_e) / (2 + k_e)$$

$$k_e = (k_{Be1} + k_{Be2}) / k_{ce}$$

$$k_{Be1} \quad k_{Be2}$$

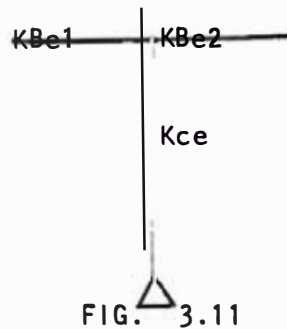
$$k_{ce}$$

FIG. 3.10

Cuando la base de la columna está simplemente apoyada
(En caso de fundación flexible).

$$a = (0.5k_e) / (1 + 2 k_e)$$

$$\bar{k}_e = \frac{k_{Be1} + k_{Be2}}{k_{ce}}$$



donde:

k_{Be}, k_{ce} = razón de rigidez efectiva de vigas y columnas.

h = altura standard de piso de pórtico

h_w = altura de piso del pórtico equivalente.

CALCULO DE ALTURA DE PUNTO DE INFLEXION

Corrección de \bar{k} por diferencia entre h y h_w .

$$\bar{k} = S^2 \times \frac{k_{Be1} + k_{Be2} + k_{Be3} + k_{Be4}}{2 k_c}$$

$$S = h/h_w$$

Y_0, Y_1, Y_2, Y_3 son obtenidos de tablas para pórticos ordinarios y los cálculos son hechos con la siguiente fórmula.

$$Y = \lambda \text{ inferior} + S Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$$

donde:

Y_0 = razón de altura standard de punto de inflexión

Y_1 = corrección por diferencia de rigidez entre vigas y columnas

Y_2, Y_3 = corrección basada en la diferencia de altura entre los pisos superior e inferior.

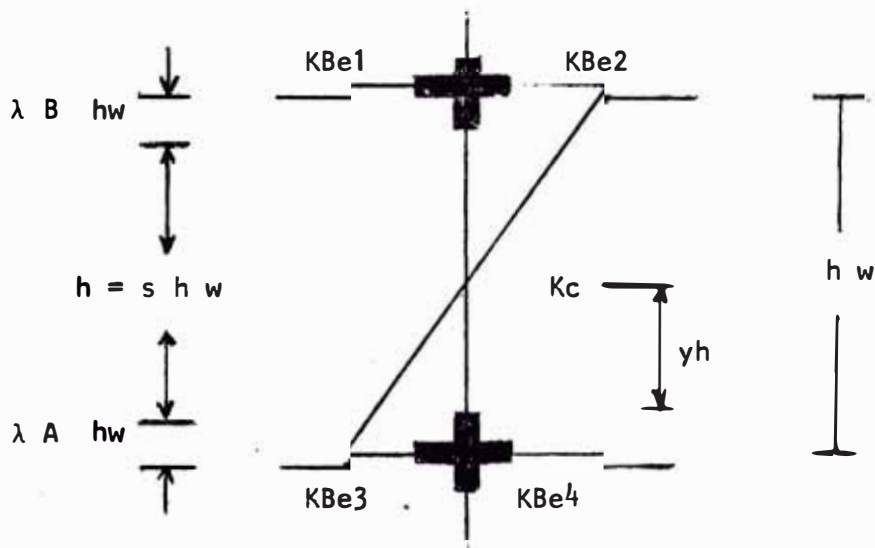


FIG. 3.12

Altura de punto de inflexión

CORRECCION DEL MOMENTO DE LAS COLUMNAS DEBIDO
AL GRADO DE EMPOTRAMIENTO DE LA BASE

El momento flector obtenido en la base de una columna empotrada de acuerdo a las condiciones de empotramiento es:

$$M_{c1} = (DF)_1 M$$

$$M_{c2} = (DF)_2 M_{c1}$$

donde:

$$DF = 1/2 (1 + 3\bar{k}) = \text{factor de transporte}$$

$$\bar{k} = S_1^2 \times \frac{k_{Fe1} + k_{Fe2}}{k_{ce}} \quad (\text{primer piso})$$

$$\bar{k} = S_2^2 \times \frac{k_{Be1} + k_{Be2}}{k_c} \quad (\text{pisos en general})$$

M = Momento de la base

M_c = Momento de la corrección

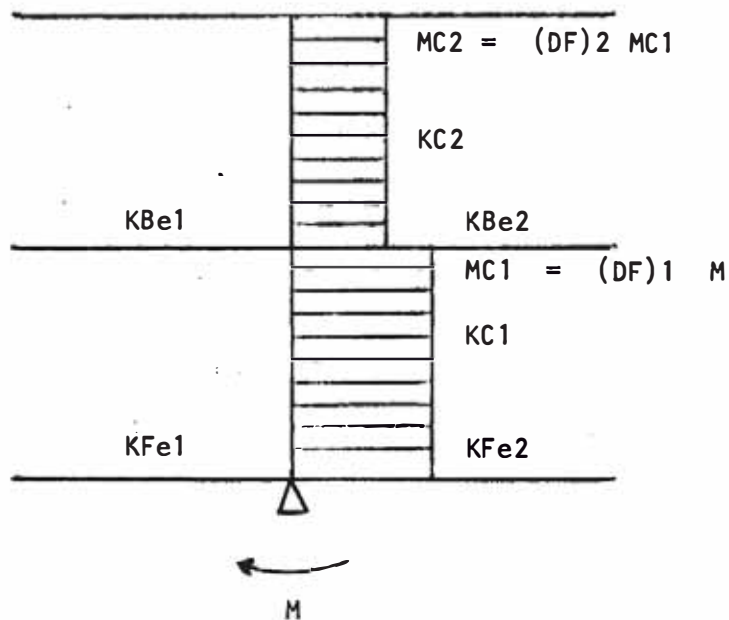


FIG. 3.13

Corrección de momentos de columna debido al grado de empotramiento de la base.

Por razón de conveniencia en la aplicación este método fue adoptado en el cálculo de coeficientes de distribución y alturas de puntos de inflexión en el caso de miembros con zonas rígidas.

3.3 EJEMPLO DE APLICACION

MURO APORTICADO.-

En la figura 3.14 se muestra un muro aporticado de 6 pisos. El ancho de columnas para todos los pisos es igualmente 85 cm. y la altura de sección es 65 cm. en el primer piso, haciéndose más pequeña en cada piso que sube, siendo de 35 cm. en el último piso. Las vigas pared son de 35 cm. en la cimentación y en los dos primeros pisos, siendo de 30 cm. en los pisos siguientes.

En la figura 3.15 se muestra un pórtico transformado equivalente del muro aporticado. Se considera un tramo de pórtico - de 6 m. Al determinarse las zonas rígidas vemos que λ existe en los extremos superior e inferior de columnas, pero para las vigas hay una pequeña zona rígida de $\lambda_B = 0.04$ sólo en el último piso.

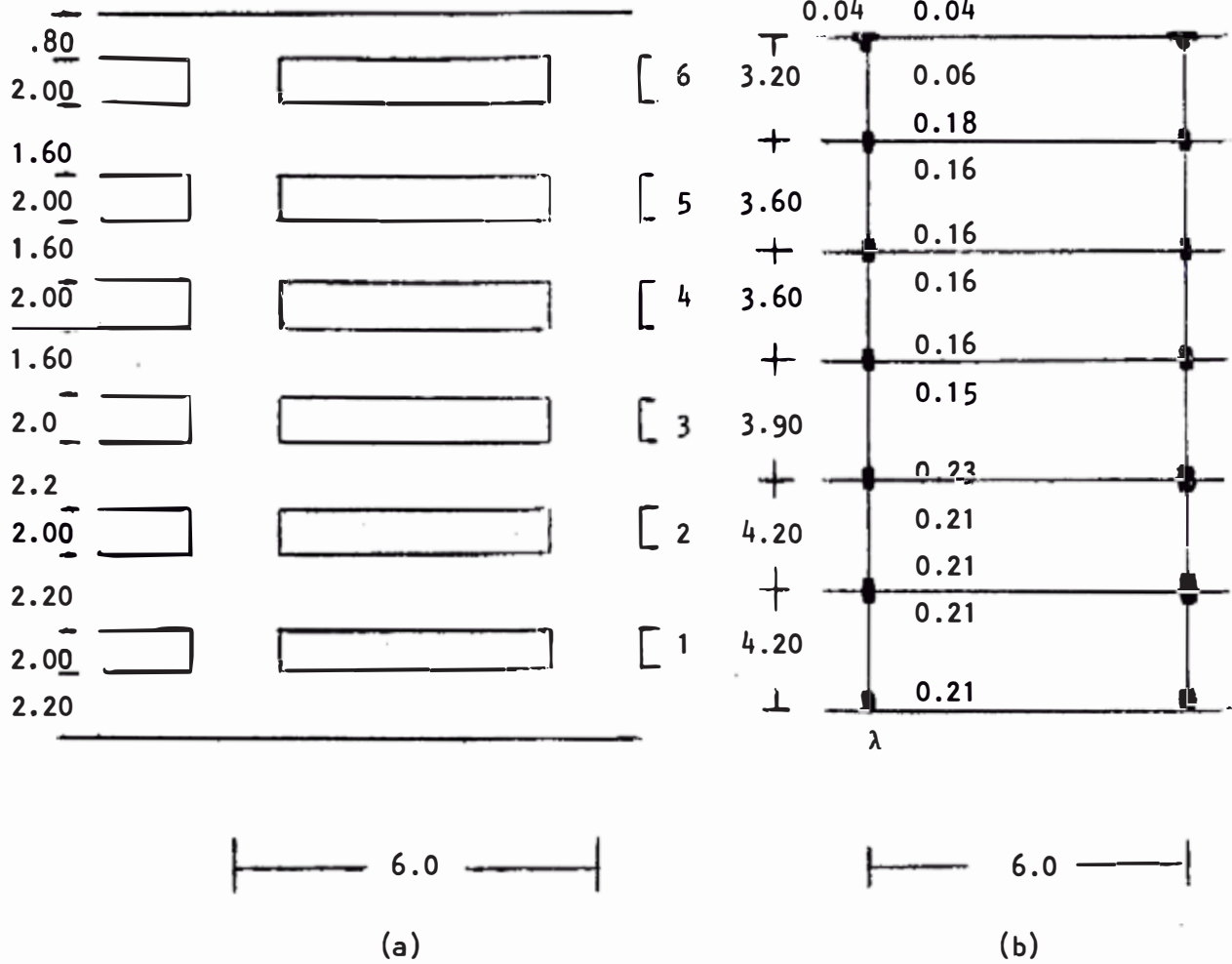


FIG. 3.14

Muro aperturado y pórtico equivalente

RAZONES DE RIGIDEZ Y RAZONES
DE RIGIDEZ EFECTIVA

Las razones de rigidez calculadas de acuerdo a las dimensiones del pórtico son como se muestra en la Fig. 3.15. Las vigas no tienen zonas rígidas en todos los pisos menos en el último. Las razones de rigidez efectiva de los diversos miembros son calculadas como se muestra en la Fig. 3.16

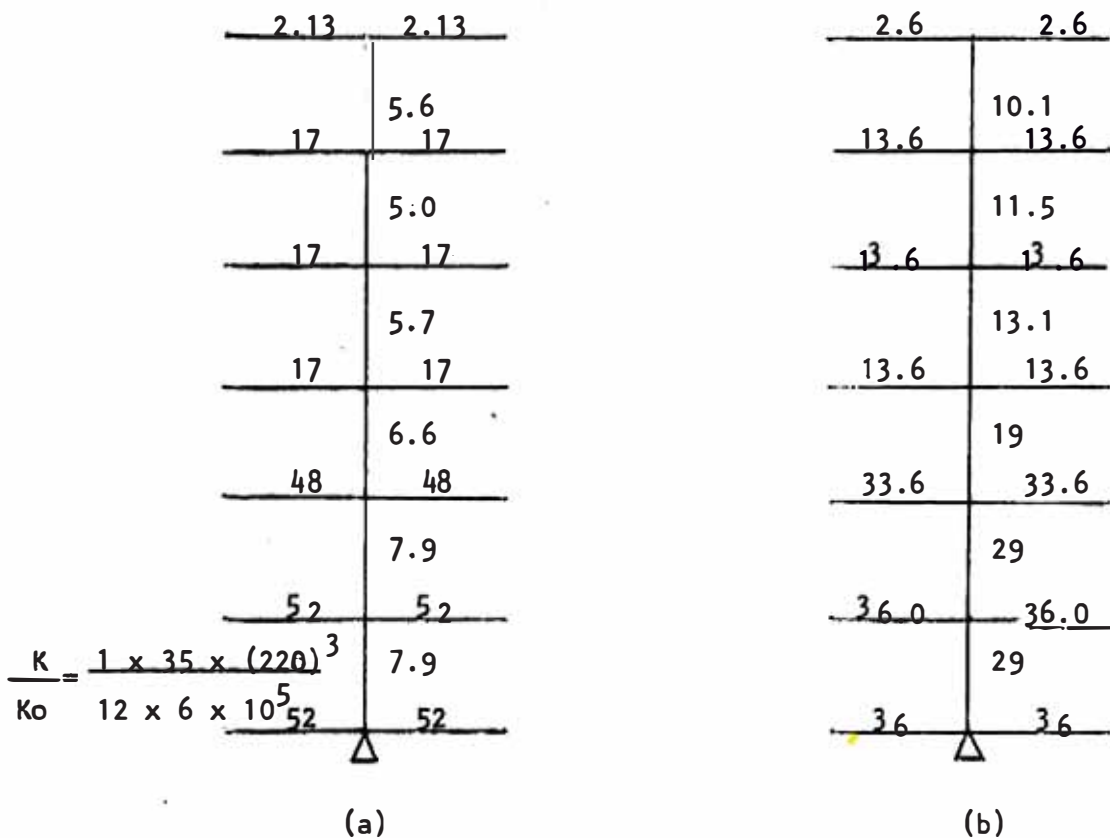


FIG. 3.15

Razones de rigidez y razones de rigidez efectiva

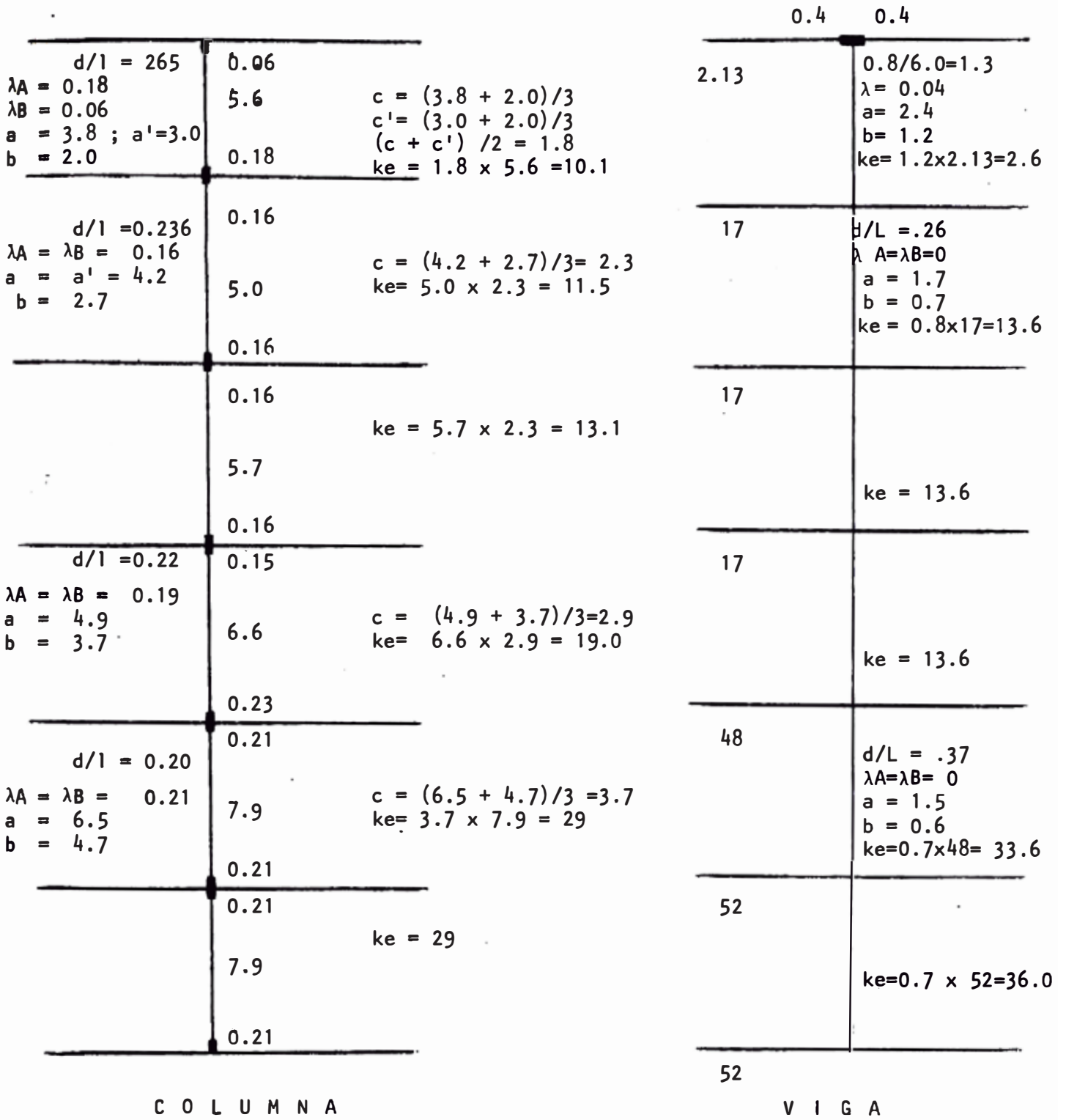


FIG. 3.16 CALCULO DE RAZONES DE RIGIDEZ EFECTIVA CONSIDERANDO ELASTICIDAD POR CORTANTE. $\beta = 1$

COEFICIENTES DE DISTRIBUCION

Quando las razones de rigidez efectiva son determinadas k, puede ser obtenida para cada piso y D, puede entonces ser determinada. Los cálculos para esto son mostrados en la Fig. 3.17. En el primer piso se considerará por el momento la base de las columnas perfectamente empotradas y posteriormente se hará una corrección de esto.

2.6	2.6	
	10.1	$\bar{k} = 2(2.6 + 13.6) / 2 \times 10.1 = 1.6$
13.6	13.6	$D = (1.6/3.6) \times 10.1 \times (3.6/3.2) = 5.1$
	11.5	$k = (4 \times 13.6) / (2 \times 11.5) = 2.4$
13.6	13.6	$D = (2.4/4.4) \times 11.5 = 6.3$
	13.1	$K = (4 \times 13.6) / (2 \times 13.1) = 2.1$
13.6	13.6	$D = (2.1/4.1) \times 13.1 = 6.7$
	19	$\bar{K} = 2(13.6 + 33.6) / (2 \times 19) = 2.5$
33.6	33.6	$D = (2.5/4.5) \times 19 \times (3.9/3.2) = 12.9$
	29	$\bar{K} = 2(33.6 + 36) / (2 \times 29) = 2.4$
36	36	$D = (2.4/4.4) \times 29 \times (4.2/3.2) = 20.8$
	29	$K = (4 \times 36) / (2 \times 29) = 2.5$
36	36	$D = (2.5/4.5) \times 29 \times (4.2/3.2) = 21.1$

FIG. 3.17 VALORES $D = ake$

Si la base se hubiera considerado empotrada y no se hubiera puesto vigas de cimentación :

$$K = (2 \times 36) / 29 = 2.5$$

$$D = (0.5 + 2.5) \times 29 / (2 + 2.5) \times (4.2/3.2) = 25.0$$

Luego el coeficiente de distribución se incrementaría en 18% desde 21.1 hasta 25.0 si hubiera la consideración de empotramiento.

ALTURA DE PUNTOS DE INFLEXION FIG. (3.18)

2.6	$\bar{k} = s^2 \cdot \frac{kBe_1 + kBe_2 + kBe_3 + kBe_4}{2 kc}$ $= 0.76^2 \frac{2 (2.6 + 13.6)}{2 \times 5.6} = 1.67$ $\alpha_1 = (2 \times 2.6) / (2 \times 13.6) = 0.2; \alpha_3 = 3.6 / 3.2$ $Y_0 = 0.38 ; Y_1 = 0.10 ; Y_3 = 0$ $Y = 0.18 + 0.76 \times 0.38 + 0.10 = 0.57$
13.6	$\bar{k} = 0.67^2 \times (4 \times 13.6) / (2 \times 5) = 2.4$ $\alpha_2 = 3.2 / 3.6 = 0.9$ $Y_0 = 0.45; Y_1 = 0; Y_2 = 0$ $Y = \text{inf} + sY_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$ $Y = 0.16 + 0.67 \times 0.45 = 0.46$
13.6	$\bar{k} = 0.67^2 (4 \times 13.6) / 2 \times 5.7 = 2.1$ $\alpha_1 = 4 \times 13.6 / 2 \times 5.7 = 4.8$ $\alpha_2 = 3.6 / 3.6 = 1 ; \alpha_3 = 3.9 / 3.6 = 1.1$ $Y_0 = 0.45 ; Y_1 = 0; Y_2 = 0; Y_3 = 0$ $Y = 0.16 + 0.67 \times 0.45 = 0.46$
13.6	$Y = 0.23 + 0.62 \times 0.5 + 0.05 = 0.59$
33.6	$Y = 0.21 + 0.58 \times 0.5 = 0.50$
36	$Y = 0.21 + 0.58 \times 0.55 = 0.53$
36	

Distribución de Momento Flector .- La siguiente figura está basada en valores supuestos de fuerzas cortantes.

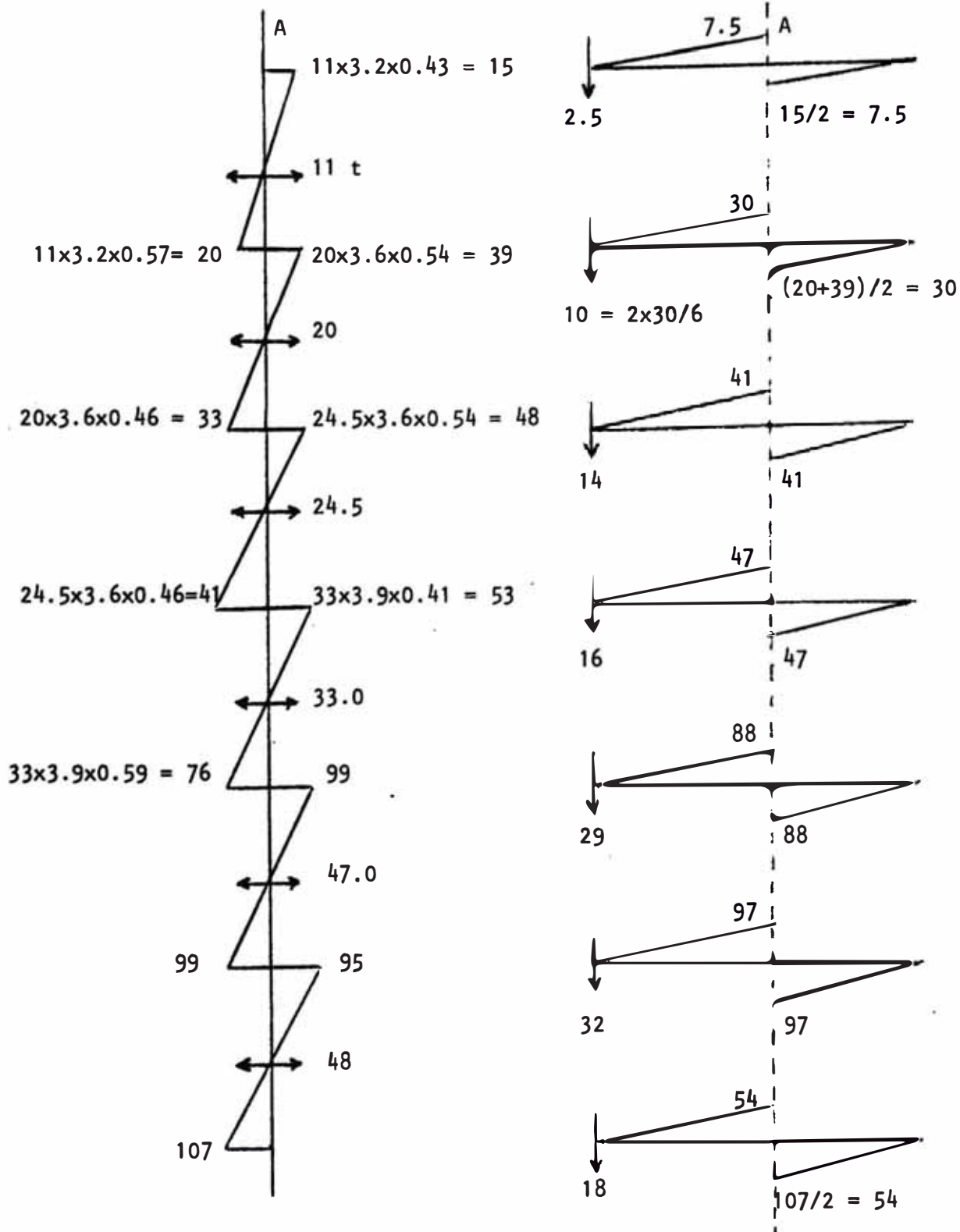
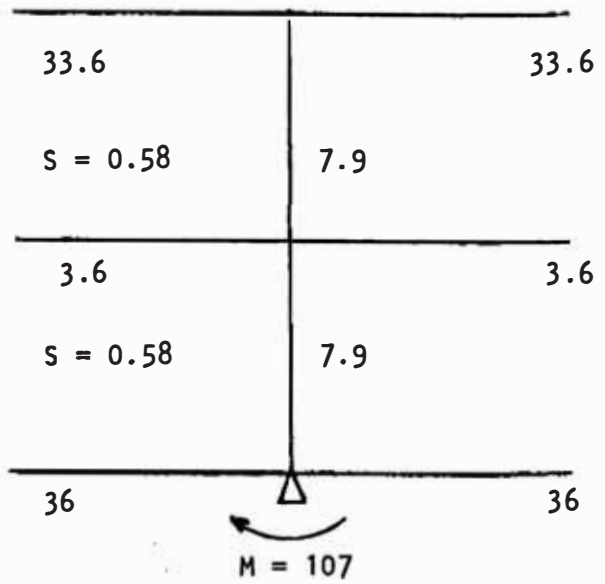


FIG. 3.19

Momentos y cortantes considerando empotramiento en la base de las columnas.

Corrección por grado de empotramiento de la base de las columnas.- Por seguridad no se considerará la resistencia del suelo en la cimentación. Esta corrección se hace hasta el segundo piso ya que luego deja de ser significativa.



$$\bar{K} = 3.1$$

$$DF = 0.05$$

$$MC2 = 5.4 \times 0.05 = 0.3 \text{ t.m}$$

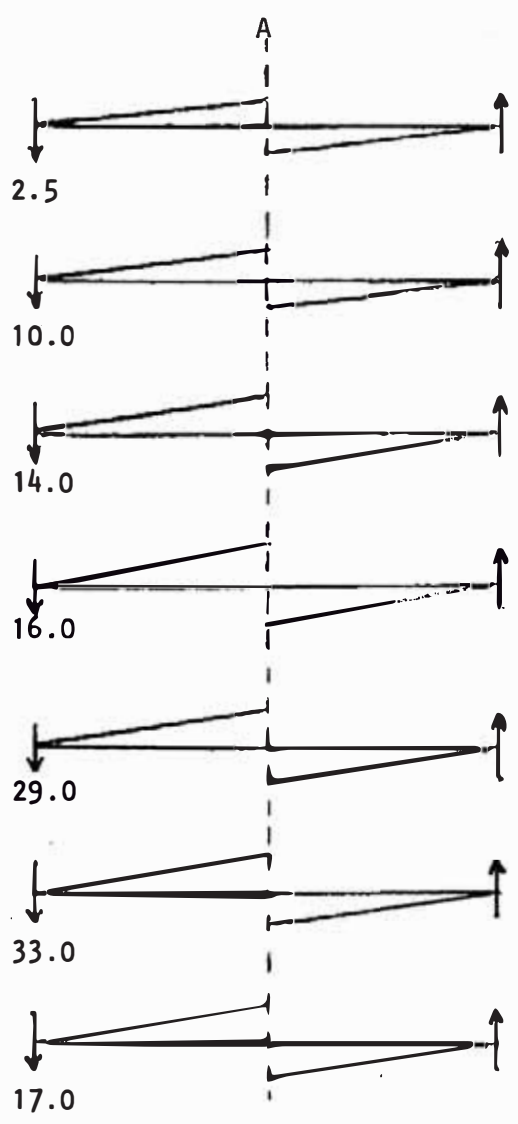
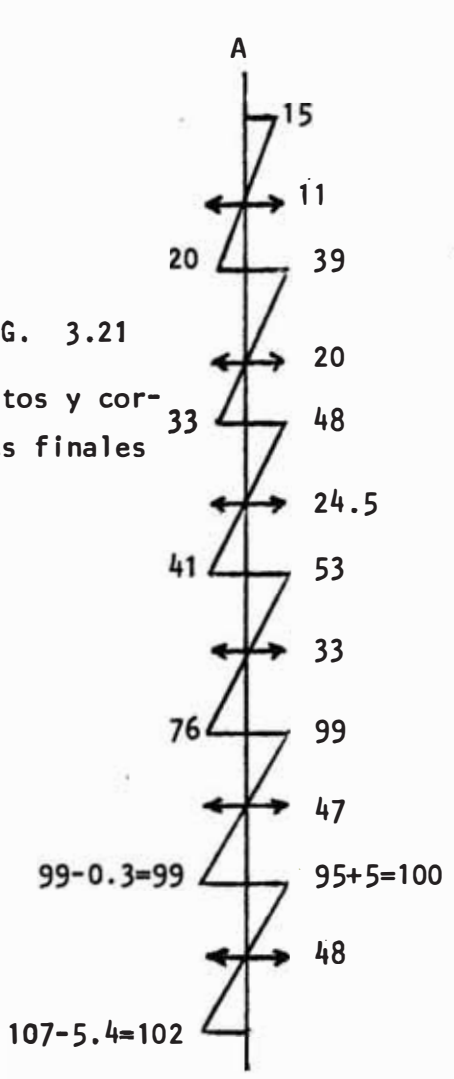
$$\bar{K} = 3.1 = 0.58^2 \times (2 \times 36) / 7.9$$

$$DF = 1/2 (1 + 3 \bar{K}) = 0.05$$

$$MC1 = 107 \times 0.05 = 5.4 \text{ t.m}$$

FIG. 3.20

FIG. 3.21
Momentos y cor-
tantes finales



C A P I T U L O I V

4.0 APLICACION A MODELOS ESTRUCTURALES

4.1 ESTUDIO DE LOS MODELOS A CONSIDERARSE

Se considerará para la aplicación tres modelos

- a. Estructura de cuatro pisos simétrica con miembros de sección constante.
- b. Estructura de cuatro pisos simétrica con miembros de sección variable.
- c. Estructura de cuatro pisos simétrica con muros aporticados.

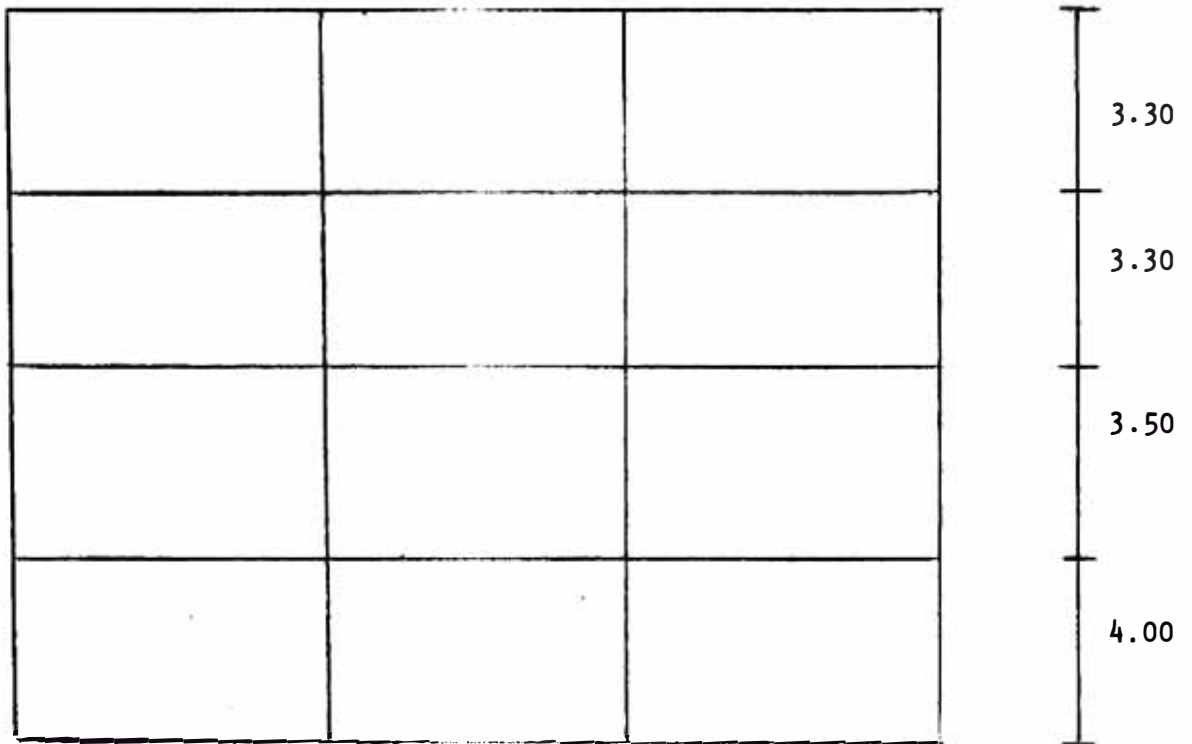
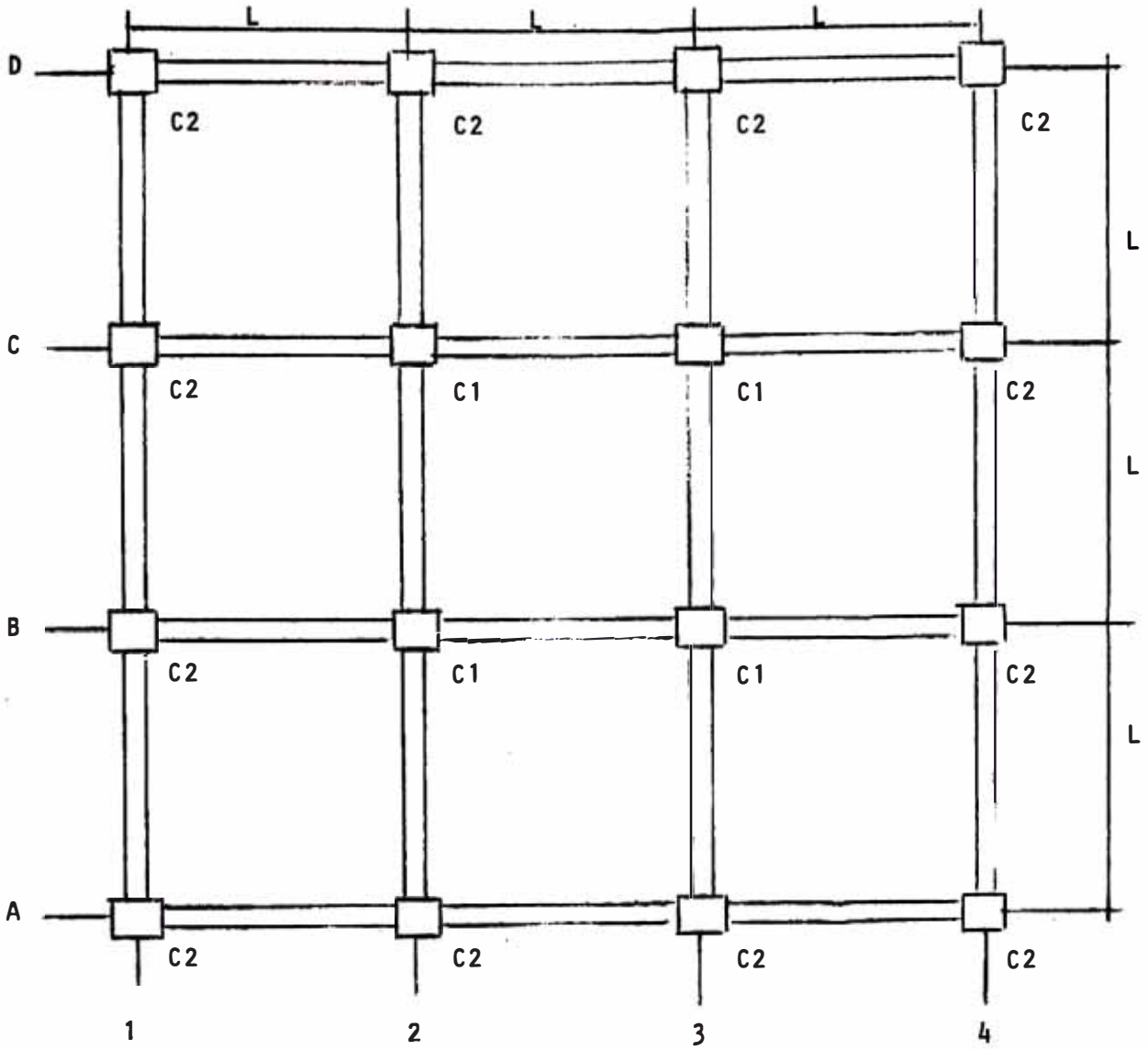
Se desarrollarán tres tipos de cada modelo

- Tipo 1. Con pórticos de tres crujeías iguales de cuatro metros de luz.
- Tipo 2. Con pórticos de tres crujeías iguales de seis metros de luz.
- Tipo 3. Con pórticos de tres crujeías iguales de ocho metros de luz.

Se considerará una misma elevación para los tres modelos y los tres tipos.

- a. Estructura de cuatro pisos simétrica con miembros de sección constante.

En este modelo al igual que en los otros dos se buscó que la relación de rigideces entre vigas y columnas - sea superior a 0.2 ya que una relación menor produce mucho error en los métodos aproximados.



4.1 , 4.2 Planta típica y Elevación

SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS MIEMBROS:

Columnas centrales c_1 : 60 x 60 cm.

Columnas perimetrales c_2 50 x 50 cm.

Vigas en sentido X 30 x 60 cm.

Vigas en sentido Y 30 x 60 cm.

Se consideraron vigas de conexión en la cimentación en previsión que el momento transmitido al suelo (M_c) no sea, soportado por este (M_s). Incluso en los cálculos se llega a despreciar M_s .

ESPECIFICACION DE SOBRE CARGAS Y CARGAS DE GRAVEDAD

SOBRECARGAS:

1º Piso 0.500 t/m²

2º, 3º Piso 0.250 t/m²

Azotea 0.150 t/m²

CARGAS DE GRAVEDAD

Carga de tabiquería 0.150 t/m²

Acabado de piso típico 0.100 t/m²

Acabado de azotea 0.080 t/m²

- b. Estructura de cuatro pisos simétrica con miembros de sección variable.

CRITERIO:

En este modelo se trató de conseguir mayor rigidez que en el anterior y para ello se usaron vigas acarteladas en los pórticos interiores y exteriores.

SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS MIEMBROS:

Columnas centrales c_1	60 x 60 cm.
Columnas perimetrales c_2	50 x 50 cm.
Vigas en sentido X	30 x 60 cm.
Vigas en sentido Y	30 x 60 cm.

Se consideraron acartelamientos con pendientes de 25° para las vigas para poder usar las Normas del Instituto de Arquitectura de Japón sobre zonas rígidas en vigas y columnas con acartelamientos.

Además se buscó la semejanza con el espécimen de experimentación de tipo D, del Dr. Muto. Este espécimen tenía el espesor de la viga igual a la mitad del espesor de la columna, e igual el peralte de la viga con respecto a la columna.

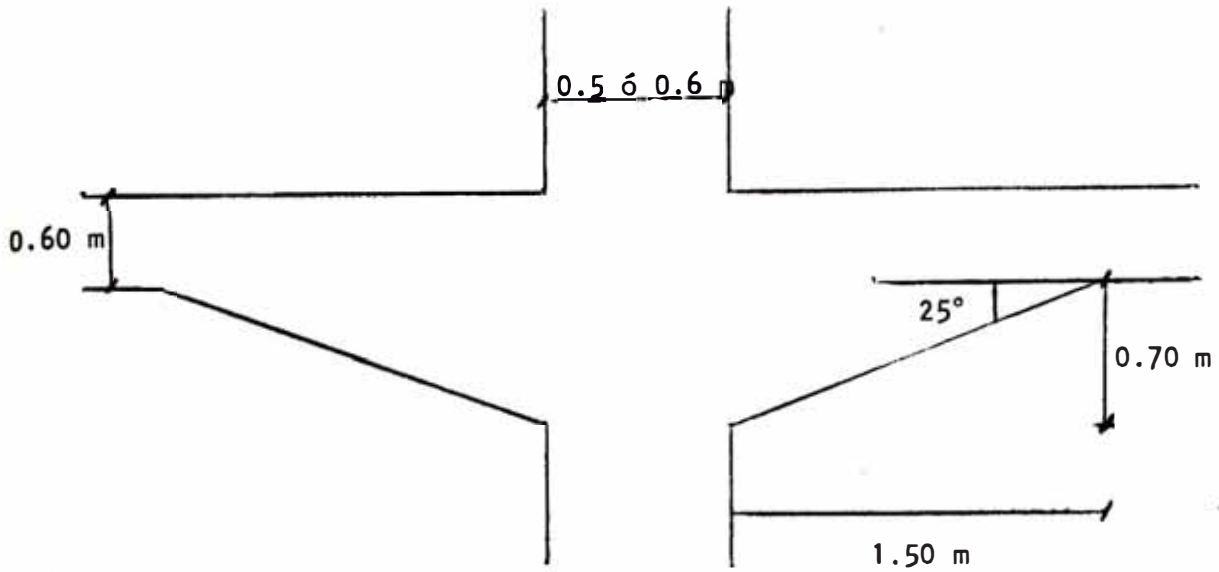


FIG. 4.3

Nudo típico de modelo b

La viga de conexión de la cimentación se consideró de 30 x 60 cm. sin acartelamiento al igual que en el modelo con miembros de sección constante.

La especificación de sobrecargas y cargas de gravedad -- fueron las mismas que en el modelo con miembros de sección constante.

- c. Estructura de cuatro pisos simétrica con muros aporticados y pórticos de sección constante.

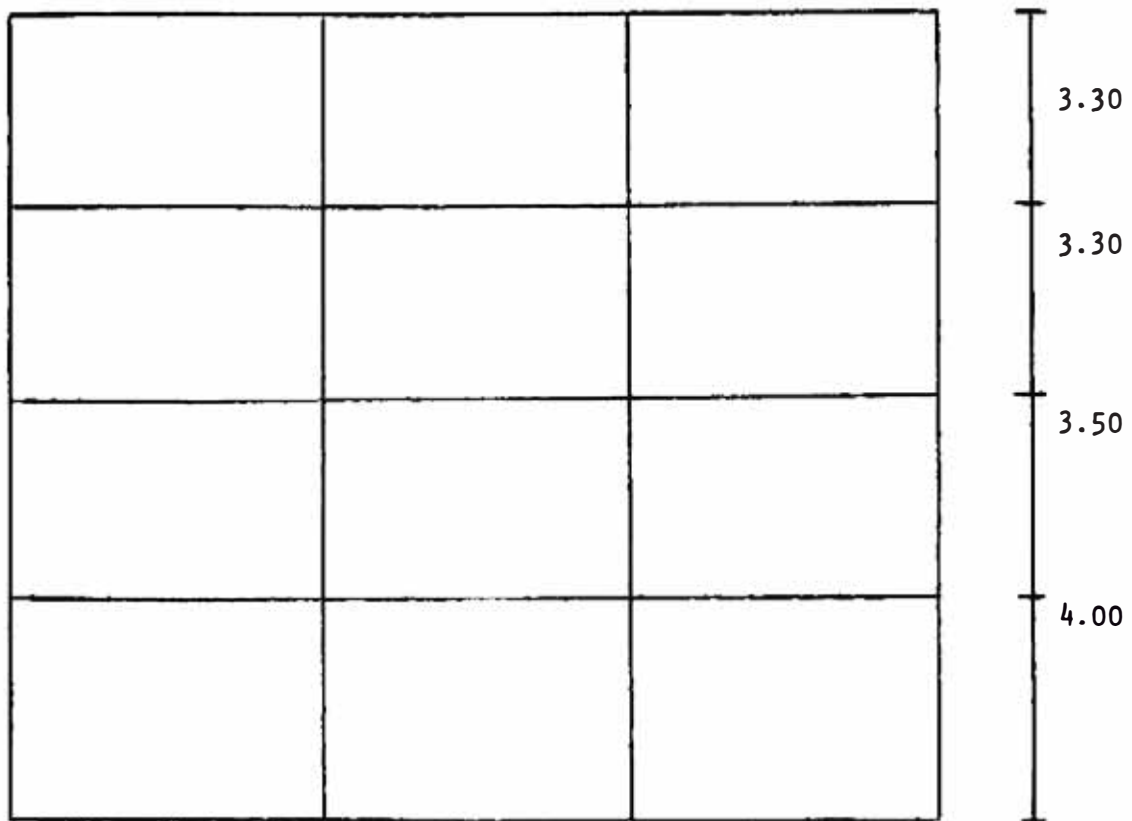


FIG. 4.4 PLANTA TIPICA Y ELEVACION

C R I T E R I O

En este modelo se buscó conseguir rigidez sin desmedro de la arquitectura. Se colocaron los muros aporticados en el perímetro de la estructura.

SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS MIEMBROS

Columnas centrales C_1 60 x 60

Columnas perimetrales C_2 : 50 x 50

Las vigas tendrán la misma sección para los tres tipos y serán como en la Fig. 4.5

Las vigas internas serán de 30 x 60 cm. sin acartelamientos.

PROPORCION CIRCULAR DEL MODELO (E) :

$$E = \sqrt{A_o/A_w}$$

A = área de la abertura

A_w = área total del muro

Tomando el total de aberturas y el área total del muro:

$$A_o = 3 \left[2 \times 1.70(\ell - 0.5) + 1.90 (\ell - 0.5) + 2.4(\ell - 0.5) \right]$$

$$A_o = 3 (\ell - 0.5) (7.7)$$

$$A_w = (3\ell + 0.5) (14.1 + 1.6)$$

$$E = \sqrt{\frac{23.1 (\ell - 0.5)}{15.7 (3\ell + 0.5)}}$$

Luego:

Para	$\ell = 4$	$E = 0.64 > 0.40$
	$\ell = 6$	$E = 0.66 > 0.40$
	$\ell = 8$	$E = 0.67 > 0.40$

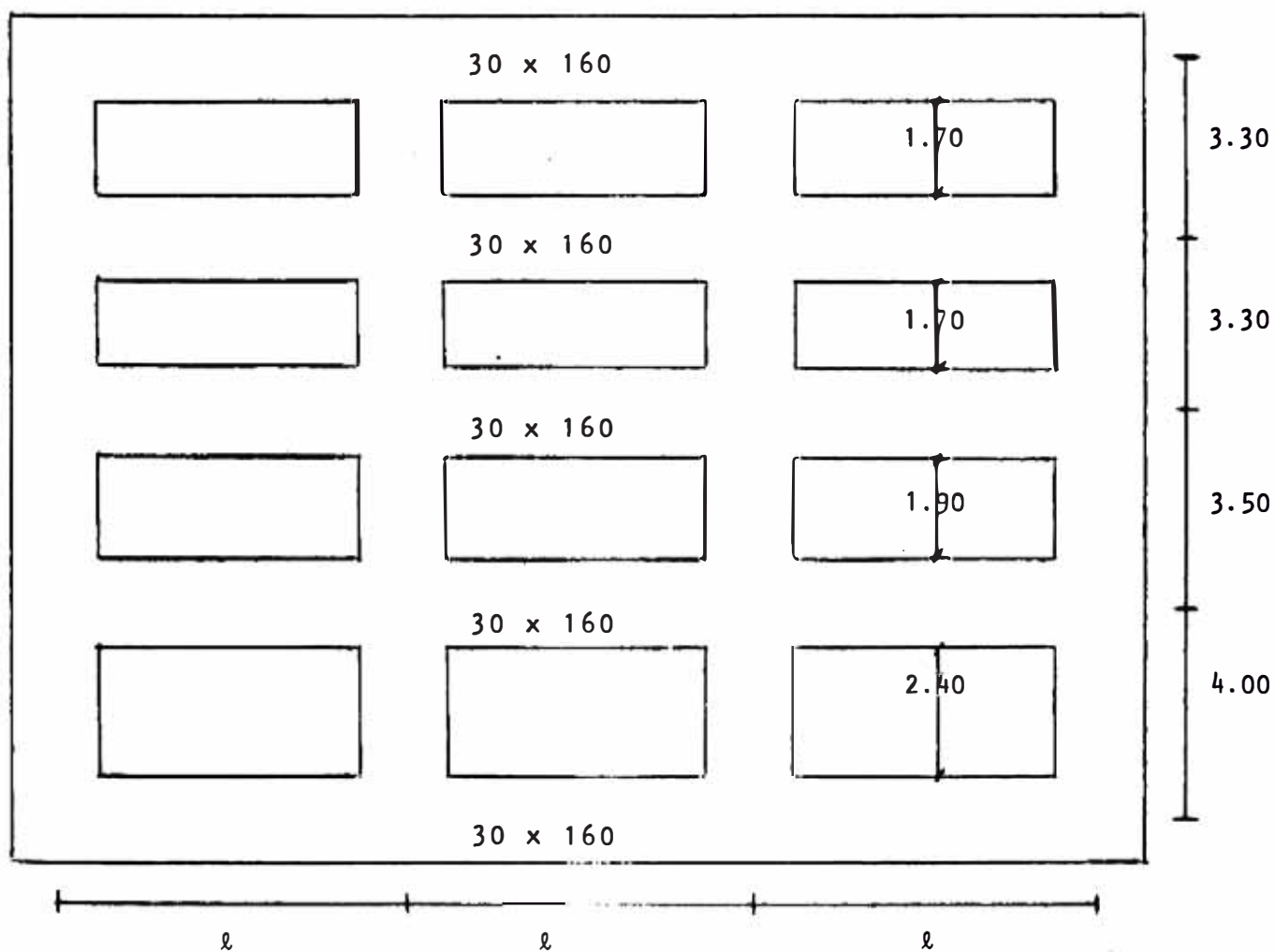
En los tres tipos de modelo se verifica que el tratamiento a usar se es de muro apuntado.

Las especificaciones de sobrecargas y cargas de gravedad serán las mismas que en el modelo de sección constante.

FACTORES COMUNES EN LOS TRES MODELOS:

Para fines de comparación se han considerado los siguientes factores comunes:

- a. Sección de las columnas centrales
- b. Sección de las columnas perimetrales
- c. Ancho de las vigas
- d. Altura entre piso y piso
- e. Espesor de techos aligerados 0.25 m.



4.5 MURO APORTICADO DE FACHADA

4.2 ANALISIS

4.2.1 ESTRUCTURA DE 4 PISOS CON PORTICOS CON CON MIEMBROS DE SECCION CONSTANTE

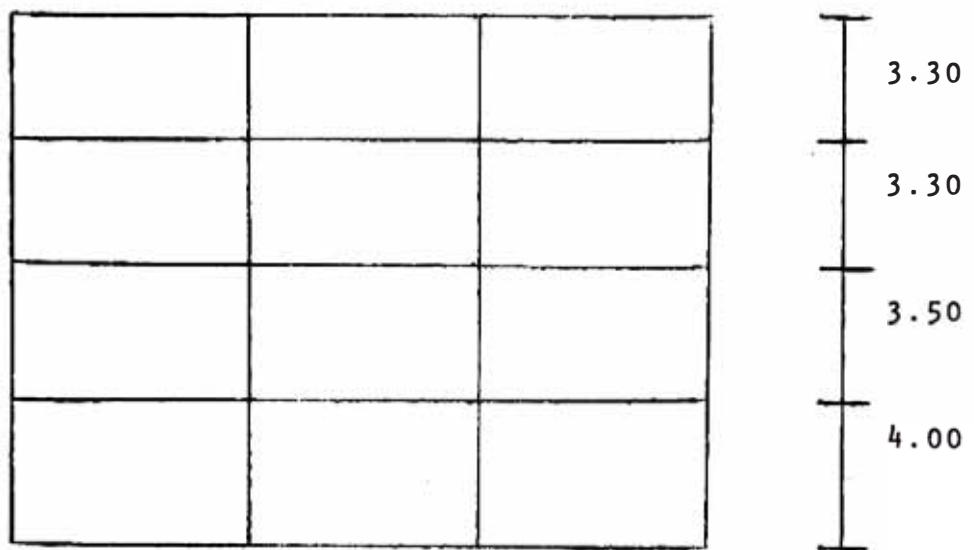
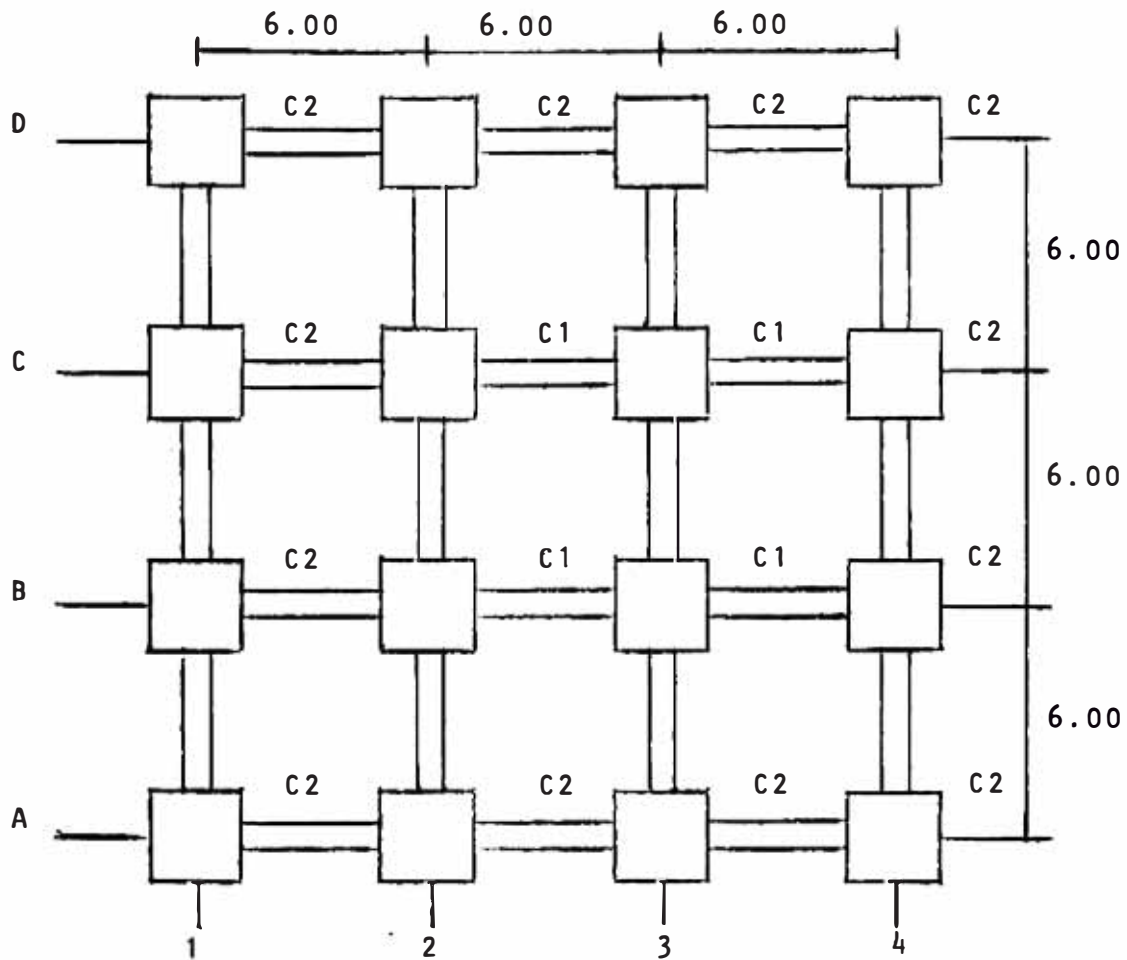


FIG. 4.6 PLANTA TIPICA Y ELEVACION

ESPECIFICACIONES:

Sobrecargas:

2° Piso	0.500	t/m ²
3°, 4° piso	0.250	t/m ²
Azotea	0.150	t/m ²

Cargas de gravedad:

Carga de tabiquería	0.150	t/m ²
Acabado de piso típico	0.100	t/m ²
Acabado de azotea	0.080	t/m ²

Dimensiones de Vigas: Sentido X e Y 30 x 60 cm.

Dimensiones de columnas

C ₁	60	x	60	cm.
C ₂	50	x	50	cm.

METRADO DE CARGAS

Peso de los Elementos:

Vigas: $(4 \times 16.5 \times 0.30 \times 0.60 + 4 \times 16.3 \times 0.30 \times 0.60)2.4$
: 56.7 t (en cada piso)

Columnas:

1° Entrepiso C₁ = $4 \times 4 \times 2.4 \times 0.60 \times 0.60 = 13.8$
C₂ = $12 \times 4 \times 2.4 \times 0.50 \times 0.50 = 28.8$
Total : 42.6

$$\begin{aligned} 2^\circ \text{ Entrepiso } \quad C_1 &= 4 \times 3.50 \times 2.4 \times 0.60 \times 0.60 = 12.1 \\ C_2 &= 12 \times 3.50 \times 2.4 \times 0.50 \times 0.50 = 25.2 \\ \text{Total} &: 37.3 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 3^\circ \text{ Entrepiso } \quad C_1 &= 4 \times 3.30 \times 2.4 \times 0.60 \times 0.60 = 11.4 \\ C_2 &= 12 \times 3.30 \times 2.4 \times 0.50 \times 0.50 = 23.8 \\ \text{Total} &: 35.2 \text{ t} \end{aligned}$$

$$4^\circ \text{ Entrepiso } \quad \text{Total} : 35.2 \text{ t}$$

DISTRIBUCION EN CADA NIVEL

$$\begin{aligned} 1^\circ \text{ NIVEL} &: 56.7 + 0.5 (42.6 + 37.3) = 96.6 \text{ t} \\ 2^\circ \text{ NIVEL} &: 56.7 + 0.5 (37.3 + 35.2) = 92.9 \text{ t} \\ 3^\circ \text{ NIVEL} &: 56.7 + 0.5 (35.2 + 35.2) = 91.4 \text{ t} \\ 4^\circ \text{ NIVEL} &: 56.7 + 0.5 (35.2) = 74.3 \text{ t} \end{aligned}$$

CARGAS DISTRIBUIDAS

Carga por nivel:

$$\begin{aligned} - \text{ Peso del aligerado: } & 9 \times 5.5 \times 5.5 \times 0.35 = 95.3 \\ - \text{ Peso de cargas de gravedad: } & 9 \times 5.5 \times 5.5 (0.15 + 0.1) \\ & = 68.0 \\ \text{TOTAL} & : = 163.3 \text{ t} \end{aligned}$$

Carga para azotea:

$$\begin{aligned} - \text{ Peso del aligerado} & : 95.3 \\ - \text{ Peso de cargas de gravedad} & : 9 \times 5.5^2 \times 0.08 = 21.8 \\ \text{TOTAL} & : 117.1 \text{ t} \end{aligned}$$

SOBRECARGAS

Sobrecarga 2° Nivel : $9 \times 5.5 \times 5.5 \times 0.500 = 136.1$

Sobrecarga 3°, 4° nivel : $9 \times 5.5 \times 5.5 \times 0.250 = 68.1$

Sobrecarga azotea : $9 \times 5.5 \times 5.5 \times 0.150 = 40.8$

CARGAS TOTALES

NIVEL	CARGA MUERTA (D)	CARGA VIVA (L)	TOTAL
1	$96.6 + 163.3 = 259.9$	136.1	396.0
2	$92.9 + 163.3 = 256.2$	68.1	324.3
3	$91.9 + 163.3 = 255.2$	68.1	323.3
4	$74.3 + 117.1 = 191.4$	40.8	232.2

CARGAS TOTALES REDONDEADAS

1° NIVEL 396 t

2° NIVEL 324 t

3° NIVEL 323 t

4° NIVEL 232 t

ANALISIS DINAMICO PARA LA DIRECCION

X - X

Determinación del primer modo - Método de Stodola - Método de Holzer.

Se sabe que $K_c = 12 E I_c / h_c^3$ para columnas empotradas.

Donde : $E = 210 \text{ t/cm}^2$

$$K_i E = \sum K_c$$

Primer entrepiso:

$$I_{C1} = 60^4 / 12 = 1.08 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$h_{c.\text{efect.}} = 4.0 - 0.25/2 - (0.60 - 0.25)/2 = 3.7\text{m}$$

$$K_{C1} = 12 \times 210 \times 1.08 \times 10^6 / 370^3 = 53.72 \text{ t/cm.}$$

$$I_{C2} = 50^4 / 12 = 0.52 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$h_{c.\text{efect.}} = 370 \text{ cm.}$$

$$K_{C2} = 12 \times 210 \times 0.52 \times 10^6 / 370^3 = 25.82 \text{ t/cm}$$

$$K_i E = 4 K_{C1} + 12 K_{C2}$$

$$K_i E = 524.72 \text{ t/cm.}$$

Segundo entrepiso:

$$C_1 = 1.08 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$h_{c.\text{efect.}} = 3.5 - 0.25 - (0.60 - 0.25)/2 = 3.075 \text{ m.}$$

$$K_{C1} = 12 \times 210 \times 1.08 \times 10^6 / 307.5^3 = 93.60\text{t/cm}$$

$$IC_2 = 0.52 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$hc.elect = 3.075 \text{ m.}$$

$$KC_2 = 12 \times 210 \times 0.52 \times 10^6 / 307.5^3 = 45.07 \text{ t/cm.}$$

$$K2E = 4KC_1 + 12 KC_2$$

$$K2E = 915.24 \text{ t/cm.}$$

Tercer entreciso:

$$IC_1 = 1.08 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$hc.elect = 3.30 - 0.25 - (0.60 - 0.25)/2 = 2.875 \text{ m.}$$

$$KC_1 = 12 \times 210 \times 1.08 \times 10^6 / (2.875)^3 = 114.47 \text{ t/cm}$$

$$IC_2 = 0.52 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$hc elect = 2.875$$

$$KC_2 = 12 \times 210 \times 0.52 \times 10^6 / 287.5^3 = 55.08 \text{ t/cm.}$$

$$K3E = 4KC_1 + 12KC_2$$

$$K3E = 1118.84 \text{ t/cm.}$$

Cuarto entreciso:

$$K4E = 1118.84 \text{ t/cm.}$$

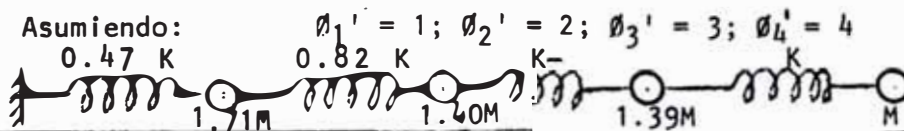
MASAS CONCENTRADA EN CADA NIVEL

1° NIVEL	m1	=	396/981	=	0.4037	t x seg ² /cm
2° NIVEL	m2	=	324/981	=	0.3303	t x seg ² /cm
3° NIVEL	m3	=	323/981	=	0.3292	t x seg ² /cm
4° NIVEL	m4	=	232/981	=	0.2365	t x seg ² /cm

Llamando a $m_4 = 0.2365txseg^2/cm = M$
 $K4E = 1118.84 t/cm. = K$

METODO DE STODOLA

$m_1 = 1.71 M$ $K_1 = 0.47 K$
 $m_2 = 1.40 M$ $K_2 = 0.82 K$
 $m_3 = 1.39 M$ $K_3 = K$
 $m_4 = M$ $K_4 = K$



DEFLEXION	1	2	3	4	F. COMUN
$m_i w^2 \phi_i$	1.71	2.08	4.17	4	Mw^2
ΣFI	12.68	10.97	8.17	4	Mw^2
V_i/K_i	26.98	13.38	8.17	4	Mw^2/K
ϕ'_{ic}	26.98	40.36	48.53	52.53	Mw^2/K
2° Tanteo	1	1.496	1.99	1.947	
FI	1.7	2.09	2.10	1.947	
V_i	8.247	6.537	4.447	1.947	Mw^2
Δ_i	17.547	7.972	4.447	1.947	Mw^2/K
ϕ'_{ic}	17.547	25.19	29.666	31.913	Mw^2/K
3° Tanteo	1	1.454	1.708	1.819	
FI	1.7	2.08	2.17	1.819	Mw^2
V_i	7.929	6.219	4.189	1.819	Mw^2
Δ_i	16.870	7.584	4.189	1.819	Mw^2
ϕ'_{ic}	16.870	24.454	28.643	30.462	Mw^2/K
	1	1.449	1.698	1.806	

CALCULO DE w_1^2 :

$(1 + 1.454 + 1.708 + 1.819) = (16.870 + 24.454 + 28.643 + 30.462)Mw_1^2/K$

$w_1^2 = 281.48 \frac{ciclos^2}{seg^2}$

M E T O D O D E H O L Z E R

0.4037 0.3303 0.3292 0.2365



524.72 915.24 1118.84 1118.84 RESIDUO

X		1.00		1.449		1.696		1.802	
ΔX	1.00		0.449		0.247		0.106		
FR	524.72		411.085		276.351		119.192		
FI		113.635		134.734		157.159		119.996	+ 0.80
X		1.00		1.449		1.696		1.803	
ΔX	1.00		0.449		0.247		0.107		
FR	524.72		411.280		276.758		119.836		
FI		113.440		134.522		156.922		119.828	- 0.01
	281.00								
	281.484								

AFINAMIENTO DEL VALOR W1

$$W^2 = w_i^2 \times \Sigma FR \Delta X / \Sigma FIX$$

Para el 1° modo $W_1^2 = 281.00$

FR	ΔX	FR ΔX	FI	X	FIX
524.720	1.000	524.720	113.440	1.000	113.440
411.280	0.449	184.665	134.522	1.449	194.926
276.758	0.247	68.359	156.922	1.696	266.142
119.836	0.107	12.822	119.828	1.803	216.054
		$\Sigma = 790.566$			$\Sigma = 790.552$

Luego: $W_1^2 = 281.0 \times 790.566 / 790.552$

$$W_1^2 = 281.0$$

$$W_1 = 16.763 \text{ ciclos/seg}$$

Valor de T1

$$T_1 = \frac{2 \pi}{W_1} = 0.375 \text{ seg.}$$

METODO DE FUERZAS ESTATICAS EQUIVALENTES

Cortante en la dirección X-X por la propuesta de normas básicas de diseño sismo resistente para el Reglamento Nacional de Construcciones:

$$H = I S C P / R D$$

Tipo de edificación "B" (Oficinas y departamentos); I = 1

Región 2 (Lima) S = 0.8

El edificio tiene sus pórticos capaces de resistir el 100% de la fuerza horizontal (comportamiento plástico) RD = 6.0

$$C = \frac{0.8}{0.6 (T/TS) + 1}$$

$$T = T_1 = 0.375 \text{ seg.}$$

TS = período predominante del suelo

$$0.2 < TS < 1.0$$

TS para suelo de tipo intermedio 0.6 seg.

$$C = \frac{0.8}{0.6 (0.375/0.6) + 1} = 0.58$$

Como debe cumplirse que:

$$0.18 < C < 0.50$$

Tomamos C = 0.50

Para edificios comunes

$$P = CM + 0.25 CV$$

$$P = 962.7 + 0.25 \times 313.1 = 1040.9 \text{ t}$$

Luego

$$H = 1 \times 0.8 \times 0.5 \times 1040.9 = 69.39 \text{ t}$$

$$F_i = f H W_i h_i / \sum_j W_j h_j$$

$$\text{alto/ancho} = 14.1/18 = 0.78 < 3 \quad f = 1.0$$

Luego:

$$\begin{aligned} \sum_j W_j h_j &= 396.0 \times 4 + 324.3 \times 7.5 + 323.3 \times 10.8 + 232.2 \times 14.1 \\ &= 10781.0 \end{aligned}$$

$$F_1 = 1.0 \times 69.39 \times 1584/10781.8 = 10.2$$

$$F_2 = 1.0 \times 69.39 \times 2432.2/10781.8 = 15.6$$

$$F_3 = 1.0 \times 69.39 \times 3491.6/10781.8 = 22.5$$

$$F_4 = 1.0 \times 69.39 \times 3274.0/10781.8 = 21.1$$

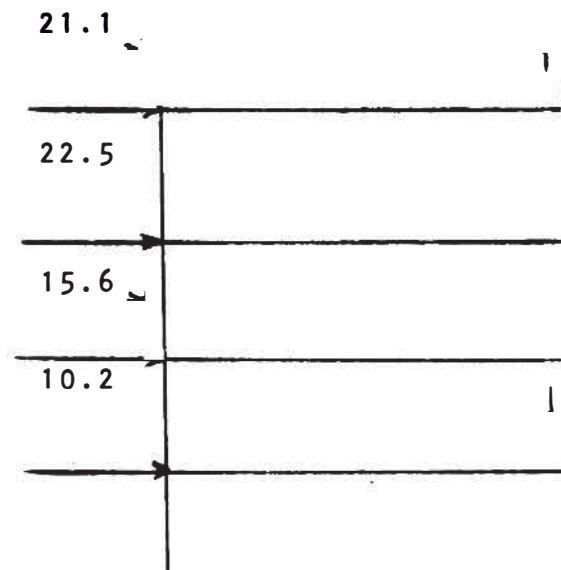


FIG. 4.7 FUERZAS DE INERCIA POR NIVEL DEL EDIFICIO

METODO SIMPLIFICADO DE MUTO
PORTICOS B y C

Q2		C1		C
4C1	0.275	4C2	0.275	
0.482		1.00		
3C1	0.275	3C2	0.275	
0.482		1.00		
2C1	0.275	2C2	0.275	
0.455		0.943		
1C1	0.275	1C2	0.275	
0.398		0.825		
	0.275		0.275	
1		2		

FIG. 4.8

RIGIDECES RELATIVAS

RIGIDECES RELATIVAS (k)

$$K \text{ de vigas : } 0.30 \times 0.60^3 / 12 \times 6 = 9 \times 10^{-4}$$

K de columnas :

$$C_2 \text{ en } 4^\circ \text{ y } 3^\circ \text{ Pisos : } 0.50 \times 0.50^3 / 12 \times 3.30 = 15.78 \times 10^{-4}$$

$$C_2 \text{ en } 2^\circ \text{ Piso = } 0.50 \times 0.50^3 / 12 \times 3.50 = 14.88 \times 10^{-4}$$

$$C_2 \text{ en } 1^\circ \text{ Piso = } 0.50 \times 0.50^3 / 12 \times 4.00 = 13.02 \times 10^{-4}$$

$$C_1 \text{ en } 4^\circ \text{ y } 3^\circ \text{ Pisos : } 0.60 \times 0.60^3 / 12 \times 3.30 = 32.73 \times 10^{-4}$$

$$C_1 \text{ en } 2^\circ \text{ Piso : } 0.60 \times 0.60^3 / 12 \times 3.50 = 30.86 \times 10^{-4}$$

$$C_1 \text{ en } 1^\circ \text{ Piso : } 0.60 \times 0.60^3 / 12 \times 4.00 = 27.00 \times 10^{-4}$$

Dividiendo los valores anteriores entre 32.73×10^{-4}

k de vigas : 0.275

k de columnas :

C2 en 4° y 3° Pisos : 0.482

C2 en 2° Piso : 0.455

C2 en 1° Piso : 0.398

C1 en 4° y 3° Pisos : 1.00

C1 en 2° Piso : 0.943

C1 en 1° Piso : 0.825

n	kc	\bar{k}	a	DX
4C1	0.482	0.57	0.222	0.107
4C2	1.000	0.55	0.216	0.216
3C1	0.482	0.57	0.222	0.107
3C2	1.000	0.55	0.216	0.216
2C1	0.455	0.60	0.231	0.105
2C2	0.943	0.58	0.225	0.212
1C1	0.398	0.69	0.256	0.102
1C2	0.825	0.67	0.251	0.207

PORTICOS A y D

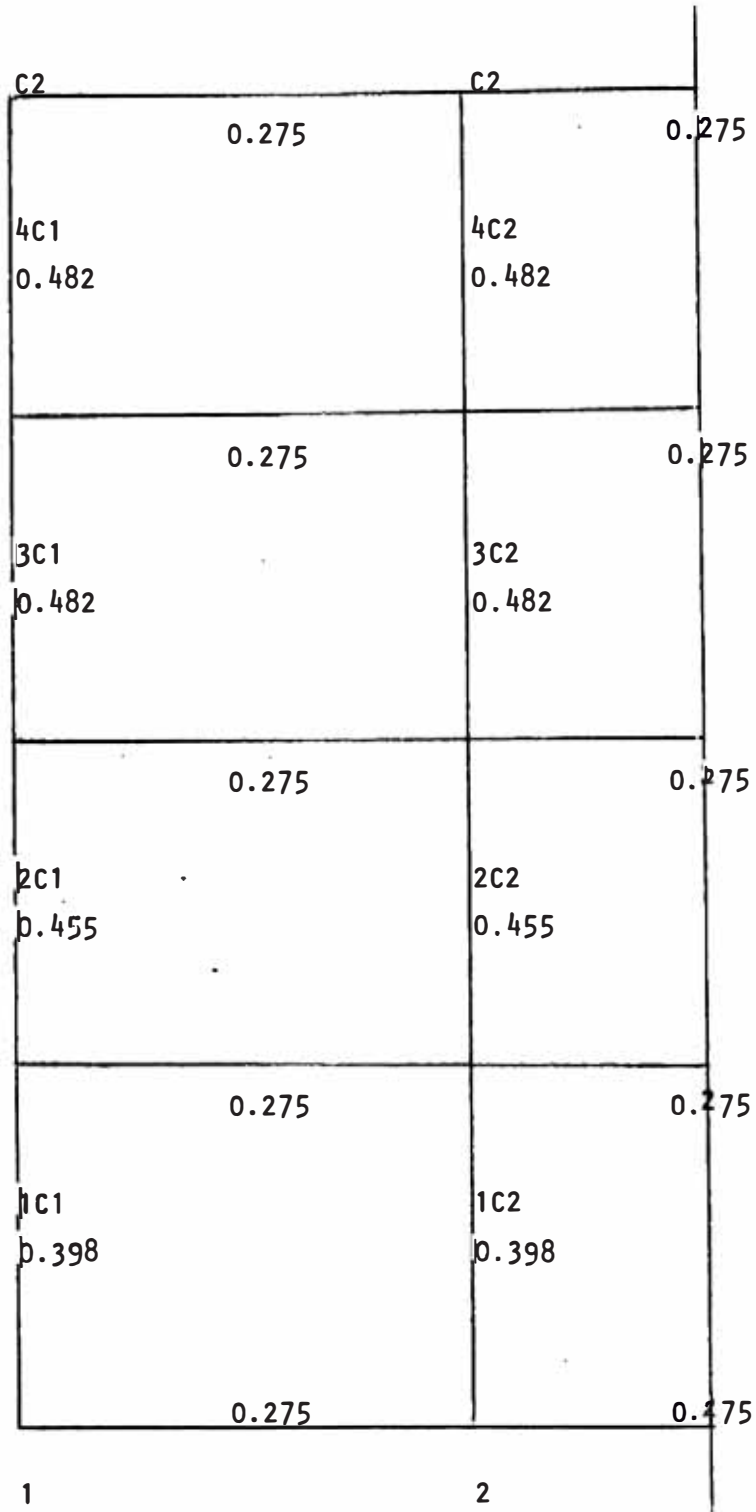


FIG. 4.9 RIGIDEZES RELATIVAS

RIGIDECES RELATIVAS (k)

K de las vigas: $0.30 \times 0.60^3 / 12 \times 6 = 9 \times 10^{-4} \text{ m}^3$

K de las columnas:

C2 en los pisos 4° y 3°: $0.50 \times 0.50^3 / 12 \times 3.30$
 $= 15.782 \times 10^{-4}$

C2 en el 2° Piso $0.50 \times 0.50^3 / 12 \times 3.50$
 $= 14.881 \times 10^{-4}$

C2 en el 1° Piso $0.50 \times 0.50^3 / 12 \times 4.00$
 $= 13.021 \times 10^{-4}$

Dividiendo estos valores entre 32.73×10^{-4}

C2 en los pisos 4° y 3° k = 0.482

C2 en el 2° Piso k = 0.455

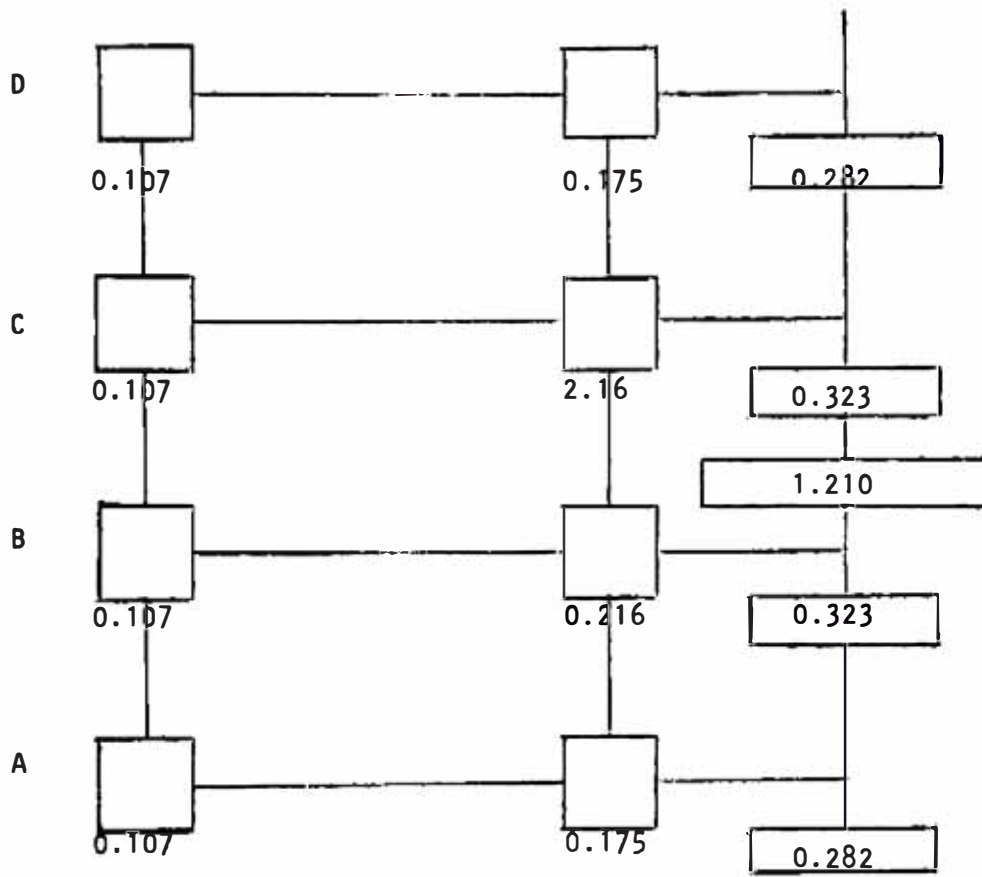
C2 en el 1° Piso k = 0.398

Vigas en todos los pisos k = 0.275

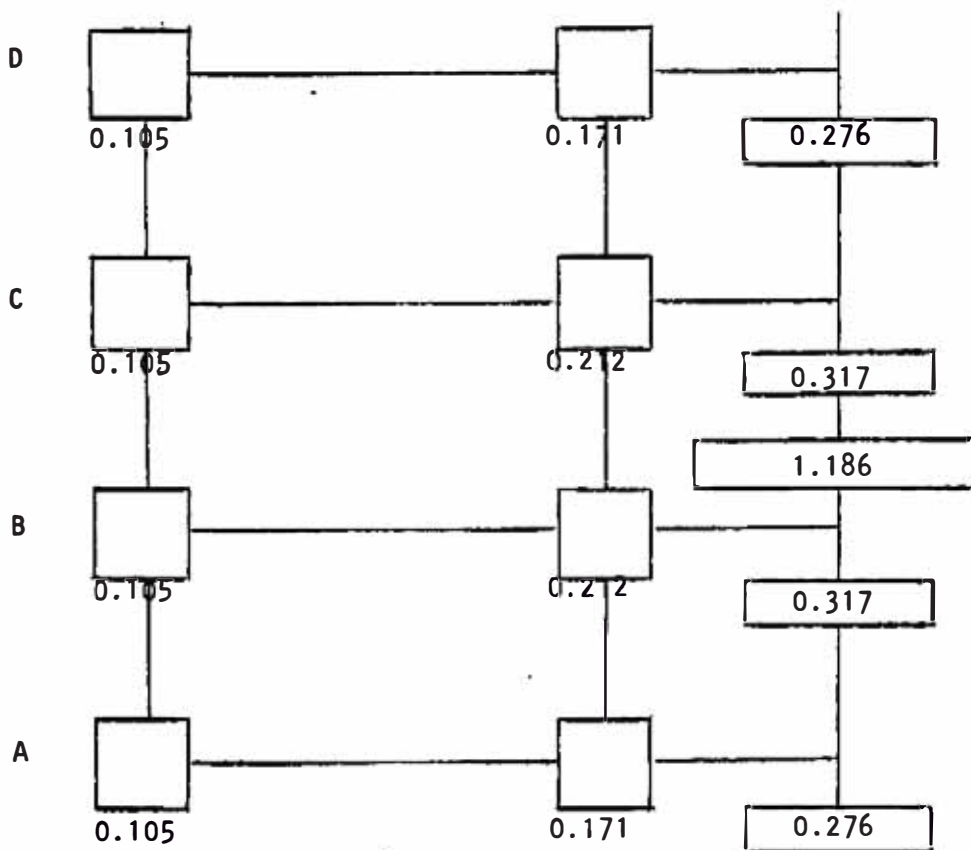
Vigas de cimentación k = 0.275

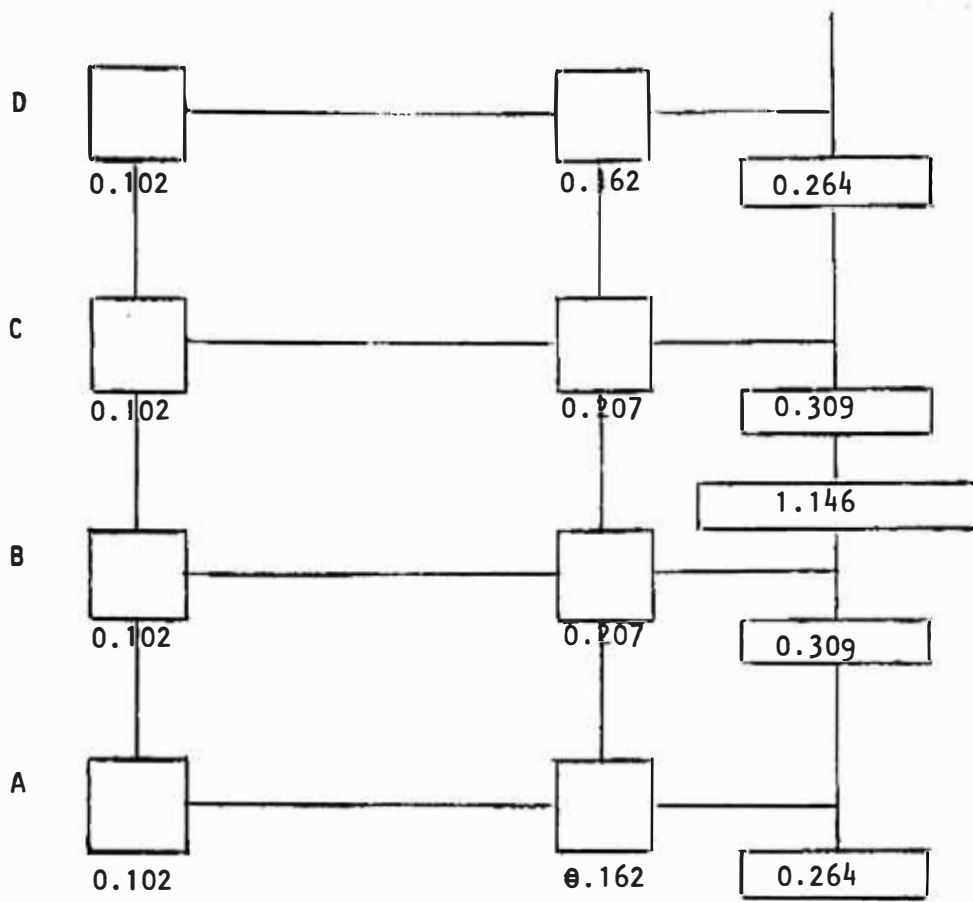
n	kc	\bar{k}	a	Dx
4C1	0.482	0.57	0.222	0.107
4C2	0.482	1.14	0.363	0.175
3C1	0.482	0.57	0.222	0.107
3C2	0.482	1.14	0.363	0.175
2C1	0.455	0.60	0.231	0.105
2C2	0.455	1.21	0.377	0.171
1C1	0.398	0.69	0.256	0.102
1C2	0.398	1.38	0.408	0.162

VALORES D DEL 4º y 3º PISOS



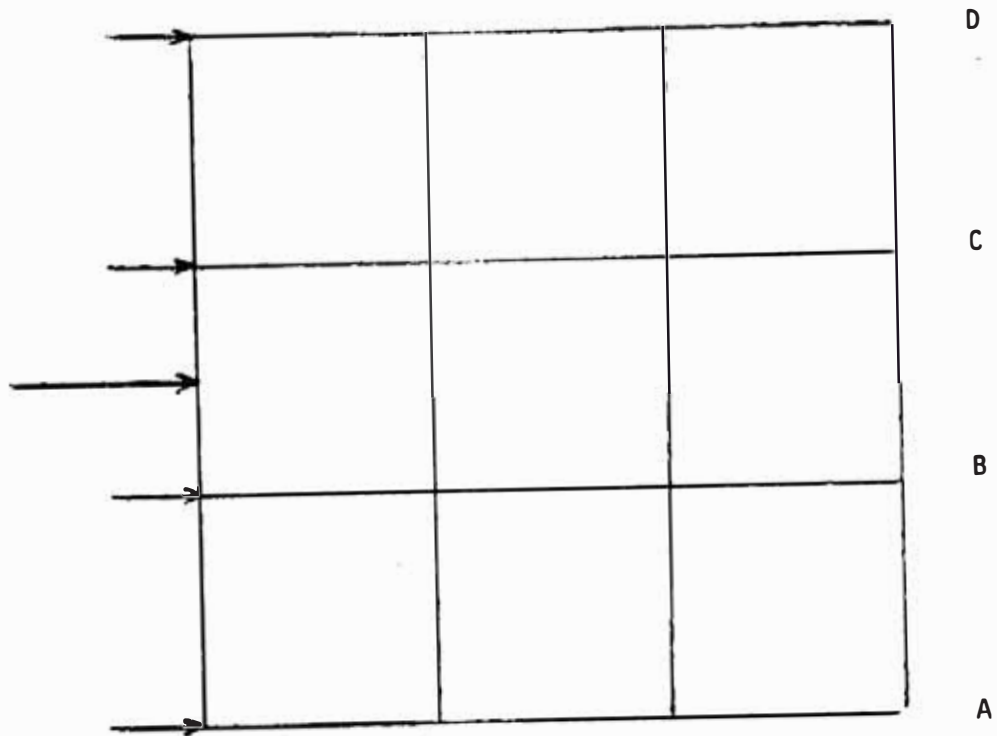
VALORES D DEL 2º PISO





VALORES D DEL 1º PISO

DETERMINACION DE LAS FUERZAS DE
INERCIAS EN LOS PORTICOS A y B



PORTICO A:

$$F_4 = 21.1 (2 \times 0.282) / (2 \times 1.21) = 4.92 \text{ t}$$

$$F_3 = 22.5 (2 \times 0.282) / (2 \times 1.21) = 5.24 \text{ t}$$

$$F_2 = 15.6 (2 \times 0.76) / (2 \times 1.186) = 3.63 \text{ t}$$

$$F_1 = 10.2 (2 \times 0.264) / (2 \times 1.146) = 2.35 \text{ t}$$

PORTICO B:

$$F_4 = 21.1 (2 \times 0.323) / (2 \times 1.21) = 5.63 \text{ t}$$

$$F_3 = 22.5 (2 \times 0.323) / (2 \times 1.21) = 6.00 \text{ t}$$

$$F_2 = 15.6 (2 \times 0.317) / (2 \times 1.186) = 4.17 \text{ t}$$

$$F_1 = 10.2 (2 \times 0.309) / (2 \times 1.146) = 2.75 \text{ t}$$

DETERMINACION DE LOS PUNTOS DE
INFLEXION EN COLUMNAS

PORTICOS A y D

n	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	y_0	y_1	y_2	y_3	y	y_h
4C1	0.57	1	-	1	0.30	0	-	0	0.30	0.99
4C2	1.14	1	-	1	0.40	0	-	0	0.40	1.32
3C1	0.57	1	1	1.06	0.40	0	0	0	0.40	1.32
3C2	1.14	1	1	1.06	0.45	0	0	0	0.45	1.48
2C1	0.60	1	0.94	1.14	0.50	0	0	0	0.50	1.75
2C2	1.21	1	0.94	1.14	0.50	0	0	0	0.50	1.75
1C1	0.69	1	0.87	-	0.70	0	0	-	0.70	2.8
1C2	1.38	1	0.87	-	0.65	0	0	-	0.65	2.6

PORTICOS B y C

n	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	y_0	y_1	y_2	y_3	y	y_h
4C1	0.57	1	-	1	0.30	0	-	0	0.30	0.99
4C2	0.55	1	-	1	0.30	0	-	0	0.30	0.99
3C1	0.57	1	1	1.06	0.40	0	0	0	0.40	1.32
3C2	0.55	1	1	1.06	0.40	0	0	0	0.40	1.32
2C1	0.60	1	0.94	1.14	0.50	0	0	0	0.50	1.75
2C2	0.58	1	0.94	1.14	0.50	0	0	0	0.50	1.75
1C1	0.69	1	0.87	-	0.70	0	0	0	0.70	2.8
1C2	0.67	1	0.87	-	0.70	0	0	0	0.70	2.8

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE
EN COLUMNAS
PORTICOS A y D

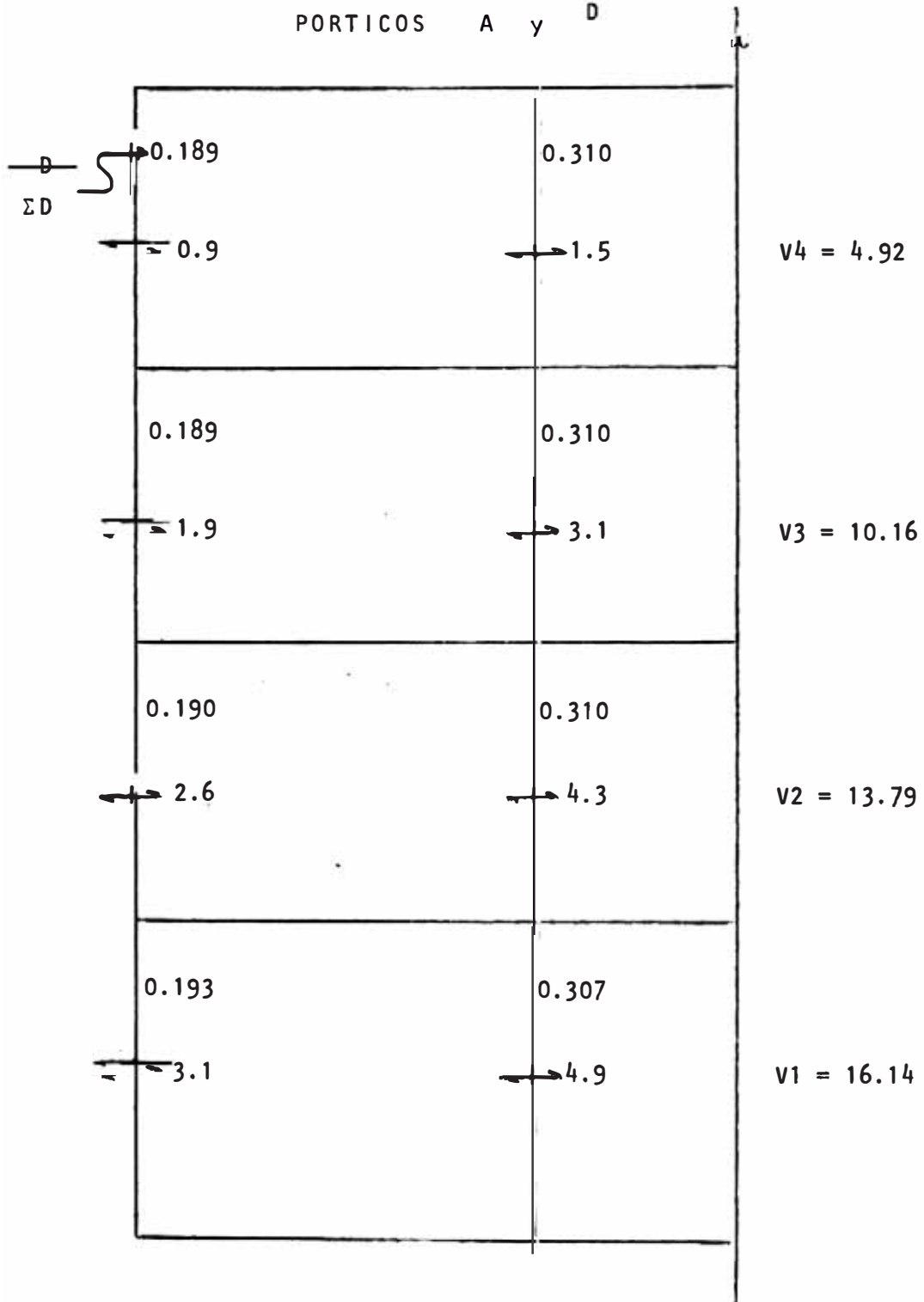


FIG. 4.10 FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE
EN COLUMNAS
PORTICOS B y C

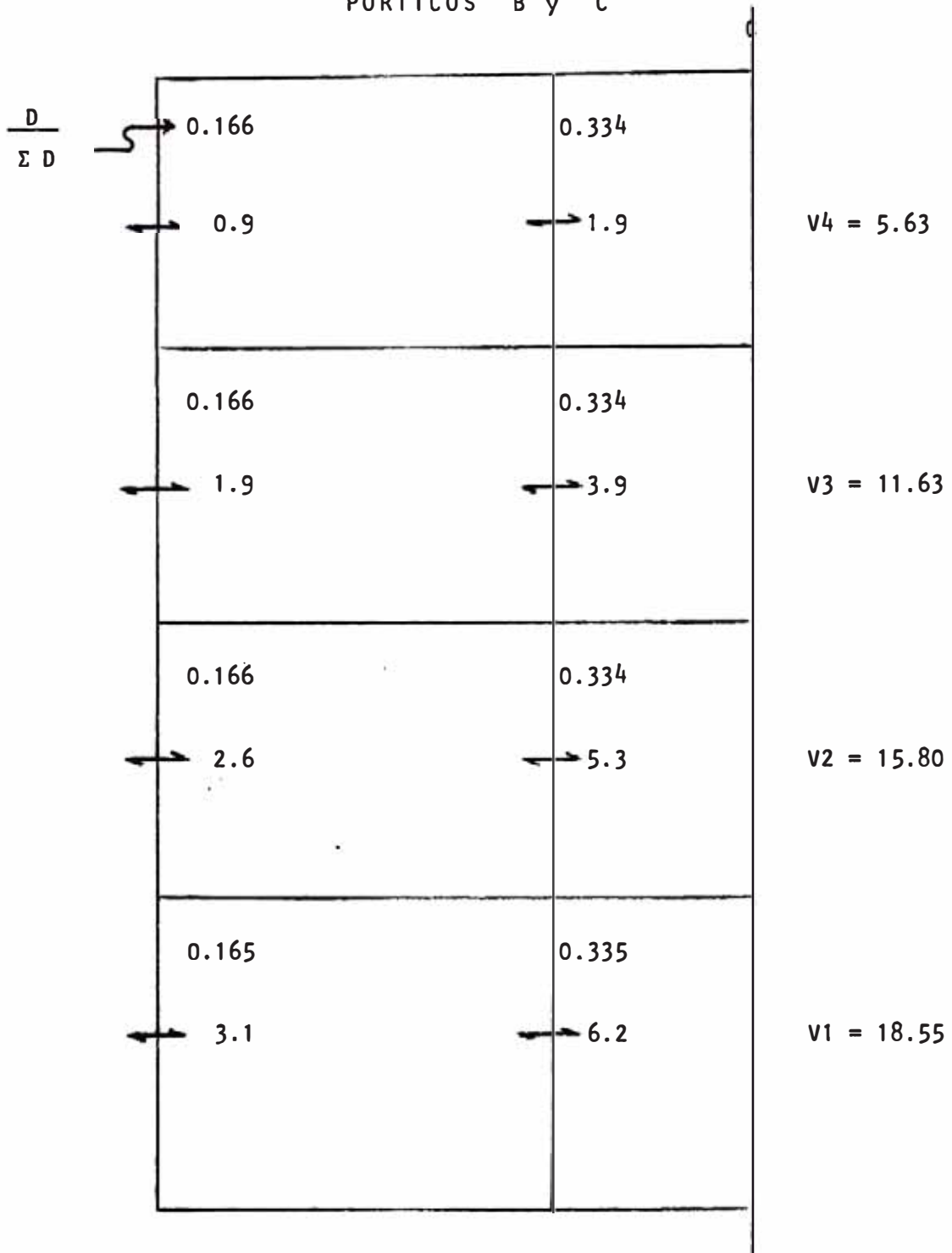


FIG. 4.11 FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES
PORTICOS A y D

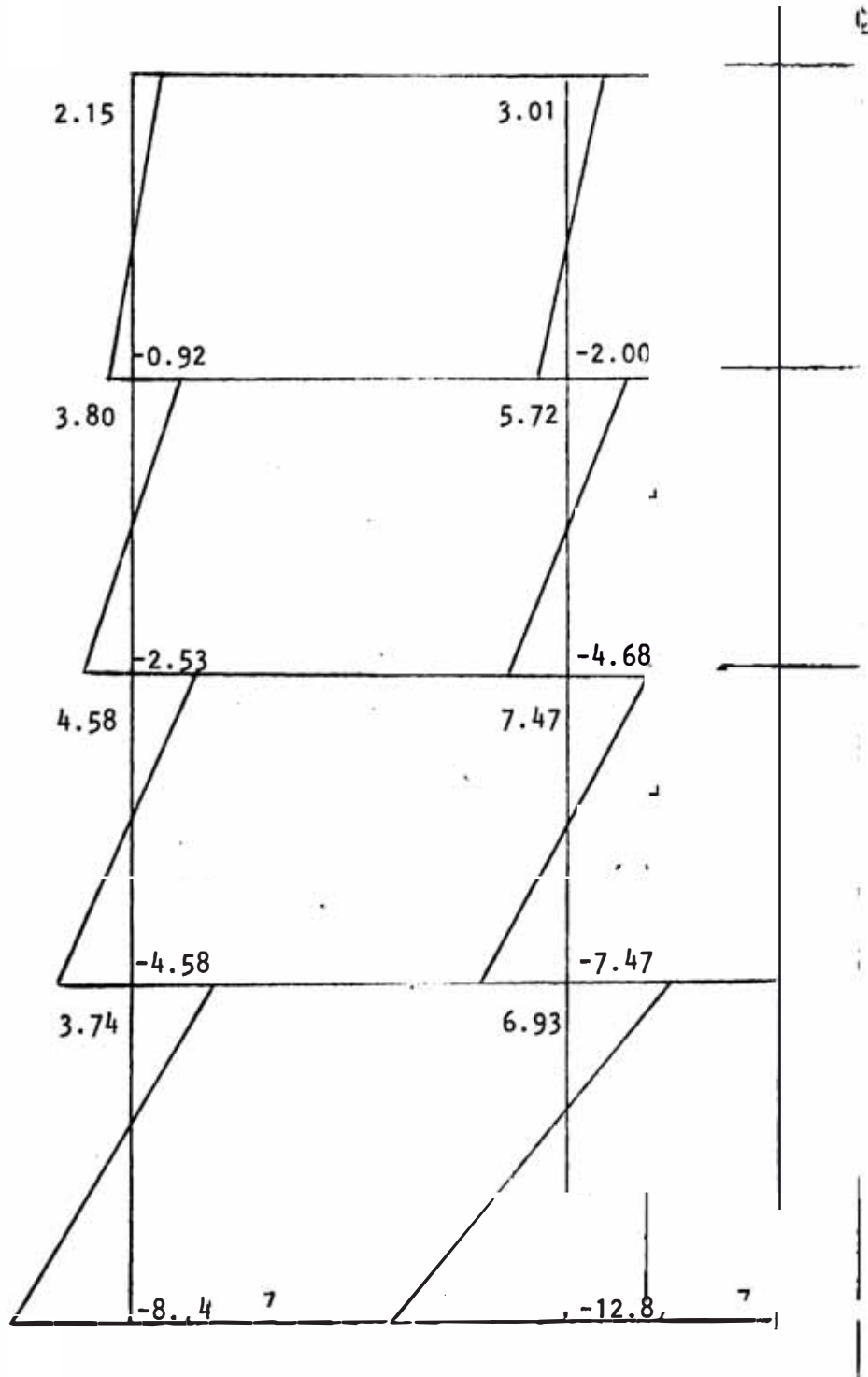


FIG. 4.12 MOMENTOS FLECTORES
(SIGNOS DE R. de M.)

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES
PORTICOS B Y C

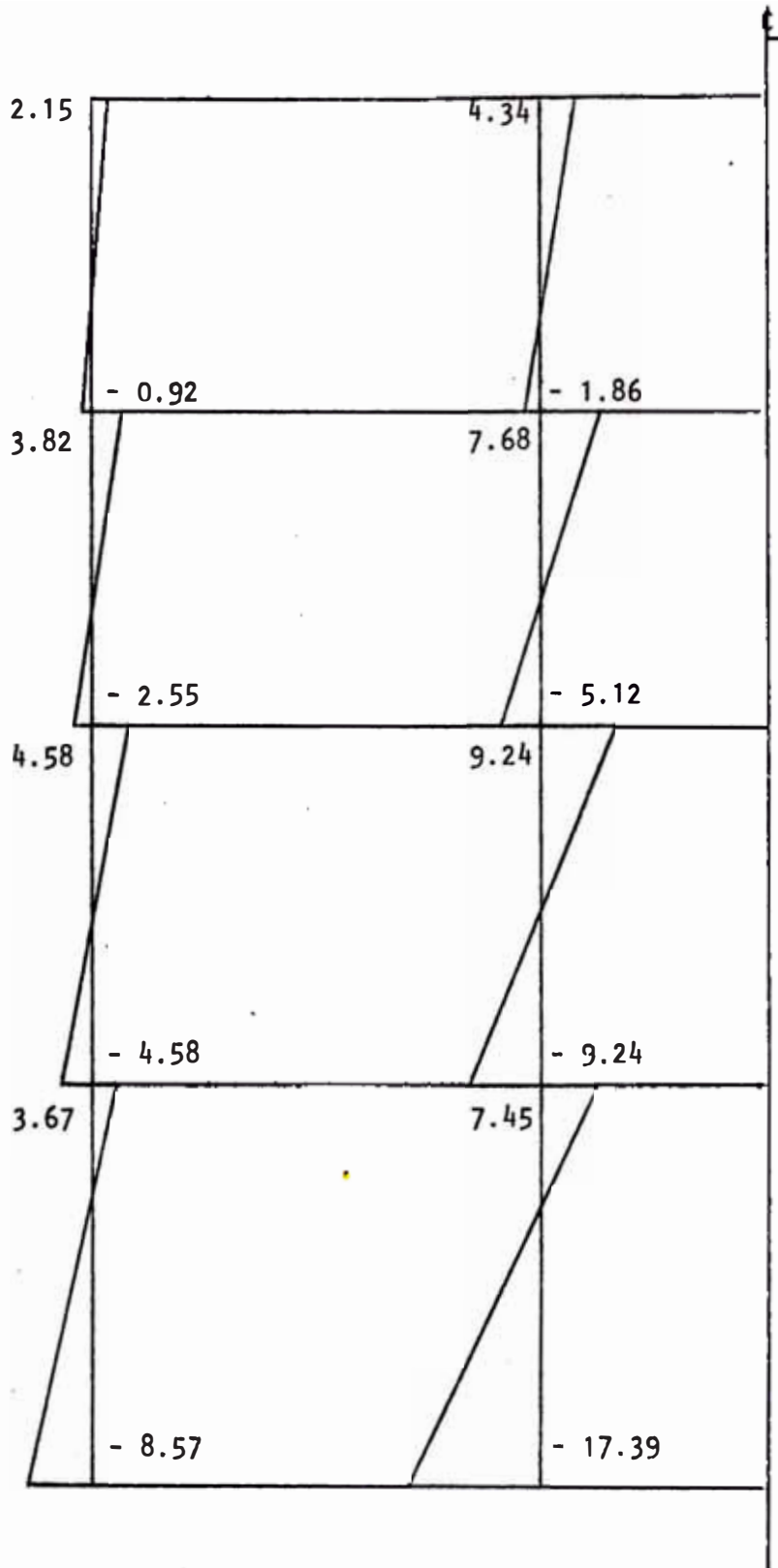


FIG. 4.13 MOMENTOS FLECTORES
(SIGNOS DE R. de M.)

CORRECCION DE LOS MOMENTOS EN COLUMNAS
DEBIDO AL GRADO DE FIJACION DE LAS
BASES DE COLUMNAS

$$DF = (1 + 3 \bar{K}) - \sqrt{(1 + 3 \bar{K})^2 - 1}$$

PORTICOS A Y D

Eje	n	K	ME	DF	MC	MOMENTOS FINALES	
						Mi	Ms
1	4C1	0.57		0.191	0.00	0.92	2.15
1	3C1	0.57	8.74	0.191	0.05	2.48	3.85
1	2C1	0.60		0.185	0.27	4.31	4.85
1	1C1	0.69		0.167	1.46	7.28	5.20
2	4C2	1.14		0.115	0.00	2.00	3.01
2	3C2	1.14	12.87	0.115	0.01	4.67	5.73
2	2C2	1.21		0.109	0.14	7.33	7.61
2	1C2	1.38		0.098	1.26	11.61	8.19

PORTICOS B Y C

Eje	n	K	ME	DF	MC	MOMENTOS FINALES	
						Mi	Ms
1	4C1	0.57		0.191	0.00	0.92	2.15
1	3C1	0.57	8.57	0.191	0.05	2.50	3.87
1	2C1	0.60		0.185	0.26	4.32	4.84
1	1C1	0.69		0.167	1.43	7.14	5.10
2	4C2	0.55		0.196	0.02	1.84	4.36
2	3C2	0.55	17.39	0.196	0.11	5.01	7.79
2	2C2	0.58		0.189	0.56	8.68	9.80
2	1C2	0.67		0.171	2.97	14.42	10.42

MOMENTOS , CORTANTES I VALORES Y FINALES.

PORTICOS A y D.

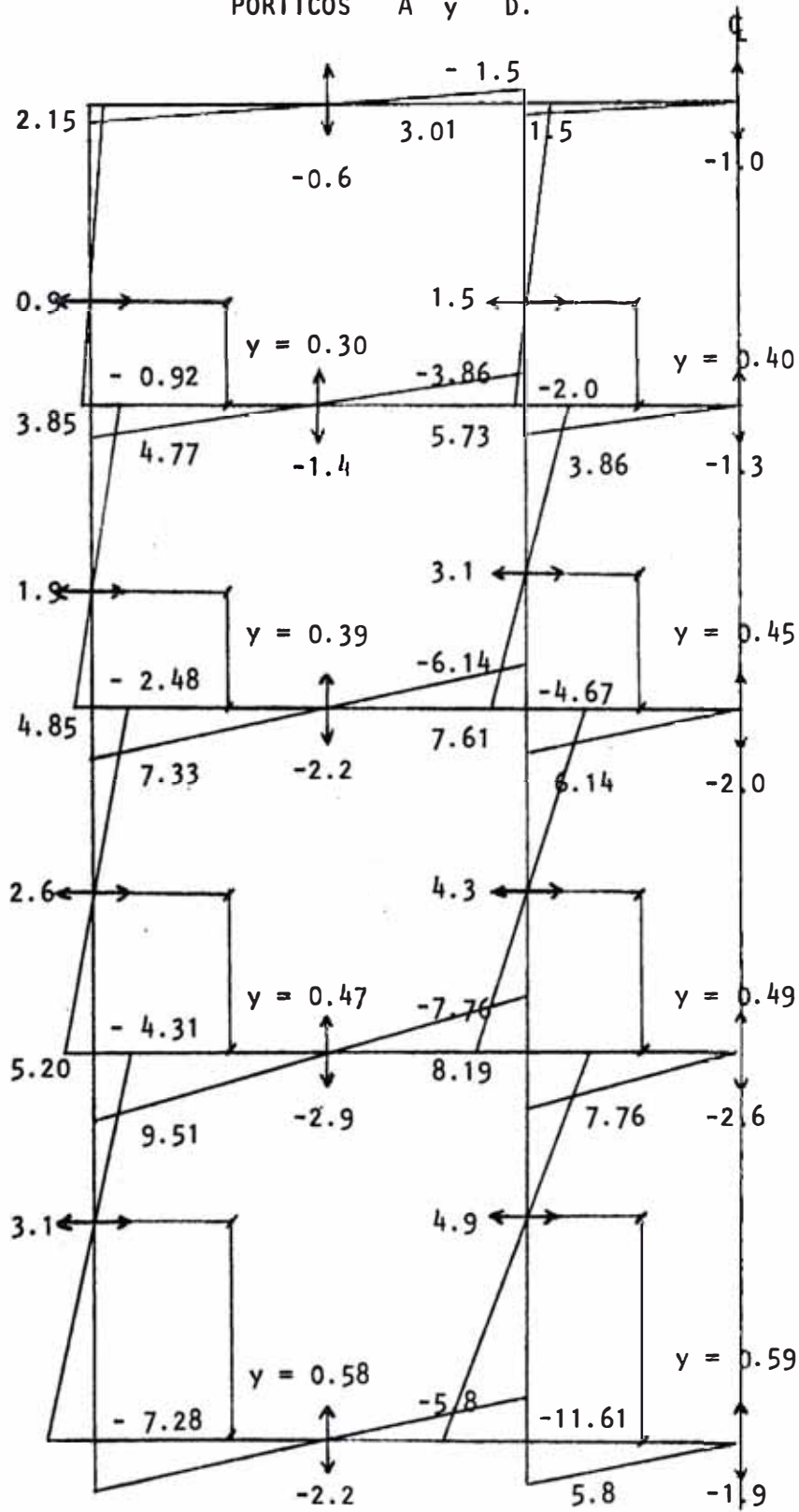


FIG. 4.14 (SIGNOS DE R. de M.)

MOMENTOS , CORTANTES i VALORES Y
FINALES . PORTICOS B Y C

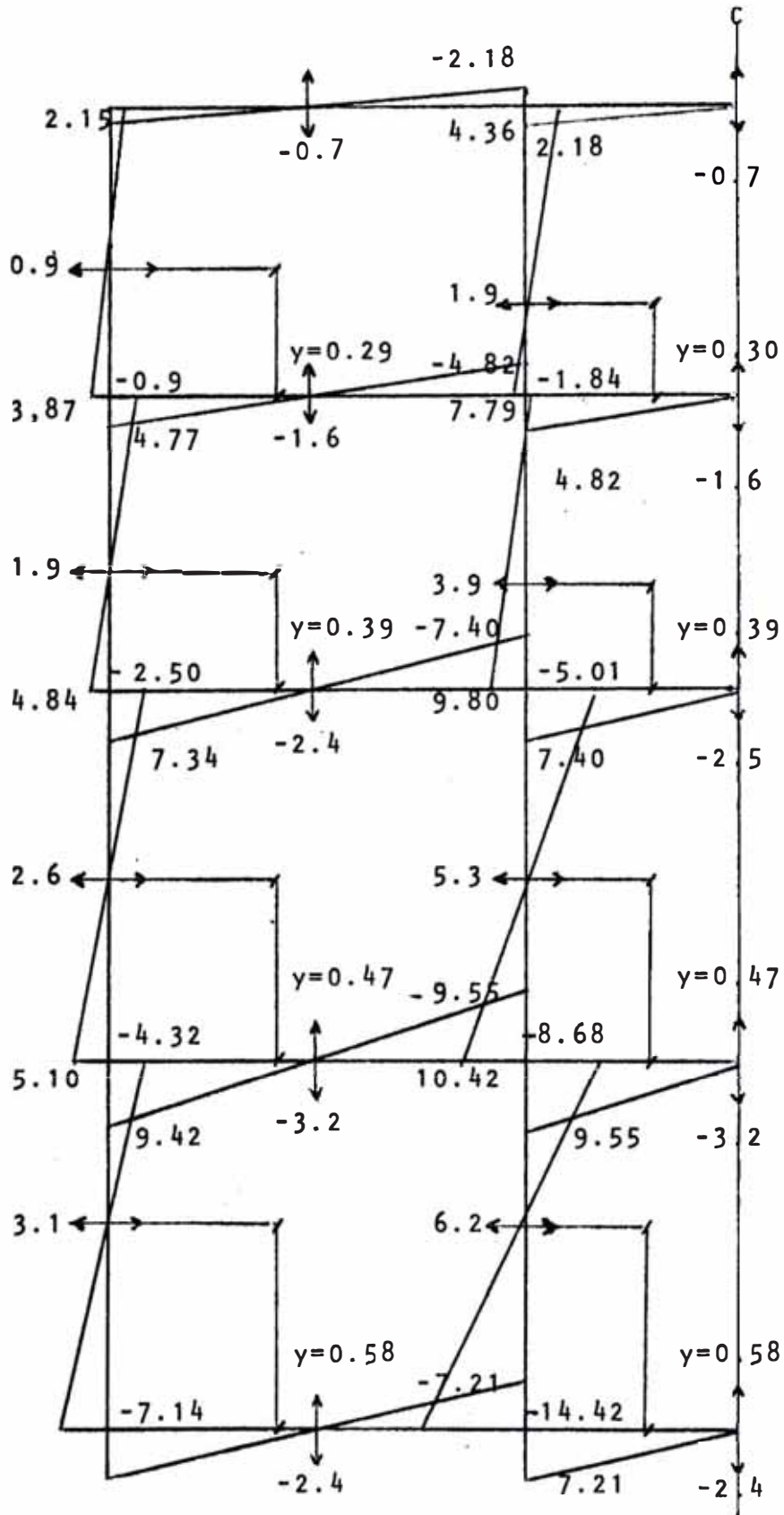


FIG. 4.15 (SIGNOS DE R. de M.)

EDIFICIO DE 4 PISOS CON PORTICOS
CON MIEMBROS DE SECCION VARIABLE

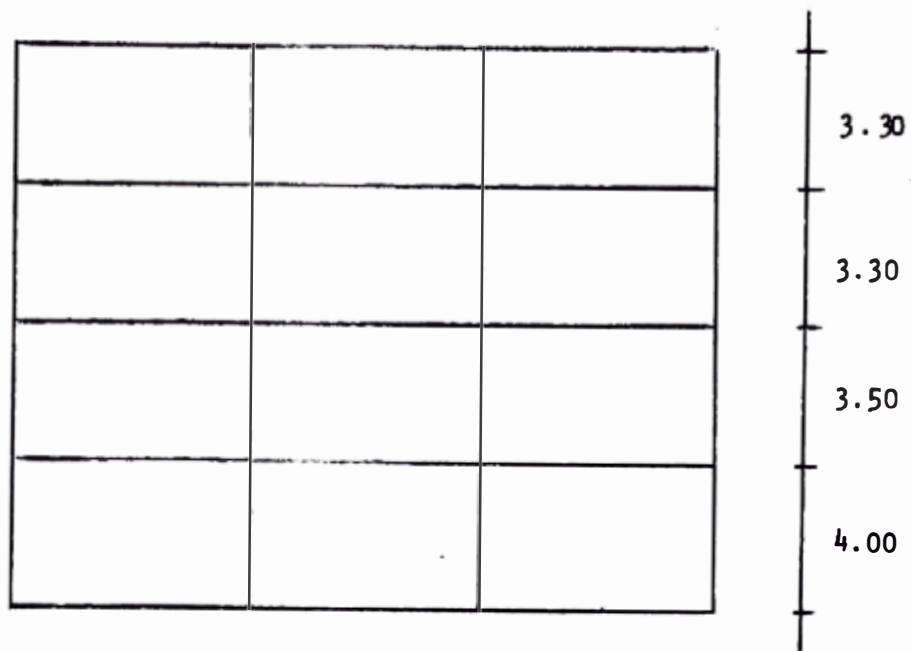
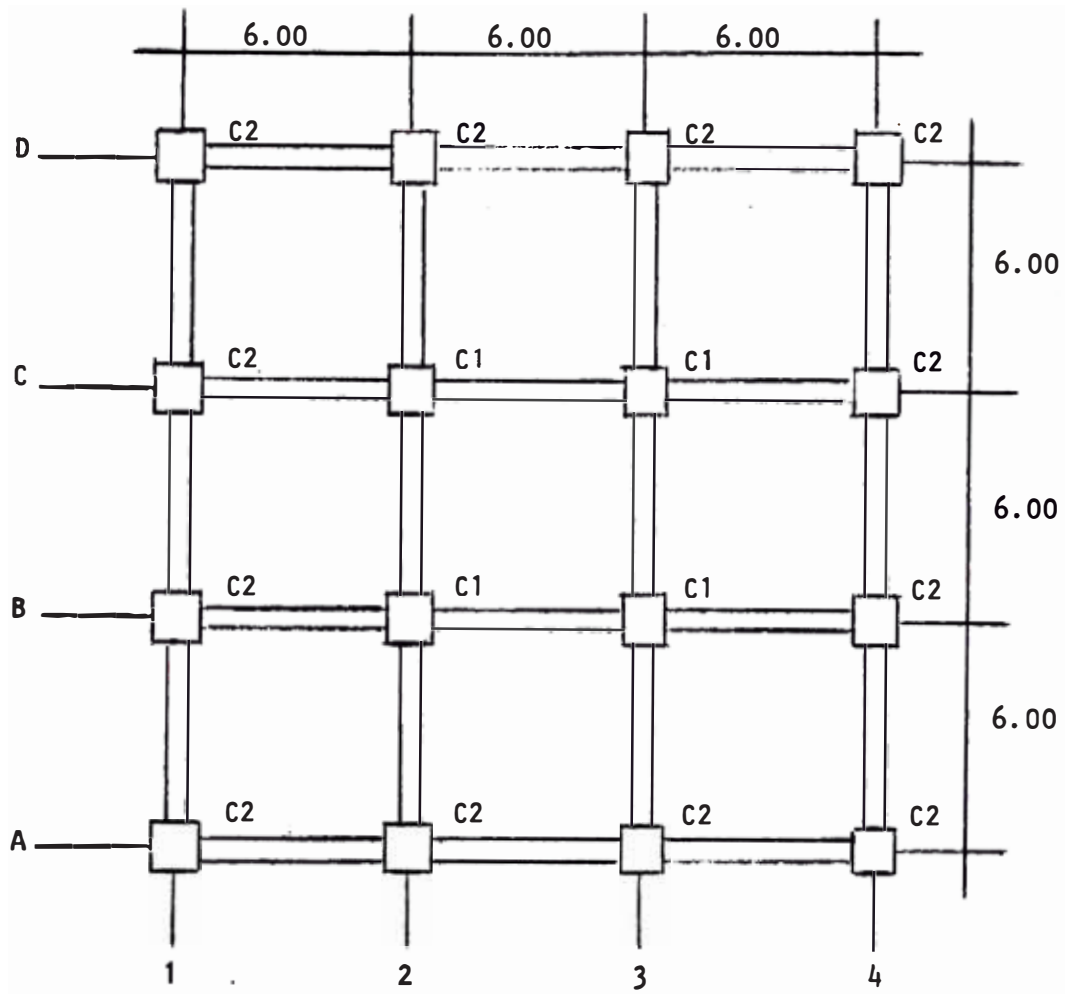
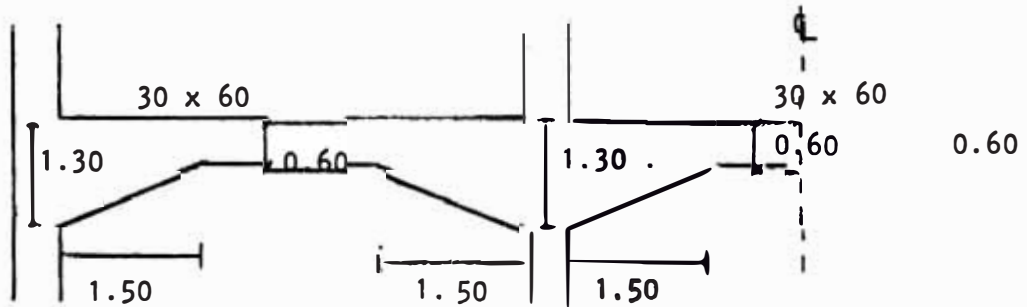


FIG. 4.16 PLANTA TIPICA Y ELEVACION

Dimensiones de vigas:

Sentido x i sentido y : 30 x 60 cm.



Dimensiones de columnas:

C1 60 x 60 cm.

C2 50 x 50 cm.

M E T R A D O D E C A R G A S

PESO DE LOS ELEMENTOS		
PISO	COLUMNAS	VIGAS
1° Piso	42.6 t	74.8 t
2° Piso	37.3 t	74.8 t
3° Piso	35.2 t	74.8 t
4° Piso	35.2 t	74.8 t

CARGAS POR NIVEL

NIVEL	PESO PROPIO	CARGA DISTRIBUIDA	CARGA VIVA	TOTAL
1	114.7	163.3	136.1	414.1
2	111.0	163.3	68.1	342.4
3	110.0	163.3	68.1	341.4
4	92.4	117.1	40.8	250.3

CARGAS POR NIVEL REDONDEADAS

1°	Nivel	414 t
2°	Nivel	342 t
3°	Nivel	341 t
	Nivel	250 t

ANALISIS DINAMICO PARA LA DIRECCION X-X
DETERMINACION DEL PRIMER MODO - METODO DE STODOLA

ENTREPISO	I C1	I C2	h - G efect	RIGIDEZ
1	1.08×10^6	0.52×10^6	370 cm	525.6 t/cm
2	1.08×10^6	0.52×10^6	307.5cm	914.4 t/cm
3	1.08×10^6	0.52×10^6	287 cm	1125.7 t/cm
4	1.08×10^6	0.52×10^6	287 cm	1125.7 t/cm

NIVEL	MASA RELATIVA	RIGIDEZ RELATIVA
1	1.65 M	0.47 K
2	1.37 M	0.81 K
3	1.36 M	K
4	M	K

Asumiendo : $\phi_1' = 1$; $\phi_2' = 2$; $\phi_3' = 3$; $\phi_4' = 4$



DEFLEXION	1	2	3	4	F.COMUN
$FI = M_i W^2 \delta_i$	1.65	2.74	4.08	4	
$V_i = \Sigma FI$	12.47	10.82	8.08	4	MW^2
$\Delta i = V_i/K_i$	26.53	13.36	8.08	4	MW^2/K
δ'_{ic}	26.53	39.89	47.97	51.97	MW^2/K
	1	1.504	1.808	1.959	
2° T A N T E O		1.504	1.808	1.959	
FI	1.65	2.06	2.46	1.96	
V_i	8.13	6.48	4.42	1.96	
Δi	17.30	8.00	4.42	1.96	
δ'_{ic}	17.30	25.30	29.92	31.68	
3° T A N T E O		1.462	1.718	1.831	
FI	1.65	2.00	2.34	1.831	
V_i	7.82	6.17	4.17	1.831	
Δi	16.64	7.62	4.17	1.831	
δ'_{ic}	16.64	24.26	28.43	30.26	
		1.458	1.708	1.818	

Cálculo de w_1^2 :

$$(1 + 1.462 + 1.718 + 1.831) = (16.64 + 24.26 + 28.43 + 30.26) \frac{MW^2}{K}$$

$$w_1^2 = 264.86 \text{ ciclos}^2/\text{seg}^2$$

M E T O D O D E H O L Z E R

0.422 0.349 0.348 0.255

	525.6	914.4	1125.68	1125.68	1125.68	1.810	
X		1.00	1.453		1.701		
ΔX	1.00		0.453	0.248		0.109	
FR	525.6		413.829	299.559		122.744	
FI		11.771	134.270		156.815		122.249
							-0.49
X		1.00	1.452		1.700		1.809
ΔX	1.00		0.452	0.248		0.109	
FR	525.6		413.643	279.169		122.217	
FI		111.957	134.474		156.951		122.353
							+0.13
264.86							
265.30							

AFINAMIENTO DEL VALOR DE W1

$$w^2 = w_i^2 \times \frac{\sum FR \Delta X}{\sum FI X}$$

Para el 1º Modo: $w_1^2 = 265.30$

FR	ΔX	FR ΔX	FI	X	FI X
525.6	1.00	525.60	111.96	1.00	111.96
413.6	0.45	186.12	134.47	1.45	194.98
299.2	0.25	69.80	156.95	1.70	266.81
122.2	0.11	13.44	122.35	1.81	221.45
Σ =		794.962	Σ =		795.210

$$w_1^2 = 265.30 \times \frac{794.962}{795.210} = 265.217$$

$$w_1 = 16.285 \text{ ciclos/seg}$$

$$T_1 = 2 \pi / w_1 = 0.386 \text{ seg}$$

CORTANTE EN LA DIRECCION X - X POR LA PROPUESTA DE
NORMAS BASICAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE PARA EL
REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES

$$H = I \frac{SC}{RD} P$$

Tipo de Edificación : 'B' (Oficinas y Departamentos); I = 1

Región : 2 (Lima) ; S = 0.8

El edificio tiene sus pórticos capaces de resistir el 100% de la fuerza horizontal; RD = 6.0

$$C = \frac{0.8}{0.6 \left(\frac{T}{T_S} \right) + 1}$$

$$T = T_1 = 0.386 \text{ seg}$$

TS = periodo predominante del suelo

$$0.2 < T_S < 1.0$$

TS para el suelo de tipo intermedio : 0.6 seg.

$$C = \frac{0.8}{0.6 \left(\frac{0.386}{0.6} \right) + 1} = 0.58$$

Como debe cumplirse que $0.18 < C < 0.50$

Tomaremos $C = 0.50$

$$P = CM + 0.25 CV$$

$$P = 1035.1 + 0.25 \times 313.1 = 1113.37$$

Luego :

$$H = 1 \times \frac{0.8 \times 0.5}{5.0} \times 1113.37 = 89.07$$

$$F_i = f_H \frac{W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

$$\frac{\text{alto}}{\text{ancho}} = \frac{14.1}{18} = 0.78 < 3 ; f = 1.0$$

Luego:

$$\begin{aligned} \Sigma Wjh_j &= 414 \times 4 + 342 \times 7.5 + 341 \times 10.8 + 250 \times 14.1 \\ &= 11428.8 \end{aligned}$$

$$F_1 = 1.0 \times 89.07 \times \frac{1656}{11428.8} = 12.90$$

$$F_2 = 1.0 \times 89.07 \times \frac{2565}{11428.8} = 19.99$$

$$F_3 = 1.0 \times 89.07 \times \frac{3682.8}{11428.8} = 28.70$$

$$F_4 = 1.0 \times 89.07 \times \frac{3525}{11428.8} = 27.47$$

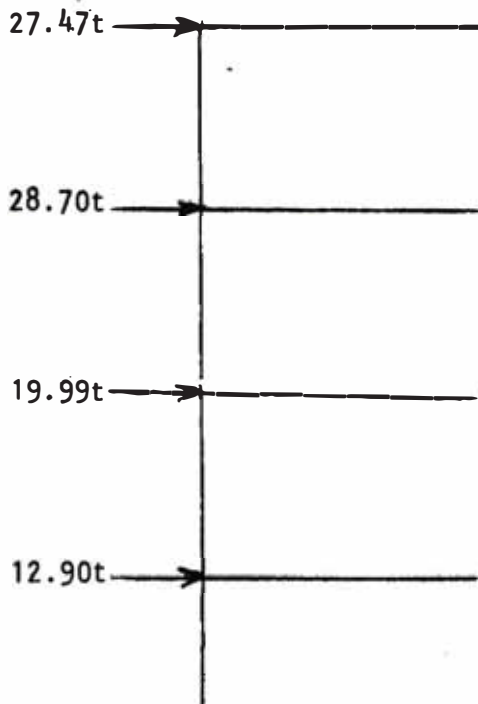


FIG. 4.17 FUERZAS DE INERCIA POR NIVEL DEL EDIFICIO

METODO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS EMPOTRADOS
PORTICOS B Y C

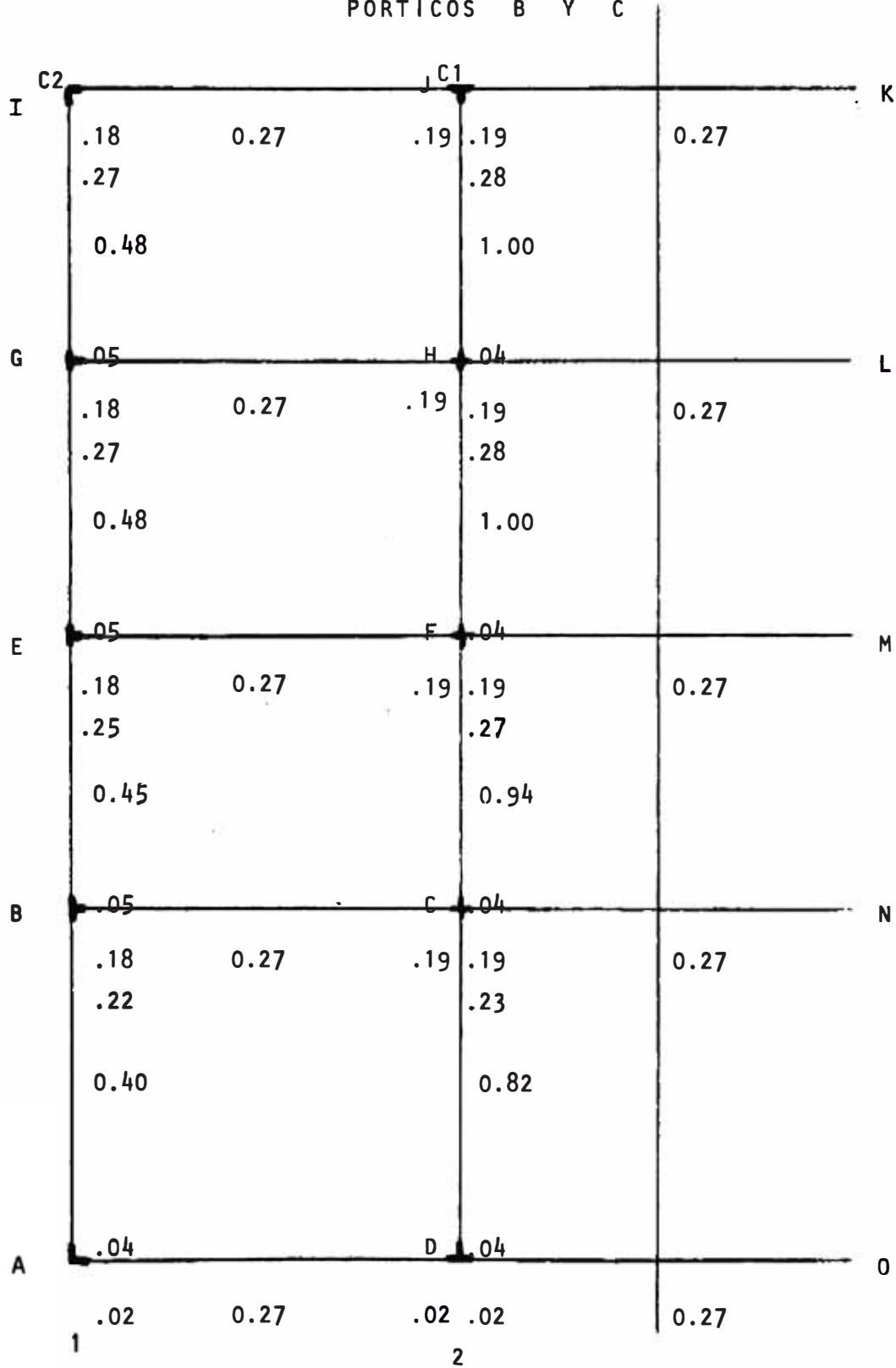


Fig. 4.18 VALORES DE λ Y RIGIDECES RELATIVAS

ELEMENTO	RIGIDEZ ABSOLUTA	RIGIDEZ RELATIVA
Viga extrema	900 cm ³	0.27
Viga central	900 cm ³	0.27
Viga de cim.	900 cm ³	0.27
C. C ₂ 4°Piso	1578.3 cm ³	0.48
C. C ₂ 3°Piso	1578.3 cm ³	0.48
C. C ₂ 2°Piso	1488.1 cm ³	0.45
C. C ₂ 1°Piso	1302.1 cm ³	0.40
C. C ₁ 4°Piso	3272.7 cm ³	1.00
C. C ₁ 3°Piso	3272.7 cm ³	1.00
C. C ₁ 2°Piso	3085.7 cm ³	0.94
C. C ₁ 1°Piso	2700.0 cm ³	0.82

I G	IJ
	6.9
8.0	
3.9	5.3
1.92	0.93
0.49	0.77
	4.07
3.97	
0.67	0.33

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

J I	JH	JK
		7.3
7.15	8.2	
5.3	3.8	5.6
0.96	4.10	1.74
0.74	0.46	-
		4.3
4.15	4.0	
0.14	0.60	0.26

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

GT	GE	GH
3.7		6.9
	8.0	
3.9	3.9	5.3
0.89	1.92	0.93
1.05	0.49	0.77
2.53		4.07
	3.97	
0.24	0.51	0.25

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

HG	HJ	HF	HL
	3.7		7.3
7.15		8.2	
5.3	3.8	3.8	5.6
0.96	1.85	4.1	1.74
0.74	1.03	0.46	
	2.50		4.3
4.15		4.0	
0.11	0.21	0.48	0.20

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

EB	EG	EF
	3.7	6.9
7.1		
3.6	3.9	5.3
1.60	0.89	0.93
0.51	1.05	0.77
	2.53	4.07
3.56		
0.47	0.26	0.27

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

FE	FC	FH	FM
		3.7	7.3
7.15	7.8		
5.3	3.6	3.8	5.6
0.96	3.67	1.85	1.74
0.74	0.46	1.03	
		2.50	4.3
4.15	3.80		
0.12	0.45	0.22	0.21

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

BE	BA	BC
3.6		6.9
	5.9	
3.6	2.9	5.3
0.81	1.18	0.93
1.00	0.49	0.77
2.40		4.07
	2.93	
0.28	0.40	0.32

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

CB	CF	CD	CN
	3.6		7.3
7.15			
5.3	3.6	3.1	5.6
0.96	1.69	2.54	1.74
0.74	1.00	0.50	-
	2.40		4.30
4.15		3.1	
0.14	0.24	0.37	0.25

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

AB	AD
3.4	2.3
2.9	1.2
0.68	0.31
0.85	0.52
2.1	1.16
0.69	0.31

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

DA	DC	DO
	3.4	2.3
2.3		
1.2	3.1	1.2
0.31	1.39	0.47
0.52	0.91	-
	2.17	1.16
1.16		
0.14	0.64	0.22

a
a'
b
ke
FT
C
C'
DF

Fig. 4.19
Valores
DF y FT

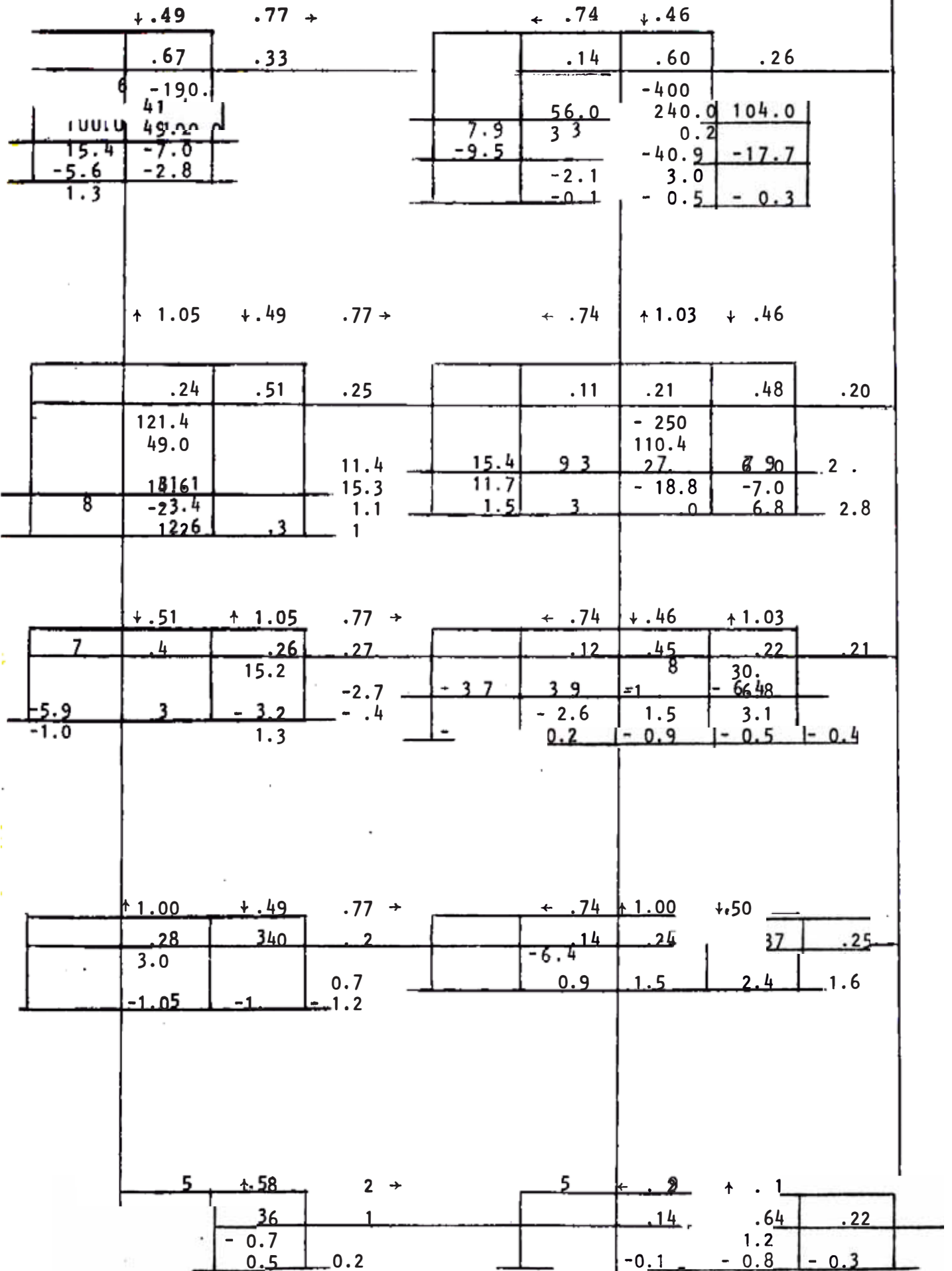


FIG. 4.20 ROTACION DEL 4º PISO : X_4 R_4

IG	IJ			JI	JH	JK	
- 80.8	80.8			82.2	- 168.2	86.0	
$Q_{44} = \frac{- (-80.8 - 59.4 - 168.2 - 126.1) \times 2}{3.3}$ $Q_{44} = 263.33 \text{ t}$							
GI	GE	GH		HG	HT	HF	HL
- 59.4	30.3	29.1		28.6	- 126.1	66.8	30.7
$Q_{43} = \frac{- (30.3 + 12 + 66.8 + 26.6) \times 2}{3.3}$ $Q_{43} = - 82.24 \text{ t}$							
EB	EG	EF		FE	FC	FH	FM
- 5.9	12.0	- 6.1		-6.5	-13.3	26.6	-6.8
$Q_{42} = \frac{- (-5.9 + 2.0 - 13.3 - 4.9) \times 2}{3.5}$ $Q_{42} = 12.63 \text{ t}$							
BE	BA	BC		CB	CF	CD	CN
2.0	-1.5	-0.5		0.9	-4.9	2.4	1.6
$Q_{41} = \frac{- (-1.5 - 0.2 + 2.4 + 0.4) \times 2}{4.0}$ $Q_{41} = - 0.55 \text{ t}$							
	AB	AD			DA	DC	DO
	- 0.2	0.2			- 0.1	0.4	- 0.3

FIG. 4.21 (IV)

↑ .49 .77 →		← .74 ↓ .46		
.67	.33	.14	.60	.26
39.8	- 9.0	-12.1	86.5	- 22.5
- 20.6	-10.2	- 7.8	- 9.3	
- 1.2	1.8	2.4	10.3	4.4
- 0.4	- 0.2		- 1.0	

↑ 1.05 ↓ .49 .77 →			← .74 ↑ 1.03 ↓ .46			
.24	.51	.25	.11	.21	.48	.20
	-190.6	32.6	44.0	84.0	- 400	80.0
37.9	80.6	39.5	30.4	-23.9	36.6	
-10.1	18.4	-3.5	-4.7	- 9.1	-20.7	-8.6
- 1.1	-2.5	-1.2	-0.9	4.7	0.8	
			-0.5	- 1.0	- 2.2	-0.9

↓ .51 ↑ 1.05 .77 →			← .74 ↓ .46 ↑ 1.03			
.47	.26	.27	.12	.45	.22	.21
	-121.4	14.3			- 250	
31.8	39.5	18.2	19.4	72.8	88.3	33.9
- 3.5	17.6		14.0	- 8.0	- 9.5	
2.2	- 1.2	1.3	0.4	1.6	0.8	0.7

↑ 1.00 ↓ .49 .77 →			← .74 ↑ 1.00 ↓ .50			
.28	.40	.32	.14	.24	.37	.25
16.2		-3.5	-4.7	33.5	-12.4	-8.4
- 3.5	-5.1	-4.1	-3.1	- 8.0	3.6	
1.1	1.2		-0.5			
-0.7	-0.9	-0.7				

↑ .85 .52 →		← .52 ↑ .91		
.69	.31	.14	.64	.22
-2.5	0.40		-6.2	
1.4	0.70	0.9	4.0	1.3
-0.4				

FIG. 4.22 ROTACION DEL 3 ° PISO $X_3 R_3$

IG	IJ		JI	JH	JK		
17.6	-17.6		-17.5	35.6	-18.1		
$Q_{34} = \frac{-(17.6 + 26.7 + 35.6 + 54.7) \times 2}{3.3}$ $Q_{34} = -81.58 \text{ t}$							
GI	GF	GH	HG	HT	HF	HI	
26.7	-94.1	67.4	68.3	54.7	-193.5	70.5	
$Q_{33} = \frac{-(-94.1 - 64.3 - 193.5 - 134.8) \times 2}{3.3}$ $Q_{33} = 294.97 \text{ t}$							
EB	EG	EF	FE	FC	FH	FM	
30.5	-64.3	33.8	33.8	66.4	-134.8	34.6	
$Q_{32} = \frac{-(30.5 + 13.1 + 66.4 + 25.5) \times 2}{3.5}$ $Q_{32} = -77.42 \text{ t}$							
BE	BA	BC	CB	CF	CD	CN	
13.1	-4.8	-8.3	-8.3	25.5	-8.8	-8.4	
$Q_{31} = \frac{-(-4.8 - 1.1 - 8.8 - 2.2) \times 2}{4.0}$ $Q_{31} = 8.44 \text{ t}$							
	AR	AD		DA	DC	DO	
	-1.1	1.1		0.9	-2.2	1.3	

FIG. 4.23 (III)

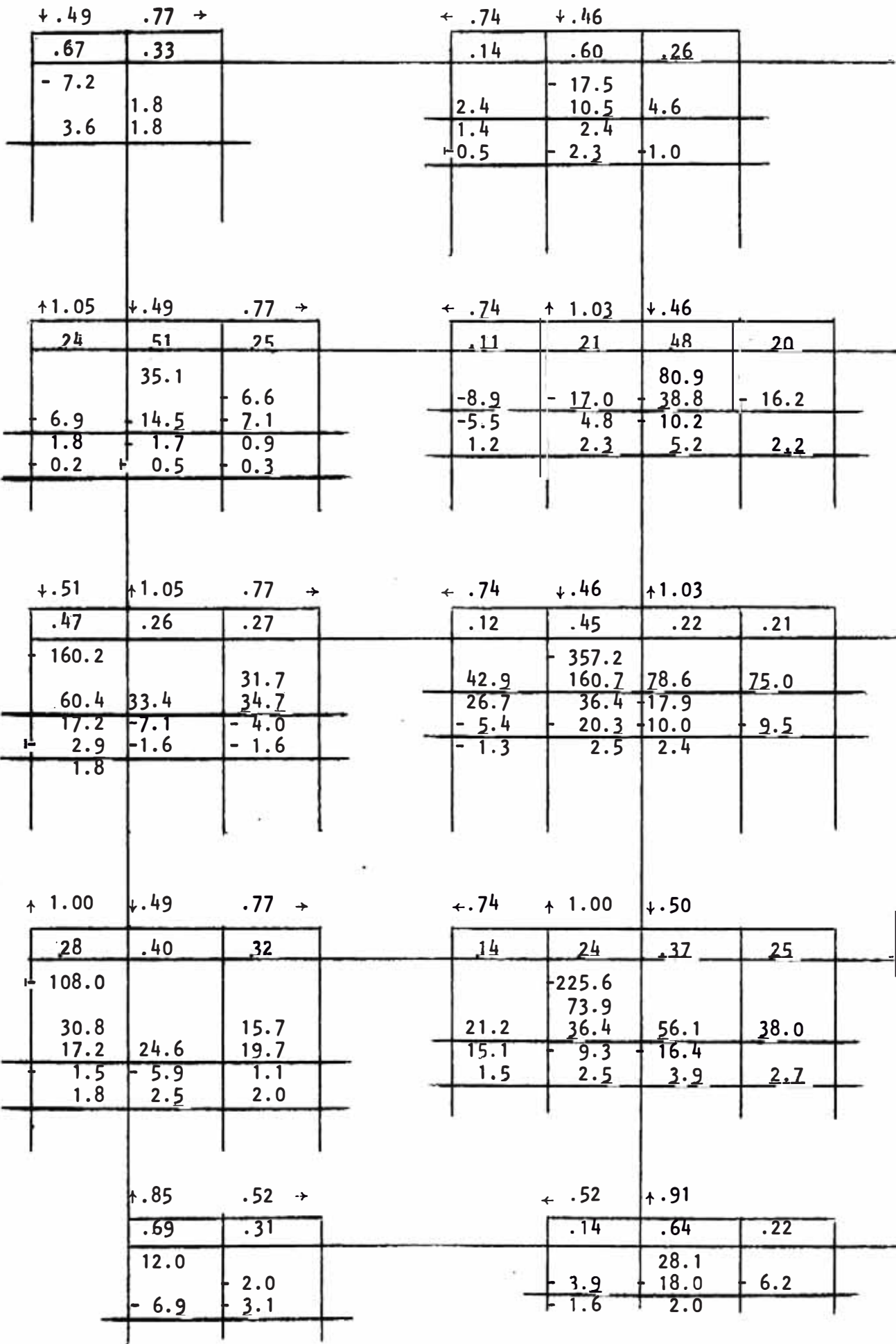


FIG. 4.24 ROTACION DEL 2 ° PISO: X2 R2

IG	IJ
- 3.6	3.6

JI	JH	JK
3.3	- 6.9	3.6

$$Q_{24} = \frac{- (- 3.6 - 5.3 - 6.9 - 9.9) \times 2}{3.3}$$

$$Q_{24} = 15.58 \text{ t}$$

GI	GE	GH
- 5.3	18.4	- 13.1

HG	HJ	HF	HL
- 13.2	- 9.9	37.1	- 14.0

$$Q_{23} = \frac{-(18.4 + 24.7 + 37.1 + 50.7) \times 2}{3.3}$$

$$Q_{23} = - 79.34 \text{ t}$$

EB	EG	EF
- 85.5	24.7	60.8

FE	FC	FH	FM
64.2	-180.4	50.7	65.5

$$Q_{22} = \frac{- (- 85.5 - 59.7 - 180.4 - 122.1) \times 2}{3.5}$$

$$Q_{22} = 255.82 \text{ t}$$

BE	BA	BC
- 59.7	21.2	38.5

CB	CF	CD	CN
37.8	-122.1	43.6	40.7

$$Q_{21} = \frac{- (21.2 + 5.1 + 43.6 + 10.1) \times 2}{4.0}$$

$$Q_{21} = - 40.0 \text{ t}$$

AB	AD
5.1	- 5.1

DA	DC	DO
- 3.9	10.1	- 6.2

FIG. 4.25 (11)

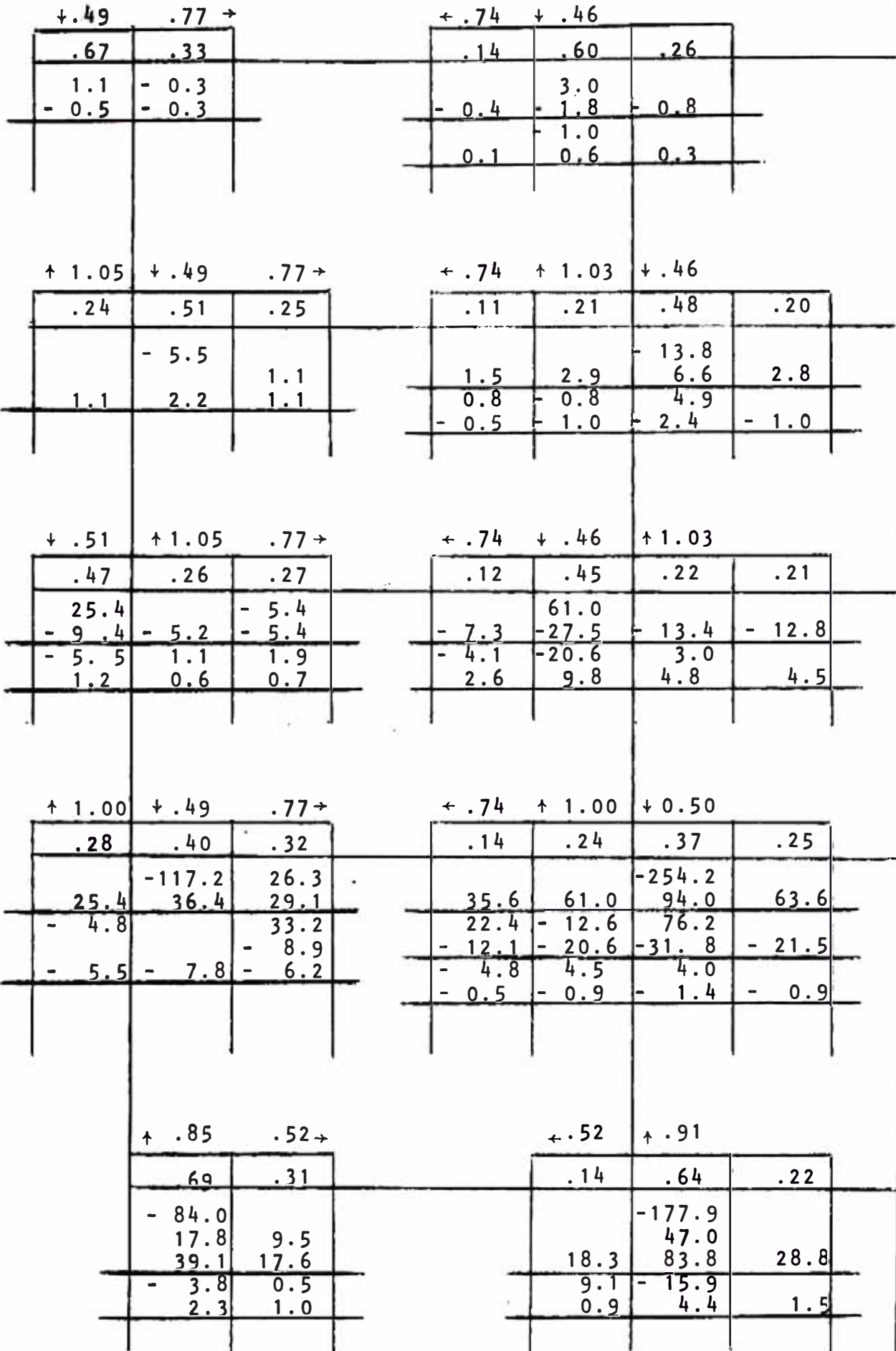


FIG. 4.26 ROTACION 1° PISO : X₁ R₁

IG	IJ			JJ	JH	JK	
0.6	- 0.6			- 0.3	0.8	- 0.5	
$Q_{14} = \frac{- (0.6 + 1.1 + 0.8 + 1.1) \times 2}{3.3}$							
$Q_{14} = - 2.18 \text{ t}$							
GI	GE	GH		HG	HJ	HF	HL
1.1	- 3.3	2.2		1.8	1.1	- 4.7	1.8
$Q_{13} = \frac{- (- 3.3 - 3.5 - 4.7 - 5.6) \times 2}{3.3}$							
$Q_{13} = 10.36 \text{ t}$							
EB	EG	EF		FE	FC	FH	FM
11.7	- 3.5	8.2		- 8.8	22.7	- 5.6	- 8.3
$Q_{12} = \frac{- (11.7 + 15.1 + 22.7 + 31.4) \times 2}{3.5}$							
$Q_{12} = - 46.23 \text{ t}$							
BE	BA	BC		CB	CF	CD	CN
15.1	- 88.6	73.5		40.6	31.4	- 113.2	41.2
$Q_{11} = \frac{- (- 88.6 - 28.6 - 113.2 - 58.6) \times 2}{4.0}$							
$Q_{11} = 144.50 \text{ t}$							
	AB	AD			DA	DC	DO
	- 28.6	28.6			28.3	- 58.6	30.3

FIG. 4.27 (I)

PORTICOS A Y D

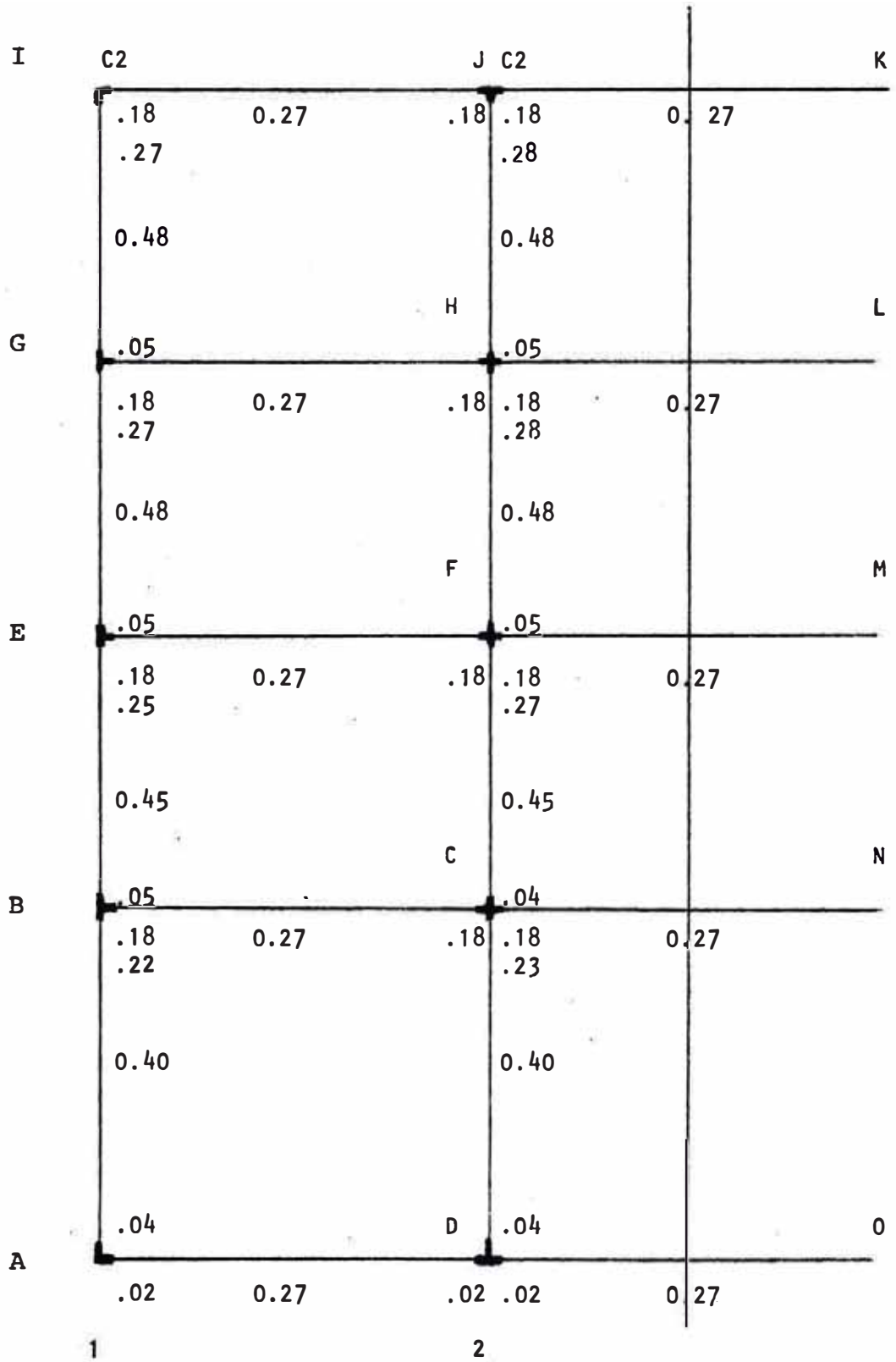


FIG. 4.28 VALORES DE λ Y RIGIDECES RELATIVAS

ELEMENTO	RIGIDEZ ABSOLUTA	RIGIDEZ RELATIVA
Viga extrema	900.0 cm ³	0.27
Viga central	900.0 cm ³	0.27
Viga de cim.	900.0 cm ³	0.27
CC2 4° Piso	1578.3 cm ³	0.48
CC2 3° Piso	1578.3 cm ³	0.48
CC2 2° Piso	1488.3 cm ³	0.45
CC2 1° Piso	1302.1 cm ³	0.40

IG	IJ			JI	JH	JK
	6.7	a	a			6.7
8.2		a'	a'	6.7	8.5	
3.9	5.2	b	b	5.2	4.0	5.2
1.97	0.90	ke	ke	0.90	2.04	1.61
0.47	0.78	FT	FT	0.78	0.47	-
	3.97	c	C			3.97
4.03		c'	c'	3.97	4.17	
0.69	0.31	DF	DF	0.20	0.45	0.35

GI	GE	GH			HG	HJ	HF	HL
3.7		6.7	a	a		3.8		6.7
	8.2		a'	a'	6.7		8.5	
3.9	3.9	5.2	b	b	5.2	4.0	4.0	5.2
0.89	1.97	0.90	ke	ke	0.90	0.91	2.04	1.61
1.05	0.47	0.78	FT	FT	0.78	1.05	0.47	-
2.53		3.97	c	c		2.60		3.97
	4.03		c'	c'	3.97		4.17	
.24	.52	.24	DF	DF	0.16	0.17	0.37	0.30

EB	EG	EF			FE	FC	FH	FM
	3.7	6.7	a	a			3.8	6.7
7.1			a'	a'	6.7	7.9		
3.6	3.9	5.2	b	b	5.2	3.7	4.0	5.2
1.60	0.89	0.90	ke	ke	0.90	1.78	0.91	1.61
0.51	1.05	0.78	FT	FT	0.78	0.47	1.05	-
	2.53	3.97	c	c			2.60	3.97
3.57			c'	c'	3.97	3.87		
.47	.26	.27	DF	DF	.17	.34	.18	.31

BE	BA	BC			CB	CF	CD	CN
3.6		6.7	a	a		3.5		6.7
	5.9		a'	a'	6.7		6.3	
3.6	2.9	5.2	b	b	5.2	3.7	3.1	5.2
0.81	1.18	0.90	ke	ke	0.90	0.79	1.26	1.61
1.00	0.49	0.78	FT	FT	0.78	1.06	0.49	-
2.40		3.97	c	c		2.40		3.97
	2.93		c'	c'	3.97		3.13	
.28	.41	.31	DF	DF	.20	.17	.28	.35

AB	AD				DA	DC	DO
3.3	2.3	a		a		3.3	2.3
		a'		a'	2.3		
2.9	1.2	b		b	1.2	3.1	1.2
0.66	0.31	ke		ke	0.31	0.66	0.47
0.88	0.52	FT		FT	0.52	0.94	-
2.07	1.17	c		c		2.13	1.17
		c'		c'	1.17		
.68	.32	DF		DF	.21	.46	.33

FIG.4.29
VALORES
Y FT

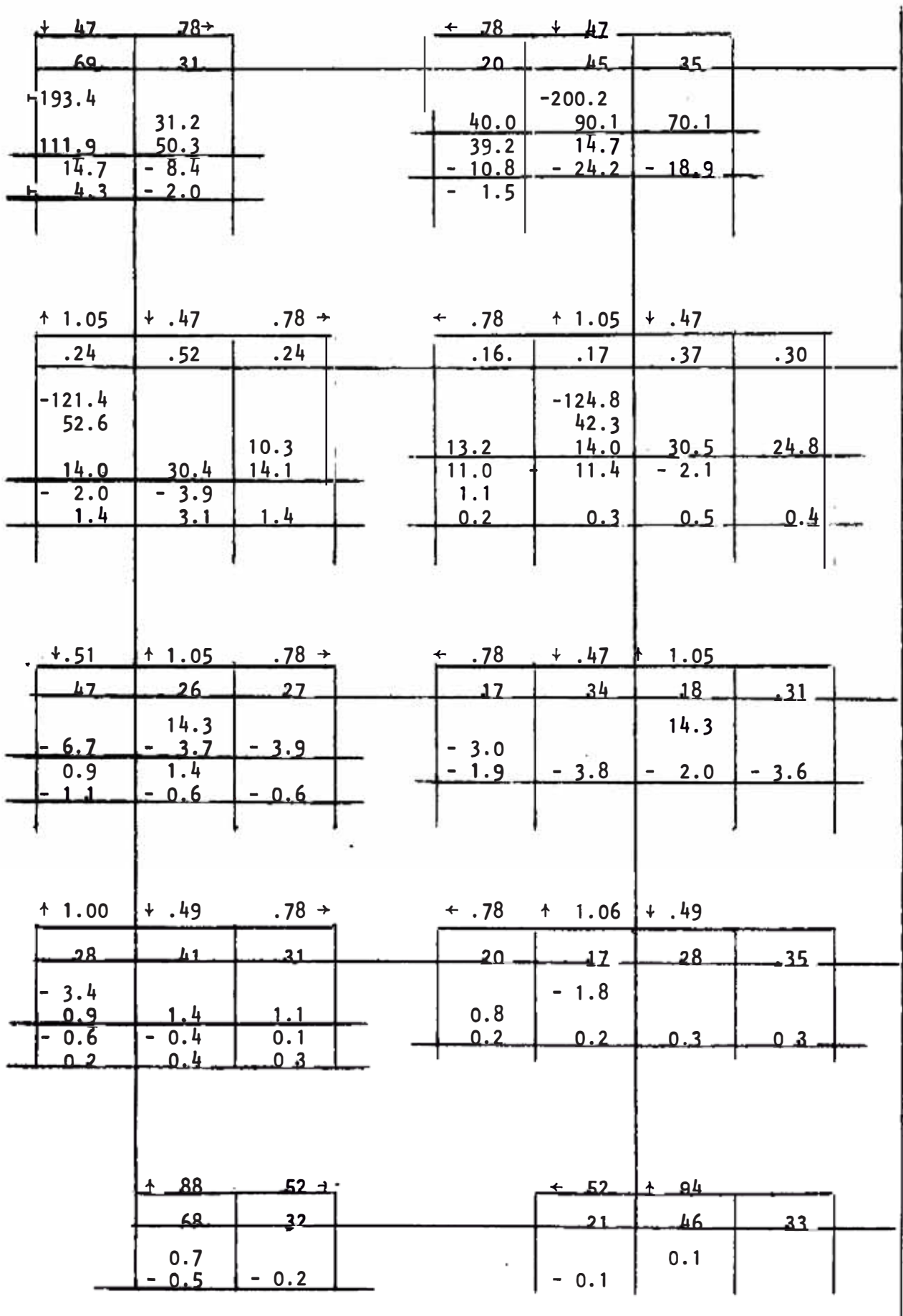


FIG. 4.30 ROTACION DEL 4° PISO: $X_4 R_4$

IG	IJ		JI	JH	JK		
- 71.1	71.1		68.4	-119.6	51.2		
$Q_{44} = \frac{- (- 71.1 - 55.4 - 119.6 - 79.6) \times 2}{3.3}$							
$Q_{44} = 197.39 \text{ t}$							
GI	GE	GH	HG	HJ	HF	HL	
- 55.4	29.6	25.8	25.5	- 79.6	28.9	25.2	
$Q_{43} = \frac{- (29.6 + 11.4 + 28.9 + 12.3) \times 2}{3.3}$							
$Q_{43} = - 43.82 \text{ t}$							
EB	EG	EF	FE	FC	EH	EM	
- 6.9	11.4	- 4.5	- 4.9	- 3.8	12.3	- 3.6	
$Q_{42} = \frac{- (- 6.9 - 2.9 - 3.8 - 1.6) \times 2}{3.5}$							
$Q_{42} = 8.69 \text{ t}$							
BE	BA	BC	CB	CF	CD	CM	
- 2.9	1.4	1.5	1.0	- 1.6	0.3	0.3	
$Q_{41} = \frac{- (1.4 + 0.2 + 0.3 - 0.1) \times 2}{4.0}$							
$Q_{41} = - 1.00 \text{ t}$							
	AB	AD		DA	DC	DO	
	0.2	- 0.2		- 0.1	0.1	0.0	

Fig. 4.31 (I V)

↓ .47 .78 →		← .78 ↓ .47				
.69	.31	.20	.45	.35		
42.4			35.7			
-29.3	-13.1	-10.2				
	-4.0	-5.1	-11.5	-8.9		
	1.2		-7.7			
1.9	0.9	1.5	3.5	2.7		
↑ 1.05 ↓ .47 .78 →		← .78 ↑ 1.05 ↓ .47				
.24	.52	.24	.16	.17	.37	.30
	-193.4	25.0			-200.2	
40.4	87.6	40.4	32.0	34.0	74.1	60.1
-13.7	18.7	-5.4	31.5	-5.4	17.0	
0.9	1.4		-6.9	-7.3	-16.0	-12.9
-0.5	-1.0	-0.4				
↓ .51 ↑ 1.05 .78 →			← .78 ↓ .47 ↑ 1.05			
.47	.26	.27	.17	.34	.18	.31
	-121.4				-124.8	
	41.1	11.9			34.8	
32.1	17.8	18.5	15.3	30.6	16.2	27.9
-4.6		-0.7	14.4	-1.9	-7.5	
2.5	1.4	1.4	-0.8	-1.7	-0.9	-1.6
↑ 1.00 ↓ .49 .78 →			← .78 ↑ 1.06 ↓ .49			
.28	.41	.31	.20	.17	.28	.35
16.4				14.4		
-4.6	-6.7	-5.1	-4.0			
1.3	2.0	-1.6	-2.1	-1.8	-2.9	-3.6
-0.5	-0.7	-0.5				
↑ .88 .52 →		← .52 ↑ .94				
.68	.32	.21	.46	.33		
-3.3		0.5	-1.4			
2.2	1.1	0.2	0.4	0.3		

FIG. 4.32 ROTACION DEL 3° PISO: $X_3 R_3$

IG	IJ		JI	JH	JK		
15.0	- 15.0		- 13.8	20.0	- 6.2		
$Q_{34} = \frac{- (15.0 + 27.1 + 20.0 + 21.3) \times 2}{3.3}$							
$Q_{34} = -50.54 \text{ t}$							
GI	GE	GH	HG	HJ	HF	HL	
27.1	- 86.7	59.6	56.6	21.3	- 125.1	47.2	
$Q_{33} = \frac{- (- 86.7 - 61.1 - 125.1 - 82.2) \times 2}{3.3}$							
$Q_{33} = 215.21 \text{ t}$							
EB	EG	EF	FE	FC	FH	FM	
30.0	- 61.1	31.1	28.9	27.0	- 82.2	26.3	
$Q_{32} = \frac{- (30.0 + 12.6 + 27.0 + 12.6) \times 2}{3.5}$							
$Q_{32} = -46.97 \text{ t}$							
RE	RA	RC	CB	CF	CD	CN	
12.6	- 5.4	- 7.2	- 6.1	12.6	- 2.9	- 3.6	
$Q_{31} = \frac{- (- 5.4 - 1.1 - 2.9 - 1.0) \times 2}{4.0}$							
$Q_{31} = 5.20 \text{ t}$							
	AB	AD		DA	DC	DO	
	- 1.1	1.1		0.7	- 1.0	0.3	

FIG. 4.33 (III)

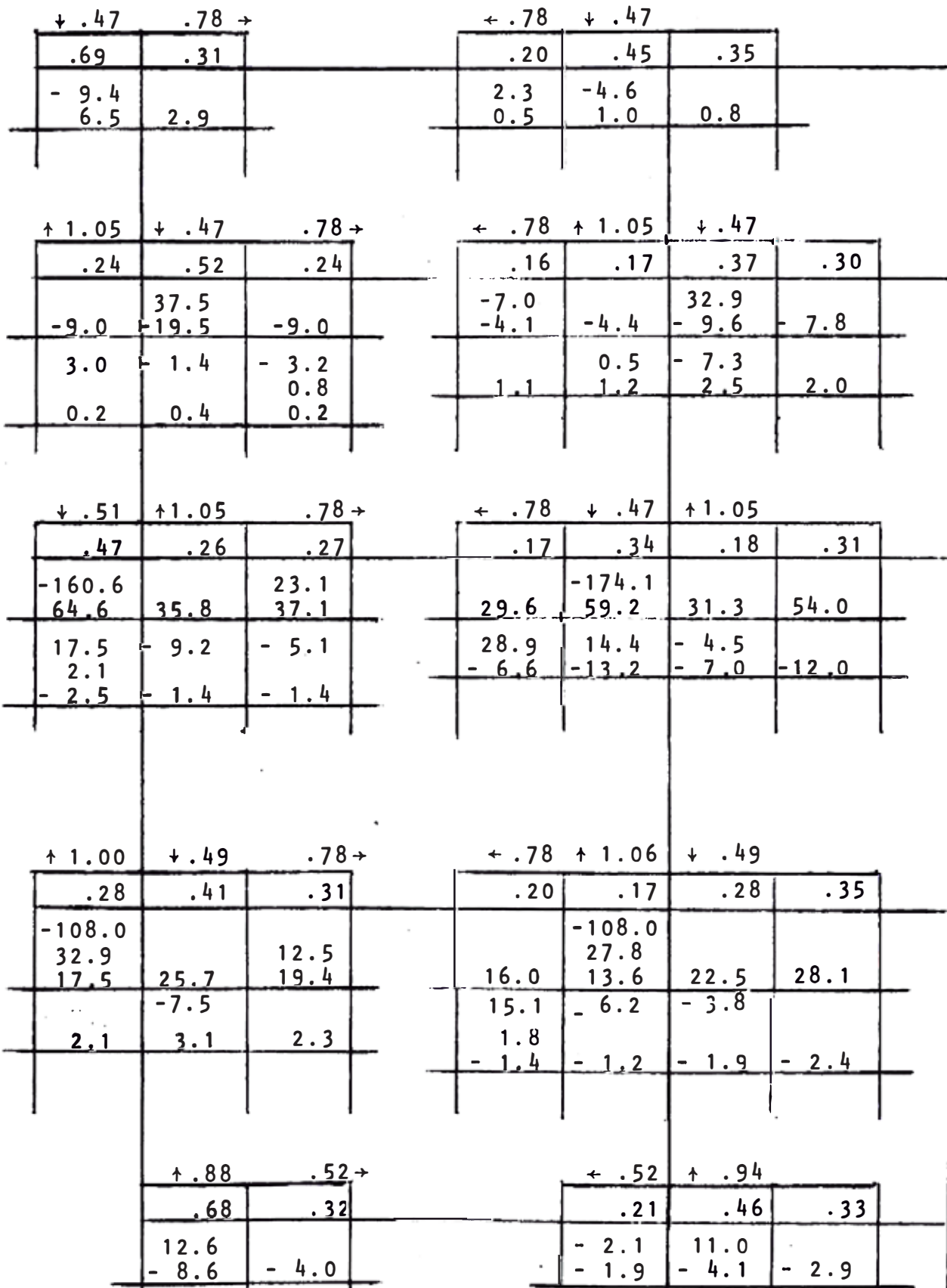


FIG. 4.34 ROTACION DEL 2° PISO : X₂ R₂

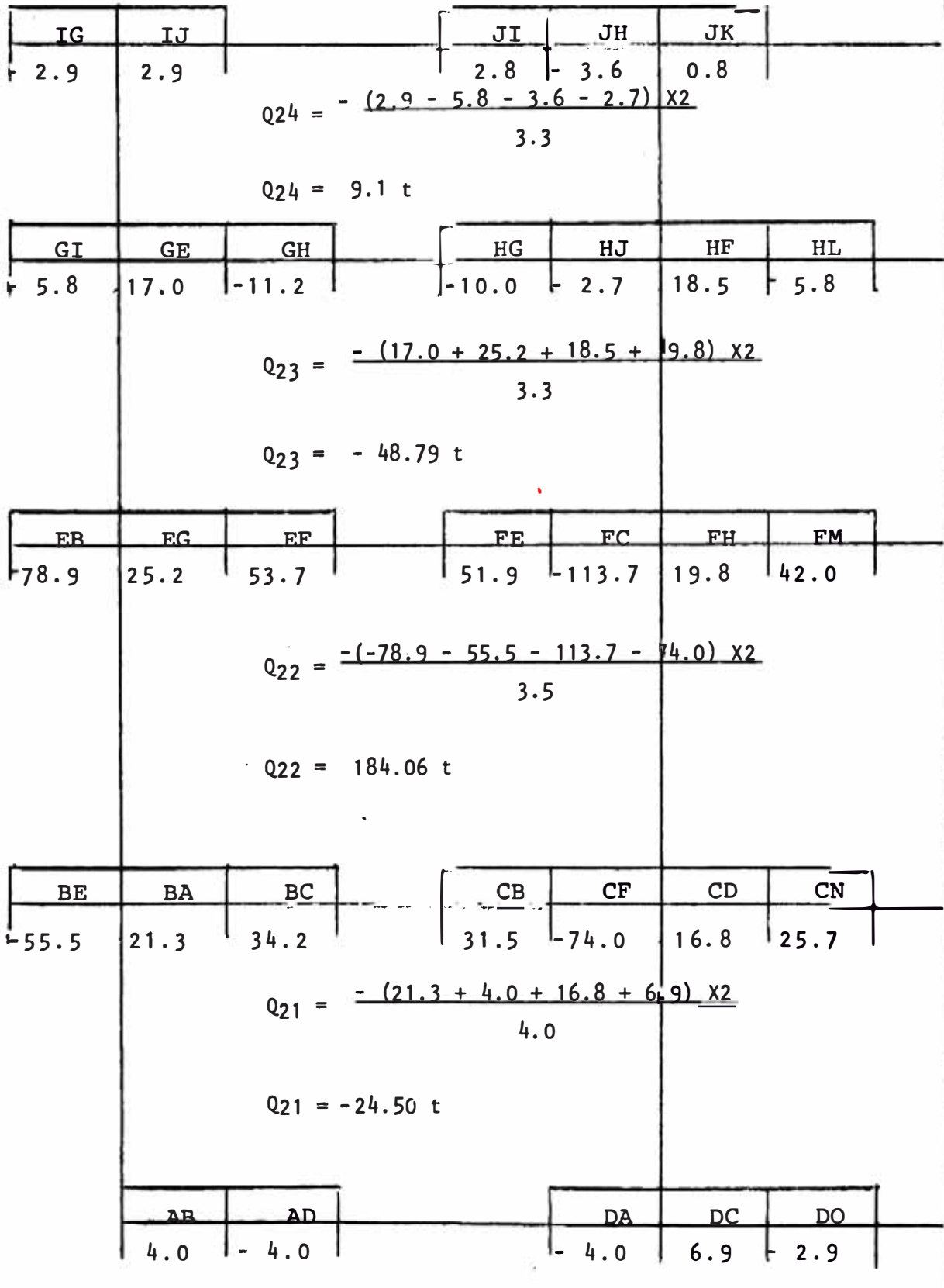


FIG. 4.35 (11)

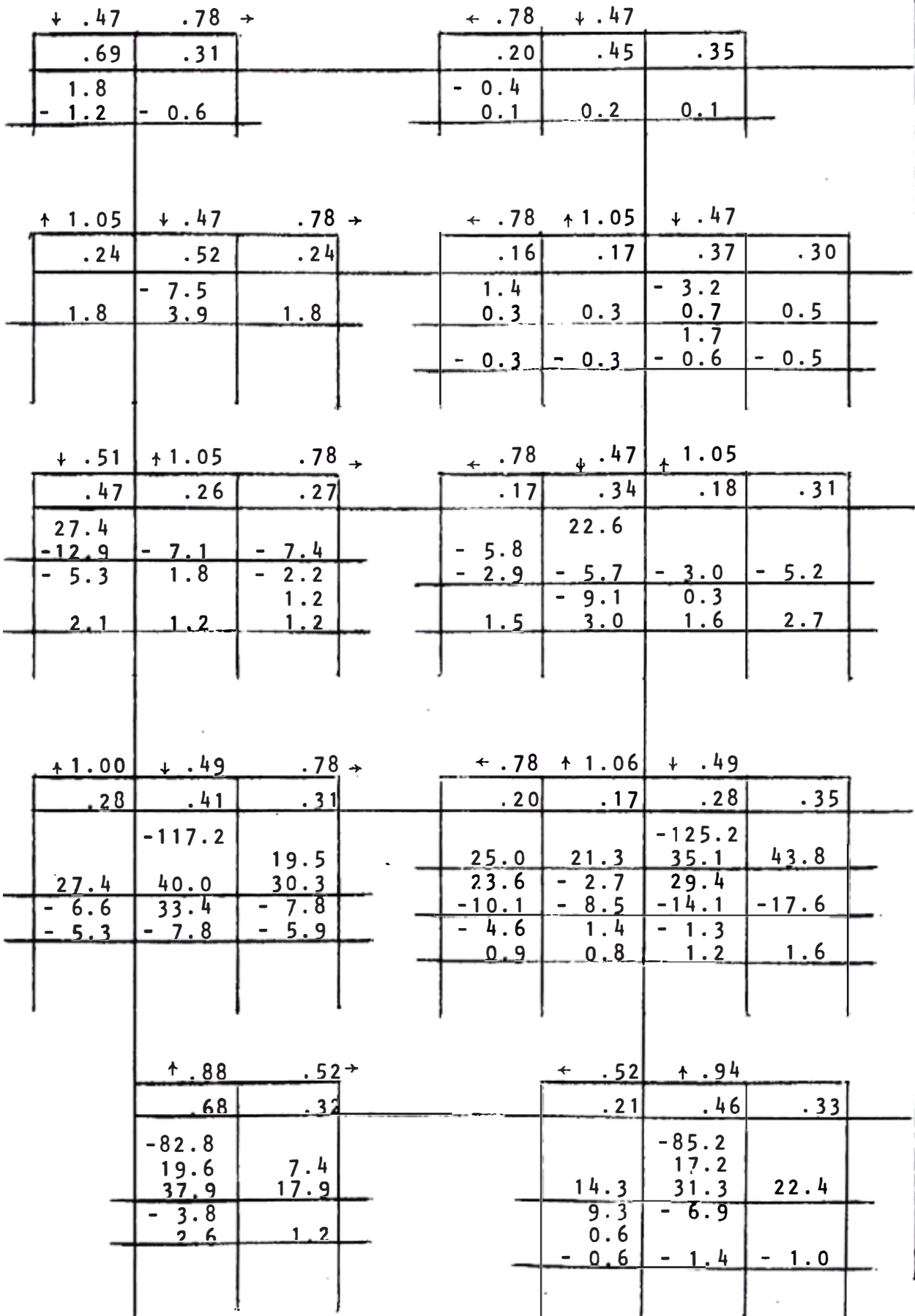


FIG. 4.36 ROTACION DEL 1° PISO : X₁ R₁

IG	IJ		JI	JH	JK	
0.6	- 0.6		- 0.3	0.2	0.1	
$Q_{14} = \frac{-(0.6 + 1.8 + 0.2 + 0.0) \times 2}{3.3}$						
$Q_{14} = 1.57 \text{ t}$						
GI	GE	GH	HG	HJ	HF	HL
1.8	- 3.6	1.8	1.4	0.0	- 1.4	0.0
$Q_{13} = \frac{-(-3.6 - 4.1 - 1.4 - 1.1) \times 2}{3.3}$						
$Q_{13} = 6.18 \text{ t}$						
EB	EG	EF	FE	FC	FH	FM
11.3	- 4.1	- 7.2	- 7.2	10.8	- 1.1	- 2.5
$Q_{12} = \frac{-(11.3 + 15.5 + 10.8 + 12.3) \times 2}{3.5}$						
$Q_{12} = -28.51 \text{ t}$						
BE	BA	BC	CB	CF	CD	CN
15.5	-51.6	36.1	34.8	12.3	-74.9	27.8
$Q_{11} = \frac{-(-51.6 - 26.5 - 74.9 - 45.0) \times 2}{4.0}$						
$Q_{11} = 99.00 \text{ t}$						
	AB	AD		DA	DC	DO
	-26.5	26.5		23.6	-45.0	21.4

FIG. 4.37 (1)

Formando la ecuación de momento de piso del 4° piso:

$$\begin{aligned} & 2 (263.33 \times 3.3 + 197.39 \times 3.3) \times 4 \\ + & 2 (- 81.58 \times 3.3 - 50.54 \times 3.3) \times 3 \\ + & 2 (15.58 \times 3.3 + 9.09 \times 3.3) \times 2 \\ + & 2 (- 2.18 \times 3.3 - 1.57 \times 3.3) \times 1 = 27.47 \times 3.3 \end{aligned}$$

Simplificando:

$$921.44 \times 4 - 264.24 \times 3 + 49.34 \times 2 - 7.5 \times 1 = 27.47$$

Formando la ecuación de momento de piso del 3° piso:

$$\begin{aligned} & 2 (- 82.24 \times 3.3 - 49.82 \times 3.3) \times 4 \\ + & 2 (294.97 \times 3.3 + 215.21 \times 3.3) \times 3 \\ + & 2 (- 79.34 \times 3.3 - 48.79 \times 3.3) \times 2 \\ + & 2 (10.36 \times 3.3 + 6.18 \times 3.3) \times 1 = 56.17 \times 3.3 \end{aligned}$$

Simplificando:

$$-264.12 \times 4 + 1020.36 \times 3 - 256.26 \times 2 + 33.08 \times 1 = 56.17$$

Formando la ecuación de momento de piso del 2° piso:

$$\begin{aligned} & 2 (12.63 \times 3.5 + 8.69 \times 3.5) \times 4 \\ + & 2 (- 77.42 \times 3.5 - 46.97 \times 3.5) \times 3 \\ + & 2 (255.82 \times 3.5 + 184.06 \times 3.5) \times 2 \\ + & 2 (- 46.23 \times 3.5 - 28.51 \times 3.5) \times 1 = 76.16 \times 3.5 \end{aligned}$$

Simplificando:

$$42.64 \times 4 - 124.39 \times 3 + 879.76 \times 2 - 149.48 \times 1 = 76.16$$

Formando la ecuación de momento de piso del 1° Piso:

$$\begin{aligned} & 2 (- 0.55 \times 4.0 - 1.00 \times 4.0) \times 4 \\ + & 2 (8.44 \times 4.0 + 5.20 \times 4.0) \times 3 \\ + & 2 (- 40.0 \times 4.0 - 24.50 \times 4.0) \times 2 \\ + & 2 (144.50 \times 4.0 + 99.00 \times 4.0) \times 1 = 89.06 \times 4.0 \end{aligned}$$

Simplificando:

$$- 3.1 \times 4 + 27.28 \times 3 - 129.0 \times 2 + 487.0 \times 1 = 89.06$$

Resolviendo 1 , 2, 3 y 4

$$\begin{aligned} X4 & = 5.165700876 \times 10^{-2} \\ X3 & = 9.509712347 \times 10^{-2} \\ X2 & = 1.337540934 \times 10^{-1} \\ X1 & = 2.133062941 \times 10^{-1} \end{aligned}$$

Los momentos reales se obtendrán de:

$$\begin{aligned} & \text{Momento (IV)} \times 4 + \text{Momento (III)} \times 3 + \text{Momento (II)} \times 2 \\ + & \text{Momento (I)} \times 1 = M_r \end{aligned}$$

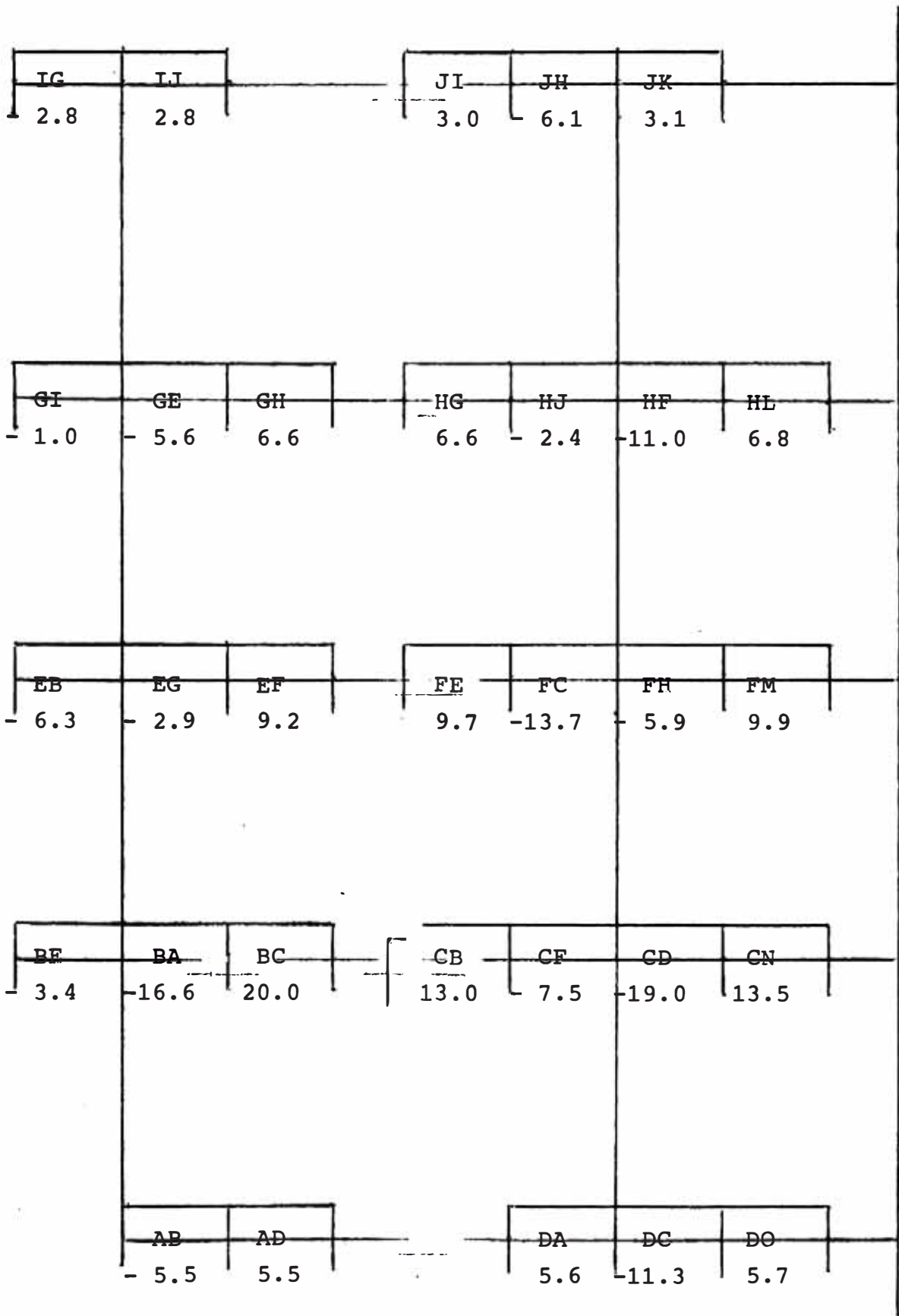


FIG. 4.38 MOMENTOS REALES POR EL METODO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS PORTICOS B y C

IG	IJ		JI	JH	JK		
- 2.5	2.5		2.5	- 4.7	2.2		
GI	GE	GH	HG	HJ	HF	HL	
- 0.7	- 5.2	5.9	5.6	- 2.4	- 8.2	5.0	
EB	EG	EF	FE	FC	FH	FM	
- 5.6	- 2.7	8.3	7.9	-10.5	- 4.8	7.4	
BE	BA	BC	CB	CF	CD	CN	
- 3.1	- 8.6	11.7	11.1	- 6.1	-14.0	9.0	
	AB	AD		DA	DC	DO	
	- 5.2	5.2		4.6	- 8.8	4.2	

FIG. 4.39 MOMENTOS REALES POR EL METODO
DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS
PORTICOS A y D

CORRECCION POR GRADO DE EMPOTRAMIENTO
DE LA BASE

Esta corrección sólo es significativa hasta el segundo piso.

PORTICOS B y C

$$k_{Be} = c_k$$

$k_{Be} = 1.099$ $S = 0.70$ $k_c = 0.45$	$k_{Be} = 1.120$	$k_{Be} = 1.161$ $S = 0.69$ $k_c = 0.94$
$k_{Be} = 1.099$ $S = 0.74$ $k_c = 0.40$	$k_{Be} = 1.120$	$k_{Be} = 1.161$ $S = 0.73$ $k_c = 0.82$
$k_{Fe} = 0.313$	$k_{Fe} = 0.313$	$k_{Fe} = 0.313$

-5.50 -11.30

FIG. 4.40 RAZONES DE RIGIDEZ EFECTIVA

COLUMNA	\bar{k}	DF	MB	Mc
1C1	0.428	0.219	5.50	1.20
1C2	1.197	0.109	1.20	0.13
2C1	0.407	0.225	11.30	2.54
2C2	1.155	0.112	2.54	0.28

$$\bar{k} \text{ en } 1^{\circ} \text{ piso : } s^2 \frac{k_{Fe1} + k_{Fe2}}{k_c}$$

$$\bar{k} \text{ en } 2^{\circ} \text{ piso : } s^2 \frac{k_{Be1} + k_{Be2}}{k_c}$$

$$DF = 1/2 (1 + 3\bar{K}) ; \quad Mc = MB \times DF$$

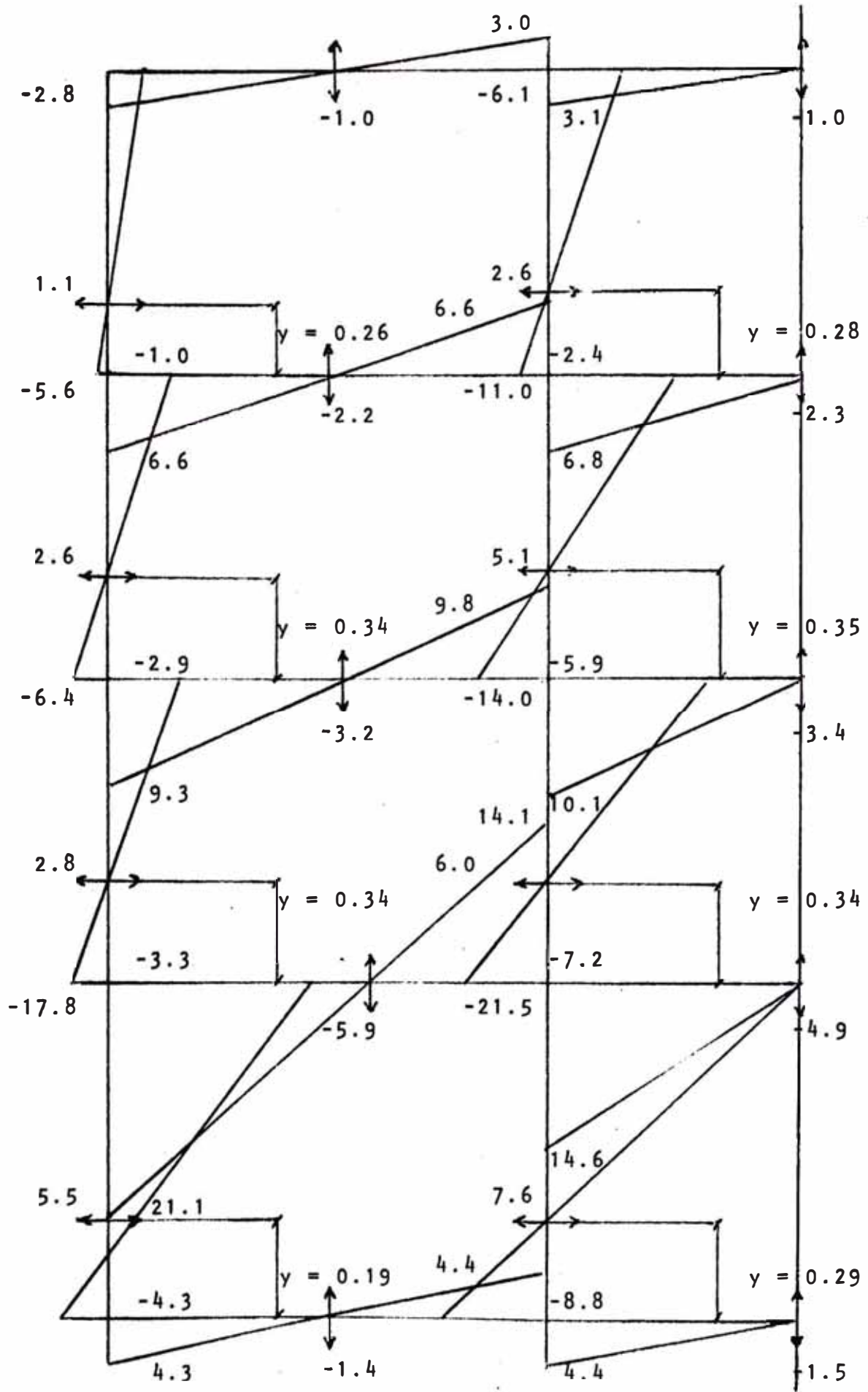


FIG. 4.41 MOMENTOS CORREGIDOS
PORTICOS B y C
(Signos del Método)

VALORES D

$$D = \frac{Q}{\delta} \div \frac{12EK}{h^2} = \frac{Q}{GEK (RX)} \cdot \frac{h}{2}$$

$$D = \frac{Q}{100x} \cdot \frac{h}{2}$$

$D = \frac{1.1}{100 \times 5.1657 \times 10^{-2}} \times \frac{3.3}{2}$ <p>D = 0.35</p>	$D = \frac{2.6}{100 \times 5.1657 \times 10^{-2}} \times \frac{3.3}{2}$ <p>D = 0.83</p>
$D = \frac{2.6}{100 \times 9.5097 \times 10^{-2}} \times \frac{3.3}{2}$ <p>D = 0.45</p>	$D = \frac{5.1}{100 \times 9.5097 \times 10^{-2}} \times \frac{3.3}{2}$ <p>D = 0.88</p>
$D = \frac{2.8}{100 \times 1.3375 \times 10^{-1}} \times \frac{3.5}{2}$ <p>D = 0.37</p>	$D = \frac{6.0}{100 \times 1.3375 \times 10^{-1}} \times \frac{3.5}{2}$ <p>D = 0.78</p>
$D = \frac{5.5}{100 \times 2.1330 \times 10^{-1}} \times \frac{4.0}{2}$ <p>D = 0.51</p>	$D = \frac{7.6}{100 \times 2.1330 \times 10^{-1}} \times \frac{4.0}{2}$ <p>D = 0.71</p>

FIG. 4.42 VALORES D EN COLUMNAS PORTICOS B y C

PORTICOS A y D

$k_{Be} = c_k$

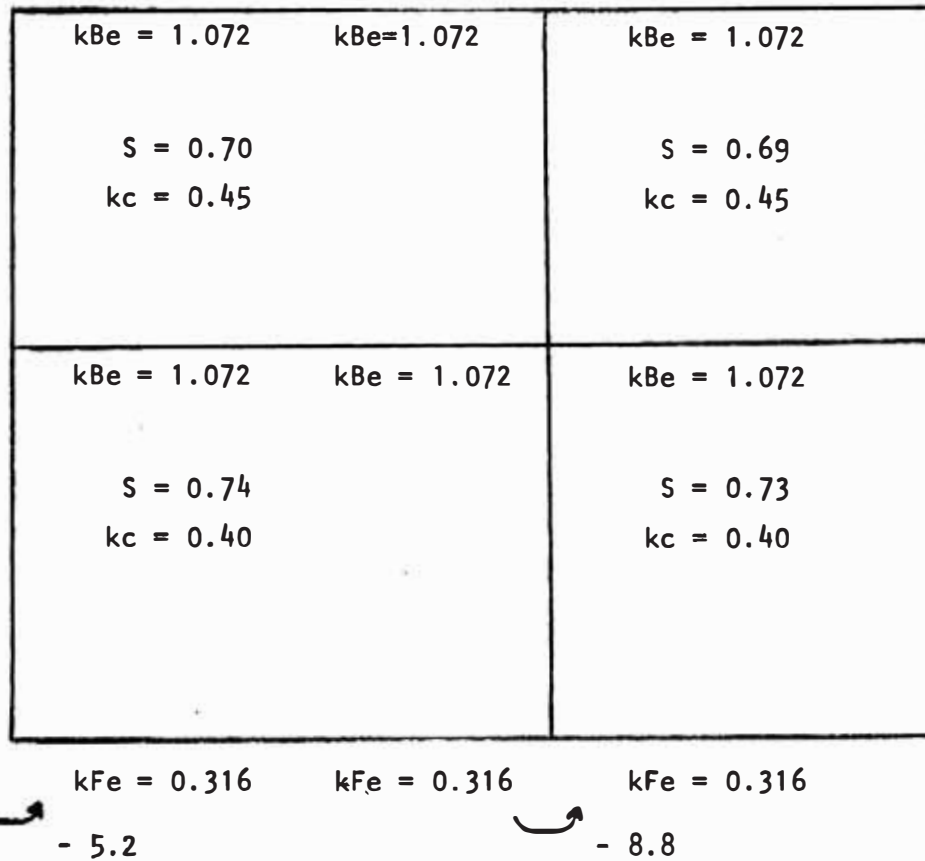


FIG. 4.43 RAZONES DE RIGIDEZ EFECTIVA

COLUMNA	\bar{k}	DF	MB	M_c
1C1	0.43	0.217	5.2	1.1
1C2	1.17	0.111	1.1	0.1
2C1	0.84	0.142	8,8	1.2
2C2	2.27	0.064	1.2	0.1

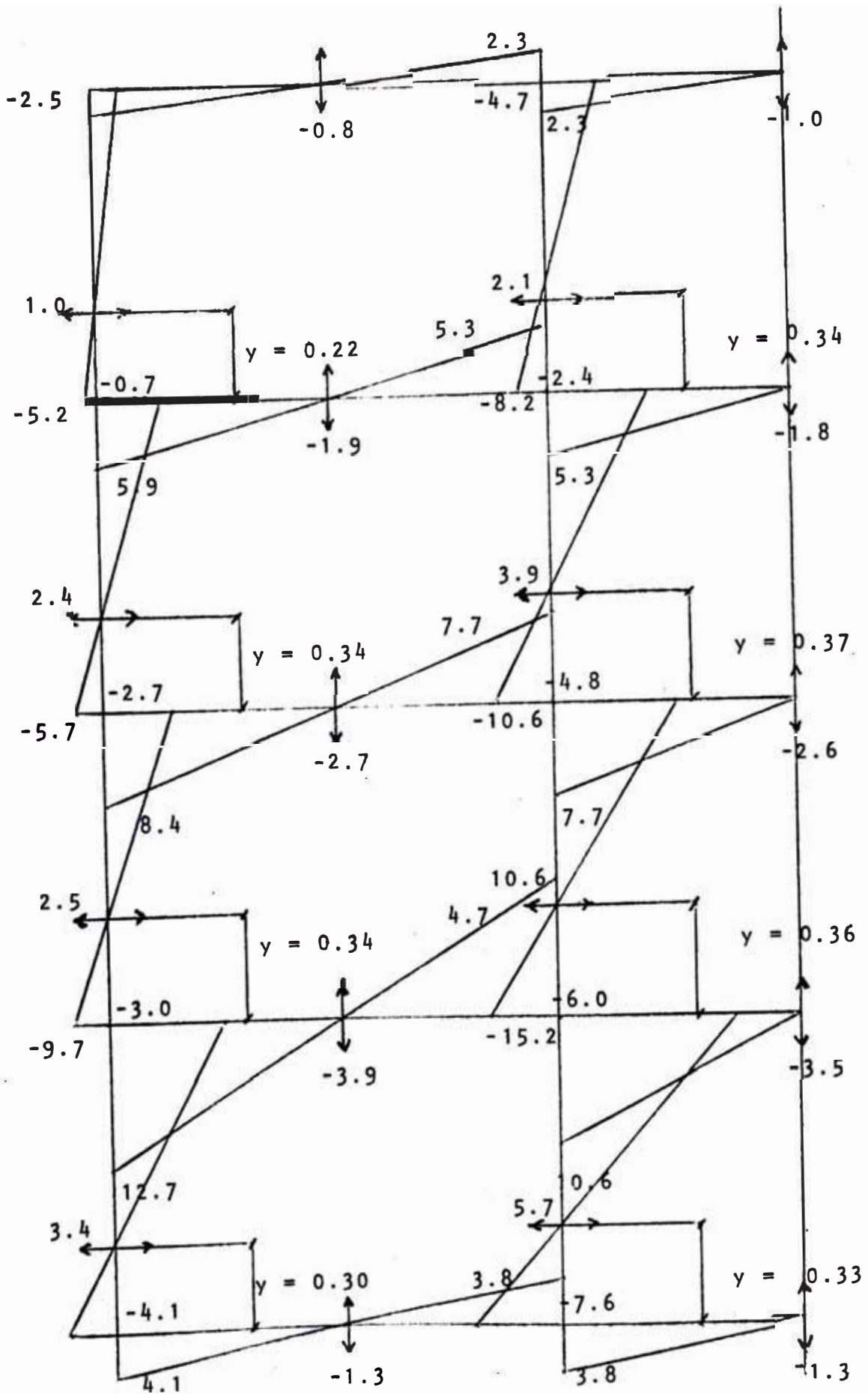


FIG. 4.44

MOMENTOS CORREGIDOS
 PORTICOS A y D
 (SIGNOS DEL METODO)

VALORES D

$$D = \frac{Q}{\delta} \div \frac{12EK}{h^2} = \frac{Q}{6EK (RX)} \cdot \frac{h}{2}$$

$$D = \frac{Q}{100X} \cdot \frac{h}{2}$$

$D = \frac{1.0}{100 \times 5.1657 \times 10^{-2}} \times \frac{3.3}{2}$ <p>D = 0.32</p>	$D = \frac{2.1}{100 \times 5.1657 \times 10^{-2}} \times \frac{3.3}{2}$ <p>D = 0.67</p>
$D = \frac{2.4}{100 \times 9.5097 \times 10^{-2}} \times \frac{3.3}{2}$ <p>D = 0.42</p>	$D = \frac{3.9}{100 \times 9.5097 \times 10^{-2}} \times \frac{3.3}{2}$ <p>D = 0.68</p>
$D = \frac{2.5}{100 \times 1.3375 \times 10^{-1}} \times \frac{3.5}{2}$ <p>D = 0.33</p>	$D = \frac{4.7}{100 \times 1.3375 \times 10^{-1}} \times \frac{3.5}{2}$ <p>D = 0.61</p>
$D = \frac{3.4}{100 \times 2.1330 \times 10^{-1}} \times \frac{4.0}{2}$ <p>D = 0.32</p>	$D = \frac{5.7}{100 \times 2.1330 \times 10^{-1}} \times \frac{4.0}{2}$ <p>D = 0.53</p>

FIG. 4.45 VALORES D EN COLUMNAS
P. O R T I C O S A y D

ESTRUCTURA DE 4 PISOS CON MUROS APORTICADOS
Y PORTICOS DE SECCION CONSTANTE

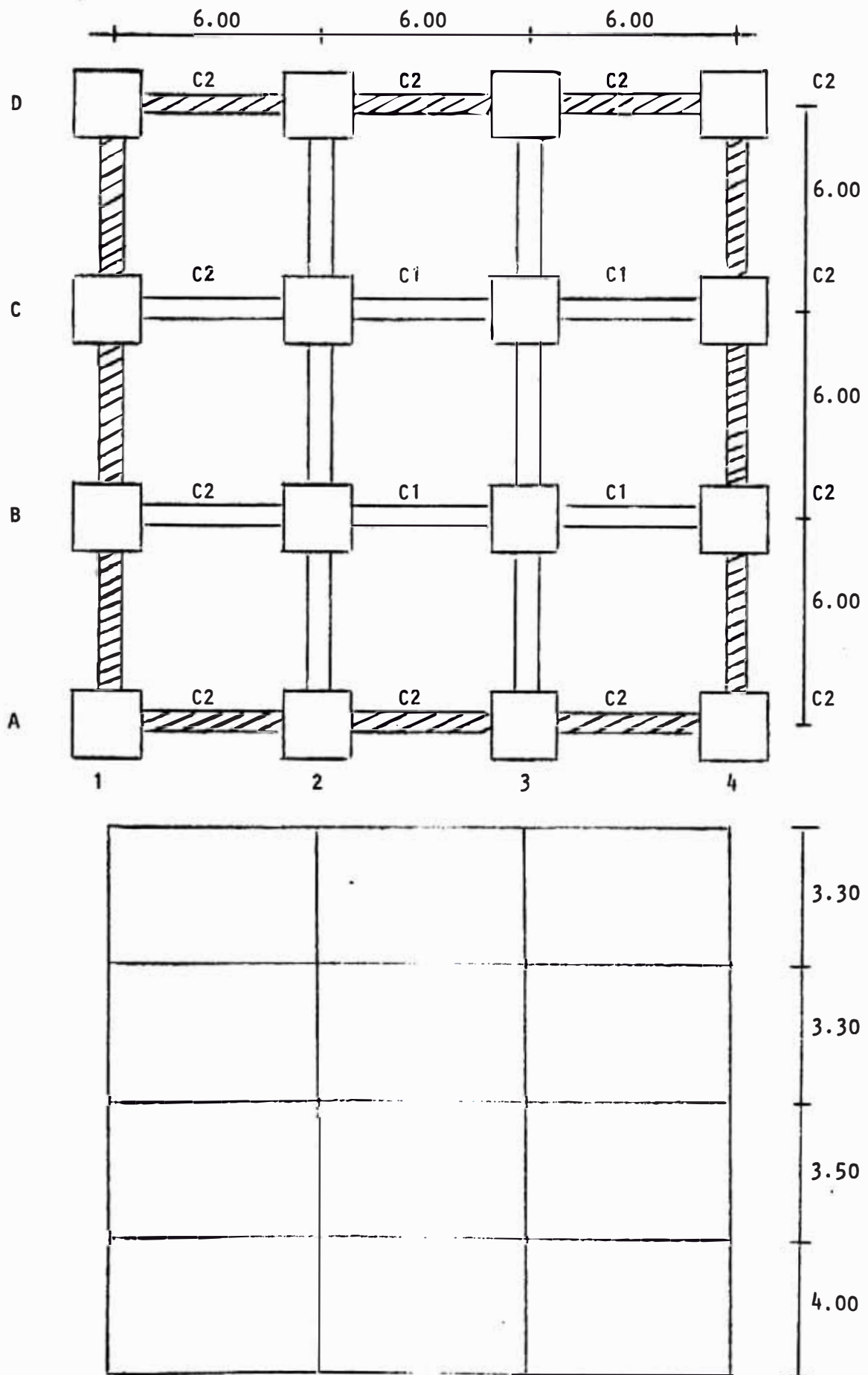


FIG. 4.46 PLANTA TIPICA Y ELEVACION

DIMENSIONES DE VIGAS PERIMETRALES

Sentido X | sentido Y : 30 x 160 cm

DIMENSIONES DE VIGAS INTERNAS

Sentido X | sentido Y : 30 x 60 cm

DIMENSIONES DE COLUMNAS:

C₁ 60 x 60 cm

C₂ 50 x 50 cm

METRADO DE CARGAS

NOMBRE DE LOS ELEMENTOS	PESO DE LOS ELEMENTOS
VIGAS	104.2 t por piso
Columnas 1° entrepiso	42.6 t
Columnas 2° entrepiso	37.3 t
Columnas 3° entrepiso	35.2 t
Columnas 4° entrepiso	35.2 t

NIVEL	PESO PROPIO	CARGA DISTRIBUIDA	CARGA VIVA	T O T A L
1	144.1	163.3	136.1	443.5
2	140.4	163.3	68.1	371.8
3	139.4	163.3	68.1	370.8
4	121.8	117.1	40.8	279.7

CARGAS TOTALES REDONDEADAS

1°	NIVEL	443	t
2°	NIVEL	372	t
3°	NIVEL	371	t
4°	NIVEL	280	t

ANALISIS DINAMICO PARA LA
DIRECCION X - X

DETERMINACION DEL PRIMER MODO-METODO DE STODOLA

Fórmulas a usarse:

$$K_c = \frac{12 E I_c}{h_c^3} \quad \text{para columnas empotradas}$$

$$E = 210 \text{ t/cm}^2$$

h_c = altura de columna efectiva

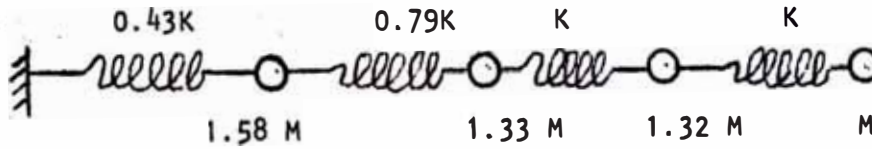
Además $K_i E = \Sigma K_c =$ Rigidez de entrepiso

ENTREPISO	$K_i E$ (t/cm)	$K_i E$ RELATIVO
1	859.2	0.43 K
2	1567.6	0.79 K
3	1986.0	K
4	1986.0	K

A partir de $m =$ Peso / gravedad, tenemos

PISO	m (txseg ² /cm)	m RELATIVA
1	0.4516	1.58 M
2	0.3792	1.33 M
3	0.3782	1.32 M
4	0.2854	M

Asumiendo : $\theta_1' = 1$; $\theta_2' = 2$; $\theta_3' = 3$; $\theta_4' = 4$



DEFLEXION	1	2	3	4	F. COMUN
FI	1.58	2.66	3.96	4	
Vi	12.20	10.62	7.96	4	M_L^2
Δi	28.37	13.44	7.96	4	M_W^2/K
θ'_{ic}	28.37	41.81	49.77	53.77	M_W^2/K
2° tanteo		1.474	1.754	1.895	
Fi	1.580	1.960	2.315	1.895	
Vi	7.750	6.170	4.210	1.895	
Δi	18.023	7.810	4.210	1.895	
θ'_{ic}	18.023	25.833	30.043	31.938	
3° tanteo		1.433	1.667	1.772	
Fi	1.580	1.906	2.200	1.772	
Vi	7.458	5.878	3.972	1.772	
Δi	17.344	7.440	3.972	1.772	
θ'_{ic}	17.344	24.784	28.756	30.528	
		1.429	1.608	1.760	

Donde:

$$F_i = m_i \omega^2 \delta_i$$

$$V_i = \sum F_i$$

$$\Delta_i = V_i / K_i$$

$$\delta'_{ic} = \text{desplazamiento relativo}$$

Cálculo de ω_1^2

$$(1 + 1.433 + 1.667 + 1.772) = (17.344 + 24.784 + 28.756 + 30.528) \\ M \omega_1^2 / K$$

$$\omega_1^2 = 402.923 \text{ ciclos}^2 / \text{seg}^2$$

AFINAMIENTO DEL VALOR DE W_1

$$W^2 = W_i^2 \times \frac{\sum FR \cdot X}{\sum FI \Delta X}$$

Para el primer modo $W_1^2 = 404.0$

FR	ΔX	FR ΔX	FI	X	FIX
859.200	1.000	859.200	182.446	1.000	182.446
676.754	0.432	292.358	219.334	1.432	314.086
457.420	0.230	105.207	253.991	1.662	422.133
203.429	0.102	20.750	203.442	1.764	358.872
$\Sigma = 1277.514$				$\Sigma = 1277.537$	

Luego: $W_1^2 = 404.0 \times \frac{1277.514}{1277.537} = 403.99$

$W_1 = 20.100$ ciclos/seg

Valor del primer periodo de vibración de la estructura.

$$T_1 = \frac{2\pi}{W_1} = 0.312 \text{ seg.}$$

METODO DE FUERZA ESTATICAS
EQUIVALENTES

CORTANTE EN LA DIRECCION X-X POR LA PROPUESTA DE NORMAS
BASICAS DE DISEÑO SISMO RESISTENTE PARA EL REGLAMENTO
NACIONAL DE CONSTRUCCIONES

$$H = I \frac{SC}{RD} P$$

Tipo de edificación : "B" (Oficinas y dptos.) ; I = 1

Región 2 (Lima) ; S = 0.8

RD = 4 (Ver página 191)

$$C = \frac{0.8}{0.6 \left(\frac{T}{T_s} \right) + 1}$$

T = T1 = 0.312 seg.

Ts = periodo predominante del suelo

$$0.2 < T_s < 1.0$$

Ts para suelo de tipo intermedio 0.6 seg.

$$C = \frac{0.8}{0.6 \left(\frac{0.312}{0.6} \right) + 1} = 0.61$$

Como debe cumplirse que:

$$0.18 < C < 0.50$$

Tomamos C = 0.50

Para edificios comunes:

$$P = CM + 0.25 CV$$

$$P = 1152.7 + 0.25 \times 313.1 = 1230.97 \text{ t}$$

$$H = 1 \times \frac{0.8 \times 0.5}{4.0} \times 1230.97 = 123.097 \text{ t}$$

$$F_i = f H \frac{W_i h_i}{\sum_j W_j h_j}$$

$$\frac{\text{alto}}{\text{ancho}} = \frac{14.1}{18} = 0.78 < 3 ; f = 1.0$$

Luego:

$$\begin{aligned} \sum_j W_j h_j &= 443.5 \times 4 + 371.8 \times 7.5 + 370.8 \times 10.8 + 279.7 \times 14.1 \\ &= 12510.91 \end{aligned}$$

$$F_1 = 17.45 \text{ t}$$

$$F_2 = 27.44 \text{ t}$$

$$F_3 = 39.40 \text{ t}$$

$$F_4 = 38.80 \text{ t}$$

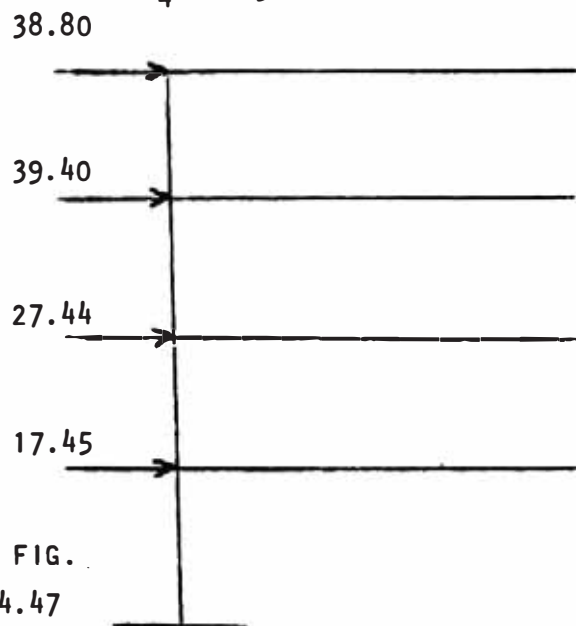


FIG.
4.47

FUERZAS DE INERCIA POR NIVEL

METODO SIMPLIFICADO DE MUTO
PORTICOS A y D

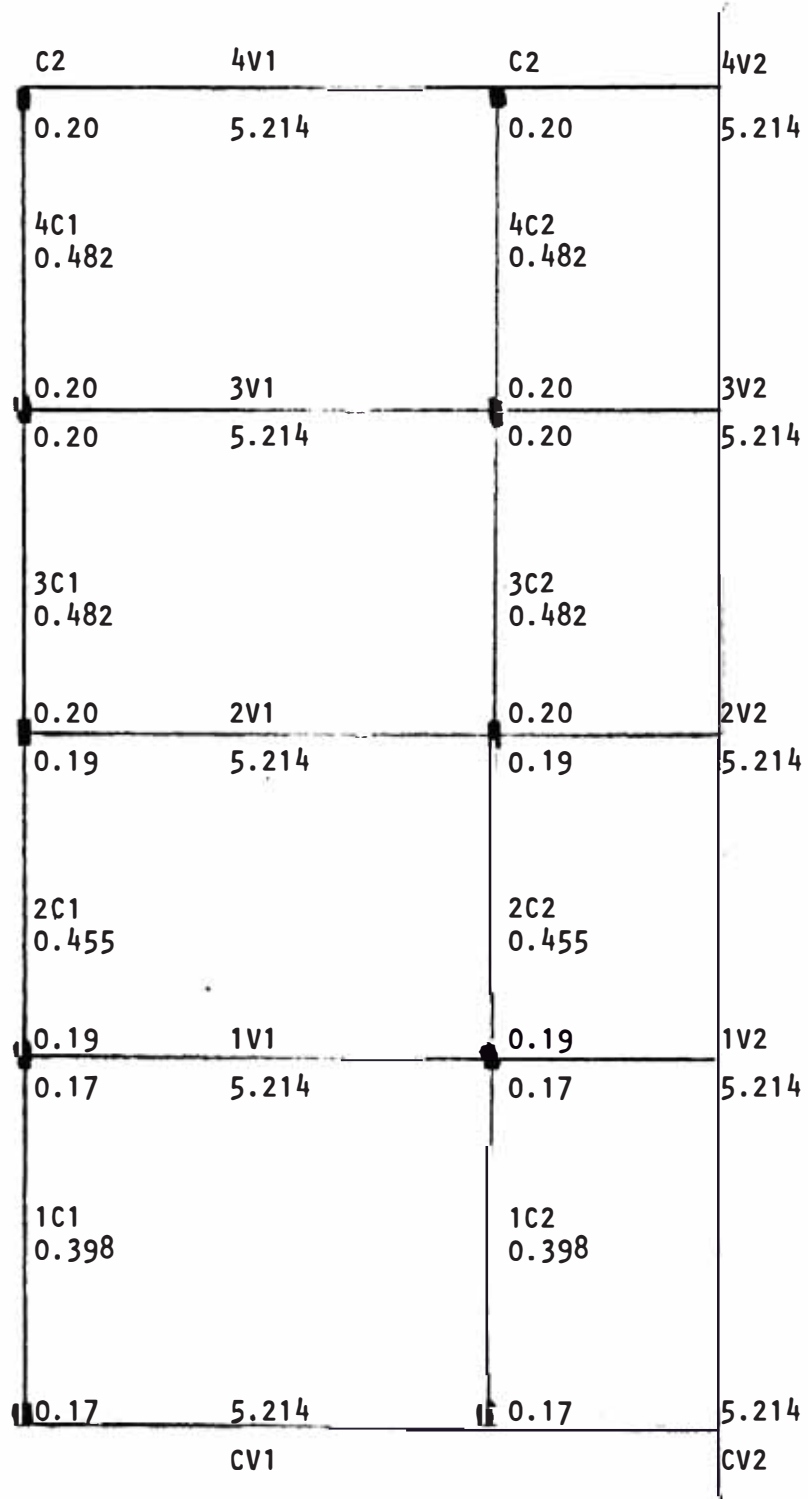


FIG. 4.48 RIGIDEZES RELATIVAS Y VALORES λ
DEL PORTICO EQUIVALENTE

RIGIDECES RELATIVAS (k)

K de vigas : $I/l = 0.30 \times 160^3 / (12 \times 6) = 170.66 \times 10^{-4}$

K de columnas:

c2 en 4° y 3° pisos : $0.5 \times 0.5^3 / (12 \times 3.30) = 15.78 \times 10^{-4}$

c2 en 2° piso : $0.5 \times 0.5^3 / (12 \times 3.50) = 14.88 \times 10^{-4}$

c2 en 1° piso : $0.5 \times 0.5^3 / (12 \times 4.00) = 13.02 \times 10^{-4}$

Dividiendo los valores anteriores entre 32.73×10^{-4}

k de vigas : 5.214

k de columnas:

c2 en 4° y 3° pisos : 0.482

c2 en 2° piso : 0.455

c2 en 1° piso : 0.398

n	λA	λB	d/l	a	a'	b	c	c'	k	ke
4c1	0.20	0.20	0.15	5.1	5.1	4.0	3.03	3.03	0.482	1.460
4c2	0.20	0.20	0.15	5.1	5.1	4.0	3.03	3.03	0.482	1.460
3c1	0.20	0.20	0.15	5.1	5.1	4.0	3.03	3.03	0.482	1.460
3c2	0.20	0.20	0.15	5.1	5.1	4.0	3.03	3.03	0.482	1.460
2c1	0.19	0.19	0.14	5.0	5.0	3.7	2.90	2.90	0.455	1.319
2c2	0.19	0.19	0.14	5.0	5.0	3.7	2.90	2.90	0.455	1.319
1c1	0.17	0.17	0.12	4.8	4.8	3.5	2.77	2.77	0.398	1.102
1c2	0.17	0.17	0.12	4.8	4.8	3.5	2.77	2.77	0.398	1.102
4v1	0	0	0.27	1.6	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650
4v2	0	0	0.27	1.6	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650
3v1	0	0	0.27	1.6	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650
3v2	0	0	0.27	1.6	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650
2v1	0	0	0.27	1.6	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650
2v2	0	0	0.27	1.61	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650
1v1	0	0	0.27	1.6	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650
1v2	0	0	0.27	1.6	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650
cv1	0	0	0.27	1.6	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650
cv2	0	0	0.27	1.6	1.6	0.5	0.70	0.70	5.214	3.650

β = 0.5 (PLASTICIDAD POR CORTANTE)

COEFICIENTES DE DISTRIBUCION DE CORTANTE

3.65	3.65	3.65
1.460		1.460
3.65	3.65	3.65
1.460		1.460
3.65	3.65	3.65
1.319		1.319
3.65	3.65	3.65
1.102		1.102
3.65	3.65	3.65

n	\bar{k}	a	D
4c1	2.50	0.55	0.81
4c2	5.00	0.67	0.97
3c1	2.50	0.55	0.81
3c2	5.00	0.67	0.97
2c1	2.77	0.58	0.72
2c2	5.53	0.73	0.91
1c1	3.31	0.62	0.57
1c2	6.62	0.77	0.70

$$\bar{k} = \frac{\sum kBe}{2kce}$$

$$a = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$$

$$D = akce \frac{hs}{h}$$

FIG. 4.49 RAZONES DE RIGIDEZ EFECTIVA

ALTURA DE PUNTOS DE INFLEXION
EN COLUMNAS DE PORTICOS A y D

$s = 0.60$ $\lambda_{inf} = 0.20$ $k_e = 0.482$	$s = 0.60$ $\lambda_{inf} = 0.20$ $k_c = 0.482$	$\bar{k} = s^2 \cdot \frac{\sum k_{Be_i}}{2k_c}$
$s = 0.60$ $\lambda_{inf} = 0.20$ $k_c = 0.482$	$s = 0.60$ $\lambda_{inf} = 0.20$ $k_c = 0.482$	
$s = 0.62$ $\lambda_{inf} = 0.19$ $k_c = 0.455$	$s = 0.62$ $\lambda_{inf} = 0.19$ $k_c = 0.455$	
$s = 0.66$ $\lambda_{inf} = 0.17$ $k_c = 0.398$	$s = 0.66$ $\lambda_{inf} = 0.17$ $k_c = 0.398$	

FIG. 4.50

VALORES S y λ_{inf}

n	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	γ_0	γ_1	γ_2	γ_3	γ
4c1	2.73	1	-	1	0.45	0	-	0	0.47
4c2	5.45	1	-	1	0.45	0	-	0	0.47
3c1	2.73	1	1	1.06	0.48	0	0	0	0.49
3c2	5.45	1	1	1.06	0.50	0	0	0	0.50
2c1	3.08	1	0.94	1.14	0.50	0	0	0	0.50
2c2	6.17	1	0.94	1.14	0.50	0	0	0	0.50
1c1	3.99	1	0.87	-	0.50	0	0	-	0.53
1c2	8.48	1	0.87	-	0.50	0	0	-	0.53

$$\gamma = \lambda \ln f + S_{\gamma 0} + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3$$

PORTICOS B y C

C2		C1	
0.275	0.275	4C1 0.482	4C2 1.00
0.275	0.275	3C1 0.482	3C2 1.00
0.275	0.275	2C1 0.455	2C2 0.943
0.275	0.275	1C1 0.398	1C2 0.825
0.275	0.275		

FIG. 4.51 RIGIDEZES RELATIVAS

CALCULO DE RIGIDECES RELATIVAS

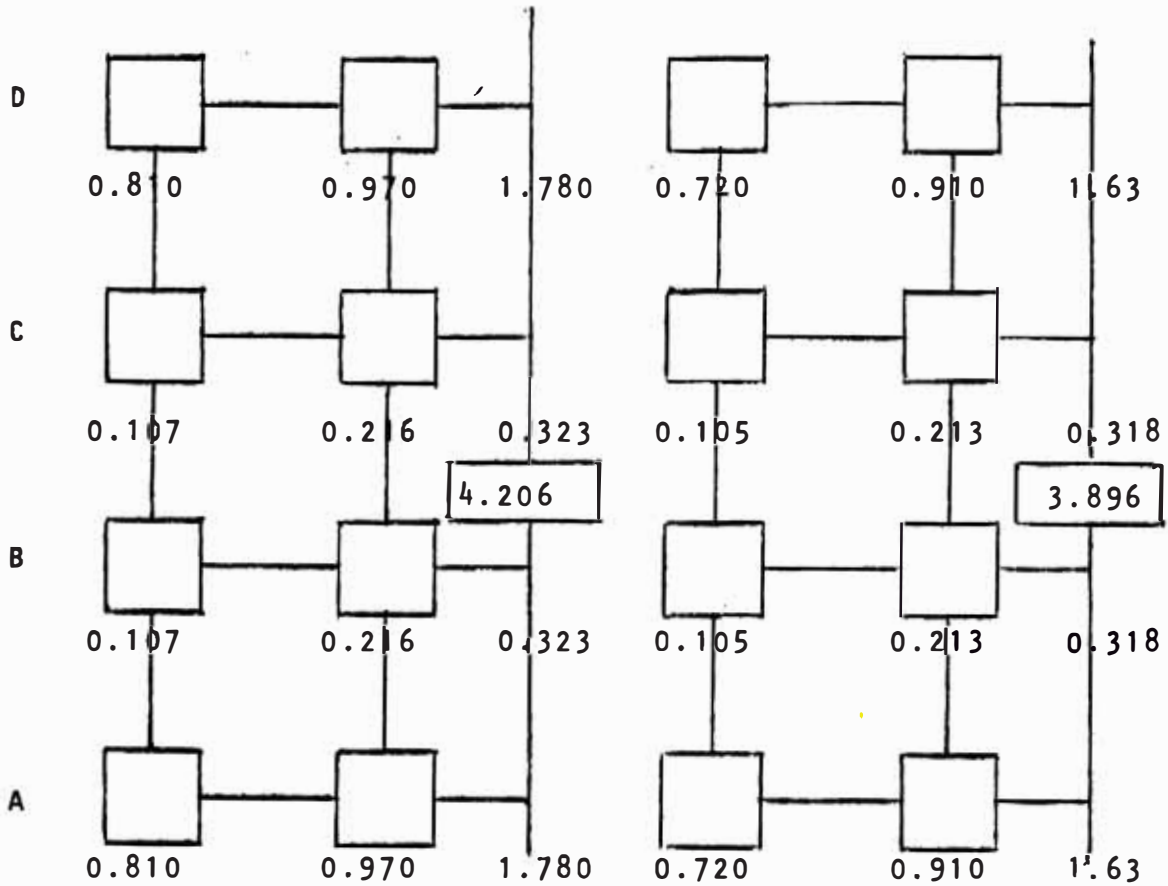
ELEMENTO	K	k
VIGA	9×10^{-4}	0.275
1C1	13.02×10^{-4}	0.398
2C1	14.88×10^{-4}	0.455
1C2	27.00×10^{-4}	0.825
2C2	30.86×10^{-4}	0.943
3C1	15.78×10^{-4}	0.482
3C2	32.73×10^{-4}	1.000
4C1	15.78×10^{-4}	0.482
4C2	32.73×10^{-4}	1.000

CALCULO DE VALORES D

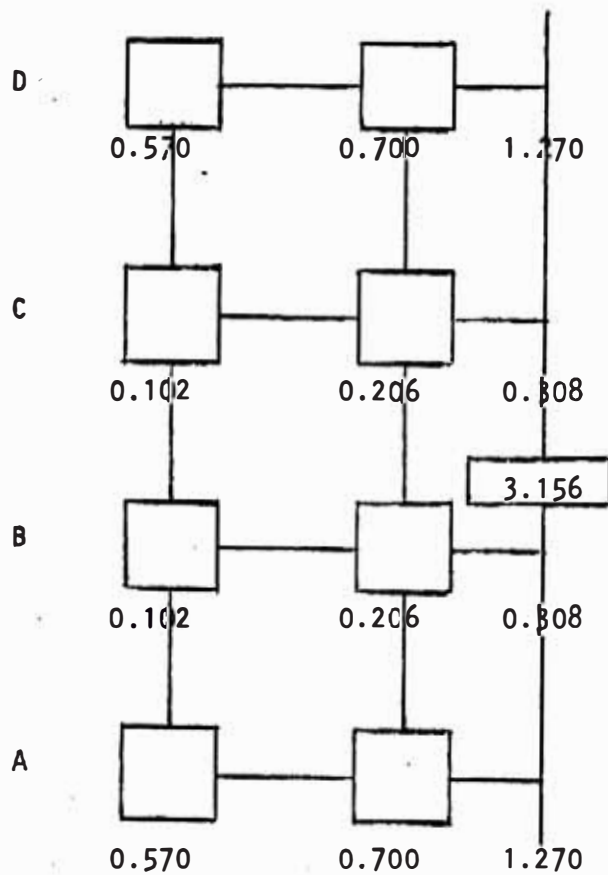
n	k_c	\bar{k}	a	D
4C1	0.482	0.570	0.222	0.107
4C2	1.000	0.550	0.216	0.216
3C1	0.482	0.570	0.222	0.107
3C2	1.000	0.550	0.216	0.216
2C1	0.455	0.604	0.232	0.105
2C2	0.943	0.583	0.226	0.213
1C1	0.398	0.691	0.257	0.102
1C2	0.825	0.666	0.250	0.206

VALORES D DEL 4° y 3° PISO

VALORES D DEL 2° PISO



VALORES D DEL 1° PISO

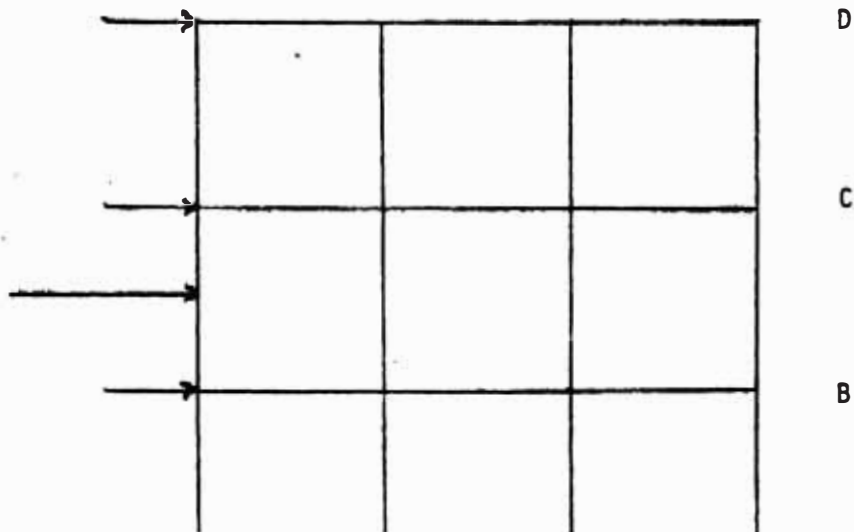


$$\frac{\sum D \text{ Port B y C}}{\sum D \text{ TOTAL}} = \frac{2 \times 2.544}{2 \times 15.464} = 0.16$$

Luego RD según la propuesta de normas básicas será :

4.

DETERMINACION DE LAS FUERZAS
DE
INERCIA EN LOS PORTICOS
A Y B



P O R T I C O A :

$$F_4 = 38.80 \times (2 \times 1.780) / (2 \times 4.206) = 16.42 \text{ t}$$

$$F_3 = 39.40 \times (2 \times 1.780) / (2 \times 4.206) = 16.68 \text{ t}$$

$$F_2 = 27.44 \times (2 \times 1.630) / (2 \times 3.896) = 11.48 \text{ t}$$

$$F_1 = 17.45 \times (2 \times 1.270) / (2 \times 3.156) = 7.02 \text{ t}$$

P O R T I C O B :

$$F_4 = 38.80 \times (2 \times 0.323) / (2 \times 4.206) = 2.97 \text{ t}$$

$$F_3 = 39.40 \times (2 \times 0.323) / (2 \times 4.206) = 3.01 \text{ t}$$

$$F_2 = 27.44 \times (2 \times 0.318) / (2 \times 3.896) = 2.23 \text{ t}$$

$$F_1 = 17.45 \times (2 \times 0.308) / (2 \times 3.156) = 1.69 \text{ t}$$

DETERMINACION DE LOS PUNTOS DE INFLEXION en
COLUMNAS DE PORTICOS B y C

n	\bar{k}	α_1	α_2	α_3	y_0	y_1	y_2	y_3	y	y _h
4C1	0.570	1	-	1	0.30	0	-	0	0.30	0.99
4C2	0.550	1	-	1	0.30	0	-	0	0.30	0.99
3C1	0.570	1	1	1.06	0.40	0	0	0	0.40	1.32
3C2	0.550	1	1	1.06	0.40	0	0	0	0.40	1.32
2C1	0.604	1	0.94	1.14	0.50	0	0	0	0.50	1.75
2C2	0.583	1	0.94	1.14	0.50	0	0	0	0.50	1.75
1C1	0.691	1	0.87	--	0.70	0	0	-	0.70	2.80
1C2	0.666	1	0.87		0.70	0	0	-	0.70	2.80

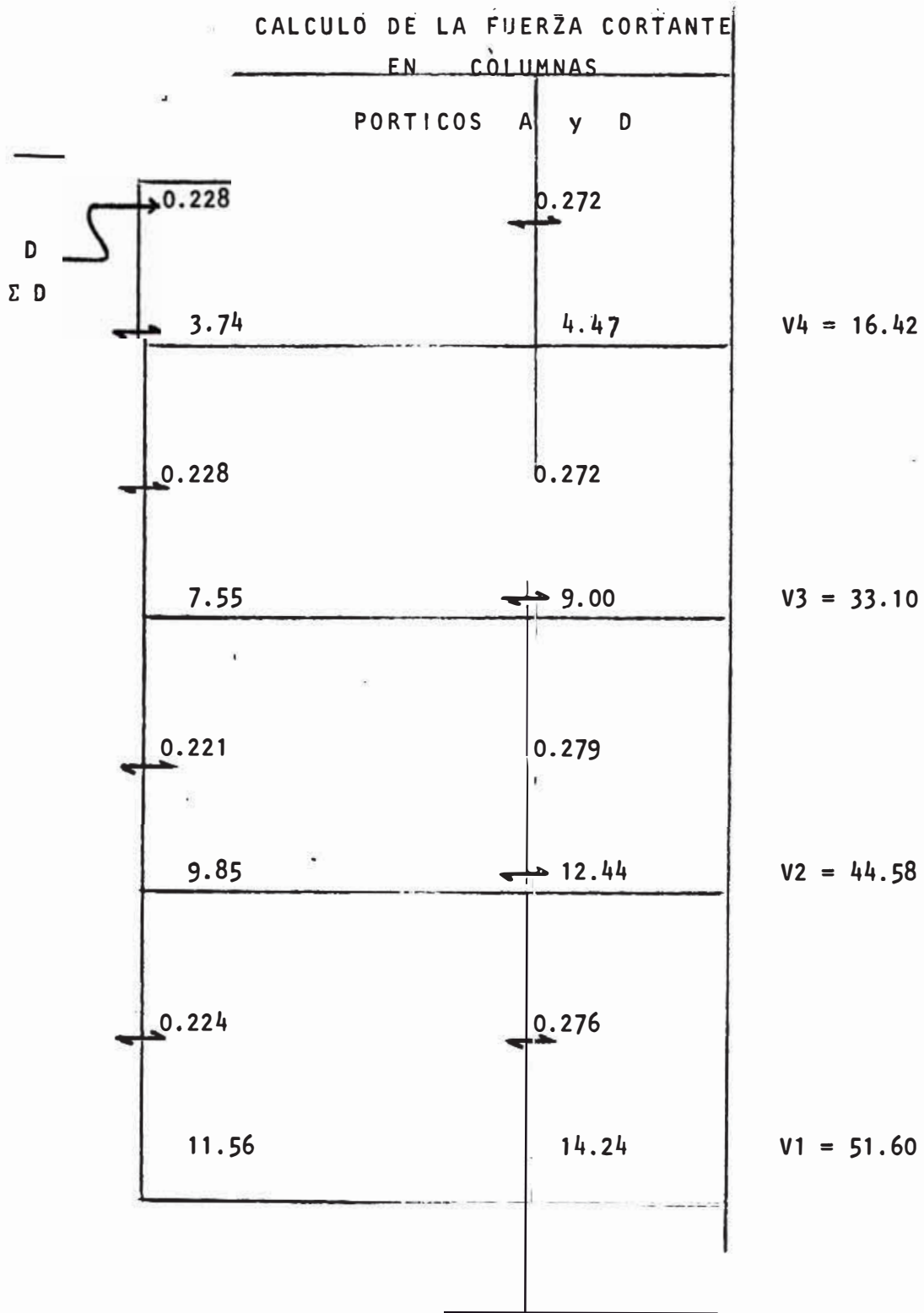


FIG. 4.52 FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE
EN COLUMNAS

PORTICOS B y C

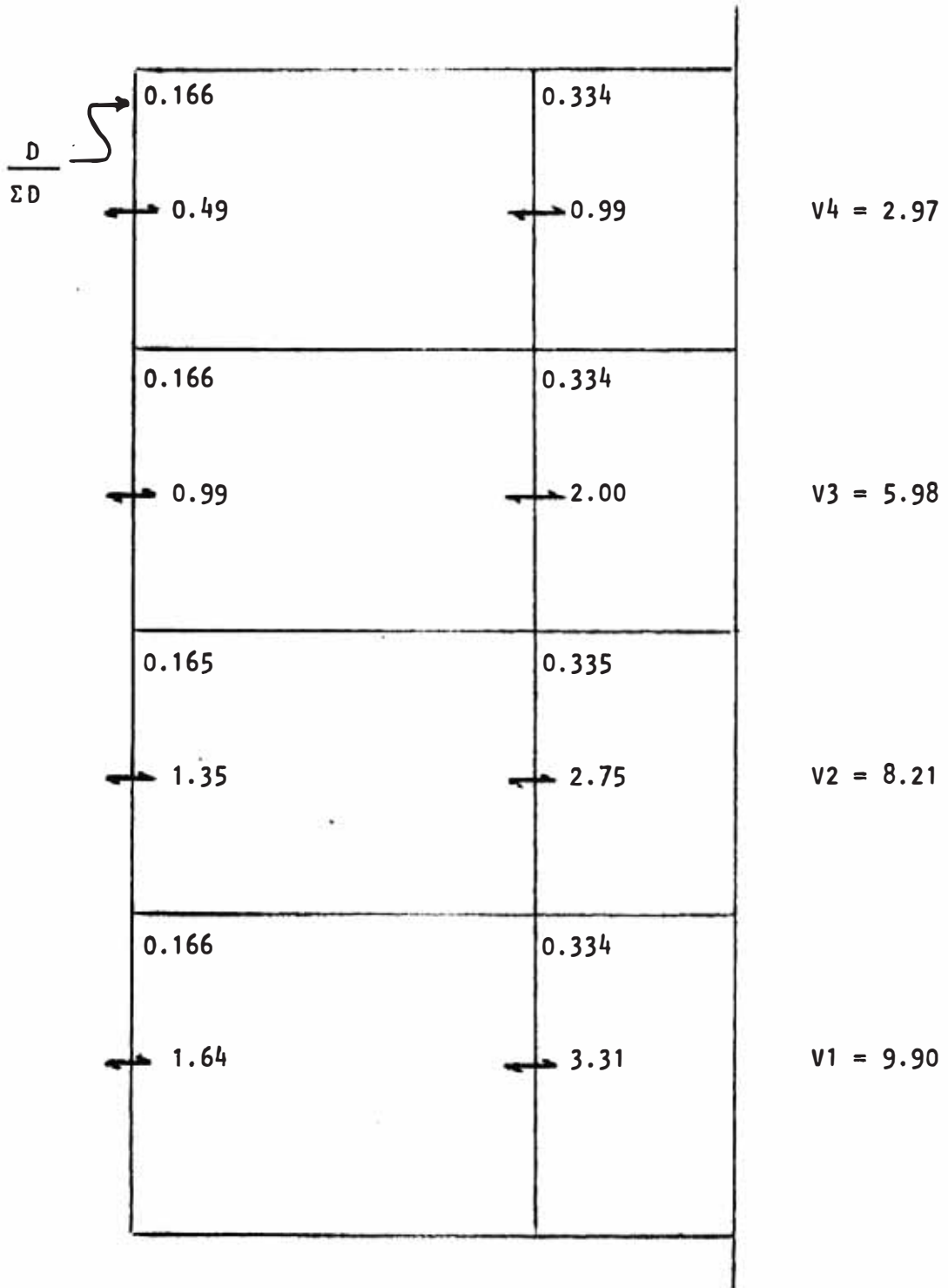


FIG. 4.53 FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES
PORTICOS A y D

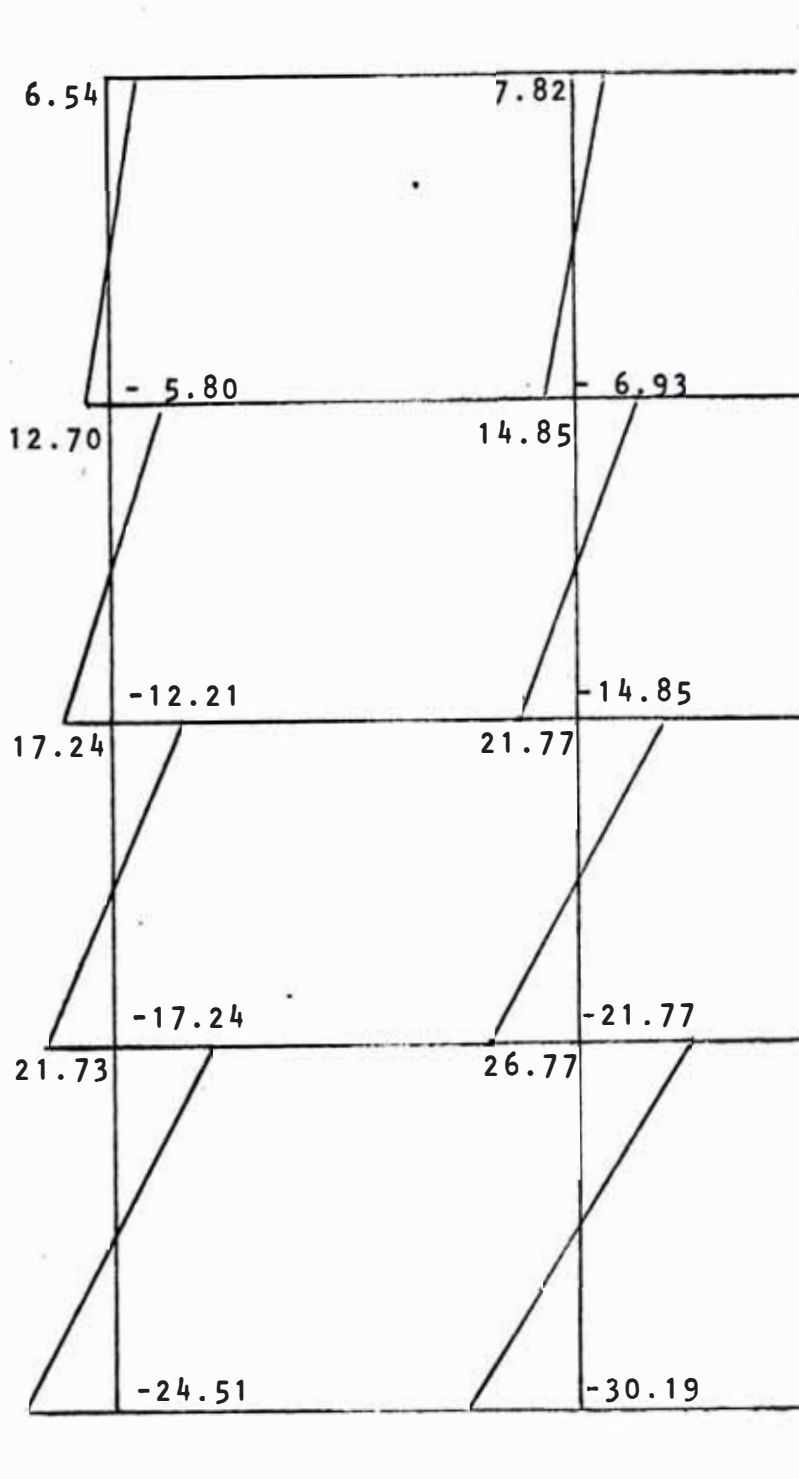


FIG. 4.54 MOMENTOS FLECTORES
(SIGNOS DE R. DE M.)

CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES
PORTICOS B y C

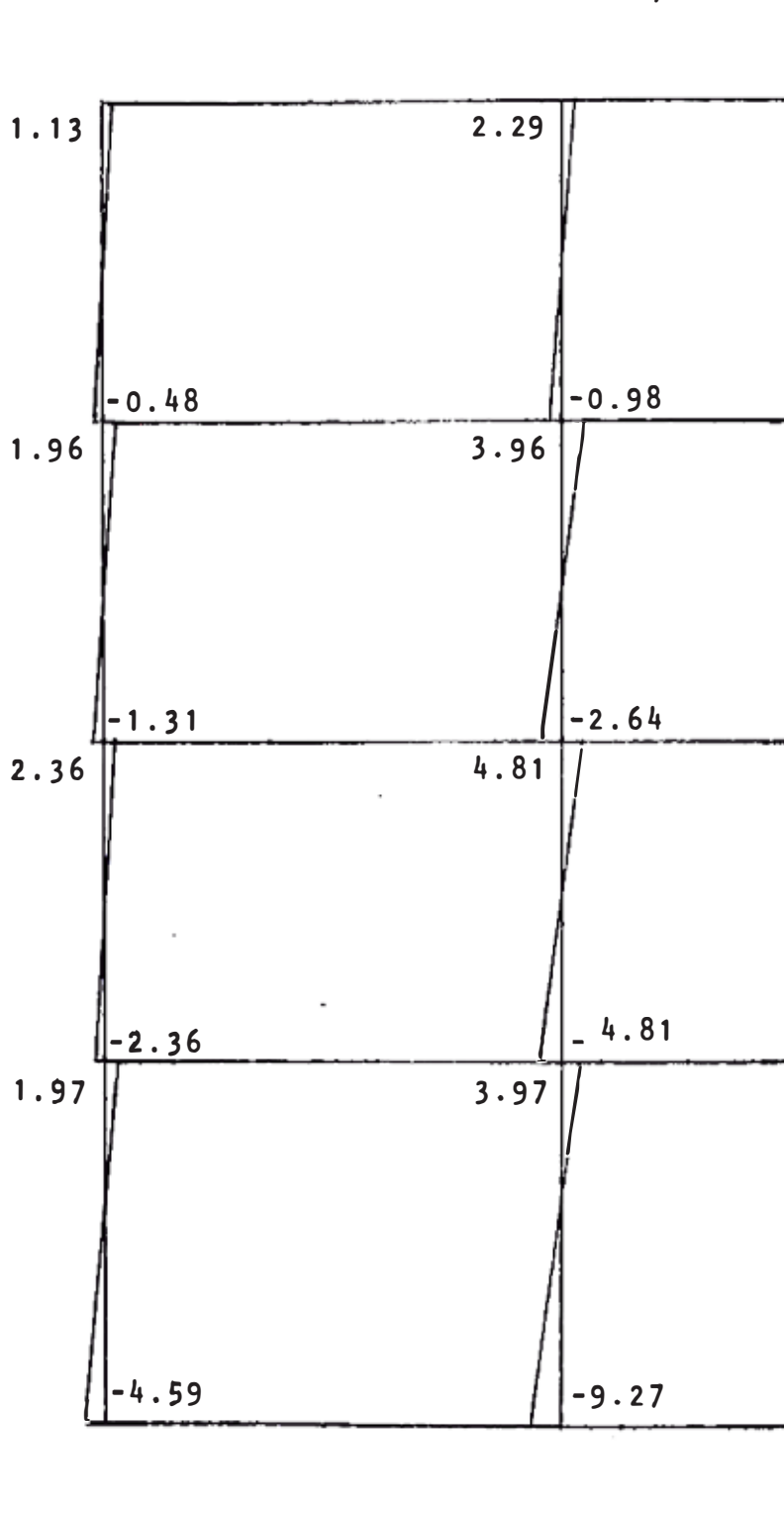


FIG. 4.55 M O M E N T O S F L E C T O R E S
(S I G N O S D E R. d e M.)

CORRECCION DE LOS MOMENTOS EN COLUMNAS
DEBIDO AL GRADO DE FIJACION DE
LAS BASES DE COLUMNAS

$$DF = (1 + 3 \bar{k}) - \sqrt{(1 + 3 \bar{k})^2 - 1}$$

PORTICOS A y D

EJE	n	\bar{k}	ME	DF	MC	MOM. FINALES	
						Mi	Ms
1	4C1	2.73		0.054	0.00	5.80	6.54
1	3C1	2.73	24.51	0.054	0.00	12.21	12.70
1	2C1	3.08		0.049	0.05	17.19	17.29
1	1C1	3.99		0.039	0.95	23.56	22.68
2	4C2	5.45		0.029	0.00	6.93	7.82
2	3C2	5.45	30.19	0.029	0.00	14.85	14.85
2	2C2	6.17		0.026	0.01	21.76	21.78
2	1C2	8.48		0.019	0.57	29.62	27.34

PORTICOS B y C

EJE	n	\bar{k}	ME	DF	Mc	MOM. FINALES	
						Mi	Ms
1	4C1	0.570		0.191	0.00	0.48	1.13
1	3C1	0.570	4.59	0.191	0.03	1.28	1.99
1	2C1	0.604		0.184	0.14	2.22	2.50
1	1C1	0.691		0.167	0.77	3.82	2.74
2	4C2	0.550		0.196	0.01	0.97	2.30
2	3C2	0.550	9.27	0.196	0.06	2.58	4.02
2	2C2	0.583		0.188	0.30	4.51	5.11
2	1C2	0.666		0.172	1.59	7.68	5.56

MOMENTOS , CORTANTES i VALORES Y

FINALES

PORTICOS A y D

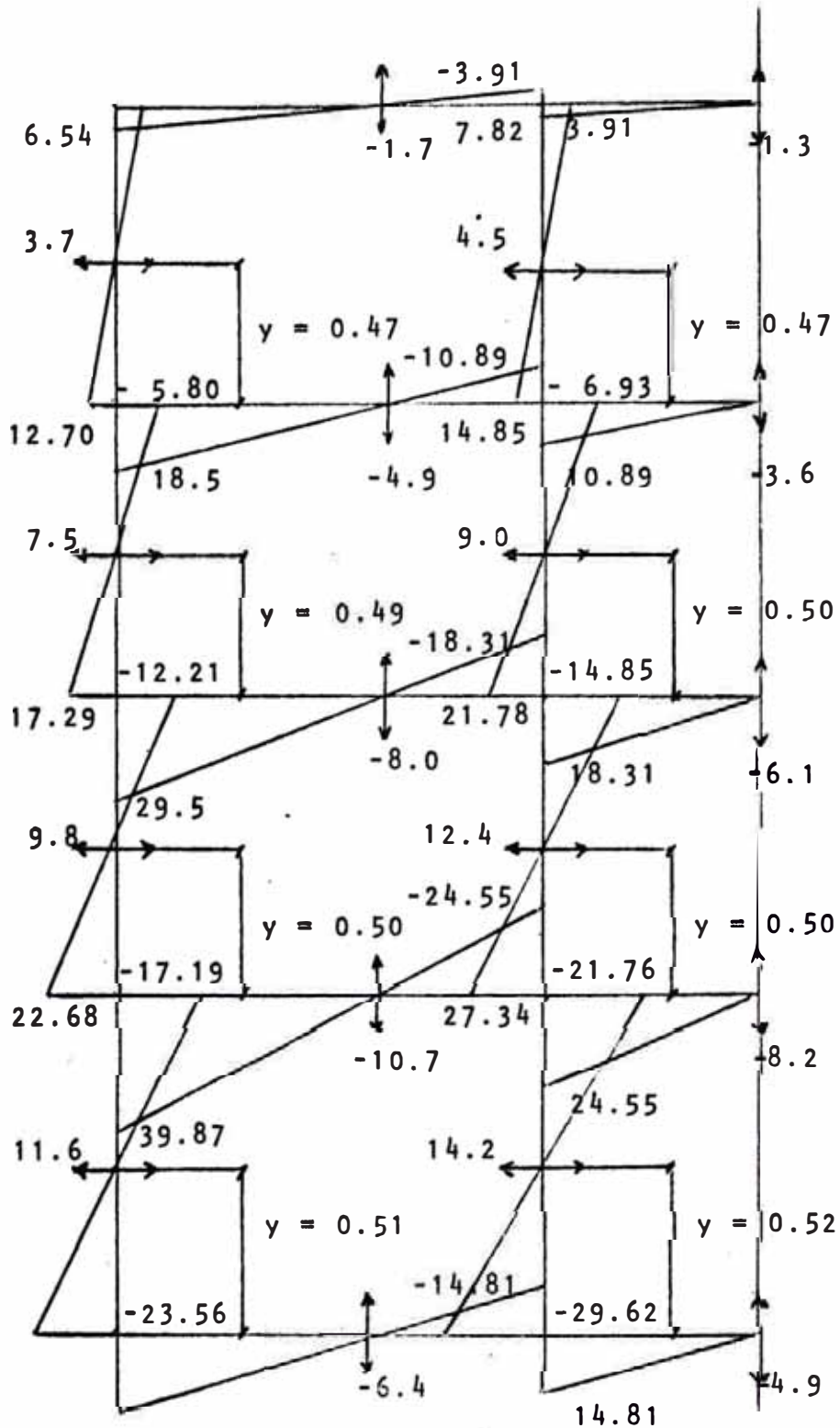


FIG. 4.56 (SIGNOS DE R. de M.)

MOMENTOS, CORTANTES Y VALORES Y FINALES

PORTICOS B Y C

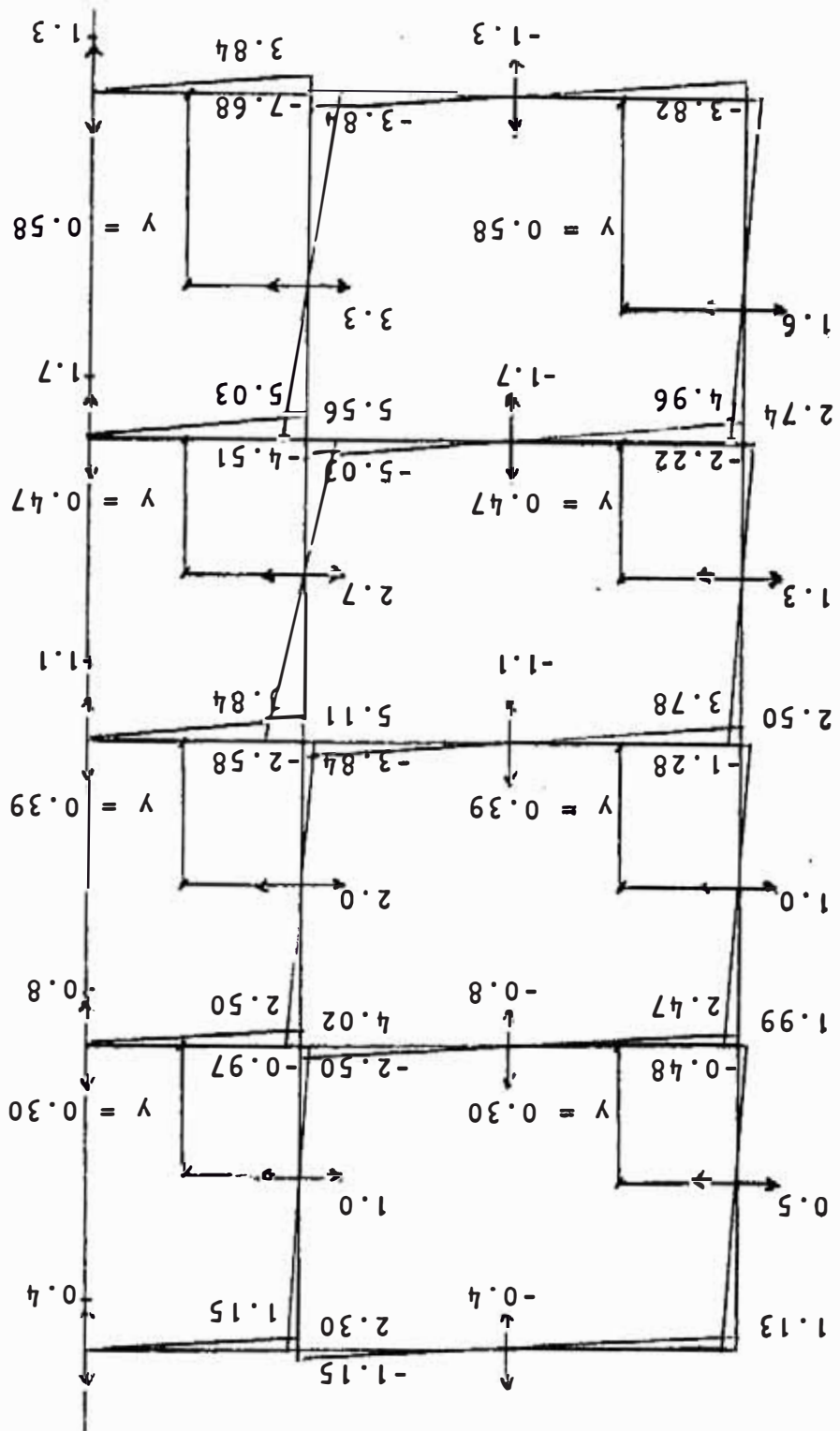


FIG. 4.57 (SIGNOS DE R. de M.)

4.3 DISCUSION Y CONCLUSIONES

Con la finalidad de sintetizar la literatura llamaremos :

EMSC N a las Estructuras con Miembros de Sección Constante de Luz N.

EMSV N a las Estructuras con Miembros de Sección Variable de Luz N.

EMA N a las Estructuras con Muros Aporticados de Luz N.

1. Períodos en seg. y coeficientes sísmicos totales

		T	CT (H/P)
EMSC	4	0.267	0.066
EMSV	4	0.283	0.080
EMA	4	0.226	0.100
EMSC	6	0.375	0.066
EMSV	6	0.386	0.080
EMA	6	0.312	0.100
EMSC	8	0.486	0.066
EMSV	8	0.494	0.080
EMA	8	0.400	0.100

De los valores tabulados se puede observar :

Que los períodos de las estructuras correspondientes a una misma luz son aproximadamente iguales, siendo mayores los correspondientes a las estructuras con miembros de sección variable. Los períodos menores corresponden a las estructuras de muros aporticados.

Los valores de los coeficientes sísmicos totales de diseño dependen de las normas y son mayores para las EMA y menores para las EMSC.

2 Momentos flectores en toneladas x metro

P. A y D	EMSC 4		EMSV 4		EMA 4	
	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi	Ms
4C1	0.58	1.07	0.7	1.3	3.02	3.41
3C1	1.48	1.82	1.8	2.8	6.34	6.60
2C1	2.38	2.52	1.8	3.6	8.94	8.98
1C1	3.87	2.93	2.0	4.6	12.17	11.71
4C2	1.19	1.45	1.2	2.1	3.61	4.07
3C2	2.38	2.90	2.5	4.1	7.72	7.72
2C2	3.82	3.88	3.1	5.7	11.29	11.31
1C2	5.12	4.88	3.6	7.1	15.30	14.14
P. B y C						
4C1	0.58	1.07	0.9	1.5	0.39	0.73
3C1	1.48	1.82	1.8	3.1	1.01	1.26
2C1	2.38	2.52	2.9	4.5	1.63	1.73
1C1	3.65	2.75	3.2	7.2	2.59	1.97
4C2	1.16	2.14	1.8	3.1	0.81	1.50
3C2	3.11	3.82	3.7	6.3	2.08	2.57
2C2	4.91	5.23	6.0	9.8	3.27	3.49
1C2	7.72	5.88	6.6	15.5	5.26	4.02

De la tabulación se observa que

Para las estructuras correspondientes a la luz 4 metros los pórticos exteriores absorben momentos aproximadamente tres veces mayores que los interiores en el caso de la EMA. En el caso de la EMSV la relación de momentos entre pórticos interiores y exteriores es aproximadamente 1.5, y la misma relación en el caso de EMSC es aproximadamente 1.2 en promedio.

Los pórticos exteriores de la EMSC absorben momentos, aproximadamente, 1.5 veces menores que los correspondientes de la EMSV, y estos a su vez absorben momentos aproximadamente, 3 veces menores que los correspondientes de la EMA.

Los pórticos interiores de la EMA absorben momentos 1.5 veces menores que los correspondientes de la EMSC, y estos a su vez absorben momentos ligeramente menores que los correspondientes de la EMSV.

P. A y D	EMSC 6		EMSV 6		E M A 6	
	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi	Ms
4C1	0.92	2.15	0.7	2.5	5.80	6.54
3C1	2.48	3.85	2.7	5.2	12.21	12.70
2C1	4.31	4.85	3.0	5.7	17.19	17.29
1C1	7.28	5.20	4.1	9.7	23.56	22.68
4C2	2.00	3.01	2.4	4.7	6.93	7.82
3C2	4.67	5.73	4.8	8.2	14.85	14.85
2C2	7.33	7.61	6.0	10.6	21.76	21.78
1C2	11.61	8.19	7.6	15.2	29.62	27.34
P. B y C						
4C1	0.92	2.15	1.0	2.8	0.48	1.13
3C1	2.50	3.87	2.9	5.6	1.28	1.99
2C1	4.32	4.84	3.3	6.4	2.22	2.50
1C1	7.14	5.10	4.3	17.8	3.82	2.74
4C2	1.84	4.36	2.4	6.1	0.97	2.30
3C2	5.01	7.79	5.9	11.0	2.58	4.02
2C2	8.68	9.80	7.2	14.0	4.51	5.11
1C2	14.42	10.42	8.8	21.5	7.68	5.56

En este caso ocurre la misma figura que en el caso de 4 metros.

P. A y D	EMSC 8		EMSV 8		E M A 8	
	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi	Ms
4C1	1.66	3.95	1.0	4.5	9.01	10.16
3C1	4.66	7.22	3.7	8.9	18.66	20.21
2C1	7.91	8.89	5.6	11.7	28.19	28.37
1C1	13.30	9.50	6.8	16.4	38.08	37.00
4C2	3.70	5.54	3.5	8.8	11.85	13.36
3C2	8.55	10.58	7.6	14.9	25.56	25.56
2C2	13.57	14.07	11.7	21.2	35.97	36.03
1C2	21.58	15.22	13.8	27.8	49.54	46.02
P. B y C						
4C1	1.38	3.24	1.2	4.6	0.64	1.47
3C1	4.66	7.22	3.6	9.2	1.85	2.44
2C1	7.91	8.89	5.7	12.4	3.18	3.15
1C1	13.30	9.50	7.6	18.0	5.16	3.60
4C2	3.53	5.38	2.0	10.4	1.25	3.01
3C2	8.29	10.52	7.0	19.0	3.73	4.92
2C2	12.71	14.23	12.0	26.3	6.36	6.38
1C2	19.62	16.78	15.9	36.6	10.56	7.24

En este caso ocurre la misma figura que en los casos de 4 y 6 metros salvo que los pórticos exteriores e interiores absorben momentos muy similares en el de EMSC.

3. Fuerzas cortantes en toneladas

P. A y D	EMSC 4	EMSV 4	E M A 4
4C1	0.5	0.6	1.9
3C1	1.0	1.4	3.9
2C1	1.4	1.5	5.1
1C1	1.7	1.6	6.0
4C2	0.8	1.0	2.3
3C2	1.6	2.0	4.7
2C2	2.2	2.5	6.5
1C2	2.5	2.7	7.4
P. B y C			
4C1	0.5	0.7	0.3
3C1	1.0	1.5	0.7
2C1	1.4	2.1	1.0
1C1	1.6	2.6	1.1
4C2	1.0	1.5	0.7
3C2	2.1	3.0	1.4
2C2	2.9	4.5	1.9
1C2	3.4	5.5	2.3

En el caso de EMA se observa que las fuerzas cortantes en los pórticos exteriores son por lo menos tres veces mayores que en los pórticos interiores. En el caso de EMSC y EMSV los cortantes en los pórticos interiores son ligeramente mayores que en los pórticos exteriores.

Los pórticos exteriores de la EMSC absorben cortantes ligeramente menores que los correspondientes pórticos de la EMSV y estos a su vez absorben cortantes por lo menos 2.6 veces menores que los correspondientes pórticos de la EMA.

Los pórticos interiores de la EMA absorben cortantes aproximadamente 1.5 veces menores que los correspondientes de la EMSC y estos a su vez absorben cortantes 1.5 veces menores que los correspondientes de la EMSV.

P. A y D	EMSC 6	EMSV 6	E M A 6
4C1	0.9	1.0	3.7
3C1	1.9	2.4	7.5
2C1	2.6	2.5	9.8
1C1	3.1	3.4	11.6
4C2	1.5	2.1	4.5
3C2	3.1	3.9	9.0
2C2	4.3	4.7	12.4
1C2	4.9	5.7	14.2
P. B y C			
4C1	0.9	1.1	0.5
3C1	1.9	2.6	1.0
2C1	2.6	2.8	1.3
1C1	3.1	5.5	1.6
4C2	1.9	2.6	1.0
3C2	3.9	5.1	2.0
2C2	5.3	6.0	2.7
1C2	6.2	7.6	3.3

En este caso ocurre la misma figura que en el caso de 4 metros.

P. A y D	EMSC 8	EMSV 8	E M A 8
4C1	1.7	1.7	5.8
3C1	3.6	3.8	11.8
2C1	4.8	4.9	16.2
1C1	5.7	5.8	18.8
4C2	2.8	3.7	7.6
3C2	5.8	6.8	15.5
2C2	7.9	9.4	20.6
1C2	9.2	10.4	23.9
P. B y C			
4C1	1.4	1.8	0.6
3C1	3.6	3.9	1.3
2C1	4.8	5.2	1.8
1C1	5.7	6.4	2.2
4C2	2.7	3.8	1.3
3C2	5.7	7.9	2.6
2C2	7.7	10.9	3.6
1C2	9.1	13.1	4.4

En este caso ocurre la misma figura que en los casos de 4 y 6 metros, salvo que en el caso de la EMSC los cortantes en los pórticos exteriores e interiores son muy semejantes

4. Valores D en columnas

P. A y D	EMSC 4	EMSV 4	E M A 4
4C1	0.144	0.790	0.810
3C1	0.144	0.940	0.810
2C1	0.141	0.590	0.720
1C1	0.136	0.280	0.570
4C2	0.222	1.310	0.970
3C2	0.222	1.340	0.970
2C2	0.216	0.980	0.910
1C2	0.202	0.480	0.700
P. B y C			
4C1	0.144	0.920	0.144
3C1	0.144	1.000	0.144
2C1	0.141	0.880	0.142
1C1	0.136	0.560	0.136
4C2	0.292	1.960	0.292
3C2	0.292	2.000	0.292
2C2	0.287	1.880	0.287
1C2	0.275	1.180	0.275

En el caso de las EMA los valores D de las columnas de los pórticos exteriores son por lo menos 2.5 veces mayores que los correspondientes de los pórticos interiores. En el caso de las EMSV los valores D de los pórticos interiores son por lo menos 1.5 veces mayores que los correspondientes de los pórticos exteriores. En el caso de EMSC los valores D de pórticos interiores son ligeramente superiores a los de los pórticos exteriores.

Los pórticos exteriores de la EMSC tienen valores D, por lo menos, 2.3 veces menores que los correspondientes de

la EMSV y estos a su vez son ligeramente menores que los correspondientes a los de la EMA.

Los pórticos interiores de la EMA tienen valores D iguales a los correspondientes de la EMSC y por lo menos 5 veces menores que los correspondientes a los de la EMSV.

P. A y D	EMSC 6	EMSV 6	E M A 6
4C1	0.107	0.320	0.810
3C1	0.107	0.420	0.810
2C1	0.105	0.330	0.720
1C1	0.102	0.320	0.570
4C2	0.175	0.670	0.970
3C2	0.175	0.680	0.970
2C2	0.171	0.610	0.910
1C2	0.162	0.530	0.700
P. B y C			
4C1	0.107	0.350	0.107
3C1	0.107	0.450	0.107
2C1	0.105	0.370	0.105
1C1	0.102	0.510	0.102
4C2	0.216	0.830	0.216
3C2	0.216	0.880	0.216
2C2	0.212	0.780	0.213
1C2	0.207	0.710	0.206

En este caso ocurre la misma figura que en el caso de 4 metros.

P. A y D	EMSC 8	EMSV 8	E M A 8
4C1	0.107	0.200	0.770
3C1	0.107	0.250	0.770
2C1	0.105	0.230	0.690
1C1	0.102	0.220	0.540
4C2	0.175	0.430	1.010
3C2	0.175	0.440	1.010
2C2	0.171	0.440	0.880
1C2	0.163	0.400	0.680
P. B y C			
4C1	0.085	0.210	0.085
3C1	0.085	0.250	0.085
2C1	0.084	0.240	0.084
1C1	0.082	0.250	0.081
4C2	0.171	0.440	0.171
3C2	0.171	0.510	0.171
2C2	0.169	0.500	0.169
1C2	0.165	0.510	0.165

En este caso ocurre la misma figura que en los casos de 4 y 6 metros salvo que para los pórticos exteriores e interiores de la EMSC 8 se encuentran valores D muy similares.

5. Posiciones de los puntos de inflexión (y) en columnas.

P. A y D	EMSC 4	EMSV 4	E M A 4
4C1	0.35	0.35	0.47
3C1	0.45	0.39	0.49
2C1	0.49	0.33	0.50
1C1	0.57	0.30	0.51
4C2	0.45	0.36	0.47
3C2	0.45	0.38	0.50
2C2	0.50	0.35	0.50
1C2	0.51	0.34	0.52
P. B y C			
4C1	0.35	0.40	0.35
3C1	0.45	0.37	0.44
2C1	0.49	0.39	0.48
1C1	0.57	0.31	0.57
4C2	0.35	0.37	0.35
3C2	0.45	0.37	0.45
2C2	0.48	0.40	0.48
1C2	0.58	0.30	0.57

En el caso de la EMA se observa que los puntos de inflexión en los pórticos exteriores están más cerca del punto medio que los correspondientes de los pórticos interiores. En el caso de EMSC y EMSV los puntos de inflexión en pórticos exteriores e interiores se encuentran aproximadamente en las mismas posiciones.

En el caso de EMSV los puntos de inflexión en todos los pórticos están muy por debajo del punto medio.

P. A y D	EMSC 6	EMSV 6	E M A 6
4C1	0.30	0.22	0.47
3C1	0.39	0.34	0.49
2C1	0.47	0.34	0.50
1C1	0.58	0.30	0.51
4C2	0.40	0.34	0.47
3C2	0.45	0.37	0.50
2C2	0.49	0.36	0.50
1C2	0.59	0.33	0.52
P. B y C			
4C1	0.29	0.26	0.30
3C1	0.39	0.34	0.39
2C1	0.47	0.34	0.47
1C1	0.58	0.19	0.58
4C2	0.30	0.28	0.30
3C2	0.39	0.35	0.39
2C2	0.47	0.34	0.47
1C2	0.58	0.29	0.58

En este caso ocurre la misma figura que en el caso de 4 metros salvo que en la EMSV se acentúa el descenso del punto de inflexión.

P. A y D	EMSC 8	EMSV 8	E M A 8
4C1	0.30	0.18	0.47
3C1	0.39	0.29	0.48
2C1	0.47	0.32	0.50
1C1	0.58	0.29	0.51
4C2	0.40	0.28	0.47
3C2	0.45	0.34	0.50
2C2	0.49	0.35	0.50
1C2	0.59	0.33	0.52
P. B y C			
4C1	0.30	0.21	0.30
3C1	0.39	0.28	0.43
2C1	0.47	0.31	0.50
1C1	0.58	0.30	0.59
4C2	0.40	0.16	0.29
3C2	0.44	0.27	0.43
2C2	0.47	0.31	0.50
1C2	0.54	0.30	0.59

En este caso ocurre la misma figura que en el caso de 6 metros.

6. Momentos flectores y cortantes en vigas

En el caso de las EMSC, los momentos y cortantes en vigas de pórticos exteriores e interiores son muy similares.

En el caso de las EMSV, los momentos y cortantes en vigas de pórticos exteriores son ligeramente menores que los respectivos momentos y cortantes de los pórticos interiores.

En el caso de las EMA, los momentos y cortantes en vigas de pórticos interiores son menores que los respectivos momentos y cortantes de los pórticos exteriores.

Las vigas de pórticos exteriores en el caso de EMA absorben mayores momentos y cortantes que las vigas de los respectivos pórticos exteriores de las EMSV y estas a su vez absorben momentos y cortantes ligeramente mayores a las correspondientes de las EMSC.

En todos los casos los momentos en las vigas que concurren en un nudo se reparten proporcionalmente a sus respectivas rigideces efectivas

C A P I T U L O V

5.0 RESUMEN Y CONCLUSIONES

En la aplicación de la teoría, para encontrar cor-
tantes, alturas de puntos de inflexión y momentos se usó
el método de Mutto para pórticos ordinarios en el caso
de las estructuras con miembros de sección constante.

Para las estructuras con miembros de sección va-
riable se usó el método de distribución de momentos por
considerarlo más práctico que el método de deflexiones an-
gulares y mas exacto que el método de Grinter.

Con las estructuras con muros aporticados y pórti-
cos de sección constante se usó el método de Mutto pa-
ra pórticos ordinarios y el método aproximado de Mutto -
para pórticos considerando flexión, cortante y zonas rí-
gidas.

Como conclusiones de la comparación entre los tres grupos de estructuras analizadas se obtuvo lo siguiente :

1.- Respecto a los períodos y coeficientes sísmicos totales de diseño

Los períodos de las estructuras correspondientes a una misma luz son muy similares, correspondiendo los mayores períodos a las EMSV y los menores períodos a las EMA.

Los valores de los coeficientes sísmicos - totales de diseño dependen de las normas de diseño y son mayores para las EMA y menores para las EMSC cuando se usan las propuestas de normas básicas de diseño sismo resistente del PAIC.

2.- Respecto a los momentos flectores

En el caso de EMA los pórticos exteriores absorben mayores momentos que los interiores. En el caso de EMSC y EMSV - ocurre lo contrario. En el caso de EMSC

existe la tendencia, cuando las luces se van haciendo mayores, de que los momentos en los pórticos exteriores vayan acercándose en valor a los momentos de los pórticos interiores.

Los pórticos exteriores de las EMSC absorben momentos algo menores que los correspondientes pórticos de las EMSV, y estos a su vez absorben momentos por lo menos 2.8 veces menores que los correspondientes pórticos de las EMA.

Los pórticos interiores de las EMA absorben momentos ligeramente menores que los correspondientes pórticos de las EMSC y estos a su vez absorben momentos ligeramente menores que los correspondientes pórticos de las EMSV.

3.- Respecto a las fuerzas cortantes en columnas

En el caso de las EMA las fuerzas cortantes en los pórticos exteriores son, por lo menos, tres veces mayores que en los pórticos interiores. En el caso de las EMSV y EMSC los cortantes en los pórticos interiores son ligeramente mayores que en los pórticos exteriores. En las EMSC existe la tendencia, cuando la luz se va haciendo mayor, de acercamiento en valor, de los cortantes en los pórticos exteriores hacia los cortantes en los pórticos interiores.

Los pórticos exteriores de las EMSC absorben cortantes ligeramente menores que los correspondientes

pórticos de las EMSV, y estos a su vez absorben cortantes, por lo menos, 2.6 veces menores que los correspondientes a los pórticos exteriores de las EMA.

Los pórticos interiores de las EMA absorben cortantes, aproximadamente, 1.5 veces menores que los correspondientes a los pórticos de las EMSC, y estos a su vez absorben cortantes 1.5 veces menores que los de los pórticos interiores de las EMSV.

4.- Respecto a los valores D en columnas

En el caso de las EMA los valores D de los pórticos exteriores son, por lo menos, 2.5 mayores que los correspondientes a los pórticos interiores.

En el caso de las EMSC y las EMSV, los valores D de los pórticos interiores son ligeramente superiores a los de los pórticos exteriores. Existe la tendencia en el caso de las EMSC de que, cuanto mayor es la luz, mayor es la aproximación de valores D de los pórticos exteriores hacia los valores de los pórticos interiores.

Los pórticos exteriores de las EMSC tienen valores D, por lo menos 2.3 veces menores que los correspondientes a pórticos de EMSV, y estos a su vez son ligeramente menores que los correspondientes a EMA.

Los pórticos interiores de las EMA tienen valores D iguales a los correspondientes pórticos de las EMSC y son, por lo menos, 5 veces menores que los correspondientes a pórticos interiores de EMSV.

5.- Respecto a la posición de los puntos de inflexión en columnas.

En el caso de las EMA los puntos de inflexión en los pórticos exteriores están más cerca del punto medio que los correspondientes a los pórticos interiores. En el caso de las EMSC y EMSV los puntos de inflexión en pórticos exteriores e interiores se encuentran aproximadamente en las mismas posiciones.

En el caso de las EMSC los puntos de inflexión - están en promedio algo mas abajo del punto medio, tanto en pórticos exteriores como interiores.

En el caso de las EMSV los puntos de inflexión en los pórticos exteriores e interiores se desplazan muy por debajo del punto medio, conforme aumenta la luz.

Se confirma que, cuando mayor es la razón de rigideces entre viga y columna, mayor es la aproximación del punto de inflexión al punto medio de la columna.

6.- Respecto a los momentos y cortantes en vigas

En el caso de las EMSC y EMSV los momentos y cortantes en vigas de pórticos exteriores son muy similares a los respectivos momentos y cortantes de los pórticos interiores.

En el caso de las EMA, los momentos y cortantes en vigas de pórticos interiores son menores que los respectivos momentos y cortantes de los pórticos exteriores.

Las vigas de pórticos exteriores de EMA absorben mayores momentos y cortantes que las respectivas vigas de los pórticos exteriores de las EMSV, y estas a su vez absorben momentos y cortantes ligeramente mayores a las correspondientes de las EMSC.

En todos los casos los momentos en las vigas que concurren en un nudo se reparten proporcionalmente a sus respectivas rigideces efectivas.