

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIER

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS DE GRADO

“ANALISIS SISMICO Y DISEÑO DE UN
EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO”

CESAR E. COLOMA CH.

JUAN A. BRAVO S.

PROMOCION 1968

LIMA - PERU

1973

A NUESTROS PADRES

Y

HERMANOS

Lima, 26 de Abril de 1973

Habiendo la Facultad de Ingeniería Civil
otorgado el Título de Ingeniero Civil
don César Eduardo Toloma Chumacero
Expidase el Diploma No 7490; archívese esta Tesis
en la Biblioteca.

SECRETARIO GENERAL

Lima, 26 de Abril de 1973

Habiendo la Facultad de Ingeniería Civil
otorgado el Título de Ingeniero Civil
a don Juan Antonio Bravo Salvattecci
Expidase el Diploma No 7491; archívese esta Tesis
en la Biblioteca.

SECRETARIO GENERAL

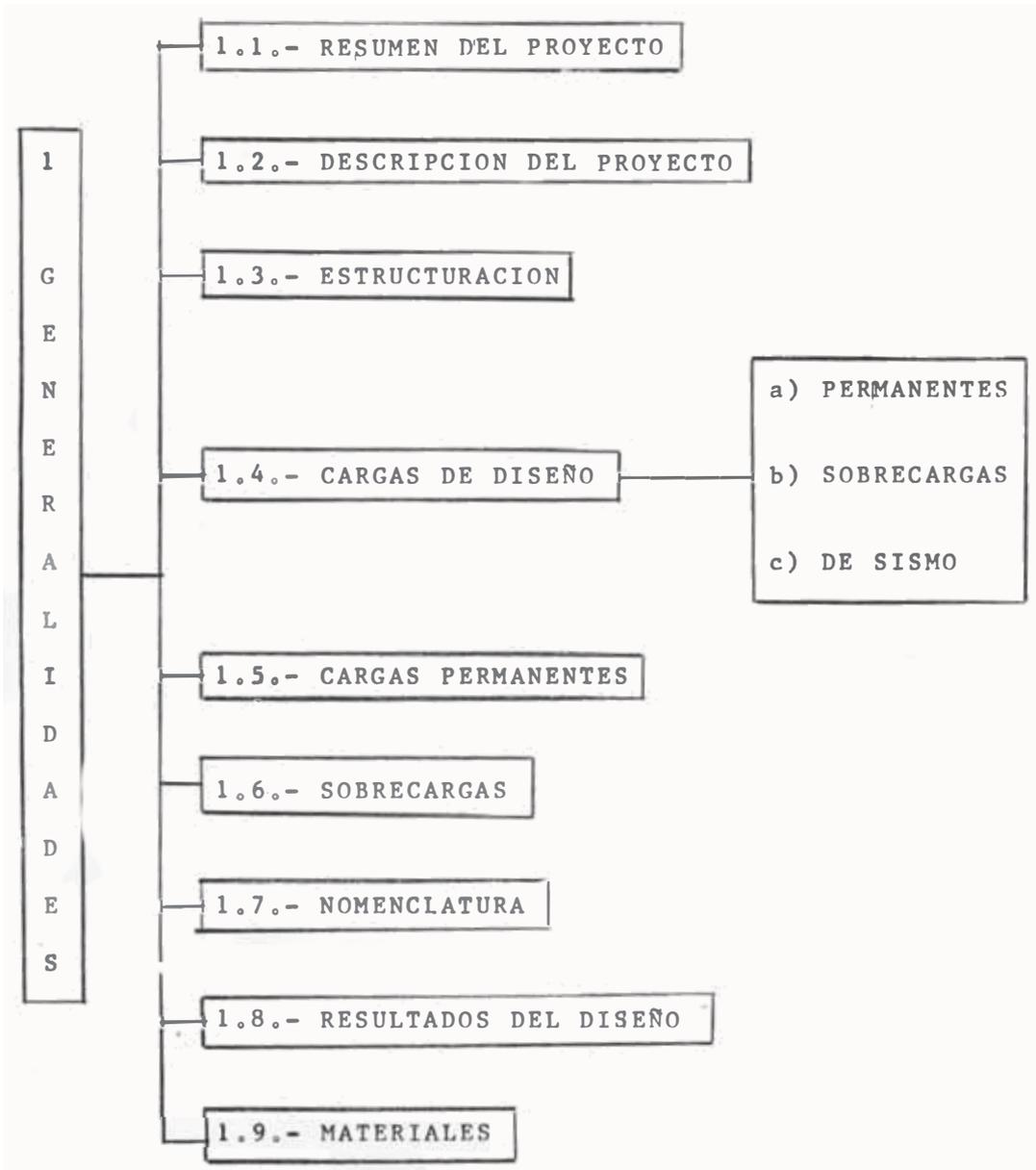
A NUESTROS PROFESORES

I N D I C E

	Página
CAPITULO I.- GENERALIDADES -----	1
CAPITULO II.- DIMENSIONAMIENTO Y METRADO DE CARGAS -----	9
CAPITULO III.- LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS -----	36
CAPITULO IV.- ANALISIS SISMICO -----	87
CAPITULO V.- ANALISIS ESTRUCTURAL -----	183
CAPITULO VI.- DISEÑO DE VIGAS -----	301
CAPITULO VII.- DISEÑO DE COLUMNAS -----	358
CAPITULO VIII.- PAREDES DE CONCRETO -----	403
CAPITULO IX .- CIMENTACIONES -----	429
CAPITULO X.- ESCALERAS, TANQUE ELEVADO, TANQUE CISTERNA, DISEÑO DE MEZCLAS -----	469
APENDICE .- ESTUDIO DE LA ESCALERA -----	494

C A P I T U L O I

G E N E R A L I D A D E S



1.1.- RESUMEN DEL PROYECTO .-

El proyecto consiste en DISEÑAR UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO de 10 pisos con dos sótanos.

En los diferentes capítulos se presenta la metodología del diseño y las soluciones respectivas para los diferentes ca sos ,incluyendo, en algunos, comparaciones ilustrativas. Para ello se describe sucintamente, la teoría que explican las hipótesis que fundamentan el comportamiento de los diferentes elementos estructurales en los que a su vez, se basan los métodos de análisis y diseño. Se incluye el análisis sísmico de la estructura, para el cual se usa el método estático aproximado de Muto.

Previamente se realiza el dimensionamiento de los elementos de acuerdo a consideraciones prácticas o recomendaciones aproximadas. El dimensionamiento es importante por ser punto de partida permitiendo el cálculo de las características mecánicas, que hacen posible el análisis sísmico, estructural y posteriormente el diseño y verificación de las dimensiones.

En el desarrollo de los esquemas del diseño se ha tenido presente las recomendaciones y limitaciones establecidas por las normas de diseño A.C.I. 318-63 y su ampliación 318-71 aplicada especialmente a columnas.

Simplificaciones se han realizado en el análisis sísmico. Se consideró un piso intermedio con altura promedio y los resultados se compararon con un modelo específico que se presenta al final de dicho capítulo para la dirección secundaria.

La otra parte el sistema de escaleras se reemplazó con un pórtico equivalente.

La placa lateral del ascensor se estudia como elemento a flexocompresión y la cimentación del mismo como zapata co-

rrida Además se presenta el diseño de una escalera ortopoligonal y diseños comparativos de muros de sótanos como vigas-pared

1.2.- DESCRIPCION DEL PROYECTO .-

El edificio consta de la siguiente distribución :

Las plantas de los sótanos, destinadas a estacionamientos. Las plantas del primer y segundo piso, a tiendas comerciales.

La planta típica del tercer al octavo piso, la torre propiamente dicha, a oficinas en general.

La planta del noveno piso constituída por dos desniveles se ha destinado a restaurantes.

La planta del décimo piso formada por dos desniveles se considera la azotea y dan acceso a la caseta de máquinas ubicada sobre el ascensor y al tanque elevado sobre la zona de escaleras.

1.3.- ESTRUCTURACION .-

El sistema estructural está conformado por pórticos interiores y placas de concreto exteriores, en la dirección principal (ejes numerados). Al respecto las placas son de gran rigidez con capacidad suficiente para concentrar toda la cortante generada por sismo; aliviando de tal efecto a las columnas, cuya participación a la rigidez quedaría de ésta manera prácticamente anulada.

Esta deducción realmente nos llevaría a estudiar únicamente las placas como elementos en voladizo, pero se considerarán las columnas en el análisis para verificar lo antedicho.

Por razones de aplicación del método de Muto para efectos de interacción de placas con pórticos se ha incluido una

placa en el eje 4, adyacente a la zona de escaleras que a la vez nos ha permitido estudiar someramente, como un primer intento, el comportamiento del bloque de escaleras como sistema de rigidez de la estructura. (ver apéndice)

De acuerdo a lo presentado en arquitectura, consideramos que es innecesario ampliar las dimensiones de la placa en el primer y segundo nivel tomando solamente el ancho correspondiente a la torre del edificio y aunque esto en tales plantas aleja el centro de torsión del centro de masas que en otras circunstancias no es recomendable, creemos que no es crítico para nuestro caso porque el cortante o su aumento para las columnas más alejadas es muy pequeña tal como se ha explicado.

En el sentido secundario (ajes con letras), las columnas son los elementos que rigidizan el edificio; en este caso las placas están orientadas en dirección de su espesor por lo que se tratan como columnas con ancho colaborante obtenido con criterio práctico. Otros elementos que se consideran efectivos para rigidez son las placas laterales del ascensor y el sistema de escaleras.

Por otra parte debemos señalar que los muros de sótano constituyen una caja cerrada de concreto de buen peralte que forman parte de la cimentación en sí misma y que se considera prácticamente indeformable, al partir del cual nacen las columnas perimetrales y prosiguen las enormes placas mencionadas. Por esta razón, además del buen efecto del terreno de Lima, hemos considerado el edificio empotrado al nivel del primer piso.

1.4.- CARGAS DE DISEÑO :

Se tienen en cuenta :

- a) Cargas permanentes : por peso propio del elemento de concreto (viga, aligerado, columna, etc.) y por carga muer-

ta de elementos no estructurales (pisos terminados o acabados, muros no portantes, tabiques, etc.)

- b) Cargas vivas : o sobrecargas de acuerdo a la función a que esté destinado los pisos. Se considera como carga uniforme y repartida por unidad de superficie.
- c) Cargas o fuerzas de sismo : calculadas como fuerzas en los entrepisos en una u otra dirección. Dependen de la región sísmica, del tipo de estructuración y del peso total de la

a ñ e .

s NORMAS DE DISEÑO AN-

d ot c o ei e viento, empuje de

t a e como retracción de

y r r cuenta en el propio

ñ m ó

1. . _____ :

- a) Por peso propio :
En aligerados se toman pesos promedios. Así tenemos :
 - Aligerado de altura total de 25 cm. con espesor de losa 5 cm. vigueta de 10 cm. de ancho y ladrillos huecos de 30 x 30 x 20 : $W = 360 \text{ Kg/m}^2$.
 - Aligerado de altura total de 30 cm. con espesor de losa 5 cm. vigueta de 10 cm. de ancho y ladrillos huecos de 30 x 30 x 25 : $W = 400 \text{ Kg/m}^2$
- b) Por carga muerta :
 - Piso terminado : 100 Kg/m^2
 - Por tabiquería : carga equivalente de 100 Kg/m^2

1.6.- S O B R E C A R G A S .-

En sótanos : 700 Kg/m^2 (puede considerarse 500 Kg/m^2)
Pisos comerciales : 500 Kg/m^2

Oficinas	:	300 Kg/m ²
Restaurantes	:	500 Kg/m ²
Azoteas	:	100 Kg/m ² en el nivel 10 200 Kg/m ² en el nivel 3
Escaleras	:	400 Kg/m ²

1.7.- N O M E N C L A T U R A .-

Para ubicar los elementos se utiliza la más simple y concordante con el análisis; luego variamos de acuerdo al diseño y dibujo pero siempre manteniendo un criterio de orientación simple.

1.8.- R E S U L T A D O S D E L D I S E Ñ O .-

Previamente debemos decir que se ha estudiado básicamente el pórtico principal 2 cuyas características de cargas y geometría son semejantes al pórtico 3 y al pórtico 4 (que cambia en algo por la inclusión de la placa), con esto quedan prácticamente definidos y diseñados los pórticos interiores principales. Además los resultados obtenidos en diferentes niveles, principalmente típicos, son semejantes los que nos permite UNIFORMIZAR RESULTADOS. Este criterio de simplificación es útil en la práctica, tanto para la construcción como para el costo de la obra. Pequeñas variaciones en los planos se debe principalmente a esta razón.

1.9.- M A T E R I A L E S

a) Concreto : se especifica usar

$$f'_c = 210 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ en vigas, columnas aligerados}$$

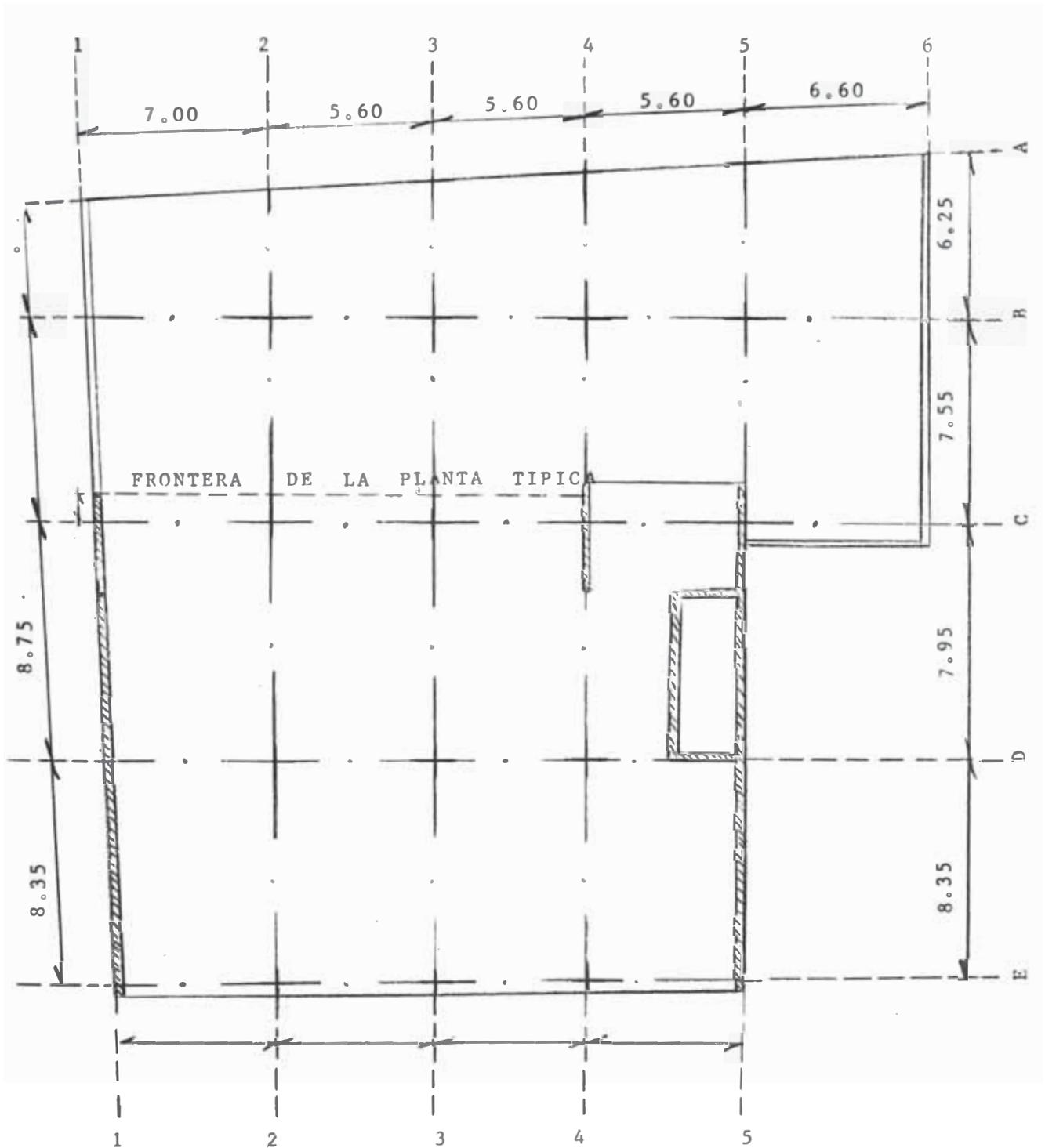
$$f'_c = 175 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ en zapatas.}$$

La dosificación para obtener tales resistencias se presenta en el capítulo 10.

b) Acero : con límites de fluencia

$f_y = 2800 \text{ Kgs/cm}^2$ en estribos, columnas, muros y zapatas.

$f_y = 4200 \text{ Kgs/cm}^2$ o deltizado para vigas, aligerados principalmente.

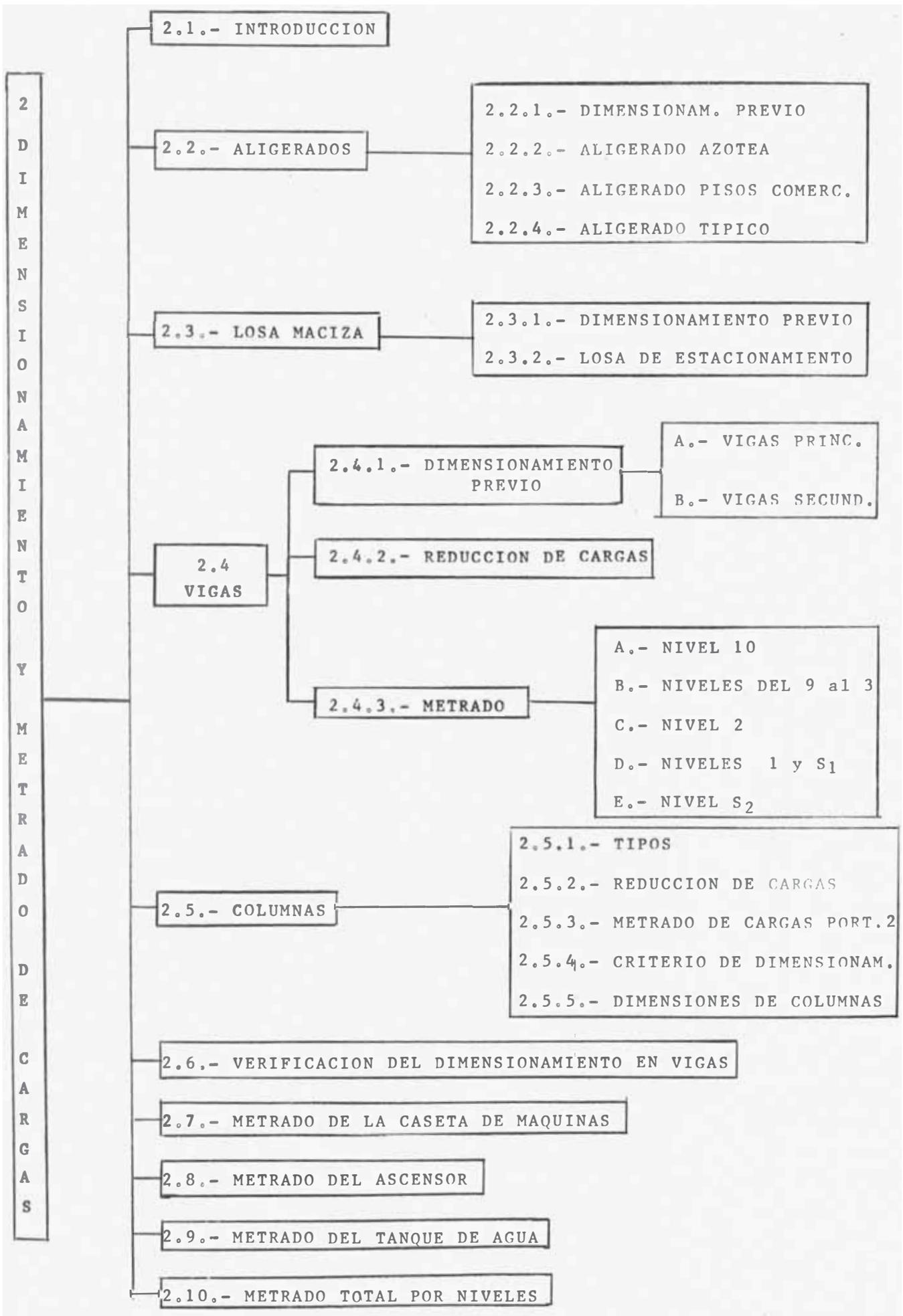


C A P I T U L O I I

D I M E N S I O N A M I E N T O

Y

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



NOTA.- Llamamos nivel al techo de la planta respectiva indicada por arquitectura. Por ejemplo Niv. 1 es el techo de la planta 1.

2.1 I N T R O D U C C I O N

Para realizar el análisis estructural de los pórticos que conforman la edificación, se requiere conocer el peso propio y las características relativas a áreas, momentos de inercia, rigideces de los diferentes elementos. Su determinación se basa en el conocimiento de las dimensiones de los elementos: vigas, columnas, espesor de muros y losas, etc. Por otra parte, el fin del análisis es justamente el dimensionamiento real de dichos elementos para que trabajen adecuadamente y resistan los esfuerzos de diseño.

De acuerdo a esto, se precisa, determinar previamente las dimensiones que recién en la etapa de diseño tendrán el carácter de definitivas. Los procedimientos existentes para estimar las dimensiones obedecen a criterios prácticos. Por ejemplo, para los elementos horizontales tales como vigas, está en función de las luces; los elementos verticales como columnas, su dimensionamiento depende de la carga axial y de su ubicación de acuerdo a un criterio, existiendo otros que tienden a ser más sencillos de ser usados. Respecto a la confianza para usar uno de ellos depende de la rapidez y de la certeza de sus resultados.

Al final haremos una comprobación para comparar los resultados obtenidos en nuestro caso.

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

A L I G E R A D O S

2.1 D I M E N S I O N A M I E N T O P R E V I O

- Criterio práctico : $h = \frac{L}{25}$

donde : h = espesor de losa aligerada

L = Luz del claro a techar.

- Por lo tanto, si : $L_{m\acute{a}x} = 6.4 \text{ m.}$

$$h = \frac{6.40 \times 100}{25} = 25.6 \text{ m.}$$

Luz que prevalece : $L = 5.75 \text{ m.}$

$$h = \frac{5.75 \times 100}{25} = 23 \text{ cm.}$$

Luego, adoptaremos : $h = 25 \text{ cm.}$

Como las plantas en todos los niveles son parecidas mantendremos el mismo espesor de aligerados.

2.2.2.- ALIGERADO DE AZOTEA (NIV. 10)

- Cargas permanentes :

Peso propio ----- 360 kgs/m^2

Peso piso acabado ----- 100

Peso total ----- $W_D = 460 \text{ Kgs/m}^2$

- Carga viva :

Sobrecarga ----- $W_L = 100 \text{ Kg/m}^2$

- Carga última de rotura: $W_U = 1.5 W_D + 1.8 W_L$

$$W_U = 1.5 \times 460 + 1.8 \times 100 = 690 + 180 = 870 \text{ Kg/m}^2$$

2.2.3.- ALIGERADO DE NIVELES COMERCIALES (NIV. 9, 8, 1, S1)

- Cargas permanentes :

peso propio ----- 360 Kgs/m^2

peso piso acabado ----- 100

peso equivalente de tabiquería-- 100

$$W_D = 560 \text{ Kg/m}^2$$

- Carga viva :

Sobrecarga ----- $W_L = 500 \text{ Kg/m}^2$

- Carga última de rotura :

$$W_U = 1.5 \times 560 + 1.8 \times 500 = 840 + 900 = 1740 \text{ Kg/m}^2$$

2.2.4.- ALIGERADO DE NIVELES TIPICOS (NIV. 7, 6, 5, 4, 3)

- Cargas permanentes :

peso propio ----- 360 Kg/m^2

peso piso acabado ----- 100
peso equivalente de tabiquería -- 100
Peso total ----- $W_D = 560$

- Carga viva :

Sobrecarga ----- $W_L = 300 \text{ Kg/m}^2$

- Carga última de rotura :

$$W_u = 1.5 \times 560 + 1.80 \times 300 = 840 + 540 = 1380 \text{ Kg/m}^2$$

2.- M E T R A D O D E C A R G A S D E L O S A M A C I Z A

El uso de losa maciza se justifica de acuerdo al cálculo siguiente : debido a la sobrecarga fuerte por razones de la función de estacionamiento que cumple el NIV. S_2 se requiere de una losa aligerada de altura $h = 35 \text{ cm.}$ con 10 cm. de espesor de losa que sobresale a la vigueta. Luego la carga por peso propio asciende a 460 Kg/m^2 sumado al peso por acabados equivale a una carga permanente de 560 Kg/m^2 En este caso no se toma en cuenta la adecuada distribución de esfuerzos y el problema de deflexiones, de ensanches, lo que hace pensar en el uso de una losa aligerada con doble nervadura que aumentará la carga de 560 Kg/m^2 . En tanto que, si preferimos usar una losa maciza armada en una o dos direcciones, tomando en cuenta el problema de deflexiones el máximo espesor sería de 20 cm. (pudiendo ser menor) lo cual significa una carga permanente máxima de 580 Kg/m^2 parecido a la anterior pero con ventajas estructurales de arquitectura y constructivos. En cuanto a ventajas económicas puede que no existan o sean pequeñas.

2.3.1.- DIMENSIONAMIENTO PREVIO

- Criterio del A.C.I. losa con armadura doble :

$$h = 9 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{2S + 2L}{180}$$

donde $(2S+2L)$ es el perímetro total de la losa

$$\text{Luego : } 2S + 2L = 2(5.75 + 8.35) = 28.20 \text{ m.}$$

$$\text{y } h = \frac{2820}{180} = 15.7 \text{ cm.}$$

Armada en un sentido :

$$h = \frac{L}{28} = \frac{560}{28} = 20 \text{ cm.}$$

- Adoptaremos : $h = 20 \text{ cm.}$

2.3.2.- LOSA DEL NIVEL DE ESTACIONAMIENTO (NIV. S₂)

- Carga permanente :

$$\text{peso propio ----- } 0.20 \times 2,400 \text{ -----} = 480$$

$$\text{peso de piso acabado -----} = 100$$

$$\text{peso total : ----- } W_D = 580 \text{ Kg/m}^2$$

- Carga viva :

$$\text{Sobrecarga ----- } W_L = 700 \text{ Kg/m}^2$$

- Carga última de rotura :

$$W_U = 1.5 \times 580 + 1.8 \times 700 = 870 + 1260 = 2130 \text{ Kg/m}^2$$

2.4.- M E T R A D O D E C A R G A S D E V I G A S

2.4.1.- DIMENSIONAMIENTO PREVIO

El dimensionamiento previo de vigas, es función únicamente de las longitudes de las mismas.

Las dimensiones adoptadas solamente tienen efecto para el metrado de cargas. Para que adquieran carácter de DEFINITIVAS habrá que realizar el ANALISIS ESTRUCTURAL del pórtico correspondiente y el diseño respectivo; y apreciar si darán solución aceptable. En caso contrario se deberán tomar secciones que se crean más convenientes.

Notación : h = altura de viga

b = ancho a base de viga

L = luz de la viga.

A.- VIGAS PRINCIPALES

- Criterio práctico : $h = \frac{L}{10} \quad \text{a} \quad \frac{L}{12}$

$$b = \frac{b}{2}$$

- Si se observa la planta de los pisos, se notará que no existe uniformidad en las LONGITUDES DE VIGAS, si no que al contrario, la variedad de las mismas es bastante grande.

Frente a este problema existen dos alternativas :

a) Dimensionar cada viga y adoptar su sección transversal correspondiente, que para nuestro caso resultaría doce secciones de vigas con dimensiones diferentes, obteniendo de esta manera un relativo ahorro en la cantidad de concreto.

b) Uniformizar las secciones transversales de las vigas, teniendo presente para el dimensionamiento previo, los casos más críticos o un valor más o menos promedio que sería más representativo.

Se recomienda para casos similares, adoptar la segunda alternativa porque significa un gran ahorro en los costos de encofrados y simplifica el proceso constructivo permitiendo efectuar el trabajo en menos tiempo.

También es mejor solución desde el punto de vista arquitectónico, pues elimina los cambios bruscos de peralte.

La economía que se obtiene en esta segunda alternativa es mucho mayor que la obtenida en el costo del correcto si se adoptara la primera alternativa.

- Por lo tanto, en nuestro caso tenemos :

$$L_{\text{máx}} = 8.75 \text{ m.} \quad \text{y} \quad h = \frac{L}{10} = 0.875 \text{ m.}$$

$$\text{ó} \quad h = \frac{L}{12} = 0.730 \text{ m.}$$

$$L_{(\text{promedio})} = 7.15 \text{ m.} \quad \text{y} \quad h = \frac{L}{10} = 0.715 \text{ m.}$$

- Adoptaremos una sección uniforme : $b \times h = 30 \times 70$
- Excepto para las vigas principales, del nivel S₁ (primer sótano) que por estar destinado a estacionamiento de automóviles se justifica un aumento de sección. Se adoptará :

$$b \times h = 40 \times 80$$

- Como la planta del nivel azotea es exactamente igual a la planta típica, las longitudes de vigas no varían. Las secciones transversales podrían ser disminuídas por que por motivo de cargas podría usarse el factor 1/12 de dimensionamiento, pero como la diferencia no es mucha y siguiendo el criterio de uniformización adoptaremos la sección de 30×70 para todas las vigas de azotea.

B.- VIGAS SECUNDARIAS.

- Criterios prácticos : $h = \frac{L}{14}$

$$b = \frac{h}{2}$$

- El caso de las vigas secundarias es similar al de las principales porque igualmente existe variedad en las longitudes de vigas :

- Por lo tanto :

$$L_{\text{máx}} = 7.00 \quad \text{y} \quad h = \frac{7.00}{14} = 0.50 \text{ m.}$$

$$L_{(\text{promedio})} = 6.50 \quad \text{y} \quad h = \frac{6.50}{14} = 0.465$$

- Adoptaremos una sección uniforme : $b \times h = 25 \times 50$
- Excepto para las vigas del nivel S₁ (primer sótano) que por estar destinado a estacionamiento de automóviles se justifica un aumento de sección. Se adoptará : $b \times h = 30 \times 60$.

2.4.2.- COMENTARIO SOBRE REDUCCION DE SOBRECARGAS EN VIGAS

- Según las recomendaciones del Código A.S.C.E.
 - a) No se hará reducción en la sobrecarga de la azotea.
 - b) En niveles intermedios, para cargas vivas de 500 kg/m² o menores, la sobrecarga de diseño en cualquier elemento que soporte más de 15 m² se reducirá a razón de 0.8% por cada m² de área soportada por el elemento. No hay reducciones para el diseño de aligerados.
- La reducción no excederá el valor R según la siguiente fórmula, ni el 60%.

$$R = 100 \times \frac{CV + CM}{4.33 CV} \quad (\text{en } \%)$$

CV = S/C especificado por m²

CM = Carga permanente por m²

- De acuerdo a esto no se haría reducción en el nivel 10 de azotea, en el nivel del primer sótano S₁ y en el tramo del nivel 2 comprendido entre los ejes A y C.
- Al encontrar la reducción en el pórtico 2, en los niveles 9 y 8 (con desniveles) destinados a restaurantes, la reducción es del 40%.
Asimismo la reducción es del 40% para los pisos típicos de oficinas y pisos comerciales.
- Por otra parte el criterio de reducción obedece a la improbabilidad de que un elemento esté sometido en algún momento a cargas plenas o esfuerzos máximos. Esta improbabilidad tiene certidumbre para el caso de columnas en el cálculo de la carga normal de compresión, más no por momentos. En el caso de vigas, sus esfuerzos dependen fundamentalmente de la carga plena en su nivel, sobre todo en aquellas que cumplen en función al público. Además tal improbabilidad también se toma en cuenta en el diseño con los juegos de cargas que reducen el 50% de sobrecarga.

- Por lo expuesto, hemos creído conveniente no realizar reducciones de cargas para las vigas.

2.4.3.- METRADO DE CARGAS EN VIGAS DEL PORTICO 2

A.- VIGAS DEL NIVEL 10

- Cargas permanentes :

peso propio ----- 0.70 x 0.30 x 2400 = 504Kg/m.

carga que transmite el aligerado -- 460 x 5.85 = 2691

carga total : ----- $W_D = 3195\text{Kg/m.}$

- carga viva :

Sobrecarga ----- 100 x 5.85 ----- $W_L = 585\text{Kg/m.}$

B.- VIGAS DE LOS NIVELES 9, 8, 7, 6, 5, 4 y 3.-

- cargas permanentes :

peso propio ----- 0.70 x 0.30 x 2400 ----- = 504Kg/m.

carga que transmite el aligerado -- 560 x 5.85 = 3276

carga total : ----- $W_D = 3780\text{Kg/m.}$

- carga viva para los niveles 9 y 8 :

sobrecarga ----- 500 x 5.85 ----- $W_L = 2925\text{Kg/m.}$

- Carga viva para los niveles 7,6,5,4 y 3 :

Sobrecarga ----- 300 x 5.85 ----- $W_L = 1,755\text{Kg/m.}$

C.- VIGAS DEL NIVEL 2.-

Hay dos tipos de cargas :

- Cargas permanentes entre los ejes A y C :

peso propio ---- 0.70 x 0.30 x 2400 ----- = 504Kg/m.

carga que transmite el aligerado 460 x 6.20 = 2852Kg/m.

carga total : ----- $W_D = 3356\text{Kg/m.}$

- Carga viva entre los ejes A y C :

Sobrecarga ----- 200 x 6.20 ----- $W_L = 1240\text{Kg/m.}$

- Cargas permanentes entre los ejes C y E :
es idéntico a los niveles superiores ----- $W_D = 3780\text{Kg/m.}$
- Carga viva entre los ejes C y E :
es idéntico al nivel 3 ----- $W_L = 1755\text{Kg/m.}$

D.- VIGAS DE LOS NIVELES 1 y S₁ :

- Cargas permanentes entre los ejes A y C :
peso propio ----- $0.70 \times 0.30 \times 2400$ ----- = 504Kg/m.
carga que transmite el aligerado 560×6.20 = 3476
carga total ----- $W_D = 3980\text{Kg/m.}$
- Carga viva entre los ejes A y C :
Sobrecarga ----- 500×6.20 ----- $W_L = 3100\text{Kg/m.}$
- Cargas permanentes entre los ejes C y E :
es igual a los niveles superiores ----- $W_D = 3780\text{Kg/m.}$
- Carga viva entre los ejes C y E :
Sobrecarga ----- 500×6.20 ----- $W_L = 2925\text{Kg/m.}$

E.- VIGAS DEL NIVEL S₂ :

- Cargas permanentes entre los ejes A y C :
peso propio ----- $0.80 \times 0.40 \times 2400$ = 768Kg/m.
carga que transmite la losa --- 560×6.20 = 3595
carga total ----- $W_D = 4364\text{Kg/m.}$
- Carga viva entre los ejes A y C :
Sobrecarga ----- 700×6.20 ----- $W_L = 4340\text{Kg/m.}$
- Cargas permanentes entre los ejes C y E :
peso propio ----- $0.80 \times 0.40 \times 2400$ ----- = 768Kg/m.
carga que transmite la losa --- 580×85 -- = 3393
carga total ----- $W_L = 4364\text{Kg/m.}$
- Carga viva entre los ejes C y E :
Sobrecarga ----- 700×5.85 ----- $W_L = 4095\text{Kg/m.}$

2.5 M E T R A D O D E C A R G A S P A R A
C O L U M N A S

El dimensionamiento previo de columnas estará basado en un diseño por carga axial considerando un factor de aumento que considera la ubicación de la columna tanto en planta como en altura para la corrección por momentos que toma en cuenta la siguiente :

a) La influencia de los momentos es menor en las columnas interiores que en las exteriores debido a que aquellas como se encuentran entre tramos adyacentes, sus momentos están más o menos balanceados.

b) La influencia de los momentos es menor en las columnas de los niveles bajos en comparación al de los niveles superiores debido a que las cargas se acumulan en las primeras disminuyendo el efecto de los momentos.

Siendo C el coeficiente de aumento se tendrá :

$$P_{\text{equivalente}} = CP$$

siendo P la carga última acumulada en un determinado nivel incluyendo los pesos propios de columnas superiores estimados.

Por recomendaciones prácticas se usan los valores C :

Para columna interior : C = 1.3

Para columna exterior : pisos altos (sobre NIV. 3) C = 1.7

pisos bajos ----- C = 1.5

Para columna de esquina : C = 2.0

2.5.1 TIPOS DE COLUMNAS .-

Con el propósito de uniformizar columnas los agrupamos en varios tipos representativos de aquellas con características parecidas.

Usaremos la siguiente notación : NClA para indicar la columna ubicada en el cruce de los ejes l y A en el nivel N.

Si llamamos A_T = área tributaria, tendremos :

TIPO I : C1A - C6A con $A_T = 10.23 \text{ m}^2$

TIPO II : $\frac{C2A}{C4A} - C3A - C6C$
con $A_T = 18.30 \text{ m}^2$

TIPO III : C1B - C6B con $A_T = 23.12 \text{ m}^2$

TIPO IV : $\frac{C2B}{C5B} - C3B - C4B$
con $A_T = 41.79 \text{ m}^2$

TIPO V : $\frac{C2C}{C3C} - C3C$ - con $A_T = 30.83 \text{ m}^2$

en los niveles del 3 al 10

TIPO VI : $\frac{C2C}{C3C} - C3C$ - con $A_T = 48.90 \text{ m}^2$

en los niveles $S_1, S_2, 1$ y $2.$

TIPO VII : $\frac{C2D}{C3D} - C3D - C4D$
----- con $A_T = 49.59 \text{ m}^2$

TIPO VIII: $\frac{C2E}{C3E} - C3E - C4E$
----- con $A_T = 23.98 \text{ m}^2$

2.5.2 REDUCCION DE CARGAS VIVAS EN COLUMNAS

Según especificaciones del National Building Code :

$$Z R = 0.8 A_T(Z) \leq \frac{100 (W_D + W_L)}{4.33 W_L} \leq 60 \%$$

A.- Reducción en los niveles 7, 6, 5, 4, 3, 2 :

$$W_D = 560 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_L = 300 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{-----} \quad W_D + W_L = 860 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{100 (W_D + W_L)}{4.33 W_L} = 66.2 \% > 60 \%$$

Usar : 60 %

B.- Reducción en los niveles $S_1, 1, 8, 9 :$

$$W_D = 560 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_L = 300 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{-----} \quad W_D + W_L = 1060 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{100 (W_D + W_L)}{4.33 W_L} = 48.8 \% < 60 \%$$

Usar : 48.8 %

C.- Reducción por niveles del TIPO I : $A_T = 10.23 \text{ m}^2$

<u>NIVEL</u>	<u>0.8 A_T (%)</u>	<u>(100-R)%</u>
2 (sin reducción)	$0.8 \times 10.23 = 8.2$	100
1	16.4 < 48.8	$(100-16.4)=83.6$
S ₁	24.6 < 48.8	$(100-24.6)=75.4$
S ₂ (sin reducción)		100

D.- Reducción por niveles del TIPO II : $A_T = 18.30 \text{ m}^2$

<u>NIVEL</u>	<u>0.8 A_T (%)</u>	<u>(100-R)%</u>
2 (sin reducción)	$0.8 \times 18.30 = 14.6\%$	100
1	29.2 < 48.8	$(100-29.2)=70.8$
S ₁	43.8 < 48.8	$(100-43.8)=56.2$
S ₂ (sin reducción)		100

E.- Reducción por niveles del TIPO III : $A_T = 23.2 \text{ m}^2$

<u>NIVEL</u>	<u>0.8 A_T (%)</u>	<u>(100-R)%</u>
2 (sin reducción)	$0.8 \times 23.12 = 18.5$	
1	37 < 48.8	$(100-37) = 63$
S ₁	55.5 > 48.8	$(100-48.8)=51.2$
S ₂ (sin reducción)		100

F.- Reducción por niveles del TIPO IV : $A_T = 41.79$

<u>NIVEL</u>	<u>0.8 A_T (%)</u>	<u>(100-R)%</u>
2 (sin reducción)	$0.8 \times 41.79 = 33.4$	
1	66.8 > 48.8	$(100-48.8)=51.2$
S ₁	100.2 > 48.8	$(100-48.8)=51.2$
S ₂ (Sin reducción)		100

G.- Reducción por niveles del TIPO VI : $A_T = 48.90$

<u>NIVEL</u>	<u>0.8 A_T (%)</u>	<u>(100-R)%</u>
2	$9 \times 0.8 \times 48.90 = 352.1 > 48.8$	$(100-48.8)=51.2$
1, S ₁	es > 48.8	$(100-48.8)=51.2$
S ₂ (sin reducción)		100

H.- Reducción por niveles del TIPO V : $A_T = 30.83 \text{ m}^2$

<u>NIVEL</u>	<u>0.8 A_T (%)</u>	<u>(100-R) %</u>
10 (sin reducción)	$0.8 \times 30.83 = 24.7\%$	100
9	$49.4 > 48.8$	$(100-48.8)=51.2$
8	$74.1 > 48.8$	$(100-48.8)=51.2$
7 al 3	es > 60	$(100-60)= 40.0$

I.- Reducción por niveles del TIPO VII : $A_T = 49.59 \text{ m}^2$

<u>NIVEL</u>	<u>0.8 A_T (%)</u>	<u>(100-R)%</u>
10 (sin reducción)	$0.8 \times 49.59 = 40.0$	100
9	$80 > 48.8$	$(100-48.8)=51.2$
8	$100 > 48.8$	$(100-48.8)=51.2$
7 al 2	es > 60.0	$(100-60) = 40.0$
1 al S ₁	es > 48.8	$(100-48.8)=51.2$
S ₂ (sin reducción)		100

J.- Reducción por niveles del TIPO VIII : $A_T = 23.98 \text{ m}^2$

<u>NIVEL</u>	<u>0.8 A_T (%)</u>	<u>(100-R)%</u>
10 (sin reducción)	$0.8 \times 23.98 = 19.2\%$	100
9	$38.4 < 48.8$	$(100-38.4)=61.6$
8	$57.6 > 48.8$	$(100-48.8)=51.2$
7 al 2	es > 60.0	$(100-60.0)=40.0$
1 al S ₁	es > 48.8	$(100-48.8)=51.2$
S ₂ (sin reducción)		100

2.5.3 METRADO DE CARGAS PARA EL PORTICO 2

El pórtico 2 está conformado por columnas TIPO II en el eje A, TIPO IV en B, TIPO V y VI en C y TIPO VII en D y TIPO VIII en E. Por lo tanto en los cuadros siguientes se presenta el metrado aproximado para todos ellos en todos los niveles.

2.5.4 CRITERIO DE DIMENSIONAMIENTO PREVIO

La carga de diseño: $P_{equivale} = C P_u$, debe ser resistida en compresión por el concreto más acero. Luego :

$$P_{eq} = \phi(0.85f'_c A_C + f_y A_S) = \phi(0.85f'_c A_C + pA_C f_y)$$

de donde :

$$A_C = \frac{P_{eq.}}{\phi(0.85f'_c + pf_y)} = \frac{C P_u}{\phi(0.85f'_c + pf_y)}$$

Considerando : La cuantía adecuada del 2%

el factor $\phi = 0.70$

concretode $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

y acero de $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

tendremos : $A_C = 0.0061 C P_u$

De acuerdo a los valores C, tendremos :

- Columna TIPO II.- (Exterior pisos bajos): $C = 1.3$

$$\text{y } A_C = 0.0061 \times 1.5 P_u = 0.00915 P_u$$

- Columna TIPO IV.- (Interior pisos bajos): $C = 1.3$

$$\text{y } A_C = 0.0061 \times 1.3 P_u = 0.00793 P_u$$

- Columna TIPO V .- (Exterior pisos altos): $C = 1.7$

$$\text{y } A_C = 0.0061 \times 1.7 P_u = 0.01037 P_u$$

- Columna TIPO VI.- (Interior pisos bajos): $C = 1.3$

$$\text{y } A_C = 0.0061 \times 1.3 P_u = 0.00793 P_u$$

- Columna TIPO VII.- (Interior, pisos altos): $C = 1.3$

$$\text{y } A_C = 0.0061 \times 1.3 P_u = 0.00793 P_u$$

- Columna VIII.- (Exterior, pisos altos): $C = 1.7$

$$\text{y } A_C = 0.0061 \times 1.7 P_u = 0.01037 P_u$$

N	CARGA PERMANENTE		SOBRECARGAS			CARGA DE DISEÑO.
	PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADA	PARCIAL DE SERVICIO.	TOTAL	ACUMULADA REDUCIDA	
	Reacción: $.5 \times 3356 \times 5.0 = 8390$	De Serv.: 10,335	Reacción: $0.5 \times 1240 \times 5.0$	De Serv.: 3,100	(S. R.)	
2	V.S.: $.25 \times .5 \times 2400 \times 5.65 = 1695$	10,335		3,100	3,100	13,435
	p.p.columna(est.) = 250	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	<u>10335</u>	15,503	3100	5,580	5,580	21,083
	Reacción: $.5 \times 3980 \times 5.0 = 9950$	De Serv.: 22,480	Reacción: $0.5 \times 3100 \times 5.0$	De Serv.: 10,850	(0.708)	
1	V.S.: $.25 \times .5 \times 2400 \times 5.65 = 1695$	22,480		10,850	7,682	30,162
	p.p.columna(est.) = 500	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	<u>12145</u>	33,720	7750	19,530	13,828	47,548
	Reacción: $.5 \times 3980 \times 5.0 = 9950$	De Serv.: 34,825	Reacción: -----	De Serv.: 18,600	(0.562)	
s ₁	V.S.: ----- = 1695	34,825		18,600	10,453	45,278
	p.p.columna(est.) = 700	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	<u>12345</u>	52,238	7750	33,480	18,815	71,053
	Reacción: $.5 \times 4369 \times 5.0 = 10910$	De Serv.: 49,076	Reacción: $0.5 \times 4340 \times 5.0$	De Serv.: 21,303	(S. R.)	
s ₂	V.S.: $.30 \times .6 \times 2400 \times 5.65 = 2441$	49,076		21,303	21,303	70,379
	p.p.columna(est.) = 900	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	<u>14,251</u>	73,614	10850	38,345	38,345	111,959
	R = $.5 \times 3356 (5.0 + 7.55) = 21059$	De Serv.: 23,004	Reacción: $0.5 \times 1240 (5.0 + 7.55)$	De Serv.: 7,781	(S. R.)	
2	V.S.: $.25 \times .5 \times 2400 \times 5.65 = 1695$	23,004		7,781	7,781	30,785
	p.p.columna(est.) = 250	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	<u>23004</u>	34,506	7781	14,006	14,006	48,512
	R = $.5 \times 3980 \times 5.0 + 7.55 = 24975$	De Serv.: 50,174	Reacción: $0.5 \times 3100 \times 1.25$	De Serv.: 27,234	(0.512)	
1	V.S.: ----- = 1695	50,174		27,234	13,944	64,118
	p.p.columna(est.) = 500	De Rot. :		De Serv.:	De Rot. :	
	<u>27170</u>	75,261	19453	49,021	25,099	100,360
	R = $.5 \times 3980 \times 5.0 + 7.55 = 24975$	De Serv.: 77,544	Reacción -----	De Serv.: 36,687	(0.512)	
s	V.S.: ----- = 1695	77,544		36,687	18,744	96,328
	p.p.columna(est.) = 700	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	<u>27370</u>	116,316	19453	66,037	33,811	150,127
	R = $.5 \times 4364 \times 5.0 + 7.55 = 27384$	De Serv.: 107,523	Reacción $0.5 \times 4340 \times 1.2$	De Serv.: 46,018	(S. R.)	
s	V.S.: ----- = 1695	107,523		46,018	46,018	153,541
	p.p.columna(est.) = 900	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	<u>299 9</u>	161,285	27234	82,832	82,832	244,117

* acción: significa la carga transmitida por la viga principal: , s en o , n
 rga en Kg/m. en la dirección del pórtico principal.

C O L	N	CARGA PERMANENTE		ROBRECARGAS			CARGA DE DISPNO
		PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADA	PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADA		
					TOTAL	REDUCIDA	
T I P O V	10	R = .5x3195x8.75 =1397 V.Si. 25x.5x2400x5.65=1695 p.p.columna(est.) = 300 <u>15973</u>	De Serv.: 15,973 De Rot.: 23,960	Reacción: .5x585x8.75 2,559	De Serv.: 2,559 De Rot.: 4,606	(S. R.) 2,559 De Rot.: 4,606	18,532 28,566
	9	R = .5x3780x8.75 =16538 V.S:----- = 1695 p.p.columna(est.) = 600 <u>18833</u>	De Serv.: 34,806 De Rot.: 52,209	Reacción: .5x2925x8.75 12,797	De Serv.: 15,356 De Rot.: 27,641	(0.512) 7,862 De Rot.: 14,152	42,668 66,361
	8	R = Idem N9----- =16538 V.S: Idem ----- = 1695 p.p.columna(est.) = 600 <u>18833</u>	De Serv.: 53,639 De Rot.: 80,459	Reacción: 12,797	De Serv.: 28,153 De Rot.: 50,675	(0.512) 14,414 De Rot.: 25,945	68,053 106,404
	7	R = Idem ----- =16538 V.S: Idem ----- = 1695 p.p.columna(est.) = 800 <u>19033</u>	De Serv.: 72,672 De Rot.: 109,008	Reacción: .5x1755x8.75 7,678	De Serv.: 35,831 De Rot.: 64,496	(0.40) 14,332 De Rot.: 25,798	87,004 134,806
	6	R = Idem ----- =16538 V.S: Idem ----- = 1695 p.p.columna(est.) = 800 <u>19033</u>	De Serv.: 91,705 De Rot.: 137,558	Reacción: 7,678	De Serv.: 43,509 De Rot.: 78,316	(0.40) 17,404 De Rot.: 31,327	109,109 168,885
	5	R = Idem ----- =16538 V.S: Idem ----- = 1695 p.p.columna(est.) = 1000 <u>19233</u>	De Serv.: 110,938 De Rot.: 166,407	Reacción: 7,678	De Serv.: 51,187 De Rot.: 92,137	(0.40) 20,475 De Rot.: 36,855	131,413 203,262
	4	R = Idem ----- =16538 V.S: Idem ----- = 1695 p.p.columna(est.) = 1000 <u>19233</u>	De Serv.: 130,171 De Rot.: 195,257	Reacción: 7,678	De Serv.: 58,865 De Rot.: 108,997	(0.40) 23,546 De Rot.: 42,383	153,717 237,640
	3	R = Idem ----- =16538 V.S: Idem ----- = 1695 p.p.columna(est.) = 1200 <u>19433</u>	De Serv.: 149,804 De Rot.: 224,406	Reacción: 7,678	De Serv.: 66,543 De Rot.: 119,777	(0.40) 26,617 De Rot.: 47,911	176,221 272,317
	2	R=.5(3356x7.55+3780 x8.75)----- =29207 V.S=Idem----- = 1695 p.p.columna(est.)-- = 1400 <u>32302</u>	De Servicio 181,906 De Rotura 272,859	Reacción .5(1240x7.65 +1,755x8.75) 12,359	De Servicio 78,902 De Rotura 142,024	(0.512) 40,398 De Rotura 72,716	222,304 345,575
	1	R=.5(3980x7.55+3780 x.75)----- =32163 V.S=Idem----- = 1695 p.p.columna(est.)-- = 1800 <u>35658</u>	De Servicio 217,564 De Rotura 326,346	Reacción .5(1240x7.55 +1,755x8.75) 24,500	De Servicio 103,403 De Rotura 186,124	(0.512) 52,942 De Rotura 95,296	270,506 421,642
5	R=Idem a N1 =32163 V.S=Idem----- = 1695 p.p.columna(est.)-- = 1800 <u>35658</u>	De Servicio 253,222 De Rotura 379,833	Reacción .5(3100x7.55 +2,925x8.75) 24,500	De Servicio 127,902 De Rotura 230,224	(0.512) 65,486 De Rotura 117,875	318,708 497,708	
	R=.5x4364(7.55+8.75)=35567 V.S=.30x.60x2400x 5.65 ----- 2441 p.p.columna(est.)---- 2000 <u>40008</u>	De Servicio 293,230 De Rotura 439,845	Reacción .5(4340x7.55 +4095x8.75) 34,300	De Servicio 99,786 De Rotura 179,615	(S.R.) 99,786 De Rotura 179,615	393,016 619,460	

CARGA PERMANENTE		SOBRECARGAS			CARGA DE
PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADA	PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADA	EDICIDA	DISFRO
R = .5x3195x(8.75+8.35)-- =27317	De Serv. :	Reacción:	De Serv. :	(S. R.)	
V.S.: .25x.5x2400x5.65= 1695	29,312	.5x585(8.75+8.35)	5,001	5,001	34,313
p.p.columna(est.) = 300	De Rot. :		De rot. :	De Rot. :	
	29312	43,968	5,001	9,001	52,969
R = .5x3780(8.75+8.35)-- =32320	De Serv. :	Reacción:	De Serv. :	(0.512)	
V.S: Idem ----- = 1695	63,927	.5x2925(8.75+8.35)	30,010	15,365	79,292
p.p.columna(est.) = 600	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	34615	95,890	25,009	54,010	128,547
R = Idem ----- =32320	De Serv. :	Reacción:	De Serv. :	(0.512)	
V.S: Idem ----- = 1695	88,542		85,019	28,170	126,712
p.p.columna(est.) = 600	De Rot. :		De Rot. :	e Rot. :	
	34615	147,813	25,009	99,034	198,519
R = Idem ----- = 32320	De Serv. :	Reacción:	De Serv. :	(0.04)	
V.S: Idem ----- = 1695	133,357	.5x1755(17.1)	70,024	28,010	161,367
p.p.columna(est.) = 800	De Rot. :		De Rot. :	e Rot. :	
	34815	200,036	15,005	126,043	250,454
R = Idem ----- =32320	De Serv. :	Reacción:	De Serv. :	(0.40)	
V.S: Idem ----- = 1695	168,172		85,029	34,012	202,184
p.p.columna(est.)-- = 800	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	35015	252,258	15,005	153,052	313,480
R = Idem ----- =32320	De Serv. :	Reacción:	De Serv. :	(0.40)	
V.S: Idem ----- = 1695	203,187		100,034	40,014	243,201
p.p.columna(est.) = 1000	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	35015	304,781	15,005	180,061	376,806
R = Idem ----- =32320	De Serv. :	Reacción:	De Serv. :	(0.40)	
V.S: Idem ----- = 1695	238,202		115,039	46,016	284,218
p.p.columna(est.)-- = 1000	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	35015	357,303	15,005	207,070	440,132
R = Idem ----- =32320	De Serv. :	Reacción:	De Serv. :	(0.40)	
V.S: Idem ----- = 1695	273,417		130,044	52,018	325,435
p.p.columna(est.)-- = 1200	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :	
	35215	410,126	15,005	234,079	503,758
R = Idem ----- =32320	De Servicio	Reacción:	De Servicio	(0.40)	
V.S: Idem ----- = 1695	308,832		145,049	58,020	366,852
p.p.columna(est.)-- = 1400	De Rotura		e Rotura	De Rotura	
	35415	463,248	15,005	261,104	567,684
R = Idem ----- =32320	De Servicio	.5x2925(17.10)	De Servicio	(0.512)	
V.S: Idem ----- = 1695	344,647		170,058	87,070	431,717
p.p.columna(est.)-- = 1800	De Rotura		e Rotura	De Rotura	
	35815	516,971	25,009	306,104	673,697
R = Idem ----- =32320	De Servicio	Reacción:	De Servicio	(0.512)	
V.S: Idem ----- = 1695	380,462		195,067	99,074	480,336
p.p.columna(est.)-- = 1800	De Rotura		e Rotura	De Rotura	
	35815	570,693	25,009	351,121	750,466
R = .5x4364(8.75x8.35)- =37312	De Servicio	.5x4095(17.10)	De Servicio	(S.R.)	
V.S: .30x.60x2400x5.65)----- = 2441	422,215		134,886	134,886	557,101
p.p.columna(est.)-- = 2000	De Rotura		e Rotura	De Rotura	
	41753	633,323	35,012	242,795	876,118

C O L	N	CARGA PERMANENTE		SOBRECARGA			CARGA TOTAL REDUCIDA	
		PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADA	PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADA			
					TOTAL	REDUCIDA		
T	10	R = .5x3195x8.35 ---- =13339	De Serv. :	Reducción:	De Serv. :	(S. R.)	17,776	
		V.S.: 25x.5x2400x5.65 = 1695	15,334	.5x5.85x8.35	2,442	2,442		2,442
		p.p.columna(est.)--- = 300	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :		
		15334	23,001	2,442	4,396	4,396	4,396	27,397
	9	R = .5x3780x8.35 ---- =15780	De Serv. :	Reducción:	De Serv. :	(0.616)	42,444	
		V.S: Idem ----- = 1695	33,411	.5x2925x8.35	14,664	9,033		9,033
		p.p.columna(est.)--- = 600	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :		
		18077	50,117	12,212	26,375	16,259	16,259	66,376
	8	R = Idem ----- =15782	De Serv. :	Reducción:	De Serv. :	(0.512)	65,249	
		V.S: Idem ----- = 1695	51,488		28,876	13,761		13,761
p.p.columna(est.)--- = 600		De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :			
	18077	77,232	12,212	48,377	24,770	24,770	102,002	
7	R = Idem ----- =15782	De Serv. :	Reducción:	De Serv. :	(0.40)	83,446		
	V.S: Idem ----- = 1695	69,765	.5x1755x8.35	34,203	13,681		13,681	
	p.p.columna(est.)--- = 800	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :			
	18277	104,648	7,327	61,565	24,626	24,626	129,274	
6	R = Idem ----- =15782	De Serv. :		De Serv. :	(0.40)	104,654		
	V.S: Idem ----- = 1695	88,042		41,530	16,612		16,612	
	p.p.columna(est.)--- = 800	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :			
	18277	132,063	7,327	74,754	29,902	29,902	161,965	
5	R = Idem ----- =15782	De Serv. :	Reducción:	De Serv. :	(0.40)	126,062		
	V.S: Idem ----- = 1695	106,519		48,857	19,543		19,543	
	p.p.colemna(est.)--- = 1000	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :			
	18477	159,779	7,327	87,943	35,177	35,177	194,956	
4	R = Idem ----- =15782	De Serv. :	Reducción:	De Serv. :	(0.40)	147,470		
	V.S: Idem ----- = 1695	124,996		56,184	22,474		22,474	
	p.p.columna(est.)--- = 1000	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :			
	18477	187,494	7,327	101,131	40,453	40,453	227,947	
3	R = Idem ----- =15782	De Serv. :	Reducción:	De Serv. :	(0.40)	169,072		
	V.S: Idem ----- = 1695	143,673		63,511	25,404		25,404	
	p.p.columna(est.)--- = 1200	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :			
	18677	215,510	7,327	114,320	45,727	45,727	261,237	
2	R = Idem ----- =15782	De Serv. :	Reducción:	De Serv. :	(0.40)	190,885		
	V.S: Idem ----- = 1695	162,550		70,838	28,335		28,335	
	p.p.columna(est.)--- = 1400	De Rot. :		De Rot. :	De Rot. :			
	18877	243,825	7,327	127,508	51,003	51,003	294,828	
1	R=Idem-----	15782	De Servicio	.5x2925x8.35	De Servicio	(0.512)	284,349	
	V.S=Idem-----	1695	181,827		83,050	42,522		
	p.p.columna(est.)----	1800	De Rotura		De Rotura	De Rotura		
	19277	272,741	12,212	149,490	76,540	76,540	349,449	
51	R=Idem-----	15782	De Servicio		De Servicio	(0.512)	249,878	
	V.S=Idem-----	1695	201,104		95,262	48,774		
	p.p.columna(est.)----	1800	De Rotura		De Rotura	De Rotura		
	19277	301,656	12,212	171,472	87,793	87,793	389,449	
52	R=.5x4364x8.35-----	=18220	De Servicio	.5x4095x8.35	De Servicio	(S.R.)	286,452	
	V.S=.30x.60x2400x5.75 = 2441	220,581			65,871	65,871		
	p.p.columna(est.)---- = 2000	De Rotura		De Rotura	De Rotura			
	19477	330,872	17,097	118,568	118,568	118,568	449,440	

2.5.5 DIMENSIONES DE COLUMNAS : PORTICO 2

COL.	E J E A			E J E B		
	T I P O II			T I P O IV		
N	P_V (kg)	$A_C = .00915P_V$ (cm ²)	*DIMENS.	P_V	$A_C = .00793P_V$	DIMENS.
2	21,083	219	30 x 30	48,512	385	30 x 30
1	47,548	493	30 x 30	100,360	796	30 x 30
S ₁	71,053	737	30 x 30	150,127	1191	30 x 40
S ₂	111,959	1024	30 x 30	244,117	1936	40 x 50

* Las dimensiones mostradas son las adoptadas con el criterio de uniformización y se utilizarán para el análisis estructural.

COMENTARIO. (Ver cuadro que sigue)

Observamos que las columnas del eje D son base para uniformizar el resto . Notamos un aumento de secciones en los pisos superiores, una equivalencia en los intermedios y una disminución en los pisos inferiores.

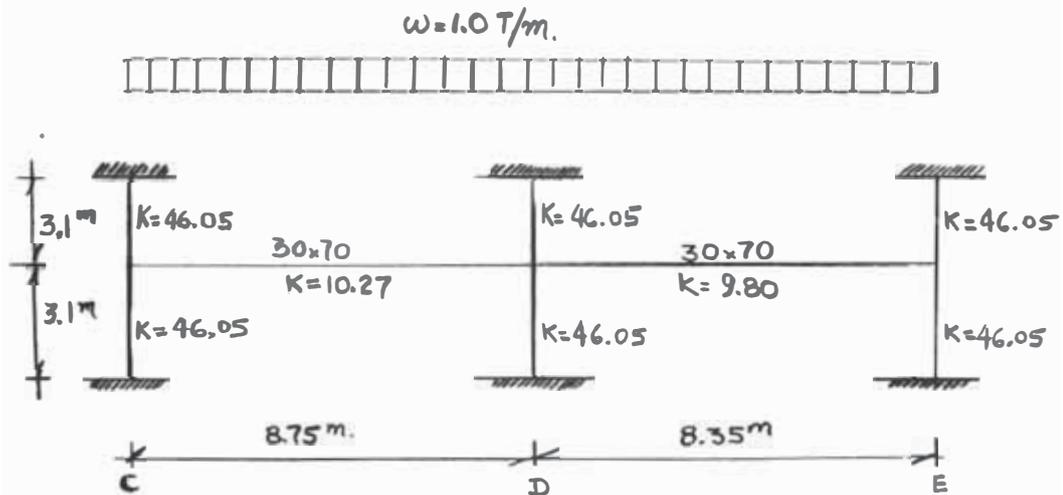
Esto se ha hecho porque usamos un factor $C=1.3$ promedio en todos los niveles lo cual es muy relativo.

Tal vez sea más representativo usar uno mayor ($C = 1.7$) en los pisos superiores por la influencia creciente de los momentos y un valor más cercano a $C=1$ en los pisos inferiores. Por otra parte, de acuerdo con la estructuración, se prevee que el sismo no tiene influencia apreciable. Más aún, si existiera, hay conclusiones al respecto, de que el sismo tiene influencia en menor grado sobre las dimensiones de las columnas, conforme se aumenta la distancia entre las mismas (mayor área tributaria). Por lo tanto, nuestra columna del eje D al presentar separaciones mayores a 8.00 m., el diseño está controlado prácticamente por la compresión. De allí que el hecho de usar $C=1$ nos indica usar las dimensiones adoptadas.

COL.	E J E C			E J E D			E J E E		
	TIPO V	Y	TIPO VI	TIPO VII	TIPO VIII	TIPO VIII	TIPO VIII	TIPO VIII	TIPO VIII
N	P_u (Kgs)	$A_c=01037P_u$ $A_c=00793P_u$	DIMENSION	P_u	$A_c=.00793P_u$	DIMENSION	P_u	$A_c=.01037P_u$	DIMENSION
10	28,566	296	30x40	52,969	420	30x40	27,397	284	30x40
9	66,361	688	30x40	123,547	980	30x40	66,376	683	30x40
8	106,404	1,103	40x60	198,519	1,574	40x60	102,002	1,058	40x60
7	134,806	1,398	40x60	250,454	1,986	40x60	129,274	1,330	40x60
6	168,885	1,751	50x70	313,480	2,486	40x60	161,965	1,680	40x60
5	203,262	2,108	50x70	376,801	2,988	50x70	194,956	2,022	50x70
4	237,670	2,465	50x70	440,132	3,490	50x70	227,947	2,364	50x70
3	272,317	2,824	50x70	503,758	3,995	50x70	261,237	2,709	50x70
2	345,575	2,740	50x80	567,684	4,502	50x80	294,828	3,057	50x70
1	421,642	3,344	50x80	673,697	5,342	50x80	349,281	3,622	50x70
S ₁	497,708	3,947	60x90	750,466	5,951	60x90	389,449	4,039	50x70
S ₂	619,460	4,912	60x90	876,118	6,947	60x90	449,440	4,661	50x70

2.6 VERIFICACION DEL DIMENSIONAMIENTO PREVIAMENTE EN VIGAS

Si se desea tener una idea más precisa del dimensionamiento aplicando procedimientos prácticos, se puede hacer una verificación racional para el caso de vigas encontrando el momento por el método aproximado del reglamento y calculando el peralte mínimo. Por ejemplo, con cargas unitarias en Kg/m que transmiten las vigas y las dimensiones de vigas y columnas obtendremos en el nivel 4, típico :



Con el método de Cross obtendremos máximo momento en el eje D para la viga C-D de : $M = 6.63 \text{ T-m}$

Como las cargas reales son $W_{CM} = 3.78$ y $W_{CV} = 1.76 \text{ T/m}$.

Tendremos : $M_{CM} = 24.8 \text{ Tn-m}$, a la rotura 37.2 Tn-m .

$M_{CV} = 11.6 \text{ Tn-m}$, a la rotura 21.0 Tn-m .

Luego el $M_{max.} = 37.2 + 21 = 58.2 \text{ Tn-m}$.

El peralte mínimo se obtiene con la cuantía máxima,

En : $M_u = \phi p b d^2 f_y \left(1 - \frac{a}{2d} \right)$

para $p = p_{max} = 0.0161$ con $f'_c = 210$ y $f_y = 4200 \text{ kgs/cm}^2$

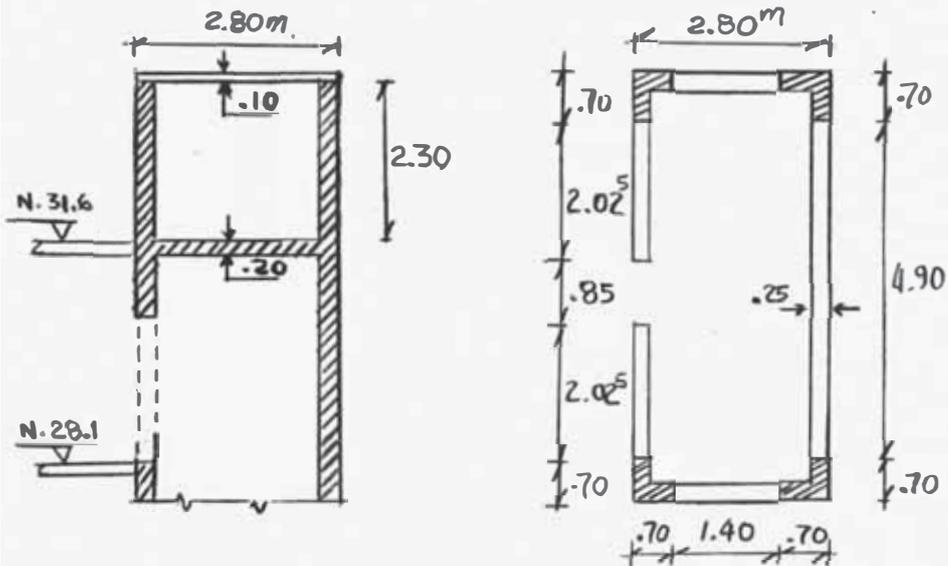
Se obtiene : $a/d = 0.378$

Despejando y reemplazando valores : $d_{min} = 62.5 \text{ cm}$.

Con recubrimiento de 7.5 cm. : $h = 70.0$ cm. que comprueba al adoptado. Aunque realmente es ajustado y debe ser menor al asumido no lo cambiamos porque el momento usado es un poco mayor al real además de que debe de considerarse en la cara de columna y no en el eje. Tal vez las vigas de los pisos comerciales requieran de aumento de sección. Ello lo veremos en el momento del diseño.

2.7.- METRADO DE LA CASETA DE
MÁQUINAS

La caseta de máquinas se encuentra directamente sobre el ascensor manteniendo sus dimensiones y con una altura libre de 2.3 cm. Presenta las siguientes características :



Losa superior : $6.30 \times 2.80 \times 0.10 \times 2400 = 4233.0$ Kgs.

Losa inferior : $6.30 \times 2.80 \times 0.20 \times 2400 = 8467.0$

Columnas : $4(0.70+0.45) \times 0.25 \times 2.30 \times 2,400 = 6348.0$

Muros (ladrillos) : $4.90 \times 2.30 \times 250 = 2817.0$

$4.05 \times 2.30 \times 250 = 2320.0$

$2 \times 1.40 \times 2.30 \times 250 = 1610.0$

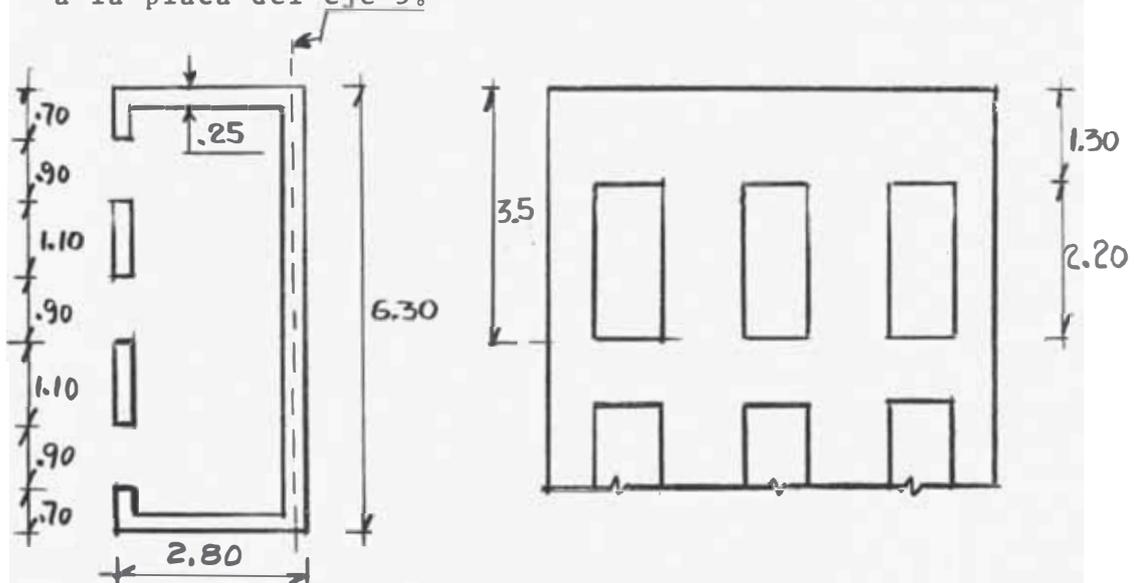
Carga muerta total ----- CM = 25803.0

Carga viva : 500 Kgs/m^2

Sobrecarga = $500 \times 6.30 \times (2.80 - 0.50) = 7,245$ Kgs.

2.8 M E T R A D O D E L A S C E N S O R

Consiste en metrar las paredes laterales para el efecto de cargas totales por nivel que será utilizado en el análisis sísmico. No se considera la placa posterior por pertenecer a la placa del eje 5.



Nivel 10.-

- Paredes sin considerar puertas :
 $(2 \times 2.3 + 6.3) 0.25 \times 2.4 \times 0.5 \times 3.50 = 11.34 \text{ Tn.}$
- Cantidad a disminuir por puertas :
 $(2.2 - 0.5 \times 3.50) 0.25 \times 3 \times 0.90 \times 2.4 = 0.80 \text{ Tn.}$
- Sobrecarga que transmiten las paredes : 45%
 $0.45 \times 0.500 \times 2.3 \times 5.80 = 3.0 \text{ Tn.}$
- Carga de ascensor : $11.34 - 0.80 + 3.0 = 13.5 \text{ Tn.}$

Nivel 9.-

- Peso equivalente a puertas
 $(2.2 - 0.5 \times 3.75) 0.25 \times 3 \times 0.90 \times 2.4 = 0.53$
- Carga : $11.34 + 10.9 \times 0.25 \times 2.4 \times 0.5 \times 3.75 - (0.53+0.80)$
 $11.34 + 12.75 - 1.33 = 22.8 \text{ Tn.}$

Nivel 8.-

- Peso equivalente a puertas :
 $(2.2 - 0.5 \times 2.85) 0.25 \times 3 \times 0.90 \times 2.4 = 1.26$
- Carga : $12.75 + 10.9 \times 0.25 \times 2.4 \times 0.5 \times 2.85 - (0.53 + 1.26)$
 $12.75 + 9.35 - 1.79 = 20.4 \text{ Tn.}$

Nivel 7 al nivel 2

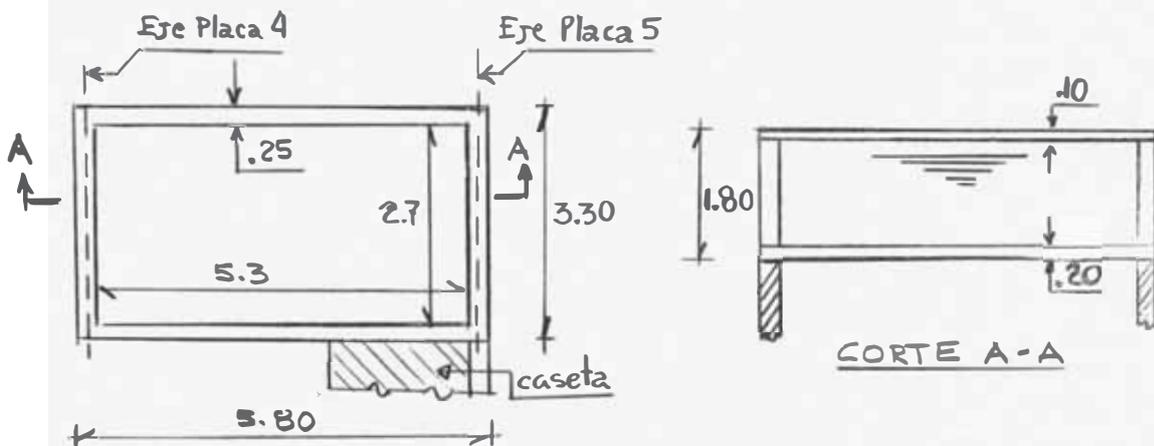
Carga : $9.35 \times 2 - 1.26 \times 2 = 16.18 \text{ Tn.}$

Nivel 1 : Se obtiene 16.8 Tn.

Nivel S1 : Se obtiene 15.7 Tn.

Nivel S2 : Se obtiene 14.6 Tn.

2.9.- METRADO TANQUE DE AGUA



Losa superior : $3.30 \times 5.80 \times 0.10 \times 2.4 =$	= 4.60 Tn.
Losa inferior : $3.30 \times 5.80 \times 0.20 \times 2.4 =$	= 9.20 Tn.
Paredes laterales : $2 \times 3.30 \times 0.25 \times 1.85 \times 2.4 =$	7.33
$2 \times 5.30 \times 0.25 \times 1.85 \times 2.4 =$	11.80
Peso del agua : $2.70 \times 5.30 \times 1.55$	= 22.20
Carga total	= 55.13 Tn.

V	LOSA (b=123) Td.	VIGA PRINCIPAL Td.	VIGA SECUNDARIA Td.	COLUMNAS Td.	MURO PERIMETRAL	PLACAS Td.	ASCENSOR Td	ESCALERA Td	25% C.V.	PESO POR PISO Td.
	465/m ² x 387 m ² = 179.0	51.65 m x .7 x .3 x 2.4 T/m ³ = 26.0	60.75 m x .5 x .25 x 2.4 T/m ³ = 18.2	8(4.35x.5 x .3 x .4) x 2.4 T/m ³ = 5.0	.27/m x 46 m = 9.2	41.4mx.25x4.35x.5 x 2.4 = 54.0	= 13.5	21.8m ² x1 = 21.8	.25x.5x387 = 9.7	335.4
9	565/m ² x 387 m ² = 216.5	46.05 m x .7 x .3 x 2.4 T/m ³ = 23.2	56.0 m x .5 x .25 x 2.4 T/m ³ = 16.8	5.0 + 8(4.0x0.5x.3 x .4) 2.4 T/m ³ = 9.6	.27/m x 46 m = 23.0	54T+41.4x.25x4.0x. x 2.4 = 103.3	= 22.8	= 21.8	.25x.5x387 = 48.4	485.4
	565/m ² x 387 m ² = 216.5	51.65 m x .7 x .3 x 2.4 T/m ³ = 26.0	60.75 m x .5 x .25 x 2.4 T/m ³ = 18.2	4.6 + 8 x 3.1 x .5 x .6 x .4 x 2.4 = 11.0	.27/m x 46 m. = 23.0	49.6+41.4x.25x3.1 x.5 x 2.4 = 87.0	= 20.4	= 21.8	.25x.5x387 = 48.4	472.2
7	Idem. = 216.5	Idem. = 26.0	Idem. = 18.2	2 x 7.1 T = 14.2	Idem. = 23.0	2(41.4x.25x3.1x.5 x 2.4 = 76.4	= 16.2	= 21.8	.25x.3x387 = 29.0	441.3
	Idem. = 216.5	Idem. = 26.0	Idem. = 18.2	Idem. = 14.2	Idem. = 23.0	Idem. = 76.4	Idem. = 16.2	Idem. = 21.8	Idem. = 29.0	441.3
5	Idem. = 216.5	Idem. = 26.0	Idem. = 18.2	7.1 + 8(3.1 x .5 x .5 x .7 x 2.4) = 17.5	Idem. = 23.0	Idem. = 76.4	Idem. = 16.2	Idem. = 21.8	Idem. = 29.0	444.6
4	Idem. = 216.5	Idem. = 26.0	Idem. = 18.2	2 x 10.4 T = 20.8	Idem. = 23.0	Idem. = 76.4	Idem. = 16.2	Idem. = 21.8	Idem. = 29.0	447.9
3	Idem. = 216.5	Idem. = 26.0	Idem. = 18.2	Idem. = 20.8	Idem. = 23.0	Idem. = 76.4	Idem. = 16.2	Idem. = 21.8	Idem. = 29.0	447.9
2	565/m ² x 760 m ² = 425.4	129 m x .8 x .3 x 2.4 T/m ³ = 65.0	128.25 m x .5 x .25 x 2.4 T/m ³ = 38.5	10.4+(5x.5x.8+3x.5x.7 +13x.3x.3) 2.4 = 26.1	Idem. = 23.0	Idem. = 76.4	Idem. = 16.2	Idem. = 21.8	.25x.3x760 = 57.0	749.4
1	565/m ² x 725 m ² = 406.9	123 m x .7 x .3 x 2.4 = 62.0	122.5 m x .5x.25x2.4 = 36.7	2 x 15.7 = 31.4	.27/m x 53.1 m = 26.6	38.8x41.4x.25x3.3 x.5x2.4 = 79.3	= 16.2	= 21.8	.25x.5x760 = 95.0	7
8	565/m ² x 760 m ² = 425.4	129 m x .7 x .3x2.4. = 65.0	128.25x.5x.25x2.4 = 38.5	15.7+(5x1.5x.6+3x.5x.7 +9x.3x.3+4x.3x.4) 2.4 = 34.3	Idem. = 26.6	40.9+120x.25x2.9x.5 x 2.4 = 145.4	= 16.2	= 21.8	Idem. = 95.0	867.9
8	565/m ² x 760 m ² = 440.6	129 m x .8 x .4 x 2.4 = 99.1	128.25x.6x.3x2.4 = 55.4	2 x 18.6 = 37.2	Idem. = 26.6	2x120x.25x2.9x.5 x 2.4 = 209.0	Idem. = 16.2	Idem. = 21.8	.25x.5x760 = 133.0	1010.7

PESO TOTAL = 6919.1

f
g
h
i

C A P I T U L O I I I

L O S A S

3.1.1.- DEFINICION

3.1.2.- COMPORTAMIENTO

3.1.3.- DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS

3.1.4.- METODOS DE ANALISIS

A.- POR FLEXION

B.- VERIFICACION DE FALLA

C.- POR CORTE

D.- ENSANCHES

E.- POR ADHERENCIA

F.- REFUERZO DE TEMP.

G.- CORTADO DE VARILLAS

3.1.5.- DISEÑO

I
I
I

3.1
LOSAS
ALIGERADA

a) DATOS
GENERALES

- TIPOS
- CALIDAD MAT.
- CARGAS

L

O

S

A

S

3.1.6
RESOLUCION

b) CARACTERISTICA
DE DISEÑO

- $A_{smín}$
- MOM. MIN. NEG.
- MOM. MIN. POS.
- CUANTIA MAXIMA
- CUANTIA DEFLEX.
- $M_{máx}^+$ con $b = .40$
- $M_{máx}^-$ SIN ENSANCHE
- $L_{mín}$ DE ANCLAJE

c) TIPO I

d) TIPO II 1.- METRADO

e) TIPO III 2.- MOMENTOS Y CORTES

f) TIPO IV 3.- AREAS DE ACERO

g) TIPO VIII 4.- CORTADO VARILLAS

h) OTROS TIPOS

i) RESULTADO: ALIG. TIPO V, VI, VII, IX

3.2.1.- LOSA ARMADA EN UNA DIRECCION

1.- ESPESOR

2.- METRADO

3.2.2. CARACTERISTIC DE DISEÑO.

3.- MOMENTO MINIMO

4.- MOMENTO MAX. POR DEFLEX.

5.- MOMENTO MAXIMO

6.- CORTANTE MAXIMO

3.2
LOSAS
ACIZAS

1.- CALCULO DE MOMENTOS

2.- COMBINACION DE CARGAS

3.2.3.- DISEÑO 3.- MOMENTOS MAXIMOS

LOSA TIPO I 4.- FUERZAS DE CORTE

5.- AREAS DE ACERO

6.- REFUERZO MINIMO

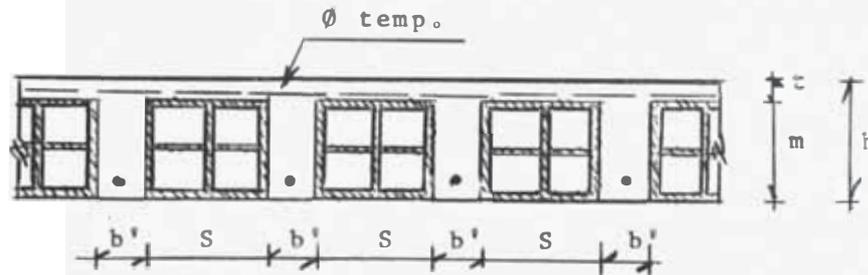
3.2.4.- RESULTADOS : LOSAS TIPOS II, III, IV.



3.1 LOSAS ALIGERADAS

3.1.1 DEFINICION

Son losas nervadas constituídas por una losa de espesor pequeño apoyadas en nervaduras (viguetas) formando un sistema monolítico al cual se agregan unidades de relleno en los espacios entre los nervios y que consisten de ladrillos de arcilla o de concreto de poco peso; consiguiendo de esta manera economía en encofrados respecto al sistema sin unidades de relleno

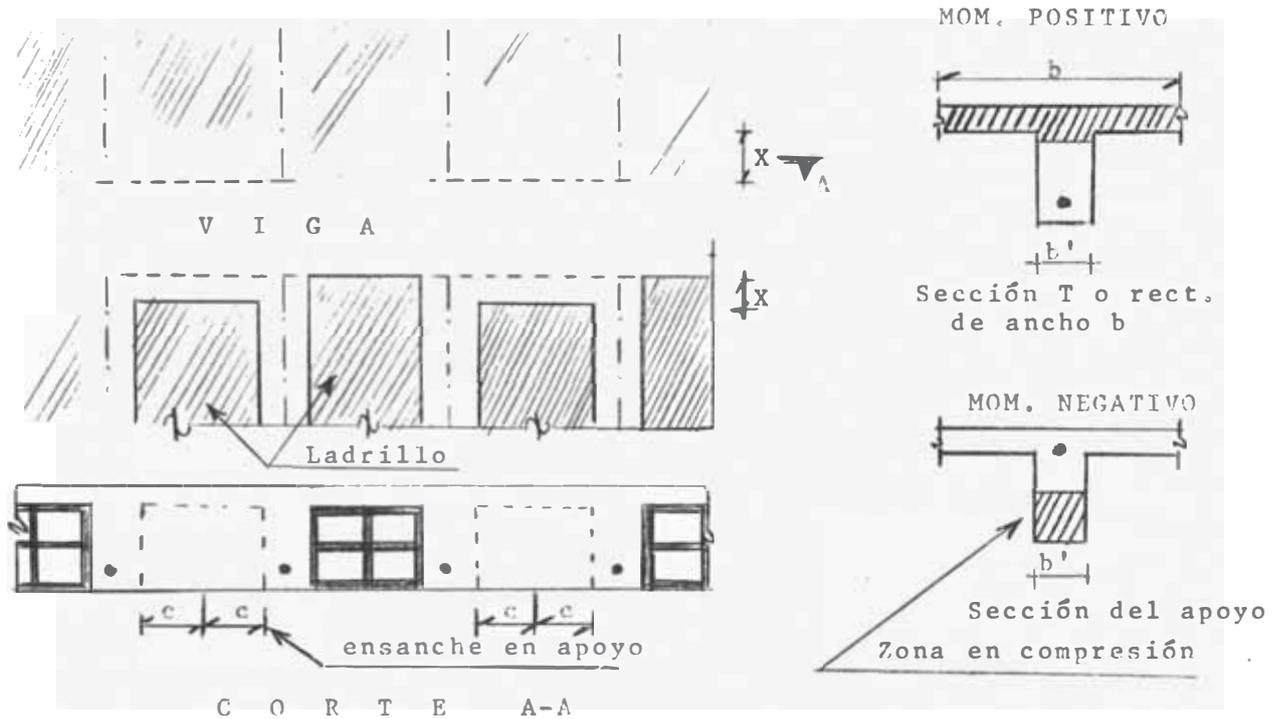


3.1.2.- COMPORTAMIENTO

Se justifica la utilización de este sistema porque, bien sabemos que, para momentos positivos una losa maciza presenta la zona la compresión resistente y efectiva a partir del eje neutro hacia la fibra superior, siendo inefectivo del eje neutro hacia la fibra inferior cuya única función es embeber y proteger el refuerzo, sin ser requerido estructuralmente por no trabajar, el concreto, a tracción.

Si por razones de resistencia aumentamos la altura de la losa, paralelamente hay un aumento apreciable de carga por peso propio que significa aumento de refuerzo pudiéndose generar el problema del sobreamado al tratar de darle mayor capacidad a cargas externas. De esta manera, si el propósito es disminuir la carga por peso propio, la LOSA ALIGERADA viene a constituir el sistema que se acerca al comportamiento real pudiendo resistir cargas aún mayores aumentando su espesor y altura sin aumentar apreciablemente su propio peso.

Para momentos negativos, la zona comprimida se encuentra en la zona de la nervadura con lo cual la zona de compresión es pequeña. Para estos casos el aumento de resistencia se obtiene ensanchando las viguetas en los apoyos adecuadamente de acuerdo a los requerimientos. También se hace efectiva la sección para tomar esfuerzos de tracción diagonal o de corte que son mayores en los apoyos.



Estructuralmente el sistema trabaja como un conjunto de vigas paralelas de sección T resistentes a la flexión y al corte y por lo tanto son aplicables los conceptos de vigas que se estudian en detalle en el capítulo VI.

3.1.3.- LIMITACIONES

Las normas A.C.I. establecen los siguientes límites a las losas nervadas :

- Que las viguetas no estén espaciadas una distancia mayor a 75 cm.
- Que el ancho de vigueta no sea menor a 10 cm.
- Que la altura máxima, sin considerar la losa superior, no sea mayor a tres veces al ancho.
- Que el espesor t de losa no debe ser mayor a $1/12$ de la distancia libre entre las caras de las viguetas, ni inferior a 5 cm.

No obstante que las viguetas se diseñan como vigas, no se toman en cuenta las limitaciones referentes a alturas mínimas y recubrimientos usándose las correspondientes a losas macizas. Además a la losa superior se le proporciona refuerzo perpendicular a las viguetas para preservar los efectos de retracción y temperatura.

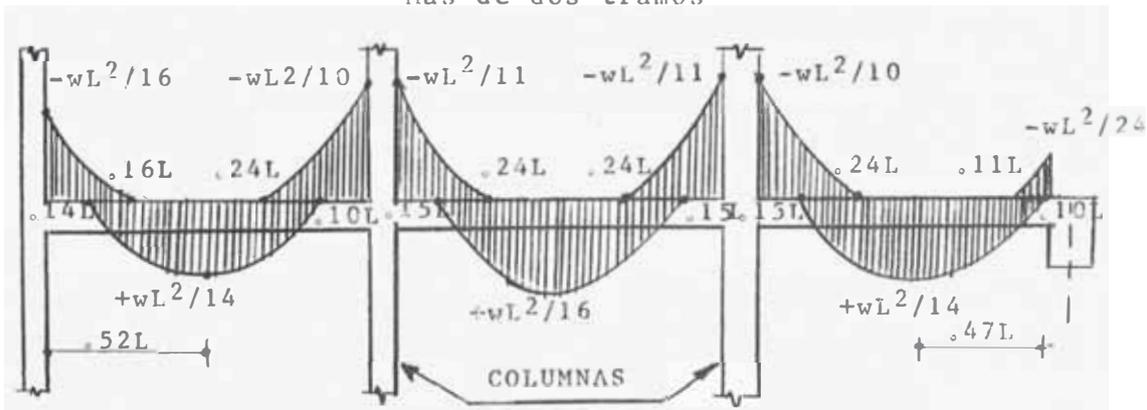
3.1.4.- METODOS DE CALCULO

Las viguetas de los aligerados están apoyadas sobre vigas o muros perpendiculares. Si tienen más de un tramo se tratan como si fuera una viga continua por lo que son aplicables los métodos de análisis estructural para este tipo de vigas. Sin embargo las normas A.C.I. tiene coeficientes que permiten hallar con suficiente aproximación y del lado de la seguridad los momentos de flexión y fuerzas cortantes máximas obteniendo de esta manera una simplificación que permite un diseño rápido. La utilización del METODO DE COEFICIENTES DEL A.C.I. está condicionado al cumplimiento de tres restricciones siguientes :

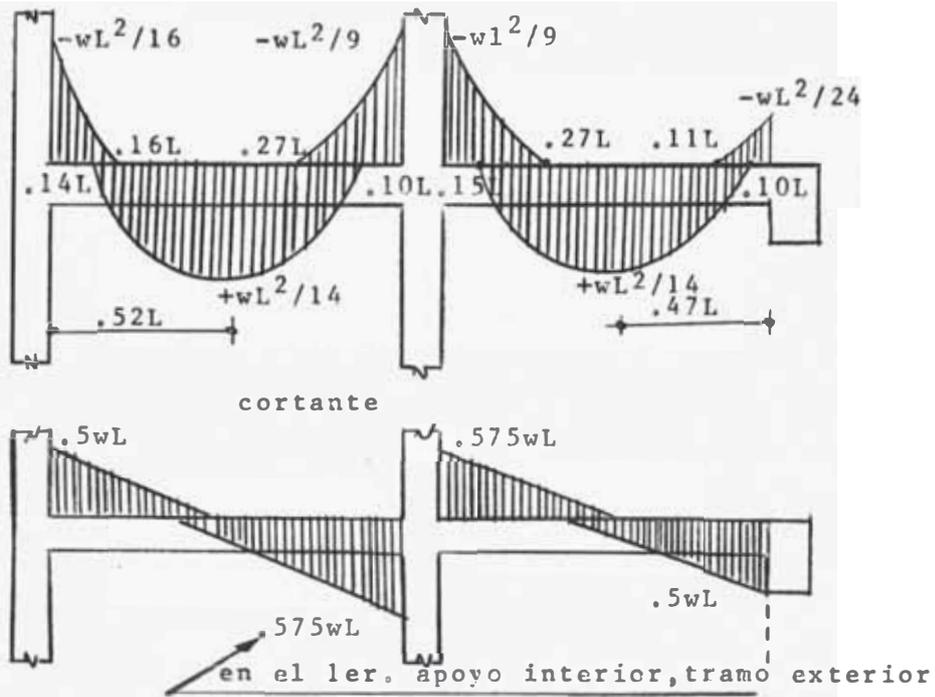
- a) Las luces de los tramos deben ser aproximadamente iguales, aceptándose una diferencia máxima del 20% entre tramosadyacentes.
- b) Las cargas deben ser uniformemente distribuidas.
- c) La carga viva no debe ser mayor a tres veces la carga muerta.

Seguidamente presentamos los coeficientes de momentos y cortes para vigas de dos y más tramos con apoyos extremos en vigas y columnas. Se ha utilizado luces libres e iguales en la deducción de estos coeficientes.

Más de dos tramos



con dos tramos



NOTA.- En nuestro caso se han aplicado los coeficientes en aligerados que cumplen las limitaciones anteriores. En otros casos se ha realizado la distribución correspondiente por el METODO DE CROSS para diferentes posibilidades de cargas vivas con el fin de determinar los máximos esfuerzos.

3.1.5.- DISEÑO

Se usa el METODO DE ROTURA para el cual se sigue el siguiente procedimiento (la teoría puede verse en el CAPITULO VI).

A.- DISEÑO POR FLEXION .-

Consiste en el cálculo del área de acero puesto que las dimensiones son estandarizadas.

Luego :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \quad \text{y} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

donde : M_u = es el momento actuante máximo (o de rotura)

ϕ = factor de reducción de capacidad

d = peralte efectivo

a = altura del rectángulo de esfuerzos

b = ancho de vigueta

Para momento positivo : $b' = 40$ cm (forma parte de la losa)

Para momento negativo : $b' = 10$ cm.

Se procede iterativamente tanteando valores de a' y verificando con las expresiones anteriores.

B.- VERIFICACIONES.-

- Cuantía máxima que garantiza falla dúctil por fluencia del acero :

$$P_{\text{máx}} = 0.75 p_b = 0.75 \times \frac{0.85 k_1 f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y}$$

- Cuantía para no comprobar deflexiones :

$$p = 0.18 f'_c / f_y$$

Cuando se excede se deben verificar deflexiones fundamentalmente para momentos positivos.

- Cuantía mínima de refuerzo :

Las cuantías obtenidas del diseño no deben ser menores a :

$$P_{\text{mín}} = 14 / f_y$$

o en su defecto usar 4/3 del refuerzo obtenida del análisis.

C.- DISEÑO POR CORTANTE.-

El máximo esfuerzo que forma el concreto se considera en las normas A.C.I., 10% mayor a $0.5 \phi \sqrt{f'_c}$ Kgs/cm², valor de V_c para vigas de altura normal. Este valor debe ser por lo menos igual al que actúa en la sección crítica a la distancia "d" de la cara del apoyo.

D.- UTILIZACION DEL ENSANCHE.-

Cuando se tiene momentos o cortes mayores a los admisibles, la solución aparente podría ser el aumento de peralte de la losa aligerada. Sin embargo si el efecto remanente es pequeño puede

cubrirse aumentando la sección resistente en los apoyos.

- Ensanche por flexión :

Es necesario cuando $M_u > M_{uc}$

$$M_{UC} = \phi A_s f_y (d - a/2) \text{ para la cuantía máxima}$$

$$\text{Luego : } M_{UC} = \phi \rho_{m\acute{a}x} b d f_y (d - a/2)$$

$$b_{nec} = \frac{M_{UC}}{\phi \rho_{m\acute{a}x} d f_y (d - a/2)}$$

Longitud de ensanche : Se usa :

$$x = \frac{L}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_U - M_{UC}}{M'}} \right)$$

donde $M' = wL^2/8$ o en su defecto usar el criterio del momento resistente.

- Ensanche por corte.- es más frecuente en la práctica :

Cuando $V_U > V_{UC}$ se ensanchará la vigueta en el valor mínimo dado por :

$$b_{nec} = \frac{V_U}{v_c \times d}$$

Longitud de ensanche : se obtiene de igualar el corte producido por la carga, el corte remanente :

$$x = \frac{V_U - V_{uc}}{w}$$

Siendo w , la carga

E.- VERIFICACION POR ADHERENCIA Y LONGITUD DE ANCLAJE.-

Se usa la expresión $\mu_u = \frac{VU}{\phi \sum_o jd}$, para la determinación del esfuerzo de adherencia por flexión.

Se debe realizar la comprobación por adherencia en los puntos de inflexión positivo y en los apoyos y se comparará con el admisible :

$$\mu_u = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} \text{ en todos los casos}$$

Si no se desea la verificación por adherencia debe de cumplir con las longitudes mínimas de transferencia de esfuerzos, empleando la expresión :

$$L_d = \frac{D f_y}{\phi 4 \mu_u}$$

F.- REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA.-

Se proporciona perpendicularmente al sentido del refuerzo principal. Se especifica usar :

$A_{st} = 0.0025bt$ con un espaciamiento no mayor a 5t o 45 cm. como máximo.

G.- CORTADO DE VARILLAS.-

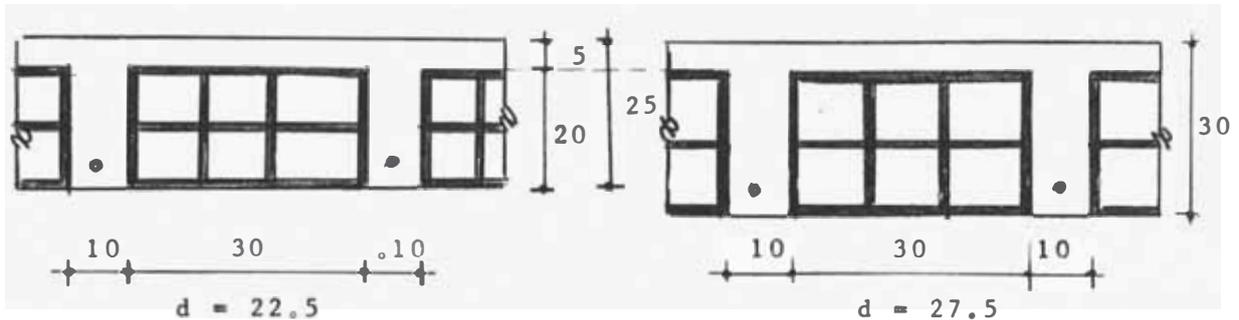
Se sigue igualmente los criterios establecidos para vigas. En nuestro caso la determinación de los puntos de inflexión están dados por coeficientes. En otros casos se determinarán a partir de envolventes.

3.1.6.- SOLUCION

a) DATOS GENERALES . .

- Aligerado : h=25 cm de peso propio 360 Kgs/m².
- h=30 cm de peso propio 400 Kgs/m²

Con las características :



- Calidad del concreto : $f'_c = 210 \text{ Kgs/cm}^2$
- Calidad del acero : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Carga de tabiquería : P.t. = 100 Kgs/cm^2 , equivalente a carga distribuída.
- Carga por enlucido de techo : 100 Kg/m^2
- Sobrecarga :

Cargas vivas de 300 Kg/m^2 en oficinas

Cargas vivas de 500 Kg/m^2 en restaurantes y tiendas.

Cargas vivas de 700 Kg/m^2 en estacionamiento (se usará losa maciza).

Cargas vivas de 100 y 200 Kg/m^2 en azoteas

- Recubrimiento al centro de gravedad de las barras : 2.5 cm.

b) CARACTERISTICAS MINIMAS Y MAXIMAS DE DISEÑO.-

- Area de acero mínima : $p = 14/f_y$

$$p = 14/4200 = 0.0033$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0033bd$$

Para $h = 25$, $d = 22.5$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0033 \times 10 \times 22.5 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Para $h = 30$, $d = 27.5$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.0033 \times 10 \times 27.5 = 0.92 \text{ cm}^2$$

- Momentos mínimos de diseño : (Negativo)

Para $h = 25$ cm.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{0.75 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 1.77 \text{ cm}$$

$$M_{U_{mín}} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 614 \text{ Kg-m.}$$

Para $h = 30$ cm.

$$M_{U_{mín}} = 980 \text{ Kg-m.}$$

- Momento positivo mínimo de diseño :

Para $h = 25$ cm

$$a = \frac{0.75 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.44 \text{ cm.}$$

$$M_{U_{mín}}^+ = 774 \text{ Kg-m.}$$

Para $h = 30$ cm.

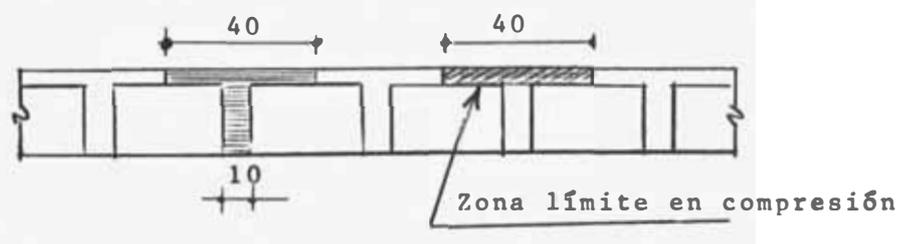
$$a = \frac{0.92 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.54$$

$$M_{U_{mín}}^+ = 1030 \text{ Kg-m.}$$

- Cuantía máxima : $p_{máx} = 0.75 p_b = 0.016$

- Cuantía de deflexiones : $p = 0.18 f'_c / f_y = 0.009$

- Momento máximo positivo para el cual la vigueta trabaja como sección rectangular de ancho $b = 40$ cm.



Se considera el límite en el cual $a = t = 5 \text{ cm}$.

El block rectangular de esfuerzos abarca un área cuya altura $a = 5 \text{ cm}$.

Del equilibrio de fuerzas internas, se tiene :

$$C = T$$

$$\text{o sea } 0.85f'_c ba = A_s f_y$$

de donde :

$$A_s = \frac{0.85 f'_c ba}{f_y} = \frac{0.85 \times 210 \times 40 \times 5}{4200}$$

$$A_s = 8.5 \text{ cm}^2$$

le corresponde la cuantía :

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{8.5}{400} = 0.0213 > \rho_{m\acute{a}x} = 0.016$$

lo que significa que la sección en ningún caso trabaja como " T "

Debemos limitar el momento resistente para el cual usamos $\rho_{m\acute{a}x}$.

Para aligerado de 25 :

$$A_s = \rho_{m\acute{a}x} A_c = 0.016 \times 400 = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{6.4 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 3.76 \text{ cm}$$

$$M_{U_{m\acute{a}x}}^+ = \phi A_s f_y (d - a/2) = 5.00 \text{ T-m.}$$

Para aligerado de 30

$$A_s = 0.016 \times 450 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$a = 4.24$$

$$M_{U_{m\acute{a}x}}^+ = 6.81 \text{ T-m.}$$

- Momento máximo negativo después del cual la vigueta requiere de ensanche por momentos :

Considerando $p_{m\acute{a}x} = 0.016$

Area de acero : $A_s = p_{m\acute{a}x}bd$

Para aligerado de 25 cm.

$$A_s = 0.016 \times 10 \times 22.5 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{3.60 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 8.47 \text{ cm.}$$

Momento $M_{U_{m\acute{a}x}} = 0.9 \times 3.60 \times 4200 (22.5 - 4.23)$

$$M_{U_{m\acute{a}x}} = 2.48 \text{ T-m.}$$

Para aligerado de 30 :

$$A_s = 0.016 \times 10 \times 27.5 = 4.4 \text{ cm}^2$$

$$a = 10.34 \text{ cm.}$$

$$M_{U_{m\acute{a}x}} = 3.70 \text{ T-m.}$$

- Cortante máximo que toma el concreto después del cuál se requiere ensanche :

Considerando 10% adicional sobre el valor de $v_c = 0.50\phi \sqrt{f'_c}$ (Normas A.C.I.), tendremos el esfuerzo admisible :

$$v_{uc} = 1.1 \times 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.75 \text{ Kgs/cm}^2$$

La fuerza cortante para aligerado de 25 cm.

$$V_{uc} = v_{uc}bd = 6.75 \times 10 \times 22.5 = 1519 \text{ Kgs.}$$

La fuerza cortante para aligerado de 30 cm.

$$V_{uc} = v_{uc}bd = 6.75 \times 10 \times 27.5 = 1856 \text{ Kgs.}$$

- Esfuerzos permisibles de adherencia y longitudes de anclaje :
En varillas cuya posición respecto a las fibras inferior es menor a 30 cm., se tiene :

$$\mu_\mu = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 56 \text{ Kgs/cm}^2$$

para $f'_c = 210 \text{ Kgs/cm}^2$, $\mu_\mu = 56 \text{ Kgs/cm}^2$ para ϕ de 3/8" y de 1/2"

Esfuerzo actuante :

$$\mu_u = \frac{V_u}{\phi \sum_o j d}$$

Considerando ϕ de 3/8" (más desfavorable), la máxima fuerza cortante para que no existan problemas de adherencia debe ser:

$$V_u = \mu_u \phi \sum_o j d = 56 \times 0.85 \times 3 \times 0.875 \times 22.5$$

$$V_u = 2.81 \text{ Tn}$$

Valor superior al correspondiente de falla por cortante lo que quiere decir que primero se presenta la falla por corte.

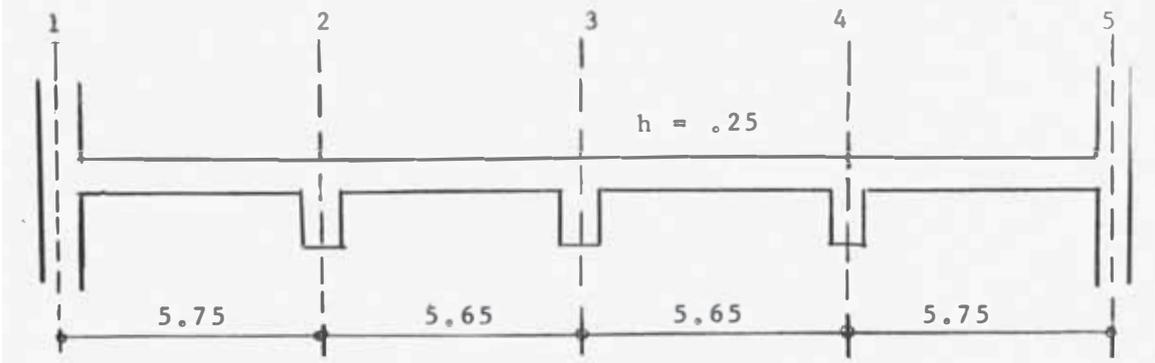
Las longitudes de anclaje mínimas requeridas son :

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \mu_u \sum_o} = \frac{0.71 \times 4200}{0.85 \times 56 \times 3} = 20.8 \text{ cm. para } \phi \text{ de } 3/8''$$

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \mu_u \sum_o} = \frac{1.27 \times 4200}{0.85 \times 56 \times 4} = 28.0 \text{ cm. para } \phi \text{ de } 1/2''$$

C.- DISEÑO DEL ALIGERADO TIPO I.- (PLANTA TIPICA).

Es una losa continua de cuatro tramos con las características siguientes :



Apoyos exteriores : muros de concreto de ancho $b = 25.0 \text{ cm.}$

Apoyos interiores : vigas paralelas de ancho $b = 30.0 \text{ cm.}$

1.- Método de cargas.-

Carga permanente :

Peso propio del aligerado ----- 360 Kgs/m²

Enlucido de cielo-raso y piso terminado --- 100 Kgs/m²

Carga equivalente a tabiquería ----- 100

Sobrecarga : CM = 560 Kgs/m²

Carga viva ----- CV = 300 Kgs/m²

Carga de rotura :

$$W_u = 1.5CM + 1.8CV = 1.5 \times 560 + 1.80 \times 300 = 1380 \text{ Kgs/m}^2$$

Carga por vigueta :

En 1 m. de aligerado hay 2.5 viguetas

$$W_{uv} = 1380 \times 0.4 = 552.0 \text{ Kgs/m.}$$

2.- Cálculo de Momentos y Cortantes

a) Las condiciones para el uso de coeficientes del A.C.I. son satisfechas por este tipo de aligerado, pero de acuerdo a la condición de apoyo exterior que presenta, deducimos que existe un buen grado de empotramiento que para vigas continuas no hay coeficiente que lo tome en cuenta.

Preferimos usar el método exacto considerando empotramiento en los extremos lo cual nos da los resultados que se presentan en la Fig. 1 en el cual podemos observar que el momento en el extremo es aproximadamente cercano pero mayor a los momentos de apoyos interiores lo que no hubiera sido así al usar coeficientes porque se tienen momentos interiores mayores hasta en 60% al exterior (al usar coeficiente para columnas). Otra observación es respecto a los puntos de inflexión pues haciendo variar cargas vivas los tramos interiores presentan puntos de inflexión más aleja-

dos que el caso de coeficientes.

- b) Método de Cross : Inercia relativa $I=1$ y carga distribuída $W = 1.0$ T/m.

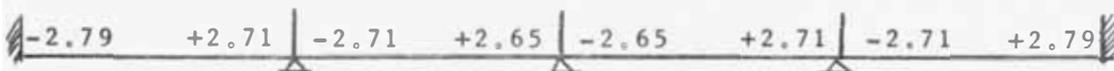
Primer Juego de Cargas :

0.0	0.49	0.51	0.50	0.50	0.51	0.49	0.0
-2.75	+2.75			-2.66	+2.66		
-0.675 ←	-1.35	-1.40 →	-0.70				
		+0.84 ←	+1.68	+1.68 →	+0.48		
-0.205 ←	-0.41	-0.43 →	-0.21	-0.89 ←	-1.78	-1.72 →	-0.86
		+0.27 ←	+0.58	+0.55 →	+0.27		
-0.060 ←	-0.13	-0.14			-0.14	-0.13 →	-0.06
-3.71	+0.86	-0.86	+1.32	-1.33	+1.85	-1.85	-0.92

Segundo Juego de Cargas : Resultados



Para carga total en todos los tramos :



Momentos isostáticos con carga $W = 1.0$ T/m.

Tramo 1-2 = Tramo 4-5 : $M = \frac{1}{8}WL^2 = \frac{(5.75)^2}{8} = 4.13$ T/m.

Tramo 2-3 = Tramo 3-4 : $M = \frac{1}{8}WL^2 = \frac{(5.65)^2}{8} = 3.99$ T/m.

- c) Combinación de cargas :

Posibilidad I :

Carga muerta plena + carga viva plena

$W_{CM}=0.336$ T/m , $W_{CV}=0.216$ T/m , $W_u=0.552$ T/m.						
APOYO	COEF.	MOM.	MOM (Kg-m)	TRAMO	*COEF.	MOM MOM (Kg-m)
1	-2.79		-1540.0	1-2	+1.36	751.0
2	-2.71		-1496.0	2-3	+1.32	729.0
3	-2.65		-1463.0	3-4	+1.32	729.0
4	-2.71		-1496.0	4-5	+1.36	751.0
5	-2.79		-1540.0			

(*) Obtenido del diagrama para carga unitaria: $w = 1.0$ T/m.

Posibilidad II

Carga muerta plena + carga viva en tramos 1-2 y 3-4

W _{CM} = 0.336 T/m , W _{CV} = 0.216 T/m.								
APOYO	COEF. M _{CM}	M _{CM} (Kg-m)	COEF. M _{CV}	M _{CV} (Kg-m)	M _U =M _{CM} +M _{CV}	TRAMO	*M _U	M _{Isost.}
1	-2.79	-937	-3.71	-801	-1738	1-2	850	2280
2	-2.71	-911	-0.86	-186	-1097	2-3	200	1341
3	-2.65	-890	-1.33	-287	-1177	3-4	1150	2202
4	-2.71	-911	-1.85	-400	- 951	4-5	500	1385
5	-2.79	-937	-0.92	-199	- 738			

* Obtenido del diagrama para carga total en los tramos 1-2 y 3-4 y carga muerta únicamente en los tramos 2-3 y 4-5.

Posibilidad III

Carga muerta plena + carga viva en tramos 2-3 y 4-5

W _{CM} = 0.336 T/m , W _{CV} = 0.216 T/m.								
APOYO	COEF. M _{CM}	COEF. M _{CV}	M _{CM}	M _{CV}	M _U =M _{CM} + M _{CV}	TRAMO	*M _U	M _{Isost.}
1	-2.79	+0.92	-937	+199.0	- 738	1-2	500	1388
2	-2.71	-1.85	-911	-400.0	- 951	2-3	1150	2202
3	-2.65	-1.33	-890	-287.0	-1177	3-4	200	1341
4	-2.71	-0.86	-911	-186.0	-1097	4-5	850	2280
5	-2.79	-3.71	-937	-801.0	-1738			

* Obtenido del diagrama para carga total en los tramos 2-3 y 4-5 y carga muerta únicamente para los tramos 1-2 y 3-4.

d) Momentos de diseño :

Apoyo 1 : M_u⁻ = 1738 Kg-m.

Apoyo 2 : M_u⁻ = 1496

Apoyo 3 : M_u⁻ = 1463

Apoyo 4 : M_u⁻ = 1496

Apoyo 5 : M_u⁻ = 1738

Tramo 1-2 : M_u⁺ = 850

Tramo 2-3 : M_u⁺ = 1150

Tramo 3-4 : M_u⁺ = 1150

Tramo 4-5 : M_u⁺ = 850

Los momentos negativos son menores a $M_U = 2.48$ T-m que es el máximo para no usar ensanches por momentos. La cuantía con el momento más grande será aproximadamente del 1.1 %. Los momentos positivos son mucho menores a $M_U = 6.42$ T-m. que significa que la sección trabaja como rectangular de ancho $b = 40$ cm. y se van a obtener cuantías menores a la correspondiente a deflexiones.

e) Cálculo de fuerzas cortantes en apoyos :

Tramo exterior : se obtiene con la posibilidad II

$$\text{Corte isostático : } \frac{WL}{2} = \frac{0.552 \times 5.75}{2} = 1587 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Corte hiperestático : } \frac{M_i - M_D}{L} = \frac{1738 - 1097}{5.75} = 112 \text{ Kgs}$$

$$\text{Apoyo 1 : } V = 1578 + 112 = 1699 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Apoyo 2 : } V = 1587 - 112 = 1475 \text{ Kgs.}$$

Con la posibilidad I

$$\text{Corte isostático : } 1587 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Corte hiperestático: } \frac{1540 - 1496}{5.75} = 8$$

$$\text{Apoyo 1 : } V = 1587 + 8 = 1595 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Apoyo 2 : } V = 1587 - 8 = 1579 \text{ Kgs.}$$

- Tramo interior 3-4 :

Con la posibilidad II

$$\text{Corte isostático : } \frac{WL}{2} = \frac{0.552 \times 5.65}{2} = 1559 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Corte hiperestático : } \frac{1177 - 951}{5.65} = 40 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Apoyo 3 : } V = 1559 + 40 = 1599 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Apoyo 4 : } V = 1559 - 40 = 1519 \text{ Kgs.}$$

- El cortante máximo es $V_u = 1520$ Kgs. que es aproximadamente mayor a todos los cortantes que se presentan en los tramos interiores (los valores presentados se refieren a los ejes).

El mayor cortante se presenta en los apoyos extremos. A la distancia "d" de la cara interna del muro vale :

$$V_{ud} = 1699 - 552 \times (0.125 + 0.225) = 1506 \text{ Kgs} < V_{um\acute{a}x}.$$

Por lo tanto tampoco es cr\u00edtico el cortante de los apoyos extremos.

Por razones pr\u00e1cticas las viguetas tendr\u00e1n un ensanche de largo igual a 15 cm. en la entrega al muro para evitar contacto del ladrillo con el muro.

- f) Problemas de adherencia no existir\u00e1n en ning\u00fan caso pero se tendr\u00e1n en cuenta las longitudes de desarrollo en los puntos de cortado de barras que pueden hacerse en zonas de tracci\u00f3n.

3.- C\u00e1lculo de \u00e1reas de acero

- a) Para momentos negativos en apoyos

- Apoyo 1 igual al Apoyo 5

$$M_{\bar{U}} = 1738 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{tanteando } a = 5.4, \quad d - \frac{a}{2} = 22.5 - 2.7 = 19.8 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{1738 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 19.8} = 2.32 \text{ cm}^2 > A_{s\text{m\u00edn}}$$

Verificando

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2.32 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 5.46 \text{ cm (CONFORME)}$$

USAR 2\phi 1/2"D

- Apoyo 2 igual al Apoyo 4

$$M^- = 1496 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{tanteando } a = 4.6, \quad d - \frac{a}{2} = 22.5 - 2.3 = 20.2 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{1496 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 20.2} = 1.96 \text{ cm}^2 > A_{s\text{m\u00edn}}$$

Verificando :

$$a = \frac{1.96 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 4.5 \text{ cm. (CONFORME)}$$

USAR $1\phi 1/2''D + 1\phi 3/8''D$

- Apoyo 3

$$M^- = 1463 \text{ Kg-m. se obtiene } A_s = 1.90 \text{ cm}^2$$

USAR $1\phi 1/2''D + 1\phi 3/8''D$

b) Para momentos positivos en SECCIONES CENTRALES

- Tramo 1-2 igual al tramo 4-5

$$M^+ = 850 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{tanteando } a = 0.6 \quad d - a/2 = 22.2 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{850 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 22.2} = 1.012 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mín.}}$$

Verificando :

$$a = \frac{1.012 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.596 \text{ cm (CONFORME)}$$

USAR $1\phi 1/2''D$

- Tramo 2-3 igual al tramo 3-4

$$M^+ = 1150 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{tanteando } a = 0.80, \quad d - a/2 = 22.10$$

$$A_s = \frac{1150 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 22.1} = 1.375 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mín.}}$$

Verificando :

$$a = \frac{1.375 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.81 \text{ cm (CONFORME)}$$

USAR $2\phi 3/8''D$

4.- Cortado de varillas :

Puede hacerse en zonas de tracción en el punto teórico donde se tenga el doble del perímetro requerido :

Por ejemplo donde se tenga la mitad del momento del apoyo ex-
teemo : a 0.55 m. , digamos a 0.60 m.

El cortante :

$$V_u = 1699 - 552 \times 0.60 = 1368 \text{ kgs.}$$

Luego de :
$$\mu_u = \frac{V_u}{\phi \sum_o j d}$$

se tendrá :

$$\sum_o = \frac{V_u}{\mu_u \phi_j d} = \frac{1368}{0.85 \times 56 \times 0.875 \times 22.5} = 1.46 \text{ cm.}$$

La varilla de 1/2" que pasa, proporciona : 4 cm de perímetro que
es mayor a $2 \times 1.46 = 2.92$ cm. requerido por las normas para
cortar varillas.

Considerando el aumento de $d = 22.5$ cm.

Cortar $1\phi 1/2'' @ 0.60 + 0.225 = 0.826$, USAR 0.85 m.

Cortar $1\phi 1/2'' @$ la distancia P.I. + L/16

O sea a $1.25 + 0.36 = 1.61$ m. USAR 1.65 m.

En los apoyos siguientes : encontramos la distancia de la mitad
del momento y sgregar la distancia d para cortar la primera ba-
rra.

Apoyo 2.-

Izquierda :

Cortar $1\phi 3/8'' @ 0.60 + 0.225 = 0.825$, USAR 0.85 m.

Cortar $1\phi 1/2'' @ 1.25 + 0.360 = 1.690$, USAR 1.65 m.

Derecha :

Cortar $1\phi 3/8'' @ 0.60 + 0.215 = 0.825$, USAR 0.85 m.

Cortar $1\phi 1/2'' @ 1.66 + 0.36 = 2.02$, USAR 2.05 m.

Apoyo 3.-

Izquierda :

Cortar $1\phi 3/8'' @ 0.60 + 0.225 = 0.825$, USAR 0.85 m.

Cortar $1\phi 1/2'' @ 1.85 + 0.36 = 2.21$, USAR 2.25 m.

Derecha : igual.

Tramo 1-2.- no hay cortado de varillas

Tramo 2-3.- Izquierda

Cortar $1\phi 3/8'' \curvearrowright 0.73 - 0.225 = 0.505$, USAR 0.50 m.

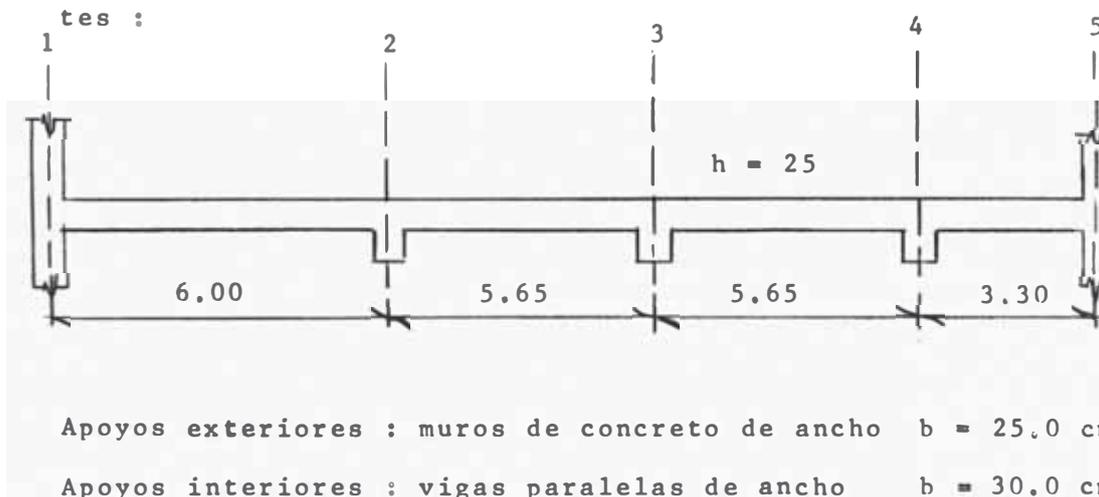
Derecha

Cortar $1\phi 3/8'' \curvearrowright 0.85 - 0.225 = 0.625$, USAR 0.60 m.

Las distancias anteriores se miden a partir del eje de apoyos.

D - DISEÑO DEL ALIGERADO TIPO II (PLANTA TIPICA)

Losa contínua de cuatro tramos con las características siguientes :



1.- Metrado de Cargas.- Igual al caso anterior

Por vigueta :

Carga muerta de rotura : $560 \times 1.5 \times 0.4 = 336$ Kg/m.

Carga viva de rotura : $300 \times 1.8 \times 0.4 = 216$ Kg/m.

2.- Cálculo de Momentos y Cortantes :

- a) Se aplicará el METODO DE CROSS, considerando inercia relativa $I=1$ y la condición de empotramiento de los apoyos exteriores, tendremos las distribuciones siguientes. Con carga $w_u = 1$ Tn/m

rimer juego de cargas :

0.0	0.485	0.515	0.500	0.500	0.368	0.632	0.00
-3.000	+3.000			-2.660	+2.660		
-0.889	← -1.778	+0.665	+1.330	+1.330	→ +0.665		
-0.094	← -0.188	-1.887	-0.889	-0.661	-1.223	-2.101	-1.050
-0.010	← -0.021	+0.388	+0.775	+0.775	+0.338		
		-0.200	-0.100	-0.071	-0.143	-0.245	-0.124
		+0.043	+0.085	+0.085	→ +0.043		
		-0.022			-0.016	-0.027	-0.013
-3.993	+1.013	-1.013	+1.201	-1.202	+2.374	-2.373	-1.185

Segundo juego de cargas :

0.00	0.485	0.51	0.500	0.500	0.368	0.632	0.00
		-2.66	+2.660			-0.908	0.90
0.645	1.290	+1.37	→ +0.685				
+0.203	0.405	-0.836	-1.673	-1.672	→ -0.836		
+0.032	← +0.065	+0.43	→ +0.215	+0.321	← +0.642	+1.102	+0.551
		-0.134	-0.268	+0.268	→ -0.134		
+0.003	0.007	+0.069	→ +0.035	+0.024	+0.049	+0.085	+0.042
		-0.015	-0.030	-0.029	-0.014		
		+0.008			+0.007	+0.007	→ +0.003
+0.883	1.767	-1.768	+1.624	-1.624	-0.268	+0.268	+1.494

Para carga plena en todos los tramos, se tendrá :

-3.110	+2.780	-2.780	+2.825	+2.826	-2.088	+2.087	+0.309
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Momentos Isostáticos :

Tramo 1-2 : $M = \frac{1}{8} wL^2 = \frac{6^2}{8} = 4.5 \text{ T-m}$ para $w = 1.0 \text{ T/m}$.

Tramo 2-3 = Tramo 3-4 : $M = \frac{1}{8} wL^2 = \frac{(5.65)^2}{8} = 3.99 \text{ T-m}$ para $w = 1.0 \text{ T/m}$.

Tramo 4-5 : $M = \frac{(3.3)^2}{8} = 1.36 \text{ T-m}$ para $w = 1.0 \text{ T/m}$.

b) Combinación de Cargas :

POSIBILIDAD I :

CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA PLENA

$W_u = 0.336 + 0.216 = 0.552 \text{ T/m.}$					
APOYO	COEF.DE MOM.	MOM. Kg-m	TRAMO	*COEF.DE MOM.	MOM. Kg-m
1	- 3.11	- 1,717	1-2	+ 1.53	845
2	- 2.78	- 1,535	2-3	+ 1.21	668
3	- 2.83	- 1,560	3-4	+ 1.58	872
4	- 2.09	- 1,153	4-5	+ 0.30	166
5	- 0.31	- 171	* OBTENIDO DEL DIAGRAMA PARA $W=1 \text{ T/m}$		

POSIBILIDAD II :

CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA EN 1-2 y 3-4

$W_{uD} = 0.336$		$W_{uL} = 0.216 \text{ Tn/m.}$						
APOYO	COEF.DE M_D	COEF.DE M_L	M_D	M_L	$M_U = M_D + M_L$	TRAMO	* M_U	$M_{ISOST.}$
1	-3.11	-3,993	-1,045	-862	-1,907	1-2	+ 905	2,456.0
2	-2.78	-1.013	- 937	-219	-1,156	2-3	+ 150	1,341.0
3	-2.83	-1,013	- 951	-260	-1,211	3-4	+1,000	2,202.0
4	-2.09	-1.202	- 702	-513	-1,215	4-5	+ 200	457.0
5	-0.31	+1.185	- 104	-256	+ 152			

* M_u es obtenido directamente del diagrama para $W_u=0.552 \text{ T/m}$ en los tramos 1-2 y 3-4; y $W_u=0.336 \text{ T/m}$ en 2-3 y 4-5.

POSIBILIDAD III :

CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA EN 2-3 y 4-5

$W_{uD} = 0.336$		$W_{uL} = 0.216$						
APOYO	COEF.DE M_D	COEF.DE M_L	M_D	M_L	$M_U = M_D + M_L$	TRAMO	* M_U	$M_{ISOST.}$
1	-3.11	+0.883	-1,045	+ 191	- 854	1-2	500	1,512.0
2	-2.78	-1,767	- 937	- 382	-1,319	2-3	900	2,202.0
3	-2.83	-1.624	- 951	- 351	-1,302	3-4	400	1,341.0
4	-2.09	+0.286	- 702	+ 62	- 640	4-5	210	751.0
5	-0.31	-1.494	- 104	- 323	- 427			

* M_u es obtenido directamente del diagrama para $W_u=0.552 \text{ T/m}$ en los tramos 2-3 y 4-5; y $W_u=0.336 \text{ T/m}$ en 1-2 y 3-4. Los momentos de los apoyos corresponden al eje de los mismos.

De los diagramas se observa que los apoyos no requieren ensanche por momentos. Además las secciones centrales de los tramos trabajan como secciones rectangulares de ancho $b = 40$ cm. Del diagrama de corte el mayor de ellos a la distancia $d=22.5$ cm de la cara interna del muro no es crítico; pero por razones prácticas se le dará un ensanche a todas las viguetas retirando todos los ladrillos 15 cm. para que la zona adyacente al muro sea precisamente concreto.

3.- Cálculo de Areas de Acero :

Para momentos negativos (apoyos) :

- Apoyo 1 .-

$$M_U^- = 1907 \text{ kg-m. (considerado en el eje)}$$

$$\text{tanteando } a = 5.8 \text{ cm; } d - a/2 = 22.5 - 2.9 = 19.6 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{1907 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 19.6} = 2.57 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mín}} = 0.750 \text{ cm}^2$$

Verificando :

$$a = \frac{2.57 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 6.05 \text{ (CORRECTO)}$$

USAR $2\phi 1/2''$ D

Apoyo 2 .-

$$M_U^- = 1535 \text{ kg-m.}$$

$$\text{tanteando } a = 4.8; d - a/2 = 20.1$$

$$A_s = \frac{1535 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 20.1} = 2.02 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mín}} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Verificando :

$$a = \frac{2.02 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 4.75 \text{ (CORRECTO)}$$

USAR $1\phi 1/2''$ D + $1\phi 3/8''$ D

- Apoyo 3 .-

$$M_{\bar{U}} = 1535 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Tanteando } a = 4.8; d - a/2 = 20.1$$

$$A_s = \frac{1560 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 20.1} = 2.05 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mín}} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Verificando :

$$a = \frac{2.05 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 4.84 \text{ (CORRECTO)}$$

USAR 1Ø1/2"D + 1Ø3/8"D

- Apoyo 4 .-

$$M_{\bar{U}} = 1215 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Tanteando } a = 3.8; d - a/2 = 20.6 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{1215 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 20.6} = 1.55 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mín}} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Verificando :

$$a = \frac{1.46 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 65 \text{ cm (CORRECTO)}$$

USAR 2Ø3/8" D

- Apoyo 5 .-

$$M_{\bar{U}} = 171 \text{ kg-m.}$$

Valor mucho menor al $M_{\text{mín}} = 820 \text{ kg-m.}$

Le corresponde $A_{s\text{mín}}$: USAR 1Ø1/2"D

Para momentos positivos (sección central)

- Tramo 1-2 : como sección rectangular de ancho $b = 40 \text{ cm.}$

$$M_{\bar{U}}^{\dagger} = 905 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Tanteando } a = 0.6; d - a/2 = 22.2 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{905 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 22.2} = 1.08 \text{ cm}^2 > A_{s\text{mín}} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Verificando :

$$a = \frac{1.08 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.59 \quad (\text{CORRECTO})$$

USAR $1\phi 1/2''D$

- Tramo 2-3

$$M^+ = 900 \text{ kg-m. idéntico al Tramo 1-2}$$

- Tramo 3-4

$$M^+ = 1,000 \quad \text{Se obtiene } 1\phi 1/2''D$$

- Tramo 4-5

$$M^+ = 210 \quad \text{Se usa } A_{smín} = 0.75 \text{ cm}^2 \quad 1\phi 1/2''D$$

4.- Cortado de varillas

Lo haremos de acuerdo al diagrama de momentos :

Apoyo 1 :	Cortar $1\phi 1/2''D$	$0.50 + 0.225 = 0.725'$	USAR 0.80 m.
	Cortar $1\phi 1/2''D$	$1.40 + \frac{6.00}{16} = 1.776$	USAR 1.80 m.

Apoyo 2 : A LA IZQUIERDA

$$\text{Cortar } 1\phi 3/8''D \quad 0.65 + 0.225 = 0.885 \quad \text{USAR } 0.90 \text{ m.}$$

$$\text{Cortar } 1\phi 1/2''D \quad 1.45 + 0.376 = 1.826 \quad \text{USAR } 1.85 \text{ m.}$$

A LA DERECHA

$$\text{Cortar } 1\phi 3/8''D \quad 0.40 + 0.225 = 0.625 \quad \text{USAR } 0.70 \text{ m.}$$

$$\text{Cortar } 1\phi 1/2''D \quad 2.05 + 0.376 = 2.426 \quad \text{USAR } 2.45 \text{ m.}$$

Apoyo 3 : A LA IZQUIERDA

$$\text{Cortar } 1\phi 3/8'' \quad 0.68 + 0.225 = 0.905 \quad \text{USAR } 0.95 \text{ m.}$$

$$\text{Cortar } 1\phi 1/2'' \quad 1.85 + 0.376 = 2.226 \quad \text{USAR } 2.25 \text{ m.}$$

A LA DERECHA

Cortar $1\phi 3/8"$ D $0.40+0.225=0.625$ USAR 0.70 m.

Cortar $1\phi 1/2"$ D $1.75+0.376=2.126$ USAR 2.15 m.

Apoyo 4 : A LA IZQUIERDA

Cortar $1\phi 3/8"$ D $0.40+0.225=0.625$ USAR 0.70 m.

Cortar $1\phi 1/2"$ D $0.95+0.376=1.326$ USAR 1.40 m.

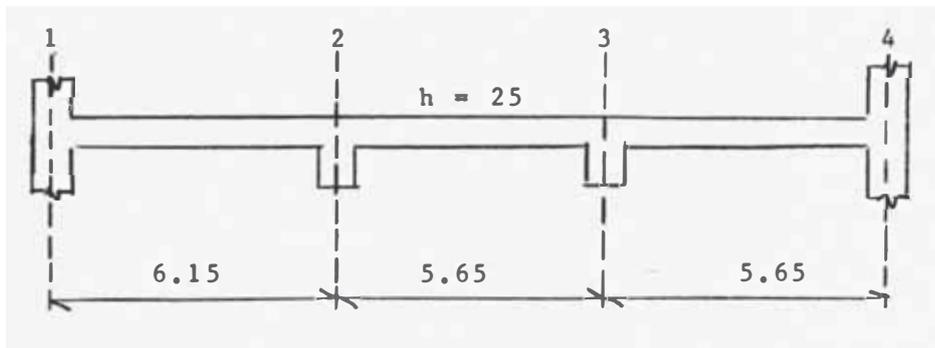
A LA DERECHA

Cortar $1\phi 3/8"$ D $0.55+0.225=0.775$ USAR 0.90 m.

Las distancias son respecto a ejes de apoyos.

E.- DISEÑO DEL ALIGERADO TIPO III .- (PLANTA TIPICA)

Losa continua de tres tramos con las características siguientes:



Apoyos exteriores : muro de concreto de $b = 25.0$ cm.

Apoyos interiores : vigas de $b = 30$ cm.

1.- Metrado de cargas por vigueta :

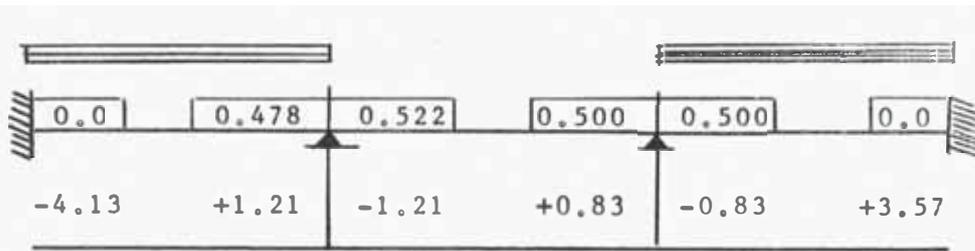
CM de rotura : $W_{CM} = 336$ kg/m.

CV de rotura = $W_{CV} = 216$ kg/m.

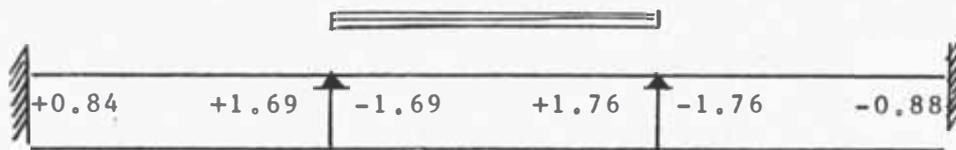
2.- Cálculo de momentos y cortantes

a) Aplicación y resultados del Método de CROSS, $W = 1$ T/m.

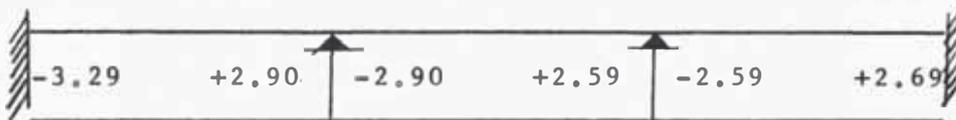
1er. juego de cargas



2do. juego de cargas



Para carga plena en todos los tramos, se tendrá :



Momentos isostáticos con carga $W = 1 \text{ T/m}$.

Tramo 1-2 = $M = (6.15)^2/8 = 4.73 \text{ T/m}$.

Tramo 2-3 = tramo 3-4 : $M = (5.65)^2/8 = 3.99 \text{ T/m}$.

b) Combinación de cargas :

POSIBILIDAD I :

Carga muerta plena + carga viva plena

$W_{CM} = 0.336 \text{ T/m}, \quad W_{CV} = 0.216 \text{ T/m}, \quad W_u = 0.552 \text{ T/m}$					
APOYO	COEF.MOM	MOM(kg-m)	TRAMO	* COEF.MOM	MOMENTO (kg-m)
1	- 3.29	- 1816	1-2	1.64	905
2	- 2.90	- 1601	2-3	1.27	701
3	- 2.59	- 1430	3-4	1.39	767
4	- 2.69	- 1485			

* Obtenido del diagrama para $W = 1.0 \text{ T/m}$.

POSIBILIDAD II :

Carga muerta plena + carga viva en tramos 1-2 y 3-4

$W_{CM} = 0.336 \text{ T/m}$, $W_{CV} = 0.216 \text{ T/m}$.								
APOYO	COEF. M_{CM}	COEF. M_{CV}	M_{CM}	M_{CV}	M_V	TRAMO	M_U	$M_{isost.}$
1	- 3.29	- 4.13	-1105	-892	1997	1-2	1100	2,611
2	- 2.90	- 1.21	- 974	-261	1235	2-3	200	1,341
3	- 2.59	- 0.83	- 870	-179	1049	3-4	850	2,202
4	- 2.69	- 3.57	- 904	-771	1675	---		

POSIBILIDAD III :

Carga muerta plena + carga viva en tramo 2-3

$W_{CM} = 0.336 \text{ T/m}$, $W_{CV} = 0.216 \text{ T/m}$.								
APOYO	COEF. M_{CM}	COEF. M_{CV}	M_{CM}	M_{CV}	$M_U = M_{CM} + M_{CV}$	TRAMO	* M_U	$M_{isost.}$
1	- 3.29	+ 0.84	-1105	+181	- 924	1-2	500	1589
2	- 2.90	- 1.69	- 974	-365	-1339	2-3	940	2202
3	- 2.59	- 1.76	- 870	-380	-1250	3-4	200	1341
4	- 2.69	+ 0.88	- 904	-190	-1094			

* Obtenido del diagrama para cargas reales.

c) Momentos de diseño :

Apoyo 1 : $M_u^- = 1997 \text{ kg-m} < M_{\text{máx}}$ (CORRECTO)

Apoyo 2 : $M_u^- = 1601 \text{ kg-m}$

Apoyo 3 : $M_u^- = 1430 \text{ kg-m}$

Apoyo 4 : $M_u^- = 1675 \text{ kg-m}$

Tramo 1-2 : $M_u^+ = 1100 \text{ kg-m}$

Tramo 2-3 : $M_u^+ = 940 \text{ kg-m}$

Tramo 3-4 : $M_u^+ = 850 \text{ kg-m}$

d) Cortantes : no son críticas en ningún tramo. Se usará ensanche de viguetas en la sección del apoyo 1 por razones prácticas. Se obtiene así una mayor sección de viguetas, o de inercia contra deflexiones.

3.- Areas de acero :

Apoyo 1 : $M_U^- = 1997 \text{ kg-m.}$

Tanteando $a = 6.4 \quad d - a/2 = 19.3$

$$A_s = \frac{1997 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 19.3} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Verificando :

$$a = \frac{2.74 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 6.44 \text{ (CORRECTO)}$$

USAR $1\emptyset 3/8'' + 1\emptyset 5/8''D$

Apoyo 2 : $M_U^- = 1601 \text{ kg-m}$

Tanteando $a = 5.0 \quad d - a/2 = 20.0$

$A_s = 2.24$, verificando $a = 5.28 \text{ cm.}$

USAR $1\emptyset 1/2''D$

Apoyo 3 : $M_U^- = 1430 \text{ kg-m}$ $A_s : 1\emptyset 1/2'' + 1\emptyset 3/8''D$

Apoyo 4 : $M_U^- = 1675 \text{ kg-m.}$ $A_s : 2\emptyset 1/2''D$

Tramo 1-2 : $M_U^+ = 1100 \text{ kg-m.}$ $A_s : 2\emptyset 3/8''D$

Tramo 2-3 : $M_U^+ = 940 \text{ kg-m.}$ $A_s : 1\emptyset 1/2''D$

Tramo 3-4 : $M_U^+ = 850 \text{ kg-m.}$ $A_s : 1\emptyset 1/2''D$

4.- Cortado de varillas :

Apoyo 1 :

Cortar $1\emptyset 3/8''$ a $0.60+0.225=0.825$, USAR 0.85 m.

Cortar $1\emptyset 5/8''$ a $1.30+0.38 = 1.68$, USAR 1.70 m.

Apoyo 2 :

Izquierda :

Cortar 1Ø1/2" a $0.60+0.225 = 0.825$, USAR 0.85 m.

Cortar 1Ø1/2" a $1.45+0.38 = 1.83$ USAR 1.85

Derecha :

Cortar 1Ø1/2" $0.62+0.225 = 0.845$, USAR 0.85 m.

Cortar 1Ø1/2" $1.80+0.38 = 2.18$, USAR 2.20 m.

Apoyo 3 :

Izquierda:

Cortar 1Ø3/8 $0.63+0.225 = 0.855$, USAR 0.90

Cortar 1Ø1/2" $1.65+0.38 = 2.03$, USAR 2.05 m.

Derecha :

Cortar 1Ø3/8" $0.65+0.225 = 0.875$, USAR 0.90 m.

Cortar 1Ø1/2" $1.85+0.38 = 2.23$, USAR 2.25 m

Apoyo 4 :

Cortar 1Ø1/2" 0.85 m.

Cortar 1Ø1/2" $1.70+0.38 = 2.08$, USAR 2.10 m.

Tramo 1-2

Cortar 1Ø3/8" $1.85-0.225 = 1.625$, USAR 1.60

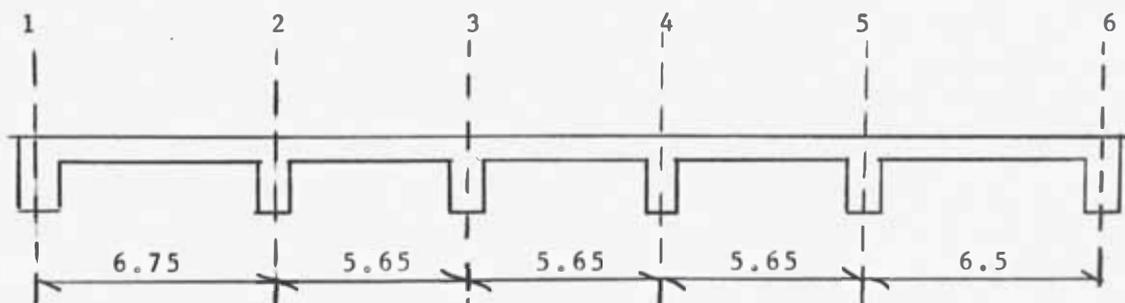
del eje de apoyo 1

Cortar 1Ø3/8" $1.35-0.225 = 1.125$, USAR 1.10

del eje del apoyo 2

F.- DISEÑO DEL ALIGERADO TIPO IV (1ro. y 2do. PISO)

Losa aligerada continúa de cinco tramos con las características siguientes:



Apoyos: vigas paralelas con $b = 30$ cm.

1.- Metrado de cargas: es idéntico a los anteriores con va -

riante en sobrecarga: $CM = 560 \text{ Kg/m}^2$ $CV = 500 \text{ Kgs/cm}^2$

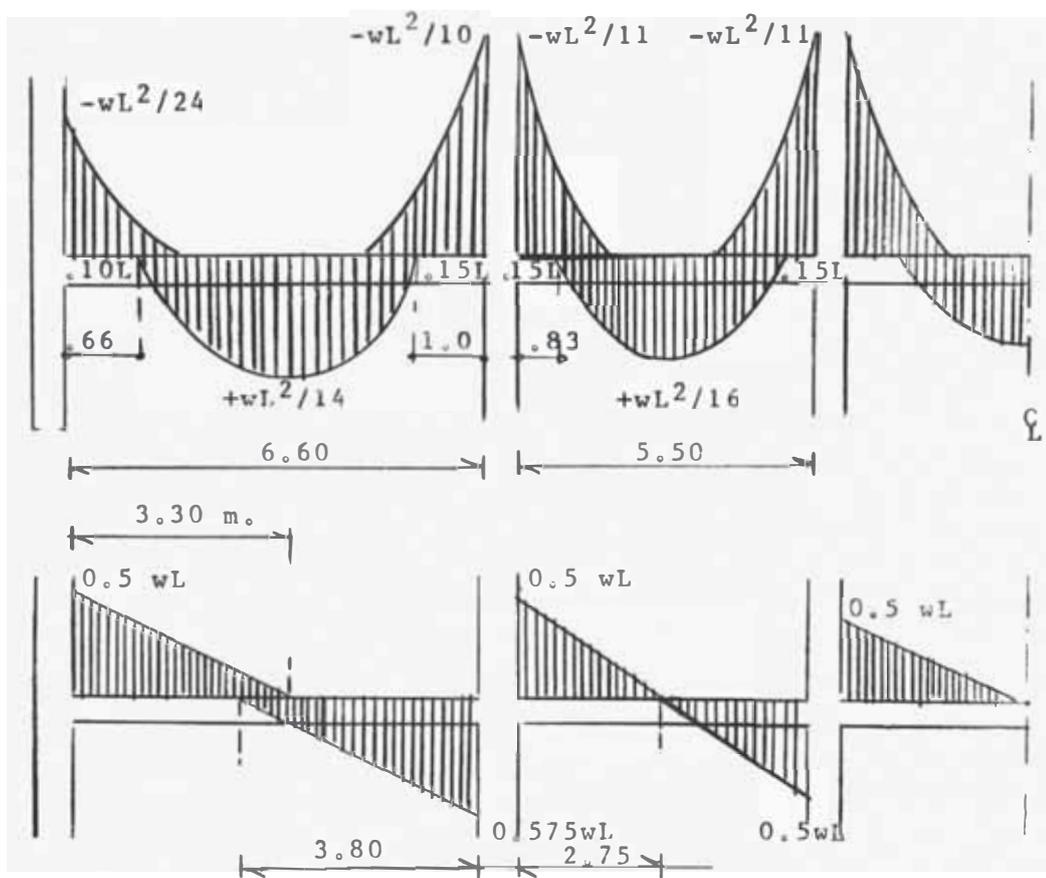
Carga de rotura : $w_{\mu} = 1.5 CM + 1.8 CV = 1.5 \times 560 + 1.8 \times 500$

$$w_{\mu} = 1740 \text{ Kg/m}^2$$

Carga por vigueta: $w_{\mu V} = 1740 \times 0.4 = 696.0 \text{ Kg/m}$

2.- Cálculo de momento y cortantes.-

Aplicamos el método de los COEFICIENTES DEL ACI porque la viga se ajusta a las condiciones de empleo de tal método.



Para el primer tramo:

$$w_{\mu} L_1 = 696 \times 6.60 = 4594 \text{ Kgs.}$$

$$w_{\mu} L_1^2 = 696 \times (6.60)^2 = 30,320 \text{ Kg-m}$$

Para el segundo tramo:

$$w_{\mu} L_2 = 696 \times 5.50 = 3828 \text{ Kgs.}$$

$$w_{\mu} L_2^2 = 696 \times (5.50)^2 = 21,054 \text{ Kg-m}$$

Para el primer apoyo interior: $L = (6.60+5.50)/2 = 6.05 \text{ m.}$

$$w_{\mu}L^2 = 696(6.05)^2 = 25,475 \text{ Kg-m.}$$

a) Cálculo de momentos en apoyos:

$$\text{Apoyo 1 : } \frac{1}{24} w_{\mu} L_1^2 = 1,262 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Apoyo 2 : } \frac{1}{10} w_{\mu} L^2 = 2548 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{Apoyo 3 : } \frac{1}{11} w_{\mu} L_2^2 = 1915 \text{ Kg-m.}$$

El momento del apoyo 2 es mayor al momento máximo, significa que necesita "ensanche por momentos". Verificaremos si requiere ensanche por cortante:

El apoyo cortante es la sección correspondiente al primer tramo en el apoyo interior.

$$V_u = 0.575w_{\mu}L_1 = 0.575 \times 2642 \text{ Kgs.}$$

de hecho es mayor al corte admisible $V_u = 1,520 \text{ Kgs.}$

La longitud de ensanche necesaria es:

$$X = \frac{V_u - V_{uc}}{w_{\mu}} = \frac{2642 - 1520}{696} = 1.60 \text{ m.}$$

En la sección interna del apoyo 1

$$V = 0.5 \times 4594 = 2297 \text{ Kgs y requiere de ensanche}$$

$$X = \frac{2297 - 1520}{696} = 1.12 \text{ m.}$$

En cualquier apoyo interior

$$V = 0.5 \times 3828 = 1914 \text{ Kgs y requieren de ensanche}$$

$$X = \frac{1914 - 1520}{696} = 0.565 \text{ m.}$$

Todas las secciones requieren de ensanches excesivos, principalmente los tramos exteriores. La solución de este modo es forzada y las cuantías obtenidas son altas y disminuye la ductilidad. Estimamos la necesidad de cambiar la losa aligerada. USAR LOSA ALIGERADA DE 0.30 m.

1) Metrado: con p.p.p de aligerado = 400 Kgs/m^2 , se tiene

$$CM = 600 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 500 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga de rotura: } w = 1.5 \times 600 + 1.8 \times 500 = 1800$$

Carga por vigueta

$$w_{\mu} = 1800 \times 0.4 = 720 \text{ Kgs/m.}$$

2) Cálculo de momentos y cortantes:

Para el primer tramo:

$$w_{\mu} L_1 = 720 \times (6.60) = 4,752 \text{ Kgs.}$$

$$w_{\mu} L_1^2 = 720 \times (6.60)^2 = 31365 \text{ Kg-m}$$

Para el segundo tramo:

$$w_{\mu} L_2 = 720 \times 5.50 = 3960 \text{ Kgs.}$$

$$w_{\mu} L_2^2 = 720 \times (5.50)^2 = 21,780 \text{ Kg-m.}$$

Para el primer apoyo interior

$$w_{\mu} L^2 = 720 \times (6.05)^2 = 26,353 \text{ Kg-m}$$

a) Cálculo de momentos en los apoyos

$$\text{Apoyo 1: } \frac{1}{24} w L_1^2 = \frac{31,365}{24} = 1,307 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Apoyo 2: } \frac{1}{10} w L^2 = \frac{26,353}{10} = 2,635 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Apoyo 3: } \frac{1}{11} w L_2^2 = \frac{21,780}{11} = 1,980 \text{ Kg-m}$$

El momento máximo para $h = 30$ es $M_u = 3,700 \text{ Kg.m.}$ (con $p_{\text{máx}} = 0.016$ y $d = 27.5 \text{ cm}$). Por lo tanto no requiere ensanche por momentos.

b) Cálculo de momentos en las secciones centrales:

$$\text{Tramo 1-2: } \frac{1}{14} w L_1^2 = \frac{31,365}{14} = 2,240 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Tramo 2-3: } \frac{1}{16} w L_2^2 = \frac{21,780}{16} \text{ Kg-m}$$

Las secciones de momentos positivo de todas maneras trabajan como rectangulares de $b = 40 \text{ cm}$.

c) Cálculo de fuerzas cortantes en apoyos:

$$\text{Apoyo 1 : } V_u = 0.5 w_{\mu} L_1 = 2376 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Apoyo 2i : } V = 0.575 w_{\mu} L_1 = 0.575 \times 4752 = 2732 \text{ Kgs.}$$

$$\text{Apoyo 2d: } V = 0.5 w_{\mu} L_2 = 1980 \text{ Kgs.}$$

El corte de apoyo 2i a la distancia "d" de la cara del apoyo:

$$V_{ud} = 2732 - 0.720 \times 0.$$

El cortante máximo admisible:

$$V_{uc} = 6.75 \times 10 \times 27.5 = 1856 \text{ Kgs.}$$

Luego la sección requiere de ensanche

$$b_{nec.} = \frac{V}{v_c d} = \frac{2570}{6.75 \times 27.5} = 13.85 \text{ cm.}$$

Longitud de ensanche:

$$x = \frac{V_u - V_{uc}}{w} = \frac{2732 - 1856}{720} = 1.22 \text{ m.}$$

En la sección del apoyo 2d. (igual a secciones de apoyos interiores)

$$x = \frac{1980 - 1856}{720} = 0.172 \text{ m.}$$

En la sección del apoyo 1:

$$x = \frac{2376 - 1856}{720} = 0.722 \text{ m.}$$

3.- Areas de acero

a) Para momentos negativos:

Apoyo 1: $M_u = 1307 \text{ Kg-m}$

tanteando $a = 1.2 d - \frac{a}{2} = 27.5 - 0.6 = 26.9$

$$A_s = \frac{1307 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 26.9} = 1.285 \text{ cm}^2 > A_{smín.}$$

verificando

$$a = \frac{1.285 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 25} = 1.21 \text{ (correcto)}$$

$$A_{smín} = 0.0033 \times 10 \times 27.5 = 0.92 \text{ cm}^2$$

USAR 1Ø1/2"D

Apoyo 2: $M_u = 2635 \text{ Kg-m}$

tanteando $a = 2.5 d - \frac{a}{2} = 26.25$

$$A_s = \frac{2635 \times 100}{0.9 \times 4200 \times 26.25} = 2.65 \text{ cm}^2$$

verificando

$$a = \frac{2.65 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 25} = 2.5 \text{ (correcto)}$$

USAR 1Ø5/8"D+1Ø3/8"D

Se ha utilizado $b = 25$, ancho efectivo de vigueta después del ensanche conseguido al alternar ladrillos.

Apoyo 3: $M_u = 1980 \text{ Kg-m}$

tanteando $a = 5.0$ $d - \frac{a}{2} = 26.25$

$A_s = 1.99 \text{ cm}^2$ y $a = 4.7$ con $b = 10 \text{ cm}$.

USAR $1\emptyset 1/2''D + 1\emptyset 3/8''D$

b) Para momentos positivos

Tramo 1-2 : $M_u = 2,240 \text{ Kg-m}$

tanteando $a = 1.28$ $d - \frac{a}{2} = 26.86$

$A_s = 2.2 \text{ cm}^2$ y $a = 1.3 \text{ cm}$ con $b = 40 \text{ cms}$.

USAR $2\emptyset 1/2''D$

Tramo 2-3 : $M_u = 1,361 \text{ Kg-m}$.

tanteando $a = 0.8$, $d - \frac{a}{2} = 27.1$

$A_s = 1.33 \text{ cm}^2$ y $a = 0.78 \text{ cm}$ con $b = 40 \text{ cm}$

USAR $2\emptyset 3/8''D$

4.- Cortado de varillas:

Apoyo 1:

Cortar $1\emptyset 1/2''$ a $0.11L + L/16 = 0.73 + 0.41 = 1.14$,

USAR 1.15 m .

Apoyo 2 :

Izquierda y derecha :

Cortar $1\emptyset 3/8''$ a $0.10L + d = 0.66 + 0.275 = 0.935$,

USAR 0.95 m .

Cortar $1\emptyset 5/8''$ a $0.27L + L/16 = 1.78 + 0.41 = 2.19$,

USAR 2.20 m .

Apoyo 3 :

Izquierda y derecha :

Cortar $1\emptyset 3/8''$ a $1.10L + d = 0.565 + 0.275 = 0.84$,

USAR 0.85 m .

Cortar $1\emptyset 1/2''$ a $0.24L + L/16 = 1.58 + 0.41 = 1.99$,

USAR 2.00 m .

Tramo 1-2 : en cada extremo

Cortar $1\emptyset 1/2''$ a $0.23L - d = 1.52 - 0.275 = 1.345 \text{ m}$.

USAR 1.25 m .

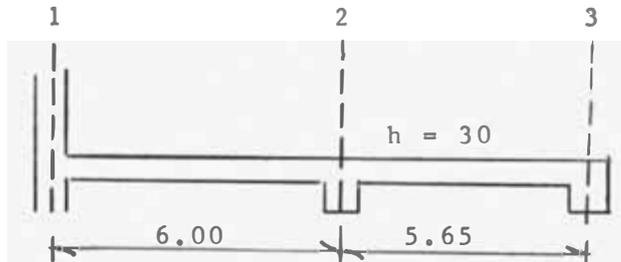
Tramo 2-3 : en cada extremo

Cortar $1\phi 3/8''$ $0.24L-d = 1.58-0.245 = 1.400,$

USAR 1.30 m

G.- DISEÑO DEL ALIGERADO TIPO VIII (PISOS 8 y 9)

Losa continúa de dos tramos

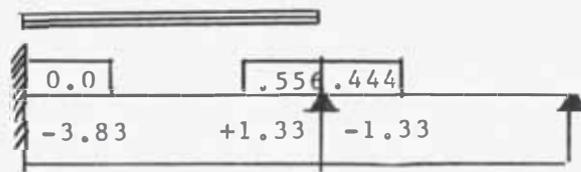


Apoyo 1 : muro de concreto de $b = 25$ cm.

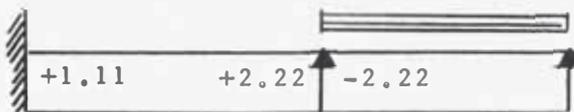
Apoyo 2 y 3 : viga de $b = 30$ cm.

a) Cálculo de Momento y cortantes para $w = 1.0T/m.$

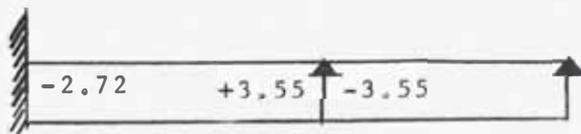
Primer juego de cargas:



Segundo juego de cargas



Para carga plena en todos los tramos, se tendrá:



Momentos isostáticos, para $w = 1.0$ T/m.

Tramo 1-2 : $M = wL^2/8 = 4.5$ T/m.

Tramo 2-3 : $M = wL^2/8 = 3.99$ T/m.

b) Combinación de cargas:

POSIBILIDAD I :

Carga muerta plena + carga viva plena consideramos losa de 0.30 porque en un primer tanteo, la losa aligerada de 0.25 da resultados críticos.

$w_{CM} = 0.360T/m, w_{CV} = 0.360T/m, w_M = 0.720T/m.$					
APOYO	COEF. MOM	MOM(Kg-m)	TRAMO	COEF.MOM	MOM.
1	-2.72	-1958	1-2	1.38	994
2	-3.55	-2556	2-3	2.46	1771
3	**				

** Se usará $M_{mín.}$

POSIBILIDAD II :

Carga muerta plena + carga viva tramo 1-2

APOYO	COEF M_{CM}	COEF. M_{CV}	M_{CM}	M_{CV}	M_u	TRAMO	M_u	$M_{isost.}$
1	-2.72	-3.83	-979	-1379	-2358	1-2	1220	3240
2	-3.55	-1.33	-1278	-479	-1757	2-3	740	1436

POSIBILIDAD III :

Carga muerta plena + carga viva tramo 2-3

APOYO	COEF M_{CM}	COEF M_{CV}	M_{CM}	M_{CV}	M_u	TRAMO	M_u	$M_{isost.}$
1	-2.72	+1.11	-979	+400	-579	1-2	400	1620
2	-3.55	-2.22	-1278	-799	-2077	2-3	1950	2873

c) Momentos de diseño :

Apoyo 1 • $M_u^- = 2358 \text{ K-m}$

Apoyo 2 • $M_u^- = 2556 \text{ ''}$

Apoyo 3 $M_u^- = M_{mín} \text{ ''}$

tramo 1-2 : $M^+ = 1220 \text{ K-m}$

tramo 2-3 : $M^+ = 1950 \text{ ''}$

d) Fuerzas cortantes :

Tramo 1-2 :

Corte isostático = $0.720 \times 6.00 \times 0.5 = 2160 \text{ Kgs.}$

Corte hiperestático = $(2556 - 1958) / 6 = 100 \text{ Kgs.}$

En apoyo 1 :

$$V = 2160 + 100 = 2260 \text{ Kgs.}$$

en la cara del apoyo:

$$V = 2260 - 0.720 \times 0.125 = 2170 > 1856 \text{ Kgs.}$$

requiere ensanche (alternar ladrillos b = 25, conforme)

$$X = \frac{2170 - 1856}{720} \quad 0.44 \text{ m,} \quad \text{USAR } 0.45 \text{ m.}$$

En apoyo 2 :

$$V = 2160 - 100 = 2060 \text{ Kgs.}$$

en la cara del apoyo:

$$V = 2060 - 100 = 1960 > 1856 \text{ Kgs.}$$

requiere ensanche (alternar ladrillos b = 25)

$$X = \frac{1960 - 1856}{720} \quad 0.114, \quad \text{USAR } 0.15 \text{ m.}$$

Tramo 2-3

$$\text{Corte isostático} = 2034$$

$$\text{Corte hiperestático} = 452$$

En apoyo 2 :

$$V = 2034 + 452 = 2486$$

en la cara del apoyo

$$V = 2486 - 100 = 2386 > 1856$$

requiere ensanche: $X = 0.73$, USAR 0.75 m.

En apoyo 3 : no es crítico.

e) Areas de acero:

Apoyo 1: 2Ø1/2"D

Apoyo 2: 2Ø1/2"D

Apoyo 3: 1Ø1/2"

tramo 1-2: 1Ø1/2"

tramo 2-3: 1Ø1/2"+1Ø3/8"

f) Cortado de varillas:

Apoyo 1:

$$\text{Cortar } 1\text{Ø}1/2 @ 0.60 + 0.275 = 0.875, \quad \text{USAR } 0.90$$

$$\text{Cortar } 1\text{Ø}1/2 @ 1.35 + 0.38 = 1.75, \quad \text{USAR } 1.75$$

Apoyo 2 : Izquierda

Cortar 1Ø1/2" @ 0.70+0.275 = 0.975, USAR 1.00

Cortar 1Ø1/2" @ 2.20+0.38 = 2.58, USAR 2.60

Derecha

Cortar 1Ø1/2" @ 0.70+0.275 = 0.975, USAR 1.00 m

Cortar 1Ø1/2" @ 1.80+0.38 = 2.18, USAR 2.20

Apoyo 3 :

Cortar 1Ø1/2" @ 1.15 m.

Tramo 2-3 :

Cortar 1Ø3/8 @ 1.80-0.275 = 1.525, USAR 1.40

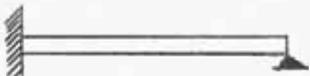
del eje del apoyo 4.

Cortar 1Ø3/8 @ 0.40m. del eje del apoyo 4.

H .- DISEÑO DE OTROS TIPOS DE ALIGERADOS

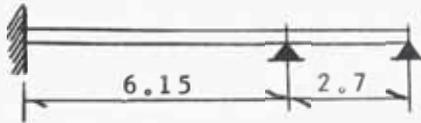
En la planta de restaurantes tenemos aligerados de un tramo a poyados en un extremo en placa y el otro en viga. Los momentos se encontraron de acuerdo a expresiones conocidas.

Por ejemplo:

a)  $M_{\text{máx}}^+ = \frac{9}{128} wL^2$
 $M_{\text{máx}}^- = \frac{1}{8} wL^2$

b)  $M_{\text{máx}}^+ = \frac{1}{8} wL^2$
 $M_{\text{máx}}^- = \frac{1}{24} wL^2$ pero $M_{\text{mín}}$

En la planta comercial del segundo piso tenemos:

 con diferente carga en cada tramo:

1er. tramo $w_{uv} = 720 \text{ Kg/m.}$
2do. tramo $w_{uv} = 770 \text{ Kg/m.}$

Los resultados se presentan en los planos respectivos.

I.- RESULTADOS DE TIPOS DE ALIGERADO

ALIGERADO	Peso kg/m ²	Asmín cm ²	M ⁺ _{mín} T-m	M ⁻ _{mín} T-m	M ⁺ _{máx} T-m	M ⁻ _{máx} T-m	V _{máx} T-m
25	360	0.75	0.774	0.614	5.00	2.48	1.52
30	400	0.92	1.030	0.980	6.81	3.70	1.856

ALIGNIVMET	DISEÑO	A P O Y O S						T R A M O S					
		1	2	3	4	5	6	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
V	MU (kg-m)	2340	1951	1908	1951	2340	---	1109	1500	1500	1109	---	
	VU (kg)	2070-2070	2034-2034	2034-2034	2034-2034	2070	---	---	---	---	---	---	
	Ensan (cm)	11.2-11.2	11.0-11.0	11.0-11.0	11.0-11.0	11.2	---	---	---	---	---	---	
	X (m)	0.30-0.30	0.25-0.25	0.25-0.25	0.25-0.25	0.30	---	---	---	---	---	---	
	As (φ)	2Ø1/2"D	1Ø1/2"D 1Ø3/8"D	1Ø1/2"D 1Ø3/8"D	1Ø1/2"D 1Ø3/8"D	2Ø1/2"D	---	1Ø1/2"	2Ø3/8"	2Ø3/8"	1Ø1/2"	---	
VI	MU (kg-m)	2557	2002	2038	1606	650	---	1180	1174	1304	274	---	
	VU (kg)	2160-2160	2034-2034	2034-2034	1188-1188	1188	---	---	---	---	---	---	
	Ens. (cm)	11.6-11.6	11.1-11.1	11.1-11.1	---	---	---	---	---	---	---	---	
	X (m)	0.42-0.42	0.25-0.25	0.25-0.25	---	---	---	---	---	---	---	---	
	As (φ)	2Ø1/2"D	2Ø1/2"D	2Ø1/2"D	1Ø1/2"D 1Ø3/8"D	1Ø1/2"D	---	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	---	
VII	MU (kg-m)	2671	2147	1891	2254	---	---	1435	1226	1109	---	---	
	VU (kg)	2210-2210	2034-2034	2034-2034	2034-2034	---	---	---	---	---	---	---	
	Ens. (cm)	11.9-11.9	11.1-11.1	11.1-11.1	11.1-11.1	---	---	---	---	---	---	---	
	X (m)	0.49-0.49	0.25-0.25	0.25-0.25	0.25-0.25	---	---	---	---	---	---	---	
	As (φ)	1Ø3/8"D 1Ø5/8"D	2Ø1/2"D	1Ø3/8"D 1Ø1/2"D	2Ø1/2"D	---	---	1Ø1/2D"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	---	
IX	MU (kg-m)	870	1760	1320	1320	1760	870	1495	910	910	910	1495	
	VU (kg)	1585-1823	1320-1320	1320-1320	1320-1320	1320	1823-1585	---	---	---	---	---	
	Ens. (cm)	---	---	---	---	---	12	---	---	---	---	---	
	X (m)	0.10-0.65	---	---	---	---	.65-.10	---	---	---	---	---	
	As (φ)	1Ø1/2"D	2Ø1/2"D	1Ø1/2"D 1Ø3/8"D	1Ø1/2"D 1Ø3/8"D	2Ø1/2"D	1Ø1/2D"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	1Ø1/2"	

3.2.- LOSA MACIZA

3.2.1 .- LOSA MACIZA ARMADA EN CADA DIRECCION

Trabaja como una viga de gran ancho y pequeño espesor.

El ancho a considerar es de 1.00 m y lo obtenido es válido para todas las franjas de un metro de la losa. Los espesores recomendados por las normas A.C.I por razones de deflexiones son:

$$h = \frac{L}{25} \text{ para extremos libremente apoyados}$$

$$h = \frac{L}{35} \text{ con un extremo continuo}$$

$$h = \frac{L}{35} \text{ con ambos extremos continuos}$$

$$h = \frac{L}{12} \text{ cuando es voladizo.}$$

El refuerzo se calculará con los mismos procedimientos estudiados para las vigas salvo las particularidades siguientes:

- a) Requiere del recubrimiento mínimo de 2 cms.
- b) Se coloca refuerzo especial para contrarrestar los efectos de la retracción del concreto y variaciones de temperatura se dispone perpendicularmente al refuerzo principal y en las cantidades mínimas:

$$A_s = 0.0025bh \text{ para varillas lisas}$$

$$A_s = 0.0020bh \text{ para varillas corrugadas con } f_y < 4200$$

$$A_s = 0.0018bh \text{ " " " con } f_y = 4200$$

- c) El refuerzo por corte es ineficaz con $h = 25$ cm.
- d) El refuerzo principal no será menor al refuerzo especial.
- e) La separación de varillas no será mayor a tres veces el espesor de losa ni mayor a 45 cm.

3.2.2 .- Características del diseño: Nivel S₂ de estacionamiento

1) Espesor: $h = \frac{L}{35} = \frac{575}{35} = 16.5$ cm.

se adopta $h = 20$ cm.

Peralte efectivo: $d = h - r = 20 - 2.5 = 17,5$ cm.

2) Metrado de cargas - Cargas permanentes

Peso propio de la losa $0.20 \times 1.00 \times 2400 = 480$ Kg/m.

Enlucido de cielo raso $100 \times 1.00 = 100$ Kg/m.

CM = 580 Kg/m.

sobrecarga:

carga viva ----- CV = 700 Kg/m.

Carga de rotura:

$$w = 1.5CM + 1.8CV = 1.5 \times 580 + 1.8 \times 700 = 870 + 1260,$$

$$w = 2130 \text{ Kg/m.}$$

3) Momento mínimo correspondiente a la cuantía mínima:

$$A_s = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ para } f_y = 4200$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3.6 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.85 \text{ cm.}$$

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 \times 3.6 \times 4200 (17.5 - 0.43)$$

$$M_u = 2.32 \text{ T-m.}$$

4) Momento correspondiente a la cuantía de deflexiones:

$$p = 0.18 f'_c / f_y = 0.009$$

$$A_s = 0.009 \times 100 \times 20 = 18 \text{ cm}^2$$

$$a = 4.23 \text{ cm.}$$

$$M_u = 10.48 \text{ T-m}$$

5) Momento correspondiente a la máxima cuantía

$$p = 0.75 p_b = 0.016$$

$$A_s = 0.016 \times 100 \times 20 = 32 \text{ cm}^2$$

$$a = 7.54 \text{ cm.}$$

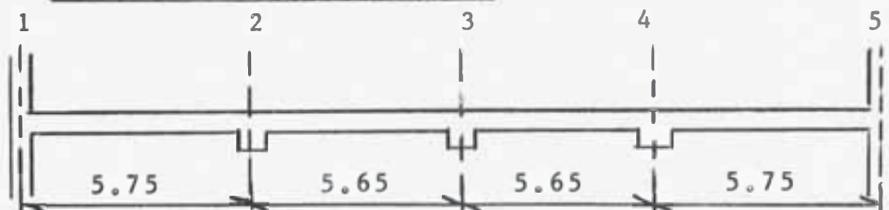
$$M_u = 16.62 \text{ T-m.}$$

6) Máxima fuerza cortante:

$$v_c = 0.5 \phi \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.15 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$V_{uc} = v_{uc} b d = 6.15 \times 100 \times 17.5 = 10,763 \text{ Kgs.}$$

3.2.3.- DISEÑO DE LA LOSA TIPO I.-



Losa continua de cuatro tramos apoyada exteriormente en muros de concreto e interiormente en vigas paralelas.

1) Cálculo de momentos:

Se obtienen de una distribución de momentos por el método de CROSS.

2) Combinaciones de carga para obtener esfuerzos máximos:

POSIBILIDAD I

Carga muerta plena + carga viva plena

APOYO	COEF MOM	MOM	TRAMO	COEF MOM	MOM
1	-2.79	-5,943	1-2	1.36	2,899
2	-2.71	-5,772	2-3	1.32	2,812
3	-2.65	-5,644	3-4	1.32	2,812
4	-2.71	-5,772	4-5	1.36	2,899
5	-2.79	-5,943			

POSIBILIDAD II

Carga muerta plena + carga viva en tramos 1-2 y 3-4

$$w_{CM} = 0.87 \text{ T/m} \quad w_{CV} = 1.26 \text{ T/m} \quad w_M = 2.13 \text{ T/m.}$$

APOYO	COEF M_{CM}	M_{CM}	COEF M_{CV}	M_{CV}	M_u	TRAMO	M_u	$M_{isost.}$
1	-2.79	-2427	-3.71	-4675	-7,102	1-2	3500	8797
2	-2.71	-2358	-0.86	-1084	-3,442	2-3	1084	3471
3	-2.65	-2306	-1.33	-1676	-3,982	3-4	4220	8499
4	-2.71	-2358	-1.85	-2331	-4,689	4-5	1778	3593
5	-2.79	-2427	+0.92	+1159	-1,268			

POSIBILIDAD III

Carga muerta plena + carga viva en tramos 2-3 y 4-5

APOYO	COEF M_{CM}	M_{CM}	COEF M_{CV}	M_{CV}	M_u	TRAMO	M_u	$M_{isost.}$
1	-2.79	-2427	+0.92	+1159	-1268	1-2	1778	3593
2	-2.71	-2358	-1.85	-2331	-4689	2-3	4210	8499
3	-2.65	-2306	-1.33	-1676	-3982	3-4	1084	3471
4	-2.71	-2358	-0.86	-1084	-3442	4-5	3500	8797
5	-2.79	-2427	-3.71	-4675	-7102			

3) Momentos máximos de diseño:

Apoyo 1 : $M_V^- = 7,102 \text{ Kg-m} < M_V$ por cuantía de deflexiones

$$\begin{aligned} \text{Apoyo 2 : } M_u^- &= 5,772 \\ \text{Apoyo 3 : } M_u^- &= 5,644 \\ \text{Apoyo 4 : } M_u^- &= 5,772 \\ \text{Apoyo 5 : } M_u^- &= 7,102 \\ \text{tramo 1-2 : } M^+ &= 3,500 \\ \text{tramo 2-3 : } M^+ &= 4,210 \\ \text{tramo 3-4 : } M^+ &= 4,220 \\ \text{tramo 4-5 : } M^+ &= 3,500 \end{aligned}$$

4) Fuerzas cortante en apoyos:

$$V_u = 0.5w_u L_1 = 0.5 \times 2130 \times 5.75 = 6124 \text{ Kgs} < V_{u\text{máx.}}$$

no es necesario hallar V_u a la distancia d de la cara de apoyo.

5) Areas de acero:

$$\begin{aligned} \text{Apoyos 1 y 5: } A_s &= 11.65 \text{ cm}^2 (\emptyset 1/2" @ .10) \text{ ó } (\emptyset 5/8" @ 17.3) \\ \text{Apoyos 2 y 4: } A_s &= 9.35 \text{ cm}^2 (\emptyset 1/2" @ .135) \text{ ó } (\emptyset 5/8" @ 21.2) \\ \text{Apoyo 3 : } A_s &= 9.07 \text{ cm}^2 (\emptyset 1/2" @ .14) \text{ ó } (\emptyset 5/8" @ 21.8) \\ \text{tramos 1-2 y 4-5 : } A_s &= 5.5 \text{ cm}^2 (\emptyset 1/2" @ .23) \text{ ó } (\emptyset 5/8" @ 36.0) \\ \text{tramos 2-3 y 3-4: } A_s &= 6.65 \text{ cm}^2 (\emptyset 1/2" @ .19.1) \text{ ó } (\emptyset 5/8" @ .30) \end{aligned}$$

6) Refuerzo por retracción y temperatura:

Usando varillas corrugadas de $\emptyset 3/8"$ con $f_y = 2,800 \text{ Kgs/cm}^2$ se tendrá $A_{smín} = 0.0020 \times 100 \times 17.5 = 3.5 \text{ cm}^2/\text{m}$. espaciados a

$$S = 20 \text{ cm.}$$

La disposición del refuerzo principal es idéntico al de vigas y se ha considerado la longitud mínima de anclaje a partir del punto teórico de corte o sea

$$L_d = 55 \text{ cm para } \emptyset 5/8"$$

$$L_d = 70 \text{ cm. para } \emptyset 3/4"$$

3.1.7.3 RESULTADOS DE DISEÑO DE LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCION

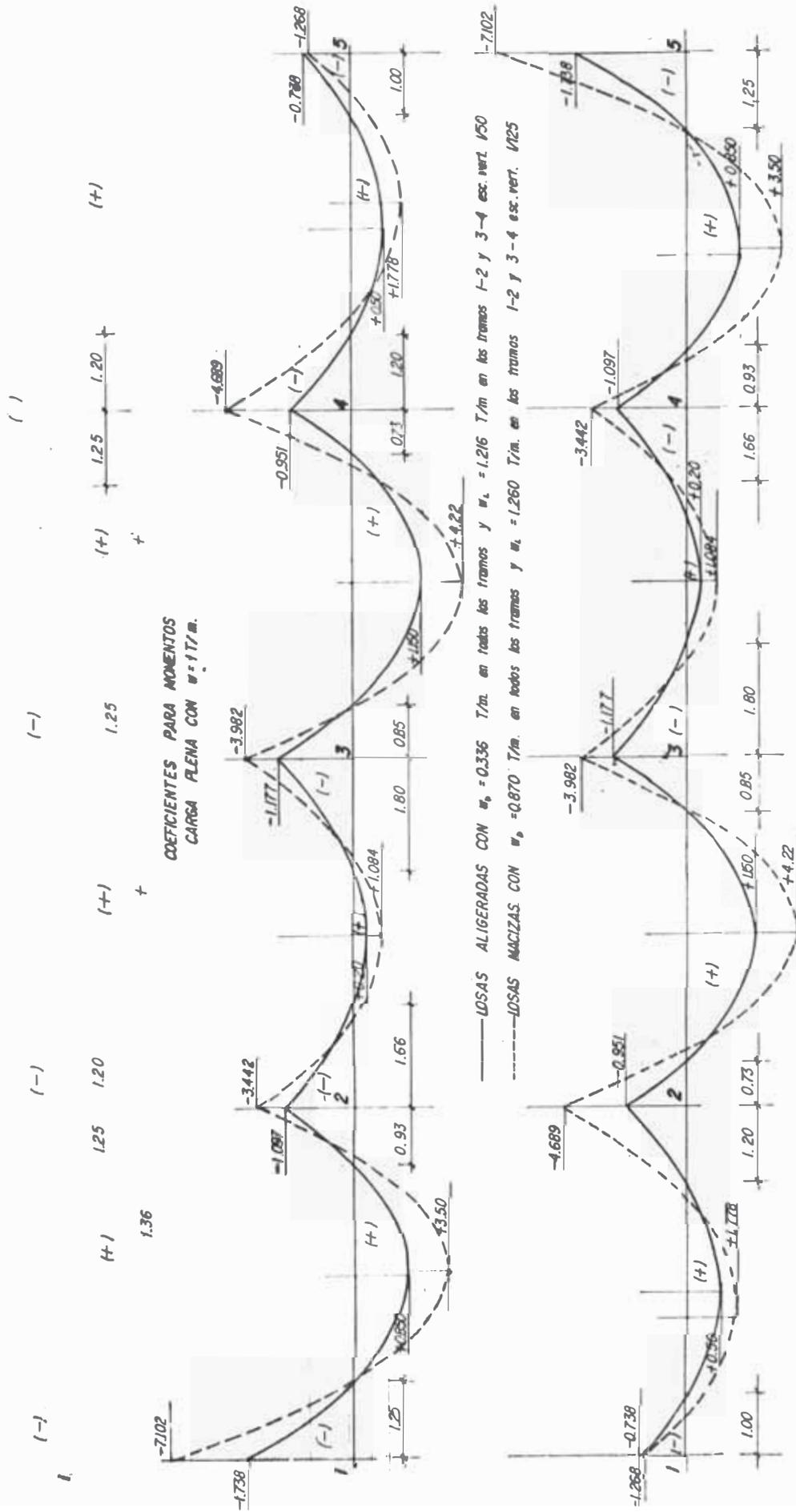
NIVEL DE ESTACIONAMIENTO

APOYO y TRAMO	LOSA TIPO II			LOSA TIPO III			LOSA TIPO IV		
	MOM MAX	As	Varillas	MOM MAX	As	Varillas	MOM MAX	As	Varillas
	Kg-m	cm ²	Ø D	T - m	cm ²	Ø D	T - m	cm ²	Ø D
1	7,737	12.8	Ø5/8" @ .155	8,066	13.3	Ø5/8" @ .15	2,833	4.5	Ø5/8" @ .44
2	5,921	9.7	Ø5/8" @ .20	6,177	10.0	Ø5/8" @ .20	7,306	12.0	Ø5/8" @ .165
3	6,020	9.8	Ø5/8" @ .20	5,517	8.9	Ø5/8" @ .22	5,155	8.3	Ø5/8" @ .238
4	4,808	7.7	Ø5/8" @ .25	6,838	11.2	Ø5/8" @ .175	6,837	11.2	Ø5/8" @ .177
5	2,152	3.5	Ø1/2" @ .35	---	---	-----	10,160	16.75	Ø5/8" @ .115
1-2	3,975	6.25	Ø5/8" @ .31	4,200	6.65	Ø5/8" @ .30	6,901	11.5	Ø5/8" @ .17
2-3	3,840	6.00	Ø5/8" @ .33	3,920	6.20	Ø5/8" @ .32	5,581	9.1	Ø5/8" @ .218
3-4	4,020	6.40	Ø5/8" @ .31	3,350	6.0	Ø5/8" @ .33	6,007	9.8	Ø5/8" @ .20
4-5	1,030	3.5	Ø1/2" @ .35	---	---	-----	5,219	8.4	Ø5/8" @ .235

de muro

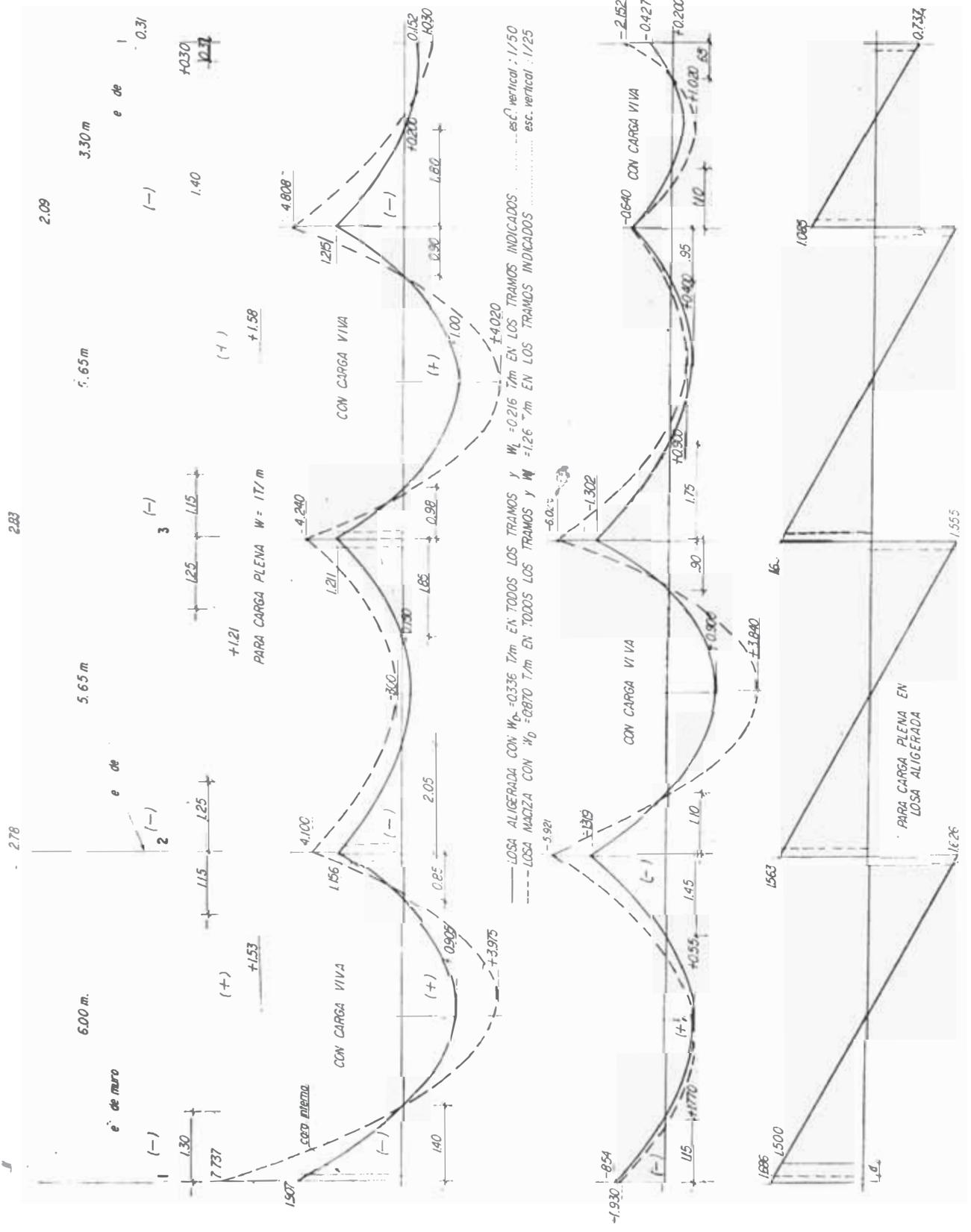
65

-2.71



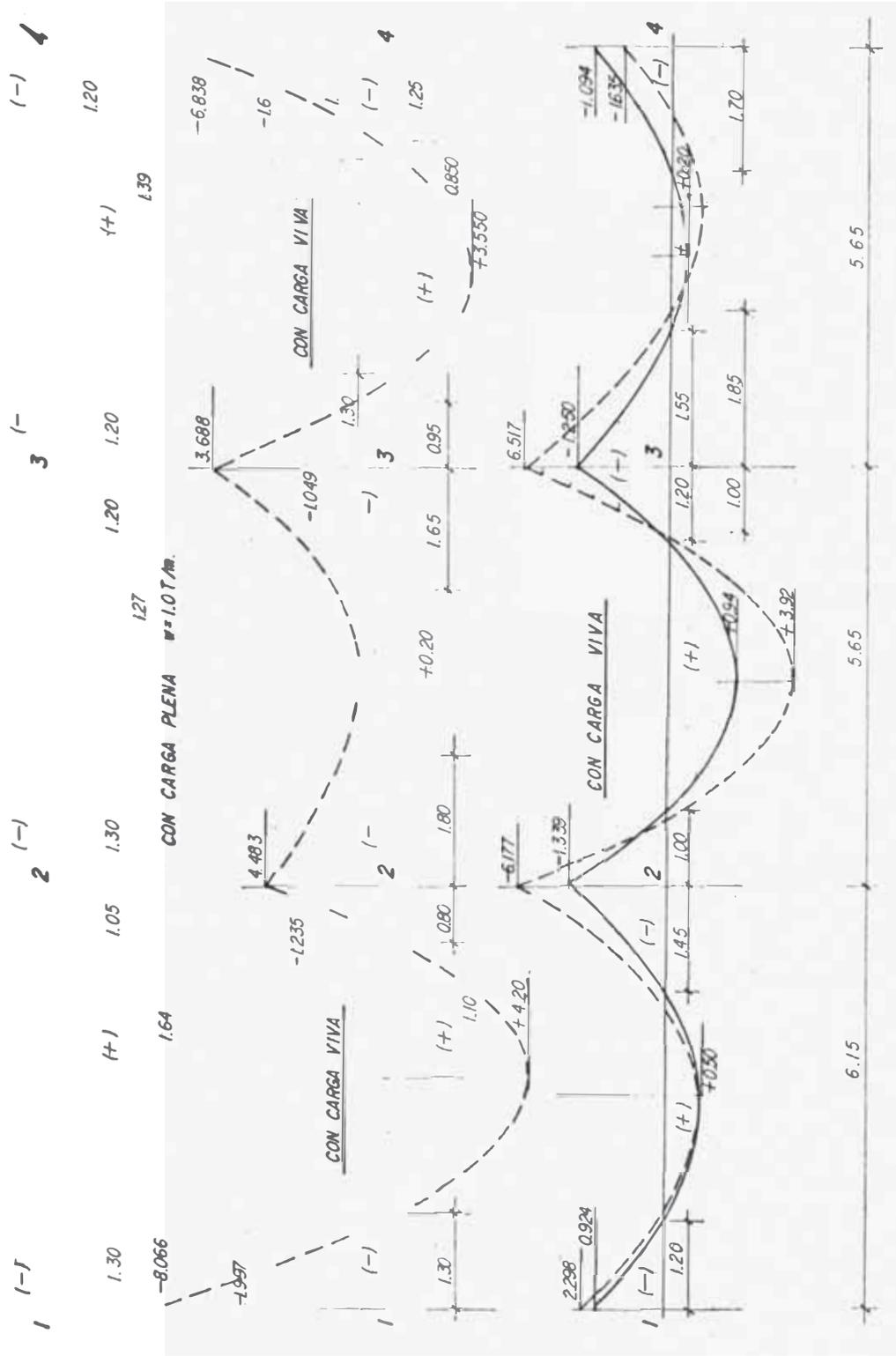
— LOSAS ALIG. CON $w_p = 0.336$ T/m. en todos los tramos y $w_L = 0.216$ T/m. en los tramos 2-3 y 4-5 esc. vert. 1/50
 - - - - - LOSAS MACIZAS CON $w_p = 0.870$ T/m. en todos los tramos y $w_L = 1.260$ T/m. en los tramos 2-3 y 4-5 esc. vert. 1/25

ALIGERADO TIPO II



ALIGERADO TIPO III

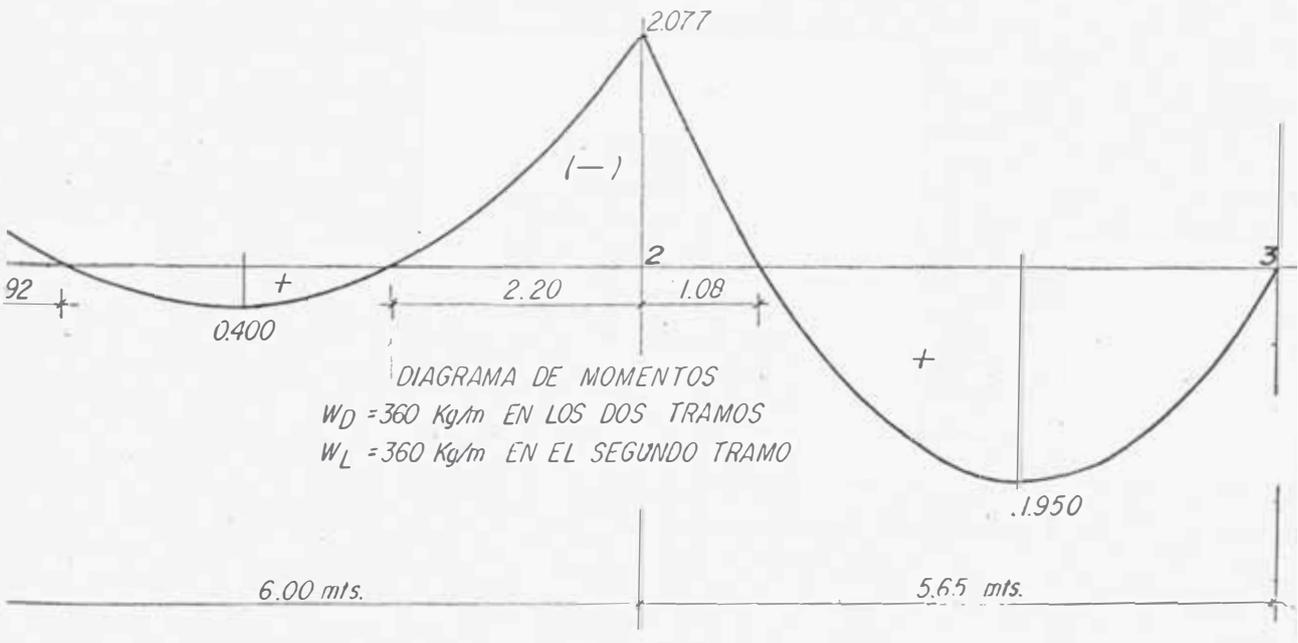
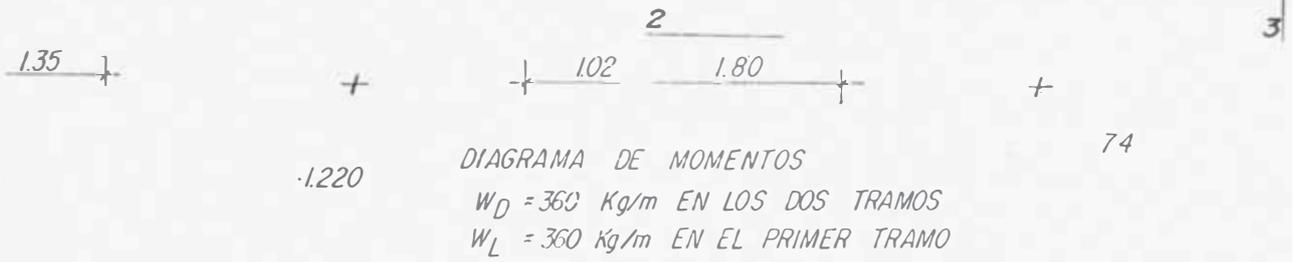
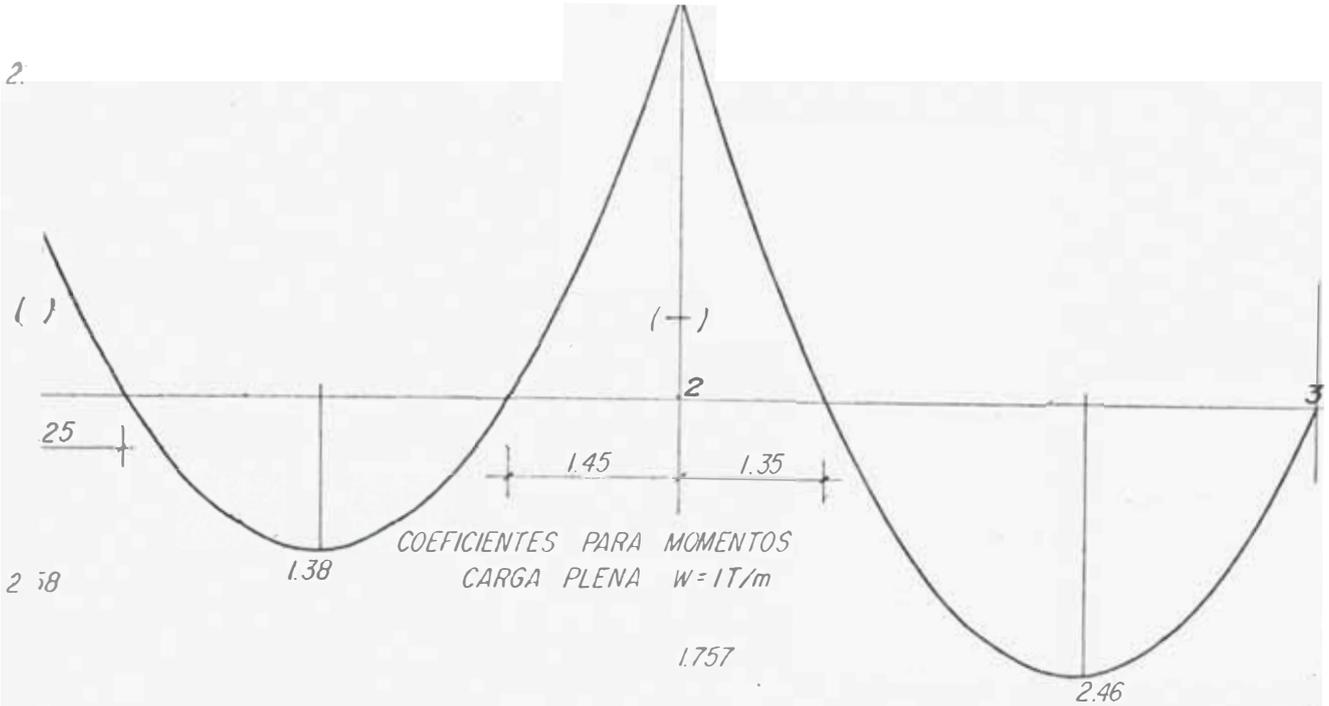
- .69



ALIGERADO TIPO VIII

ESCALA. 1/50

355



C A P I T U L O I V

A N A L I S I S S I S M I C O

4.1 Método general de Análisis

4
A
N
A
L
I
S
S
I
S
M
I
C
O

- 4.21 Coeficientes sísmicos para edificios estructurales.
- 4.22 Cálculo de UKCP y determinación de cortantes nivel a nivel.
- 4.2 Análisis en el sentido principal.
 - 4.23 Cálculo de rigideces
 - 4.24 Cálculo de factores D en columnas.
 - 4.25 Análisis como libre volado.
 - 4.26 Proceso de interacción
 - 4.27 Resultados.
- 4.3 Análisis en el sentido secundario.
 - 4.31 Cálculo de UKCP y determinación de cortantes nivel a nivel.
 - 4.32 Cálculo de rigideces
 - 4.33 Cálculo de factores D en columnas.
 - 4.34 Análisis como libre volado
 - 4.35 Proceso de interacción
 - 4.36 Resultados.
 - 4.37 Momentos en columna : Eje 2-E

4.1 Método General de Análisis

El principio básico del método Muto es distribuir el corte lateral en un piso cualquiera entre los elementos resistentes de ese piso. Esta distribución es hecha en proporción a los coeficientes de distribución, valor D, de estos elementos.

Definición del valor D (coeficiente de distribución)

El valor D de los elementos resistentes en un piso cualquiera es la fuerza de corte que actúa en el elemento cuando el desplazamiento relativo en el piso considerado tiene un valor unitario.

Principios

- 1.- En el análisis solo se considera la componente horizontal de la fuerza sísmica. La fuerza horizontal se asume que actúa separadamente en las direcciones longitudinales y transversales.
- 2.- Se asume que la fuerza sísmica actúa en el nivel de cada piso.
- 3.- Se considera que las estructuras de los pisos son rígidos en la dirección horizontal. Por consiguiente los elementos resistentes en cualquier piso tienen el mismo desplazamiento horizontal relativo.
- 4.- La distribución del corte y el análisis de esfuerzos de los elementos resistentes será hecho de acuerdo a la teoría elástica. Cuando exista excentricidad entre el centro de corte (centro de masas G) y el centro de rigidez (centro de valores D), la torsión debe tomarse en cuenta.
- 6.- Es recomendable, donde sea necesario establecer las consideraciones para prevenir el asentamiento, el desplazamiento lateral o la rotación.

Valores D en columnas .-

En general podemos escribir $D = a k_c$

de : $0 < a < 1$ (salvo casos especiales)

$$y \quad k_c = \frac{1}{h} \cdot \frac{1}{k_o}$$

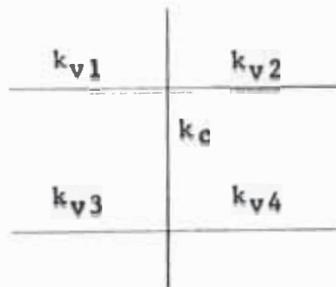
h = altura de piso

k_o = valor de referencia

El valor D en las columnas depende del grado de empotramiento que tengan ellas en sus extremos. En los pórticos abiertos (columnas y vigas) ese grado de empotramiento está en función de la relación de rigideces que existe entre las vigas que llegan a la columna y la rigidez de la columna. Esta relación se designa como \bar{k} .

Fórmulas aproximadas :

Caso 1 General

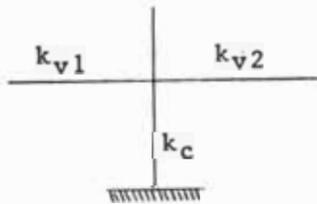


altura de piso uniforme

$$\bar{k} = \frac{k_{v1} + k_{v2} + k_{v3} + k_{v4}}{2k_c}$$

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

Caso 2 Un extremo empotrado

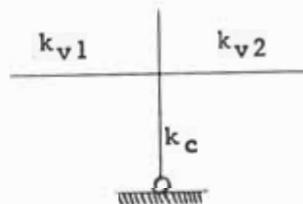


altura de piso uniforme

$$\bar{k} = \frac{k_{v1} + k_{v2}}{k_c}$$

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

Caso 3 Un extremo articulado

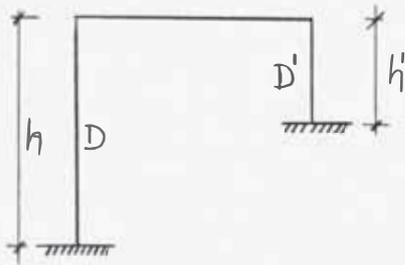


altura de piso uniforme

$$\bar{k} = \frac{k_{v1} + k_{v2}}{k_c}$$

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

Caso 4 Una columna de altura h' que difiere de la altura standard h .

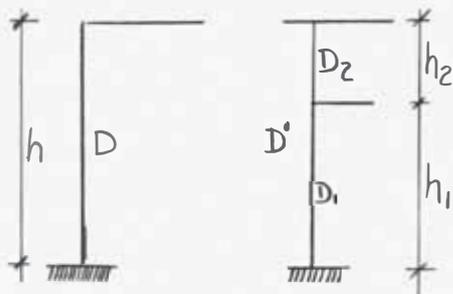


$$D' = ak'_c \text{ unidad } \left(\frac{12 E k_o}{h'^2} \right)$$

$$k'_c = \frac{1}{h'} \times \frac{1}{k_o}$$

$$D' = a \left(\frac{h}{h'} \right)^2 k'_c \text{ unidad } \left(\frac{12 E k_o}{h^2} \right)$$

Caso 5 Una columna compuesta de dos tramos cortos de alturas h_1 y h_2 las cuales sumadas dan la altura standard h .



$$D' = \frac{1}{\frac{1}{D_1} \left(\frac{h_1}{h} \right)^2 + \frac{1}{D_2} \left(\frac{h_2}{h} \right)^2}$$

Deformación por corte .-

La deflexión en el piso n está dado por :

$$\delta_{sn} = \frac{R V_n h_n \beta}{G A_{wn}}$$

β = coeficiente de deformación plástica (1 a 10)

R = coeficiente del ángulo cortante (1.0 - 1.2)

V_n = fuerza cortante en el paso n

h_n = altura del piso

G = módulo elástico al corte

A_{wn} = área de la sección en el piso considerado n

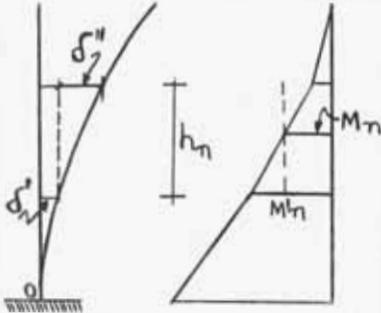
Usando la Unidad común $h_n^2/12 E k_o$

$$R = \frac{V_n}{A_{wn}} = A_{sn}$$

$E/G = 2.3$ (en concreto)

obtendremos : $\delta_{sn} = \Delta_{sn} \times \frac{27.6 k_o \beta}{h_n}$

Deformación de flexión



$$\delta_{Bn} = \delta' + \delta''$$

δ' = deflexión por rotación del punto 0.

δ'' = deflexión debido al diagrama de momento del piso.

Se asumen diagramas rectangulares en cada piso, tenemos :

$$\delta' = \theta h_n = \left(\sum_1^{n-1} \frac{M_i h_i}{E I_i} \right) h_n$$

$$\delta'' = \frac{1}{2} \frac{M_n}{EI_n} h_n^2$$

tomando como unidad el valor

$$\frac{h_n^2}{12 E k_o}$$

$$k_{wn} = \frac{I_n}{h_n} \frac{1}{k_o}$$

y reemplazando

$$\Delta_{Bn} = \sum_1^{n-1} \frac{M_i}{k_{wi}} \frac{1}{2} \frac{M_n}{k_{wn}}$$

obtendremos

$$\delta_{Bn} = 4 \Delta_{Bn} \frac{3}{h_n}$$

Interacción entre Muros y Pórticos

En edificios bajos no es necesario hacer un análisis elaborado y bastará con analizar la placa como libre voladizo.

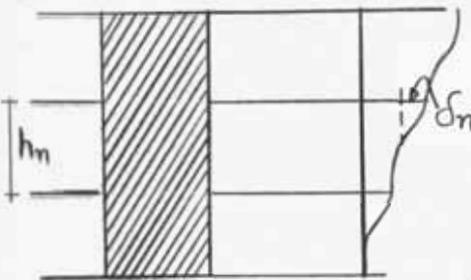
En edificios altos, las deformaciones por flexión tienen gran importancia y las rotaciones de los muros producen fuerzas cortantes y

momentos flexionantes de gran importancia en las vigas que descansan sobre ellos.

Método aproximado :

- 1.- Asumir una distribución del corte y calcular las deformaciones de la pared como si fuera voladizo.
- 2 - Aceptar por hipótesis de continuidad de la estructura, que los miembros de borde guardan una deformación continua con la placa. De acuerdo a esto :

Rotación de la columna :



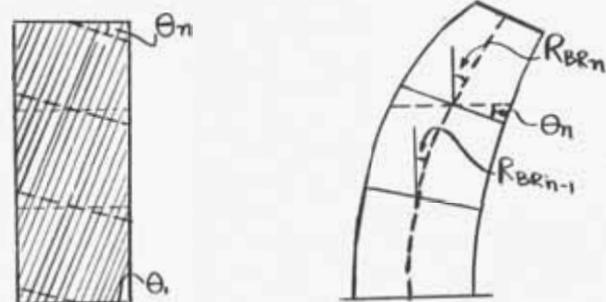
$$R_n = \frac{\delta_n}{h_n}$$

$$\delta_n = \frac{V_n}{D_{wn}} \quad \text{unidad} \quad \frac{h_n^2}{12 E k_o}$$

$$R_n = \frac{V_n}{D_{wn}} \cdot \frac{h_n^2}{12 E k_o} \cdot \frac{1}{h_n}$$

$$R_n = \frac{V_n}{D_{wn}} \cdot \frac{h_n}{2} \quad \text{unidad} \quad \frac{1}{6 E k_o}$$

Rotación de la placa :



Abajo : θ_1 : rotación de la fundación

Piso intermedio : θ_n se calcula como el valor promedio de los valores R_{BRn} de los Pisos adyacentes

La rotación $R_{BRn} = R_n - R_{sn}$

donde R_n : rotación total considerando deformación total.

R_{sn} : rotación debida a deformación por corte

R_{BRn} : rotación debida a la flexión más la rotación por fundación.

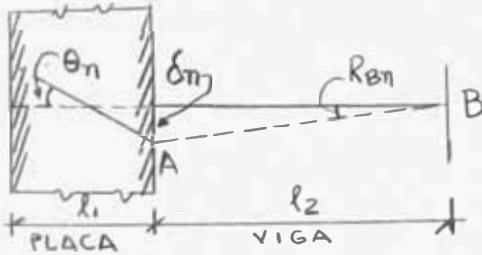
todas las rotaciones expresadas en la unidad $1/6 E k_o$

La rotación R_{sn} :

$$R_{sn} = \frac{\delta_{sn}}{h_n} \text{ unidad } \frac{h_n}{12 E k_o}$$

$$R_{sn} = \delta_{sn} \frac{h_n}{2} \text{ unidad } \frac{1}{6 E k_o}$$

Rotación de la viga :

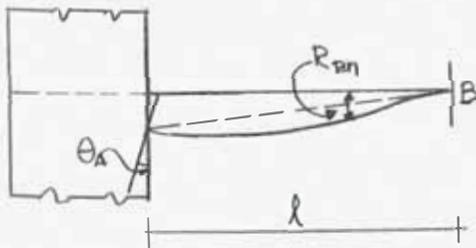


$$R_{Bn} = - \frac{\delta_n}{l_2}$$

$$\delta_n = \theta_n \frac{l_1}{2}$$

$$R_{Bn} = - \frac{\theta_n}{2} \frac{l_1}{l_2}$$

- 3.- Calcular los momentos fijos de empotramiento debido a las deformaciones indicadas, aplicando el método de distribución de momentos encontrar los esfuerzos en el pórtico. Usar un ciclo de distribución.



θ_A = rotación en la pared

$$\theta_B = 0$$

$$M_{AB} = \frac{2 EI}{l} (2\theta_A + \theta_B - 3 \frac{\delta}{l})$$

$$M_{BA} = \frac{2 EI}{l} (\theta_A + 2\theta_B - 3 \frac{\delta}{l})$$

las rotaciones tienen como unidad

$$\frac{1}{6 E k_o}$$

$$M_{AB} = \frac{KVIGA}{3} (2\theta_A - 3R_B) \quad \text{donde :}$$

$$M_{BA} = \frac{kv}{3} (\theta_A - 3 R_B)$$

$$R_B = \frac{\delta}{l}$$

En las columnas :

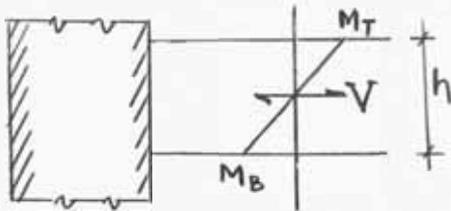


$\theta_A = \theta_B = 0$ R rotación de la columna

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{2 Ek}{6 E k_0} (-3R)$$

$$M_{AB} = M_{BA} = - R k_c$$

4.- Encontrar los valores D de las columnas adyacentes en el plano de la pared

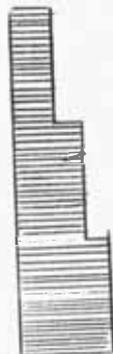
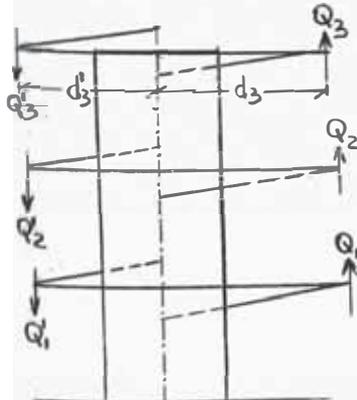


$$V = \frac{M_B + M_T}{h}$$

$$\frac{v}{\delta} = \frac{M_B + M_T}{\delta h} = \frac{M_B + M_T}{h^2 R}$$

$$D_n = \frac{V_n}{\sigma_n} = \frac{M_B + M_T}{2R} \dots \text{unidad} \quad \frac{12 E k_0}{h^2}$$

5.- Se determinan las reacciones de la viga a la pared y se calcula el momento adicional que estas producen y que se llama efecto de borde.

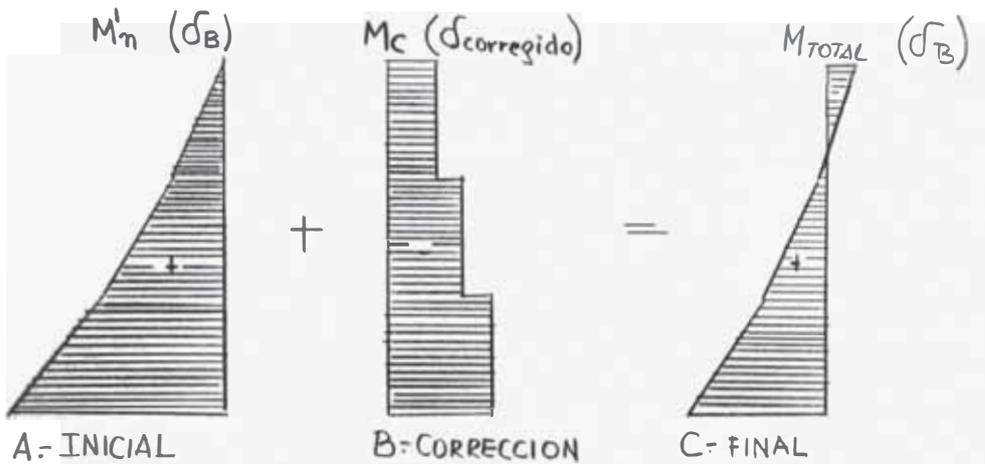


$$M_3 = Q_3 d_3 + Q_3' d_3'$$

$$M_2 = Q_2 d_2 + Q_2' d_2' + M_3$$

$$M_1 = Q_1 d_1 + Q_1' d_1' + M_2$$

6.- Corrección de los momentos de flexión en la pared



.- Con estos diagramas de momentos corregidos se pueden chequear los valores de los deflexiones y de D antes hallados.

Del momento final se obtiene la deformación B por flexión se le suman las deformaciones iniciales por corte y por rotación (si la hay) y se determinan los valores D.

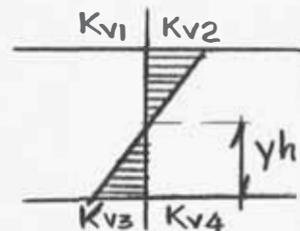
8.- Se comparan los valores D iniciales y finales y si la diferencia es considerable se repite el Proceso a partir del paso tercero.

Punto de Inflexión y Momentos de Flexión en Columnas

a).- Punto de Inflexión.- Se calcula con :

$$Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$$

donde :

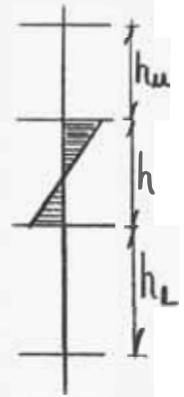


Y_0 : porcentaje inicial de la altura standard que se determina con \bar{K} y la ubicación del piso n (ver tabla 1 A)

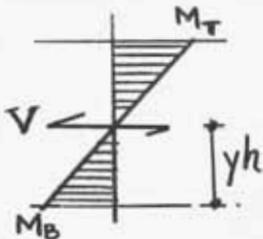
Y_1 : término de corrección debido a la variación de valores entre rigideces de las vigas superiores inferiores. Se da en la tabla 2 en función de $\alpha_1 = \frac{K_{v1} + K_{v2}}{K_{v3} + K_{v4}}$

Y_2 : Término de corrección debido a la variación de la altura del piso adyacente superior. Se da en la tabla 3 como una función de $\alpha_2 = \frac{h_u}{h}$

Y_3 : Término de corrección debido a la variación de la altura del piso adyacente inferior. Se da en la tabla 3 como una función de $\alpha_3 = \frac{h_L}{h}$



b).- Momento de Flexión en las Columnas

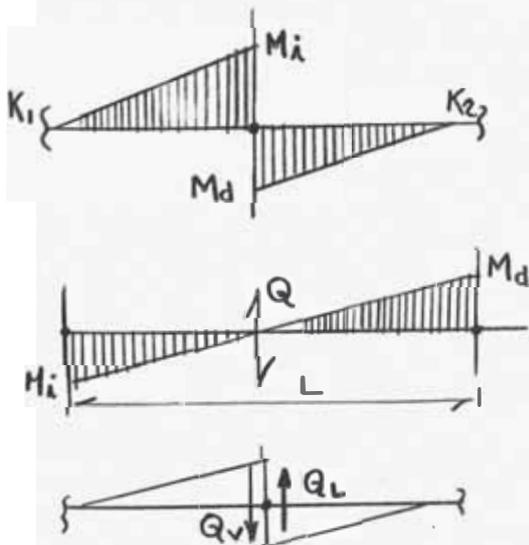


$$M_B = Vh_y$$

$$M_T = Vh (1-y)$$

Momentos en las vigas y fuerza axial en las columnas

En los extremos, son determinados por la distribución en un nudo de la suma de los momentos extremos de las columna superior e inferior proporcionalmente a las rigideces. La fuerza cortante de una viga se calcula dividiendo la suma de los momentos extremos por la longitud de la viga. La fuerza axial en una columna se determina sumando las fuerzas cortantes de las vigas desde el tope hasta el piso que se está considerando.



$$M_d = \sum M_c \frac{k_L}{k_1 + k_2}$$

$$M_i = \sum M_c \frac{k_2}{k_1 + k_2}$$

$$Q = \frac{(M_i) + (M_d)}{L}$$

$$M = \sum Q_v - \sum Q_L$$

$$\sum Q_v > \sum Q_L \quad N : \downarrow$$

$$\sum Q_v < \sum Q_L \quad N : \uparrow$$

FUERZA SÍSMICA DISTRIBUIDA TRIÁNGULO N

N° de ubic. en el piso	Y ₀ : ALTURA STANDAR DEL PUNTO DE INFLEXION													
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
9	.25	.00	.15	.20	.15	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45	.45
8	.00	.20	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50	.50
7	.15	.30	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
6	.25	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50
5	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50
4	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
3	.60	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
2	.85	.65	.60	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50
1	1.35	1.00	.90	.80	.75	.75	.75	.70	.65	.65	.60	.55	.55	.55
10	.25	.0	.15	.20	.25	.30	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45
9	.05	.20	.30	.35	.35	.40	.40	.40	.40	.40	.40	.40	.40	.40
8	.10	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50
7	.20	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
6	.30	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
5	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50
4	.50	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
3	.60	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
2	.85	.65	.60	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50
1	1.35	1.00	.90	.80	.75	.75	.75	.70	.65	.65	.60	.55	.55	.55
11	.25	.0	.15	.20	.25	.30	.30	.30	.35	.35	.40	.45	.45	.45
10	.05	.20	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.50	.50
9	.10	.30	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50
8	.20	.35	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
7	.25	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50
6	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50
5	.40	.44	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
4	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
3	.65	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
2	.85	.65	.60	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50
1	1.35	1.05	.90	.80	.75	.75	.75	.70	.65	.65	.60	.55	.55	.55
12 o más	.30	.10	.20	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45
11	.05	.25	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50
10	.15	.30	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
9	.25	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50
8	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50
7	.40	.44	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
6	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
5	.65	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
4	.85	.65	.60	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50
3	1.35	1.05	.90	.80	.75	.75	.75	.70	.65	.65	.60	.55	.55	.55
2	.30	.10	.20	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45
1	.05	.25	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50
10	.15	.30	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50
9	.25	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50
8	.35	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50
7	.40	.44	.45	.45	.45	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
6	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
5	.65	.55	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50	.50
4	.85	.65	.60	.55	.55	.55	.55	.55	.55	.50	.50	.50	.50	.50
3	1.35	1.05	.90	.80	.75	.75	.75	.70	.65	.65	.60	.55	.55	.55
2	.30	.10	.20	.25	.30	.35	.40	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45
1	.05	.25	.35	.40	.40	.40	.45	.45	.45	.45	.45	.50	.50	.50

.65	.40	.30	.25	.20	.20	.15	.15	.15	.15	.15	.15	.05	.05	.05	.05	.05
.45	.30	.20	.20	.15	.15	.10	.10	.10	.10	.10	.10	.05	.05	.05	.05	.05
.30	.20	.15	.15	.10	.10	.10	.10	.10	.10	.10	.10	.05	.05	.05	.05	.05
.20	.15	.10	.10	.10	.10	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05
.15	.10	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05
.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05	.05

$$a_1 = \frac{k_{bu}}{k_b}$$

$k_{bu} = k_{b1} + k_{b2}$ α_1 No se considera en el primer piso.
 Cuando k_{bu} es mayor que k_b use el inverso.
 la relación = k_b / k_{bu} , de valores negativos entonces.

$$k_b = k_{b3} + k_{b4}$$



TABLA 3 - VALORES DE LOS TERMINOS DE CORRECCION γ_2 e γ_3

γ_2 : Término del piso superior
 γ_3 : Término del piso inferior

		k													
		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
α_2	1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
	0	.25	.15	.10	.10	.10	.10	.10	.10	.10	.05	.05	.05	.05	.05
α_3	1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
	0	.25	.15	.10	.10	.10	.10	.10	.10	.10	.05	.05	.05	.05	.05

Para:
 γ_2 : usar $\alpha_2 = \frac{h_u}{h}$ positivo si $\alpha_2 > 1$
 γ_3 : usar $\alpha_3 = \frac{h_l}{h}$ positivo si $\alpha_3 < 1$
 No usar γ_2 para el último piso inferior o γ_3 para el primer piso



4.2 ANALISIS EN EL SENTIDO

PRINCIPAL

4.21 COEFICIENTES SISMICOS PARA EDIFICIOS ESTRUCTURALES

De acuerdo al Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, la fuerza horizontal que se tiene en cuenta para diseñar un edificio es tá representada por la expresión :

$$H = U K C P$$

En donde :

- U es un coeficiente sísmico que está de acuerdo con la región sísmica y al uso de la edificación.
- K es un factor de modificación en el que se tiene en cuenta la respuesta de una estructura a la onda sísmica considerando su grado de amortiguamiento, flexibilidad, ductilidad y capacidad de absorción de energía. Se mide de acuerdo al tipo de estructuración.
- C Es un factor que determina el porcentaje de la carga permanente más una parte de la sobrecarga que debe tomarse como cortan te en la base. Está expresado por la fórmula :

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

donde T, es el período de vibración fundamental y depende de las características estructurales y de la distribución de masas de la edificación.

- P es la carga permanente total del edificio más un porcentaje de la sobrecarga. Se considera :

$$P = \text{Carga permanente} + 0.25 \text{ sobrecarga} = W$$

4.22 CALCULO DE UKCP Y DETERMINACION DE CORTANTES EN LOS NIVELES

1.- Coeficiente U :

Región : 2

Uso de la edificación : Tipo B, considerándola de las construcciones comunes.

Luego $U = 0.8$

2.- Coeficiente K :

Tipo de estructuraciones : Q

Luego $K = 1.0$

3.- Coeficiente C :

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{donde} \quad T = \frac{0.05h}{\sqrt{D}}$$

h = altura total del edificio respecto al nivel del suelo

D = dimensión del edificio en la dirección considerada.

Por Lo tanto : $h = 33.35\text{m.}$

$$D = \frac{30.90 + 13.80}{2} = 22.35\text{m.}$$

el valor D se ha tomado como promedio de dos direcciones

$$\text{Período } T = \frac{0.05 \times 33.35}{\sqrt{22.35}} = 0.353$$

$$\text{Luego } C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.353}} = 0.0708$$

4.- Fuerza que actúa a nivel del terreno H :

$$H = UKCP = 0.8 \times 1.0 \times 0.0708P = 0.05664 P$$

$P = 5,040.5 \text{ Tn.}$

Cortante en el sentido del pórtico principal

$$H = 0.05664 \times 5040.5 = 285.5 \text{ Tn.}$$

DISTRIBUCION DEL CORTANTE EN LOS NIVELES

N	w_i (Tn.)	h_i (m.)	$w_i h_i$ (Tn-m)	$0.95H \frac{F_k w_i h_i}{\sum w_i h_i}$	CORTANTE
10	335.4	33.35	11,185.6	38.3	38.3 + 31.9 = 70.2
9	485.4	29.00	14,076.6	48.2	118.4
8	472.2	25.00	11,805.0	40.4	158.8
7	441.3	21.90	9,664.5	33.1	191.9
6	441.3	18.80	8,296.4	28.4	220.3
5	446.6	15.70	6,980.2	23.9	244.2
4	447.9	12.60	5,643.5	19.3	263.5
3	447.9	9.50	4,255.1	14.6	278.1
2	749.4	6.40	4,796.2	16.4	294.5
1	775.1	3.30	2,557.8	8.8	303.3
$\Sigma =$			79,260.9		

NOTA .-

- a) Se toma en cuenta el 95% de la fuerza cortante por analizarse un edificio poco esbelto.
- b) El 5% restante se considera concentrado en la parte alta del edificio para tomar los efectos de chicoteo (otros modos).

5% de H = 285.5 x 0.05 = 14.3 Tn.

- c) La fuerza adicional de 31.9 Tn. en los niveles se deben a lo siguiente : 5% de H + 20% carga en la azotea.

Tanque de agua = 55,130 Kg.

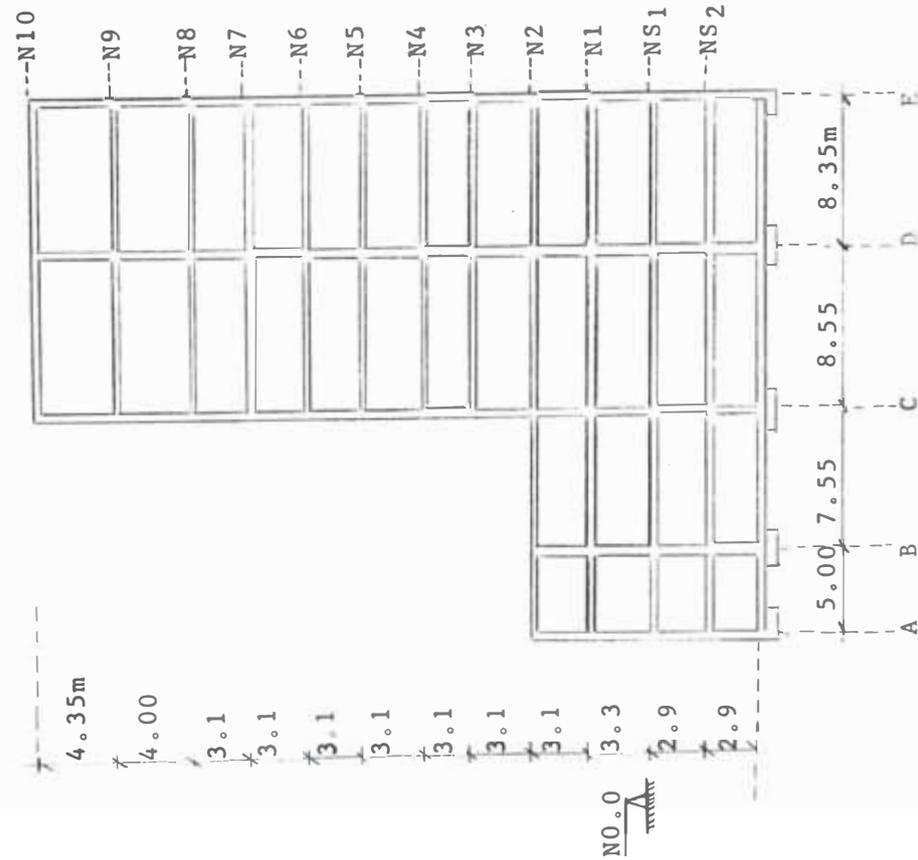
Caseta de máquinas = 33,050

Carga total en la azotea = 88,200 Kg.

Luego : Fuerza adicional = 14.3 + 0.2 x 88.20 = 31.9 Tn.

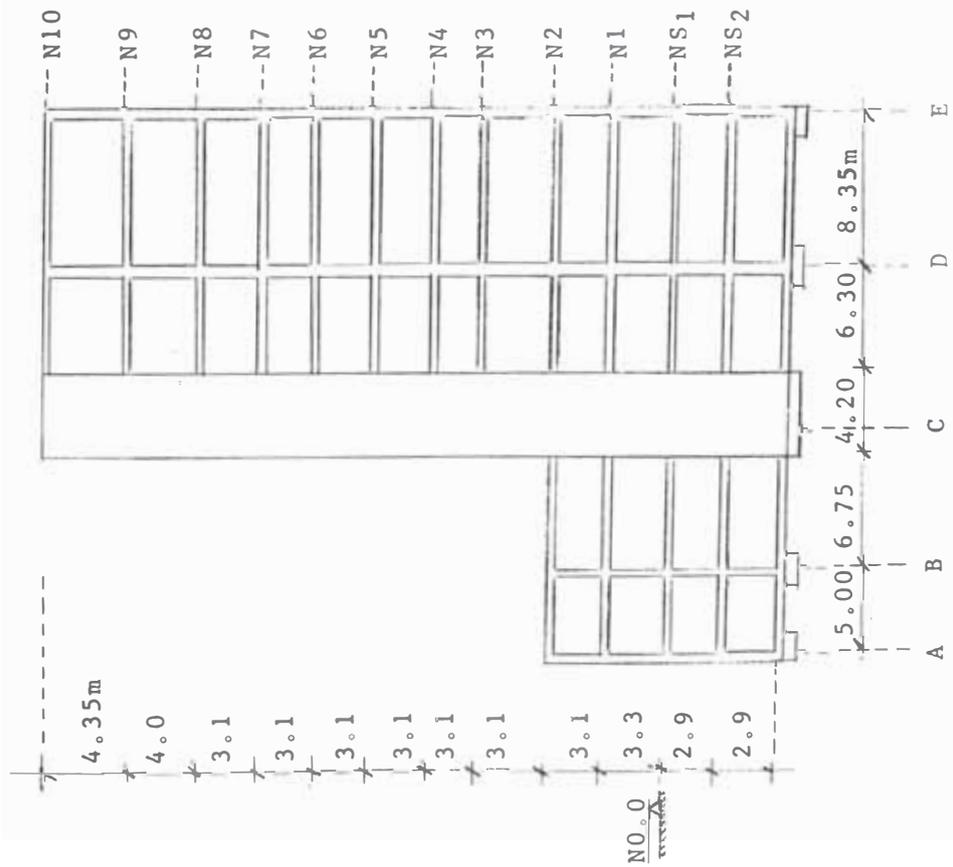
4.23 CALCULO DE RIGIDEZES DE RIGIDEZES

PORTICOS PRINCIPALES 2 Y 3



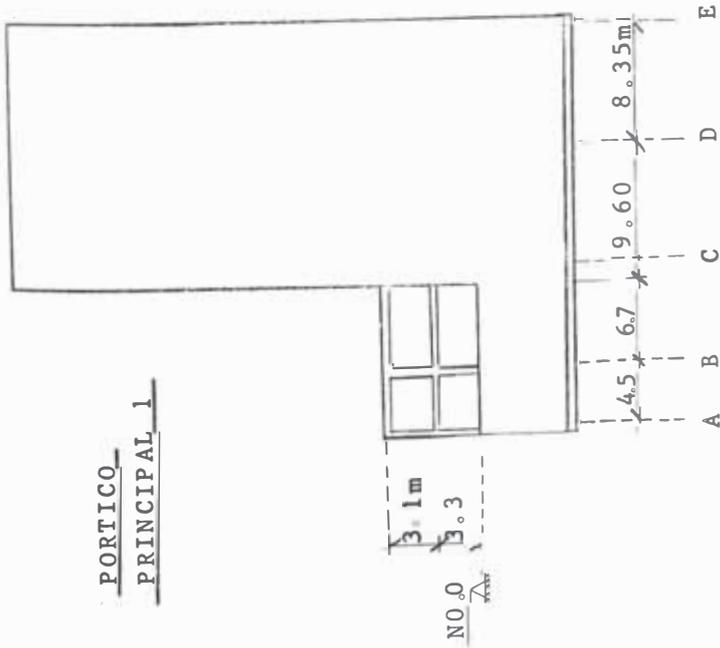
CALCULO DE RIGIDEZES EN LOS PORTICOS 2 Y 3

Elemento	Eje(s) Nivel(s)	b x d cm x cm	I x10 ³	K x10 ²
C	E,D,C 10	30x40	160.0	3.68
O	E,D,C 9	30x40	160.0	4.00
L	E,D,C 8,7,6	40x60	720.0	23.23
U	E,D,C 5,4,3	50x70	1427.5	46.05
M	E 2	50x70	1427.5	46.05
N	D,C 2	50x80	2133.3	68.82
A	E 1	50x70	1427.5	43.26
S	B,A 2	30x30	67.5	2.18
	D,C 1	50x80	2133.3	64.65
	B,A 1	30x30	67.5	2.05
V	D-E 10 a1 S1	30x70	857.5	10.27
I	D-C 10 a1 S1	30x70	857.5	9.80
G	B-C 2 a1 S1	30x70	857.5	11.36
A	B-A 2 a1 S1	30x70	857.5	16.84

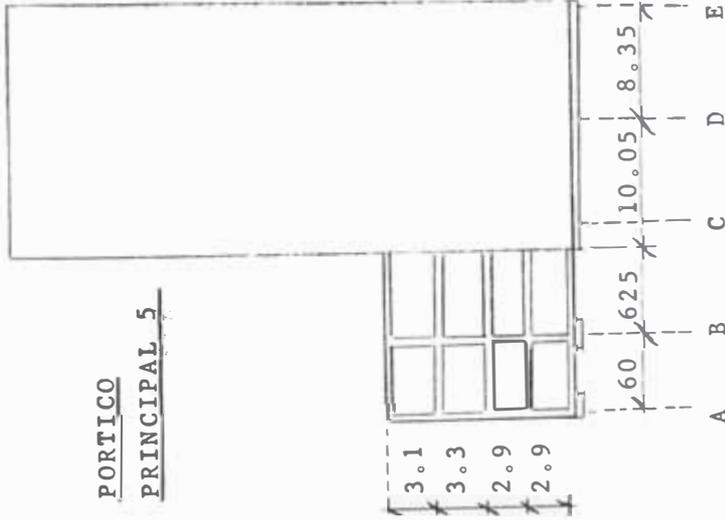


Elemento	Eje(s)	Nivel(s)	b x d cm x cm	I x10 ³	K x10 ²
C	E,D	10	30x40	160.0	3.68
O	E,D	9	30x40	160.0	4.00
L	E,D	8,7,6	40x60	720.0	23.23
U	E,D	5,4,3	50x70	1427.5	46.05
M	E	2	50x70	1427.5	46.05
N	D	2	50x80	2133.3	68.82
A	B,A	2	30x30	67.5	2.18
S	E	1	50x70	1427.5	43.26
	D	1	50x80	2133.3	64.65
	B,A	1	30x30	67.5	2.05
V	D-E	10 a1 S1	30x70	857.5	10.27
I	D-P4	10 a1 S1	30x70	857.5	13.61
G	P4-B	2 a1 S1	30x70	857.5	14.91
A	B-A	2 a1 S1	30x70	857.5	16.84

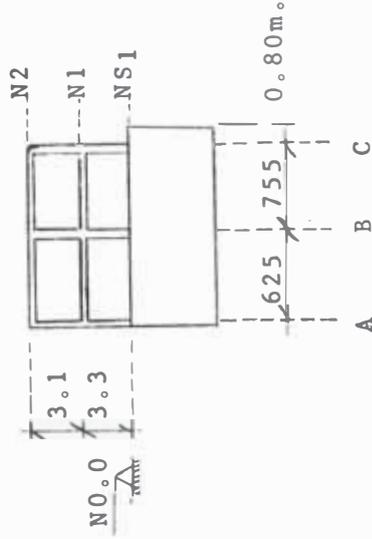
PORTICO
PRINCIPAL 1



PORTICO
PRINCIPAL 5



PORTICO
PRINCIPAL 6



C A L C U L O D E R I G I D E C E S

Elem. Eje Nivel	bx d cmxcm	I x10 ³	K x10 ²
C B,A	2 30x30	67.5	2.18
O B,A	1 30x30	67.5	2.05
V B-C	2,1 30x70	857.5	12.80
I B-A	2,1 30x70	857.5	19.04

Eje Nivel	bx d cmxcm	I x10 ³	K x10 ²
B,A	2 30x30	67.5	2.18
B,A	1 30x30	67.5	2.05
B-C	2,1 30x70	857.5	14.01
B-A	2,1 30x70	857.5	14.29

Eje Nivel	bx d cmxcm	I x10 ³	K x10 ²
C,B,A	2 30x30	67.5	2.18
C,B,A	1 30x30	67.5	2.18
B-C	2,1 30x70	857.5	11.36
B-A	2,1 30x70	857.5	13.72

4.24 VALORES D E N C O L U M N A S

Columna	k_c $\times 10^2$	\bar{K}	a	D=akc
N I V E L - 10				
C3E				
C2E	3.68	2.79	0.583	2.15
C4E				
C2D	3.68	5.44	0.731	2.68
C3D				
C4D	3.68	6.50	0.764	2.81
C2C	3.68	2.66	0.531	2.11
C3C				
N I V E L - 9				
C2E				
C3E	4.00	2.57	0.563	2.25
C4E				
C2D	4.00	5.02	0.715	2.86
C3D				
C4D	4.00	5.97	0.750	3.00
C2C	4.00	2.45	0.552	2.21
C3C				
N I V E L E S 8, 7 y 6				
C2E				
C3E	23.23	0.442	0.180	4.18
C4E				

Columna	k_c $\times 10^2$	\bar{K}	a	D=akc
N I V E L E S - 8, 7 y 6				
C2D				
C3D	23.23	0.865	0.303	7.04
C4D	23.23	1.030	0.340	7.90
C2C	23.23	0.422	0.174	4.05
C3C				
N I V E L E S 5 y 4				
C2E				
C3E	46.05	0.224	0.101	4.64
C4E				
C2D	46.05	0.436	0.180	8.27
C3D				
C4D	46.05	0.518	0.205	9.47
C2C	46.05	0.203	0.096	4.44
C3C				
N I V E L - 3				
C2E				
C3E	46.05	0.244	0.101	4.64
C4E				
C2E				
C3D	46.05	0.436	0.180	8.27

Columnna	$k_c \times 10^2$	\bar{K}	a	D=akc
N I V E L-1				
C1A	2.05	9.30	0.822	1.68
C2A				
C3A	2.05	8.22	0.805	1.65
C4A				
C5A	2.05	7.00	0.778	1.60
C6A	2.05	6.70	0.770	1.58
C1B	2.05	15.55	0.888	1.82
C2B				
C3B	2.05	14.75	0.821	1.68
C4B	2.05	15.50	0.889	1.82
C5B	2.05	14.80	0.821	1.68
C6B	2.05	12.25	0.860	1.74
C2C	64.65	0.328	0.141	9.10
C3C				
C6C	2.05	5.520	0.733	1.50
C2D	64.65	0.312	0.134	8.70
C3D				
C4D	64.65	0.370	0.156	10.02
C2E				
C3E	43.26	0.238	0.107	4.61
C4E				

Columnna	$k_c \times 10^2$	\bar{K}	a	D=akc
N I V E L-3				
C4D	46.05	0.518	0.205	9.47
C2C	46.05	0.339	0.145	6.70
C3C				
N I V E L-2				
C2E				
C3E	46.05	0.244	0.101	4.64
C4E				
C2D	68.82	0.292	0.128	8.29
C3D				
C4D	68.82	0.348	0.148	10.20
C2C	68.82	0.309	0.134	9.17
C3C				
C6C	2.18	5.20	0.721	1.58
C2B	2.18	12.95	0.865	1.89
C3B				
C4B	2.18	13.95	0.874	1.91
C1B	2.18	14.60	0.880	1.92
C5B	2.18	13.00	0.866	1.89
C6B	2.18	11.50	0.855	1.86
C1A	2.18	8.73	0.815	1.78
C2A				
C3A	2.18	7.72	0.795	1.74
C4A				
C5A	2.18	6.57	0.767	1.67
C6A	2.18	6.30	0.759	1.66

V A L O R E S P O R N I V E L E S E N P O R T I C O S

N Columna	D	$\sum D$	N Columna	D	$\sum D$	N Columna	D	$\sum D$	N Columna	D	$\sum D$
3E	2.15		8	4D	7.90	3A	1.74		3A	1.65	
2E	2.15		7	2C	4.05	4A	1.74		4A	1.65	
4E	2.15		6	3C	4.05	5A	1.67	42.62	5A	1.60	
2D	2.68			2E	4.64	6A	1.66		6A	1.58	
3D	2.68			3E	4.64	1B	1.92		1B	1.82	
4D	2.81		5	4E	4.64	2B	1.89		2B	1.68	
2C	2.11		y	2D	8.27	3B	1.89		3B	1.68	
3C	2.11	18.84	4	3D	8.27	3B	1.91		4B	1.82	
2E	2.25			4D	9.47	5B	1.89		5B	1.68	
3E	2.25			2C	4.44	6B	1.86		6B	1.74	
4E	2.25			3E	4.44	2C	9.17	48.81	2E	9.10	
2D	2.86			2E	4.64	3C	9.17		3C	9.10	
3D	2.86			3E	4.64	6C	1.58		6C	1.50	
4D	3.00			4E	4.64	2D	8.29		2D	8.70	
2C	2.21		3	2D	8.27	3D	8.29		3D	8.70	
3C	2.21	19.89		3D	8.27	4D	10.20		4D	10.02	
2E	4.18			4D	9.47	2E	4.64		2E	4.61	
3E	4.18			2C	6.70	3E	4.64		3E	4.61	
4E	4.18			3C	6.70	4E	4.64	53.33	4E	4.61	81.18
2D	7.04		2	1A	1.78	1A	1.68				
3D	7.04			2A	1.74	2A	1.65				

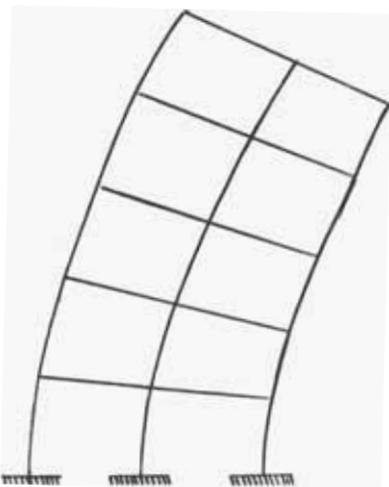
4.25 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA COMO LIBRE VOLADIZO

Las deformaciones de la estructura, sometida a fuerzas horizontales aplicadas en sus niveles se consideran como la suma de dos tipos de deformaciones :

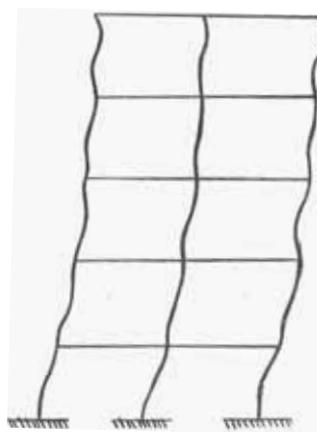
- a) Deformación por corte, ocurre cuando la rigidez del piso es infinito (hipótesis asumida).
- b) Deformación por flexión, resultado de las deformaciones axiales en columnas.

No se considera otros tipos de deformación tales como :

- c) La originada por rotación de la fundación porque las características del suelo de Lima (conglomerado seco y compacto) desde el punto de vista práctico permiten desprestigiar la rotación del edificio, sin afectar los resultados de manera importante, y
- d) Debida a la flexibilidad del sistema de pisos porque el parámetro que gobierna esta deformación, razón entre rigideces de columnas al sistema de pisos de cada nivel, es prácticamente despreciable.



Deformación como volado



Deformación por corte

C A R A C T E R I S T I C A D E L A S P L A C A S

P L A C A 1

D I M E N S I O N E S :

Largo = 18.30 m.
Ancho = 0.25 m.

N	h _n cm	A _{wn} cm ²	I _{wn} x 10 ⁹ cm ⁴	K _n x 10 ⁷ cm ³	k _n x 10 ³ cm ³	k _o
10	435	45,750	12.77	2.94	294	10 ²
9	400	45,750	12.77	3.19	319	10 ²
8 a l 2	310	45,750	12.77	4.12	412	10 ²
1	330	45,750	12.77	3.87	387	10 ²

P L A C A 4

D I M E N S I O N E S :

Largo = 4.20 m.
Ancho = 0.25 m.

N	h _n cm	A _{wn} cm ²	I _{wn} x 10 ⁶ cm ⁴	K _n x 10 ⁵ cm ³	k _n x 10 cm ³	k _o
10	435	10,500	154.35	3.55	355	10 ²
9	400	10,500	154.35	3.86	386	10 ²
8 a l 2	310	10,500	154.35	4.98	498	10 ²
1	330	10,500	154.35	4.68	468	10 ²

P L A C A 5

D I M E N S I O N E S :

Largo = 18.90 m.
Ancho = 0.25 m.

N	h _n cm	A _{wn} cm ²	I _{wn} x 10 ⁸ cm ⁴	K _n x 10 ⁷ cm ³	k _n x 10 ³ cm ³	k _o
10	435	47,250	140.65	3.23	323	10 ²
9	400	47,250	140.65	3.52	352	10 ²
8 a l 2	310	47,250	140.65	4.54	454	10 ²
1	330	47,250	140.65	4.26	426	10 ²

C A L C U L O D E V A L O R E S D E N L A P L A C A

(Primera Iteración)

	δ_{sn}	$\Delta_{sn} \times 10^{-4}$	$n h_m \times 10^2$	$M'_n \times 10^2$	$\sigma_{Bn} 2M'_n \times 10^2$	$\frac{kn}{10^2} \times 10^2$	$3 h_m$	$\frac{\sigma_{ok} \beta}{h_m}$	n	sn	D_n
10	0.10	0.14	0.44	0.44	0.44	4.35	1/145	6.34	0.096	0.000	1.04
9	0.10	0.14	0.40	0.84	1.28	4.00	1/133.3	6.90	0.104	0.000	0.96
8	0.20	0.28	0.62	1.46	2.30	3.10	1/103.3	8.90	0.133	0.000	1.50
7	1.20	1.71	3.72	5.18	6.64	3.10	1/103.3	8.90	0.132	0.002	8.95
6	1.40	2.00	4.34	9.52	14.70	3.10	1/103.3	8.90	0.128	0.002	10.77
5	1.80	2.57	5.58	15.10	24.62	3.10	1/103.3	8.90	0.120	0.002	14.75
4	2.00	2.86	6.20	21.30	36.40	3.10	1/103.3	8.90	0.108	0.003	18.02
3	2.60	3.71	8.06	29.36	50.76	3.10	1/103.3	8.90	0.091	0.003	27.66
2	4.00	5.72	12.40	41.76	71.12	3.10	1/103.3	8.90	0.067	0.005	55.56
1	14.00	20.00	46.20	87.96	129.72	3.30	1/103.3	8.36	0.025	0.017	333.33

$\beta = 1$ (Elástico)

Verificación:

Area de la sección crítica = 10,500 cm²
 Esfuerzo máximo del concreto = 1.33 (0.29 / 210¹) = 5.6 kg/cm²
 Corte admisible = 5.6 x 10,500 = 58.8 Tn.
 Máximo actuante = 14.00 < 58.8 Tn. Lo cual indica que el concreto trabaja en el rango elástico.

C A L C U L O D E V A L O R E S D E N L A P L A C A I

(Primera Iteración)

N	δ_{sn}		δ_{Bn}				$h_n \times 10^2$	$k_n \times 10^3$	$\frac{3}{h_n}$	$\frac{276k_n \delta_{Bn}}{h_n}$	δ_{sn}	D_n		
	\bar{V}_n	$\Delta_{sn} \times 10^{-4}$	$V_n h_n \times 10^2$	$M_n' \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	$\frac{2M_n}{k_n}$							$4\Delta_n$	
10	32.0	10.49	139.2	139.2	0.047	12.171	4.35	294	1/145	6.34	0.084	0.007	0.091	351.7
9	53.0	17.38	212.0	351.2	0.154	11.970	4.00	319	1/1333	6.90	0.090	0.012	0.102	519.6
8	70.0	22.95	217.0	568.2	0.223	11.593	3.10	412	1/1033	8.90	0.112	0.020	0.132	530.3
7	83.0	27.22	357.3	825.5	0.338	11.032	3.10	412	1/1033	8.90	0.107	0.024	0.131	633.6
6	93.0	30.49	288.3	1113.8	0.471	10.223	3.10	412	1/1033	8.90	0.099	0.027	0.126	738.1
5	103.0	33.77	319.3	1433.1	0.618	9.134	3.10	412	1/1033	8.90	0.088	0.030	0.118	872.9
4	111.0	36.40	344.1	1777.2	0.779	7.737	3.10	412	1/1033	8.90	0.075	0.032	0.107	1037.4
3	116.0	38.04	359.6	2136.8	0.950	6.008	3.10	412	1/1033	8.90	0.058	0.034	0.092	1260.9
2	120.0	39.35	372.0	2508.8	1.128	3.930	3.10	412	1/1033	8.90	0.038	0.035	0.073	1643.8
1	122.0	40.00	402.6	2911.4	1.401	1.401	3.30	387	1/110	8.36	0.013	0.033	0.046	2657.2

C A L C U L O D E V A L O R E S D E N L A P L A C A 5

(Primera Iteración)

N	V_n	Δ	$V_n h_n$	M_n	d_{Bn}		k_n	$3/h_n$	$\frac{226k_n\beta}{h_n}$	δ_{Bn}	δ_{Sn}	D_n		
					M_n	$2M_n/k_n$							4Δ	
	$\times 10^{-4}$		$\times 10^2$	$\times 10^2$			$\times 10^3$							
10	35.0	11.11	152.25	152.25	0.047	13.159	4.35	323	1/145	6.34	0.091	0.007	0.098	357.1
9	61.0	19.37	244.00	396.25	0.156	12.956	4.00	352	1/1333	6.90	0.097	0.013	0.110	554.5
8	81.0	25.71	251.10	647.35	0.230	12.570	3.10	454	1/1033	8.90	0.122	0.022	0.144	562.5
7	98.0	31.11	303.80	951.15	0.352	11.988	3.10	454	1/1033	8.90	0.116	0.028	0.144	680.6
6	110.0	34.92	341.00	1292.15	0.494	11.142	3.10	454	1/1033	8.90	0.108	0.031	0.139	791.4
5	126.0	40.00	390.60	1682.75	0.655	9.993	3.10	454	1/1033	8.90	0.097	0.036	0.133	947.4
4	138.0	43.81	427.80	2110.55	0.836	8.502	3.10	454	1/1033	8.90	0.082	0.039	0.121	1140.5
3	148.0	46.98	458.80	2569.35	1.031	6.635	3.10	454	1/1033	8.90	0.064	0.042	0.106	1396.2
2	158.0	50.16	489.80	3059.15	1.240	4.364	3.10	454	1/1033	8.90	0.042	0.045	0.087	1816.1
1	162.0	51.43	534.60	3593.75	1.562	1.562	3.30	426	1/110	8.36	0.014	0.043	0.057	2842.1

= 1 (Elástico)

Verificación: Area de la sección crítica = 47,250 cm²
 Corte admisible = 5.6 x 47,250 = 264.6 Tn.
 Máximo actuante = 162.0 < 264.6 Tn. Trabaja en el rango elástico.

D I S T R I B U C I O N D E C O R T E

(Primera Iteración)

N	$\Sigma D_{PORT.}$	D_{PI}	D_{P5}	D_{P4}	ΣD_{TOTAL}	V_{TOTAL}	$V_{PORT.}$	V_{PI}	V_{P5}	V_{P4}
10	18.84	351.65	357.14	1.04	728.67	70.2	1.8	33.9	34.4	0.1
9	19.89	519.61	554.54	0.96	1095.00	118.4	2.1	56.2	60.0	0.1
8	42.62	530.30	562.50	1.50	1136.92	558.8	5.9	74.1	78.6	0.2
7	42.62	633.59	680.56	8.95	1365.72	191.9	6.0	89.0	95.6	1.3
6	42.62	738.10	791.37	10.77	1582.86	220.3	5.9	102.7	110.1	1.5
5	48.81	872.88	947.37	14.75	1883.81	244.2	6.3	113.2	122.8	1.9
4	48.81	1037.38	1140.50	18.02	2244.71	263.5	5.7	121.8	133.9	2.1
3	53.33	1260.87	1396.22	27.66	2738.08	278.1	5.4	128.1	141.8	2.8
2	82.31	1643.83	1816.10	55.56	3597.80	244.5	6.7	134.6	148.7	4.5
1	81.18	2652.17	2842.10	333.33	5908.78	303.3	4.2	136.1	145.9	17.1

C A L C U L O D E V A L O R E S D E N L A P L A C A I

(Segunda Iteración)

N	δ_{sn}		δ_{Bn}		$h_n \times 10^2$	$k_n \times 10^3$	$\frac{3}{h_n}$	$\frac{27.6k_0\beta}{h_n}$	δ_{Bn}	δ_{sn}	δ_n	D_n
	V_n	$\Delta s_n \times 10^{-4}$	$V_n h_n \times 10^2$	$M'_n \times 10^2$								
10	33.9	11.12	147.46	147.46	4.35	294	1/435	6.34	0.091	0.007	0.098	345.9
9	56.2	18.43	224.80	372.26	4.00	319	1/1333	6.90	0.097	0.013	0.110	510.9
8	74.1	24.30	229.71	601.97	3.10	412	1/1033	8.90	0.122	0.021	0.143	518.2
7	89.0	29.18	275.90	877.87	3.10	412	1/1033	8.90	0.116	0.026	0.142	626.8
6	102.7	33.78	318.37	1196.24	3.10	412	1/1033	8.90	0.107	0.030	0.137	749.6
5	113.2	37.12	350.92	1547.16	3.10	412	1/1033	8.90	0.096	0.033	0.129	877.5
4	121.8	39.94	377.58	1924.74	3.10	412	1/1033	8.90	0.081	0.036	0.117	1041.0
3	128.1	42.00	397.11	2321.85	3.10	412	1/1033	8.90	0.063	0.037	0.100	1281.0
2	134.6	44.14	417.16	2739.11	3.10	412	1/1033	8.90	0.043	0.039	0.082	1641.5
1	136.1	44.63	449.13	3188.24	3.30	387	1/110	8.36	0.014	0.037	0.051	2668.6

C A L C U L O D E V A L O R E S D E N L A P L A C A 4

(Segunda Iteración)

N	V_m	δ_{sn}	$V_m h_n$ $\times 10^2$	M_n $\times 10^2$	δ_{Bn}		h_n $\times 10^2$	k_n $\times 10$	z/h_n	$\frac{27.6k_n \beta}{h_n}$	δ_{Bn}	δ_{sn}	δ_n	D_n
					$2M_n$ $\times 10^2$	$2M_n$ k_n								
10	0.1	0.14	0.44	0.44	0.44	0.012	15.176	355	1/145	6.34	0.105	0.000	0.105	0.95
9	0.1	0.14	0.40	0.84	1.28	0.033	15.131	386	1/1333	6.90	0.113	0.000	0.113	0.88
8	0.2	0.28	0.62	1.46	2.30	0.046	15.052	498	1/1033	8.90	0.146	0.000	0.146	1.37
7	1.3	1.86	4.03	5.49	6.95	0.140	14.866	498	1/1033	8.90	0.144	0.002	0.146	8.90
6	1.5	2.14	4.65	10.14	15.63	0.314	14.412	498	1/1033	8.90	0.139	0.002	0.141	10.64
5	1.9	2.71	5.89	16.03	26.17	0.525	13.573	498	1/1033	8.90	0.131	0.002	0.133	14.29
4	2.1	3.00	6.51	22.54	38.57	0.774	12.274	498	1/1033	8.90	0.119	0.003	0.122	17.21
3	2.8	4.00	8.68	31.22	53.76	1.080	10.420	498	1/1033	8.90	0.101	0.004	0.105	26.67
2	4.5	6.43	13.95	45.17	76.39	1.534	7.806	498	1/1033	8.90	0.076	0.006	0.082	54.88
1	17.1	24.43	56.43	101.60	146.77	3.136	3.136	468	1/110	8.36	0.029	0.020	0.049	348.98

(Segunda Iteración)

N	δ_{sn}		δ_{Bn}				$h_m \times 10^2$	$k_n \times 10^2$	$\frac{3}{h_n}$	$\frac{27.6k_0\beta}{h_n}$	δ_{Bn}	δ_{sn}	D_n	
	V_m	$\Delta_{sn} \times 10^{-4}$	$V_m h_n \times 10^2$	$M_n \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	$2M_n / k_n$								$4\Delta_n$
10	34.4	10.92	149.64	149.64	149.64	0.046	12.824	4.35	323	1/145	6.34	0.088	0.007	362.1
9	60.1	19.05	240.00	389.64	539.28	0.153	12.625	4.00	352	1/133.3	6.90	0.095	0.013	555.6
8	78.6	24.95	243.66	633.30	1022.94	0.225	12.247	3.10	454	1/103.3	8.90	0.119	0.022	557.5
7	95.6	30.35	296.36	929.66	1562.96	0.344	11.678	3.10	454	1/103.3	8.90	0.113	0.027	682.9
6	110.1	34.95	341.31	1270.97	2200.63	0.485	10.849	3.10	454	1/103.3	8.90	0.105	0.031	809.6
5	122.8	38.98	380.68	1651.65	2922.62	0.644	9.720	3.10	454	1/103.3	8.90	0.094	0.035	951.9
4	133.9	42.51	415.09	2066.74	3718.39	0.819	8.257	3.10	454	1/103.3	8.90	0.080	0.038	1134.7
3	141.8	45.02	439.58	2506.32	4573.06	1.007	6.431	3.10	454	1/103.3	8.90	0.062	0.040	1390.2
2	148.7	47.21	460.97	2967.29	5473.61	1.206	4.218	3.10	454	1/103.3	8.90	0.041	0.042	1791.6
1	145.9	46.32	481.47	3448.76	6416.05	1.506	1.506	3.30	426	1/103.3	8.36	0.014	0.039	2752.8

D I S T R I B U C I O N D E C O R T E

(Segunda Iteración)

N	$\sum D_{PORT}$	D_{P1}	D_{P5}	D_{P4}	$\sum D_T$	V_T	V_{PORT}	V_{P1}	V_{P5}	V_{P4}
10	18.84	345.92	362.10	0.94	727.81	70.2	1.8	33.1	34.9	0.1
9	19.84	510.91	555.56	0.88	1087.19	118.4	2.1	55.7	60.5	0.1
8	42.62	518.18	557.45	1.37	1119.62	158.8	6.0	73.5	79.1	0.2
7	42.62	626.76	682.86	8.90	1361.14	191.9	6.0	88.4	96.3	1.2
6	42.62	749.63	809.56	10.64	1612.45	220.3	5.8	102.4	110.6	1.5
5	48.81	877.52	951.94	14.29	1892.56	244.2	6.3	113.2	122.8	1.8
4	48.81	1041.02	1134.74	17.21	2241.78	263.5	5.7	122.4	133.4	2.0
3	53.33	1281.00	1390.20	26.67	2751.20	278.1	5.4	129.5	140.5	2.7
2	82.31	1641.46	1791.57	54.88	3570.22	294.5	6.8	135.4	147.8	4.5
1	81.18	2668.62	2752.83	348.98	5851.61	303.3	4.2	138.3	142.7	18.1

4.26 ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN
EN EL EJE 4

APLICACION DEL METODO APROXIMADO DE MUTO.-

Del proceso iterativo se ha obtenido :

- La distribución del cortante
- La deformación de la placa considerada aislada (volado)

Se asume que los miembros colindantes mantienen una deformación continua con la placa. De acuerdo a esto, calcularemos las deformaciones en la forma siguiente :

CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES .-

- Rotación de la columna : $R_n = \frac{V_n}{D_n} \cdot \frac{h_n}{2}$

- Rotación de la placa : $\theta_n = \frac{R_{BRn-1} + R_{BRn}}{2}$

- Rotación de la viga : $R_{Bn} = - \frac{\theta_n}{2} \cdot \frac{l_1}{l_2}$

Todas las rotaciones están expresadas en la unidad (1/6 EK₀)

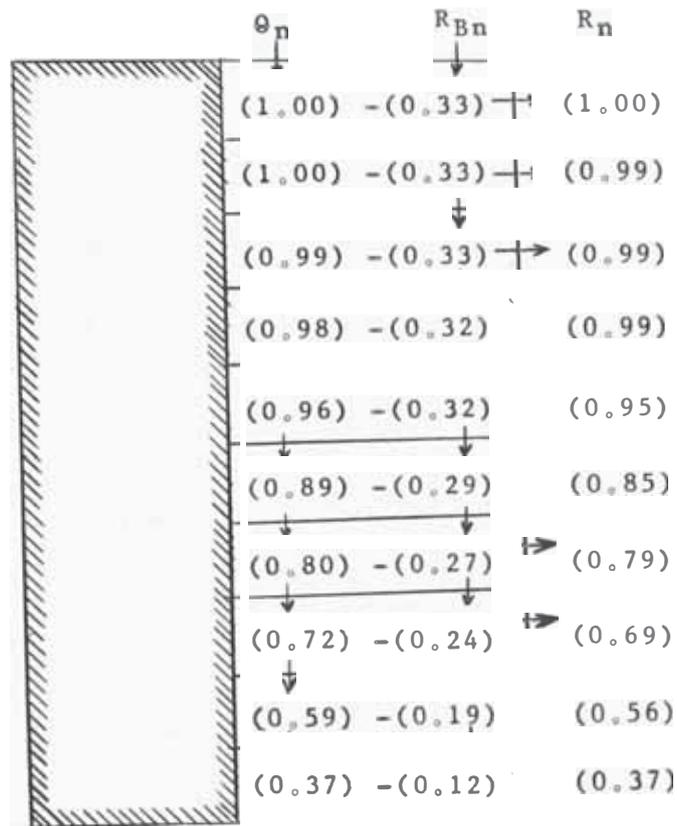
Se tiene : $l_1 =$ ancho de la placa = 4.20

$l_2 =$ longitud de viga = 6.15m.

de donde : $l_1/2l_2 = 0.3307$

	V_n	$1/D_n$	$h_n/2$	R_n	δ_{sn}	R_{sn}	R_{BRn}	θ_n	R_{Bn}
10								22.87	-7.56
9	0.1	1/0.95	217.5	22.89	1.0	0.02	22.87	22.79	-7.54
8	0.1	1/0.88	200.0	22.73	1.0	0.02	22.71	22.65	-7.49
7	0.2	1/1.37	155.0	22.63	2.5	0.04	22.59	22.48	-7.43
6	1.3	1/8.90	155.0	22.61	16.6	0.26	22.38	21.97	-7.27
5	1.5	1/10.64	155.0	21.85	19.0	0.29	21.56	20.35	-6.73
4	1.8	1/14.29	155.0	19.52	24.1	0.37	19.15	18.17	-6.07
3	2.0	1/17.21	155.0	18.01	26.7	0.41	17.60	16.37	-5.41
2	2.7	1/26.67	155.0	15.69	35.6	0.55	15.14	13.48	-4.46
1	4.5	1/54.88	155.0	12.71	57.2	0.89	11.82	8.50	-2.81
	18.1	1/348.98	165.0	8.56	204.2	3.37	5.19		

RELACIONES RELATIVAS .- Unidad $R_n = 22.89$

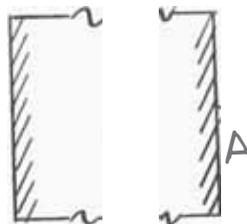


CALCULO DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DEBIDO A LAS DEFORMACIONES .-

$$M_{AB} = (K_v/3) (2\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{BA} = (K_v/3) (\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{COL} = -K_c R_n$$

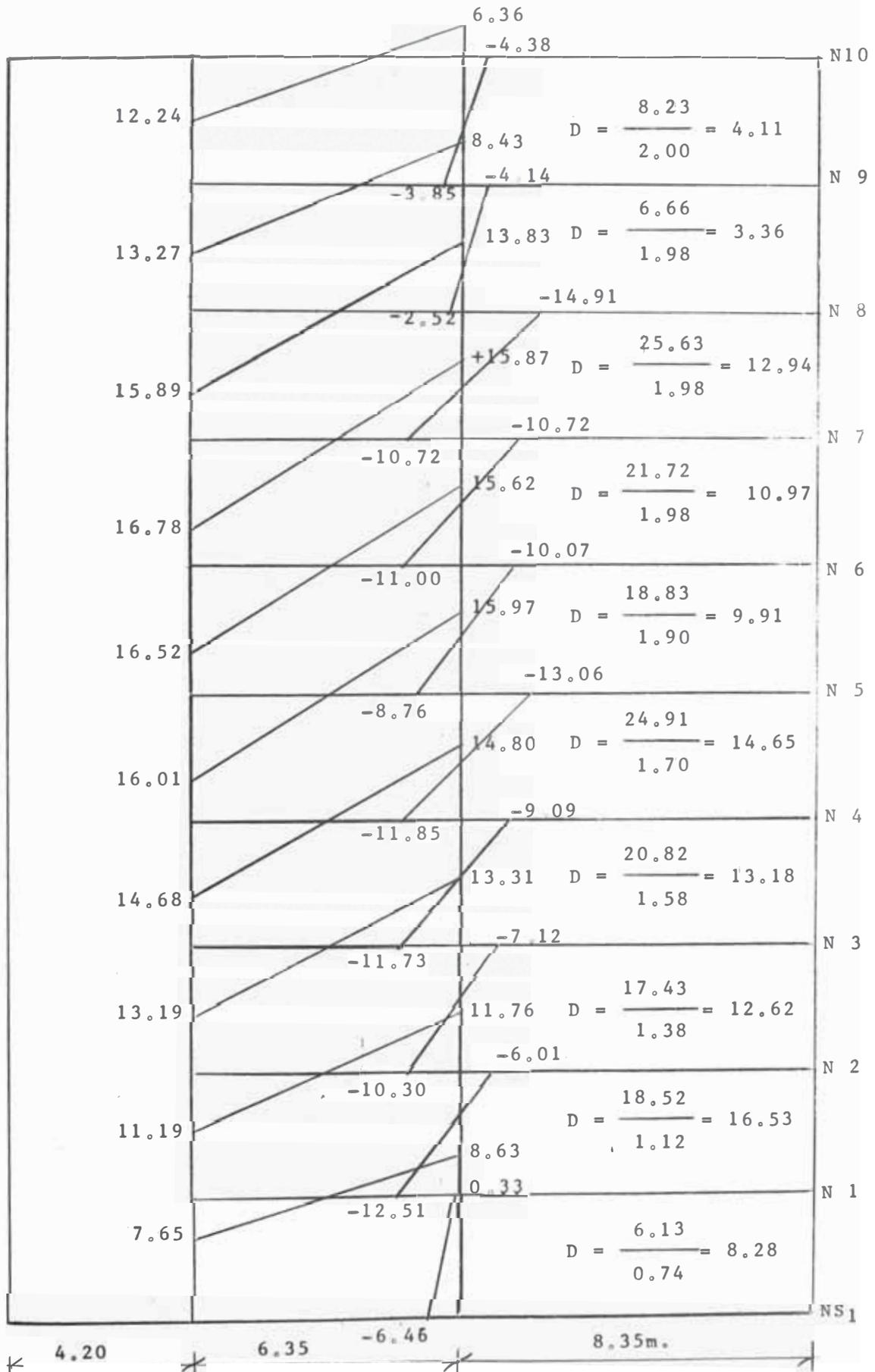


N	θ_A	$-R_B$	$2\theta_A$	$-3R_B$	$\frac{2\theta_A}{3R_B}$	$K_v/3$	M_{AB}	θ_A	$3R_B$	M_B	K_c	M_{COL}
10	1.00	0.33	2.00	0.99	2.99	4.54	13.57	1.99	9.03	3.68	-3.68	
	1.00	0.33	2.00	0.99	2.99	4.54	13.57	1.99	9.03	4.00	-3.96	
8	0.99	0.33	1.98	0.99	2.97	4.54	13.47	1.98	8.98	23.23	-23.00	
7	0.98	0.32	1.96	0.96	2.92	4.54	13.25	1.94	8.80	23.23	-23.00	
6	0.96	0.32	1.92	0.96	2.88	4.54	13.07	1.92	8.71	23.23	-22.07	
5	0.89	0.29	1.78	0.87	2.65	4.54	12.02	1.76	7.99	46.05	-39.14	
4	0.80	0.27	1.60	0.81	2.41	4.54	10.93	1.61	7.30	46.05	-36.38	
3	0.72	0.24	1.44	0.72	2.16	4.54	9.80	1.44	6.53	46.05	-31.77	
2	0.59	0.19	1.18	0.57	1.75	4.54	7.94	1.16	5.26	68.82	-38.54	
1	0.37	0.12	0.74	0.36	1.10	4.54	4.99	0.73	3.31	64.65	-23.92	

DISTRIBUCION DE MOMENTOS : Un Ciclo

		VIGA	COL. ↑	↓ COL.	VIGA
N10	+ 13.57 - 1.33 ← + 12.24	<u>0.50</u> + 9.03 - 2.67 + 6.36		<u>0.13</u> - 3.68 - 0.70 - 4.38	<u>0.37</u> - 1.98 - 1.98
N 9	+ 13.57 - 0.30 ← + 13.27	<u>0.43</u> + 9.03 - 0.60 + 8.43	<u>0.12</u> - 3.68 - 0.17 - 3.85	<u>0.13</u> - 3.96 - 0.18 - 4.14	<u>0.32</u> - 0.44 - 0.44
N 8	+13.47 + 2.42 ← +15.89	<u>0.27</u> + 8.98 + 4.85 +13.83	<u>0.08</u> - 3.96 + 1.44 - 2.52	<u>0.45</u> - 23.00 + 8.09 - 14.91	<u>0.20</u> + 3.60 + 3.60
N 7	+13.25 + 3.53 ← +16.78	<u>0.19</u> + 8.80 + 7.07 +15.87	<u>0.33</u> - 23.00 + 12.28 - 10.72	<u>0.33</u> - 23.00 + 12.28 - 10.72	<u>0.15</u> + 5.58 + 5.58
N 6	+13.07 + 3.45 ← +16.52	<u>0.19</u> + 8.71 + 6.91 +15.62	<u>0.33</u> - 23.00 + 12.00 - 11.00	<u>0.33</u> - 22.07 + 12.00 - 10.07	<u>0.15</u> + 5.45 + 5.45
N 5	+12.02 + 3.99 ← +16.01	<u>0.15</u> + 7.99 + 7.98 +15.97	<u>0.25</u> - 22.07 + 13.31 - 8.76	<u>0.49</u> - 39.14 + 26.08 - 13.06	<u>0.11</u> + 5.85 + 5.85
N 4	+10.93 + 3.75 ← +14.68	<u>0.11</u> + 7.30 + 7.50 +14.80	<u>0.40</u> - 39.14 + 27.29 - 11.85	<u>0.40</u> - 36.38 + 27.29 - 19.09	<u>0.09</u> + 6.14 + 6.14
N 3	+ 9.80 + 3.39 ← +13.19	<u>0.11</u> + 6.53 + 6.78 +13.31	<u>0.40</u> - 36.38 + 24.65 - 11.73	<u>0.40</u> - 31.79 + 24.65 - 7.12	<u>0.09</u> + 5.54 + 5.54
N 2	+ 7.94 + 3.25 ← +11.19	<u>0.10</u> + 5.26 + 6.50 +11.76	<u>0.33</u> - 31.77 + 21.47 - 10.30	<u>0.50</u> - 38.54 + 32.53 - 6.01	<u>0.07</u> + 4.55 + 4.55
N 1	+ 4.99 + 2.66 ← + 7.65	<u>0.09</u> + 3.31 + 5.32 + 8.63	<u>0.44</u> - 38.54 + 26.03 - 12.51	<u>0.41</u> - 23.92 + 24.25 + 0.33	<u>0.06</u> + 3.55 + 3.55
NS1			<u>0.73</u> - 23.92 + 17.46 - 6.46		

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y VALORES D DE LAS COLUMNAS ADYACENTES.-

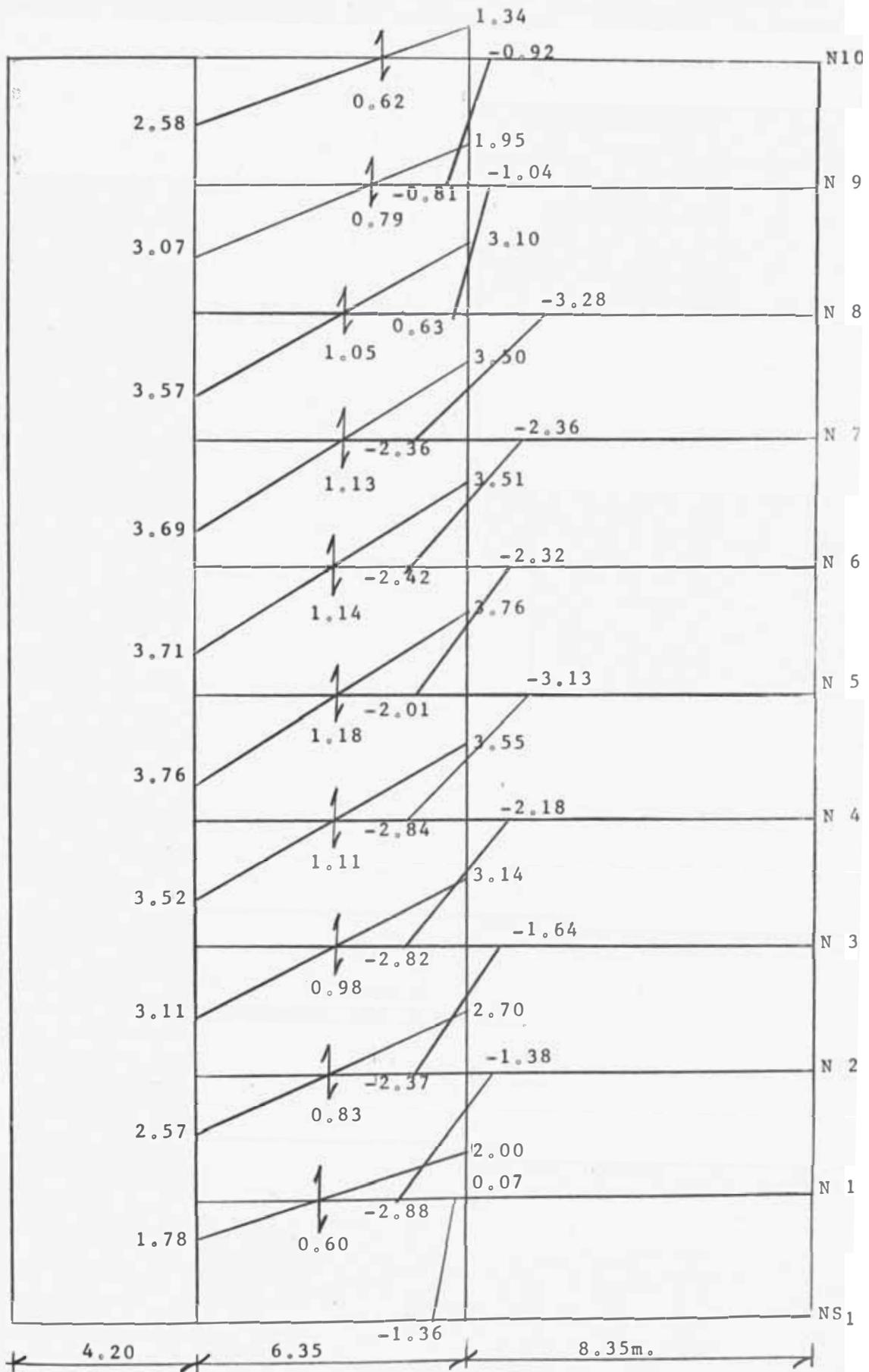


DISTRIBUCION DE CORTE Y COEFICIENTES DE CORRECCION

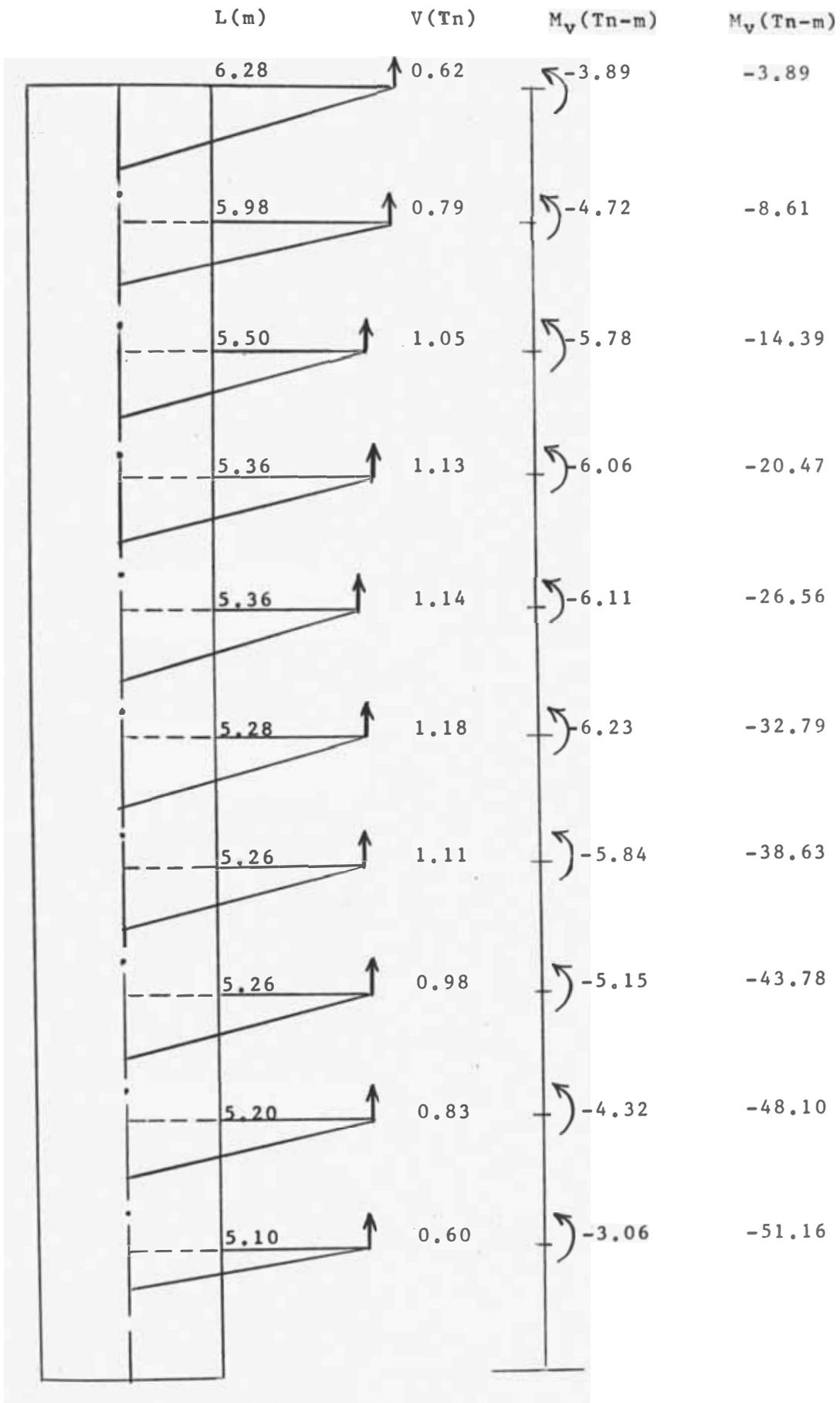
N	Inicialmente		Finalmente		$\sum D_{+}$	V_T	V_{P1}	V_{P5}	V_{P4}	$V_{PORT.}$	V_{C4}	V_{C4h}	M_{I+M_B}	C_C
	$\sum D_{PORT.}$	D_G	D_C	$\sum D_{PORT}$										
10	18.84	2.81	4.11	20.14	729.11	70.2	33.3	34.9	0.1	1.9	0.4	1.7	8.23	0.21
9	19.89	3.00	3.36	20.25	1087.55	118.4	55.6	60.5	0.1	2.2	0.4	1.6	6.66	0.25
8	42.62	7.90	12.94	47.66	1121.66	158.8	73.2	78.7	0.2	6.7	1.8	5.6	25.63	0.22
7	42.62	7.90	10.97	45.69	1364.21	191.9	88.2	96.1	1.3	6.3	1.5	4.7	21.72	0.22
6	42.62	7.90	9.91	44.63	1614.46	229.3	102.3	110.5	1.4	6.1	1.4	4.3	18.83	0.23
5	48.81	9.47	14.65	53.99	1897.74	244.2	112.9	122.5	1.8	6.9	1.9	5.9	24.91	0.24
4	48.81	9.47	13.18	52.52	2245.49	263.5	122.2	133.2	2.0	6.2	1.6	5.0	20.82	0.24
3	53.33	9.47	12.68	56.54	2754.41	278.1	129.3	140.4	2.7	5.7	1.3	4.0	17.42	0.23
2	82.31	10.20	16.53	88.64	3576.55	294.5	135.2	147.5	4.5	7.3	1.4	4.3	18.52	0.23
1	81.18	10.02	8.28	79.44	5849.87	303.3	138.4	142.7	18.1	4.1	1.4	1.3	6.13	0.21

DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES EN COLUMNAS ADYACENTES A LA PLACA 4 Y EN VIGAS.

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS.



E CTO DE BORDE DEL PORTICO SOBRE LA PLACA 4



Al proseguir con el método para verificar los valores D obtendremos un absurdo. Muto hace una acotación al respecto e indica que para el caso de edificios altos con placas sísmicas se presentan sobre correcciones por acción del efecto de borde, lo que de por sí constituye una desventaja en el método. Recomienda tomar una parte del momento adicional determinado para usarlo en el recálculo posterior de las deflexiones. Esta consideración se toma en cuenta en el cuadro siguiente, para encontrar una distribución real de corte.

N	Momento de Corrección		$4\Delta_{MB}$	$4\Delta_{MR}$	δ_{Bn}	δ_{Sn}	δ_n	V_n	D_2	ΣD_{T2}	V_T	V_{P4}		
	$-2M_{inc} \frac{2M_{inc}}{kn}$	$-4\Delta_M 50\% 4\Delta_M$												
10	7.78	0.219	23.529	-11.764	15.176	3.412	0.024	0.000	0.024	0.1	4.16	732.32	70.2	0.4
9	17.22	0.446	22.865	-11.432	15.131	3.699	0.028	0.000	0.028	0.1	3.57	1090.24	118.4	0.4
8	28.78	0.578	21.842	-10.921	15.052	4.131	0.040	0.000	0.040	0.2	5.00	1128.29	158.8	0.7
7	40.90	0.821	20.443	-10.221	14.866	4.645	0.045	0.002	0.047	1.3	27.66	1382.97	191.9	3.8
6	53.12	1.067	18.555	-9.277	14.402	5.135	0.050	0.002	0.052	1.4	28.85	1632.67	220.3	3.9
5	65.58	1.317	16.171	-8.085	13.573	5.488	0.053	0.002	0.055	1.8	32.73	1916.18	244.2	4.2
4	77.26	1.551	13.303	-6.651	12.274	5.623	0.054	0.003	0.057	2.0	35.09	2263.37	263.5	4.1
3	87.56	1.758	9.994	-4.997	10.420	5.423	0.052	0.004	0.056	2.7	48.21	2775.95	278.1	4.8
2	96.20	1.932	6.304	-3.152	7.806	4.654	0.045	0.006	0.051	4.5	88.24	3609.91	294.5	7.2
1	102.32	2.186	2.186	-1.093	3.136	2.043	0.019	0.020	0.039	18.1	464.10	5964.99	303.3	23.6

SEGUNDA ITERACION DE LA INTERACCION

CALCULO DE DEFORMACIONES :

N	δ_{sn}			δ_{Bn}				
	V_n	$\Delta s_n \times 10^{-4}$	$\delta_{sn} \times 10^{-4}$	$V_n h_n \times 10^2$	$M_n' \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	$\frac{2M_n}{k_n}$	$4\Delta_M$
10	0.4	0.57	3.6	1.74	1.74	1.74	0.049	33.17
9	0.4	0.57	3.9	1.60	3.34	5.08	0.132	32.836
8	0.7	1.00	8.9	2.17	5.51	8.85	0.178	32.526
7	3.8	5.43	48.3	11.78	17.29	22.80	0.458	31.890
6	3.9	5.57	49.6	12.09	29.38	46.67	0.937	30.495
5	4.2	6.00	53.4	13.02	42.40	71.78	1.441	28.117
4	4.1	5.86	52.2	12.71	55.11	97.51	1.958	24.718
3	4.8	6.86	61.1	14.88	69.99	125.10	2.512	20.248
2	7.2	10.29	91.6	22.32	92.31	162.30	2.259	14.477
1	23.6	33.71	281.8	77.88	170.19	262.50	5.609	5.609

CALCULO DE ROTACIONES :

	V_n	$1/D_n$	$h_n/2$	R_n	$\delta_{sn} \times 10^{-4}$	R_{sn}	R_{BRn}	θ_n	R_{Bn}
10								20.73	-6.86
	0.4	1/4.16	217.5	20.81	3.6	0.08	20.73		
9								21.19	-7.01
	0.4	1/3.57	200.0	21.74	3.9	0.08	21.66		
8								21.61	-7.15
	0.7	1/5.00	155.0	21.70	8.9	0.14	21.56		
7								21.05	-6.96
	3.8	1/27.66	155.0	21.29	48.3	0.75	20.54		
6								20.36	-6.73
	3.9	1/28.85	155.0	20.95	49.6	0.77	20.18		
5								19.62	-6.49
	4.2	1/32.73	155.0	19.89	53.4	0.83	19.06		
4								18.18	-6.01
	4.1	1/35.09	155.0	18.11	52.2	0.81	17.30		
3								15.89	-5.25
	4.8	1/48.21	155.0	15.43	61.1	0.95	14.48		
2								12.85	-4.25
	7.2	1/88.24	155.0	12.65	91.6	1.42	11.23		
1								7.62	-2.52
	23.6	1/464.10	165.0	8.39	281.8	4.37	4.02		

ROTACIONES RELATIVAS .- Unidad $R_n = 20.81$

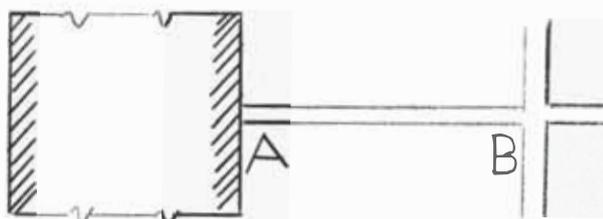
	θ_n	R_{Bn}	R_n
	(1.00)	-(0.33)	(1.00)
	(1.02)	-(0.34)	(1.04)
	(1.04)	-(0.34)	(1.04)
	(1.01)	-(0.33)	(1.02)
	(0.98)	-(0.32)	(1.01)
	(0.94)	-(0.31)	(0.95)
	(0.87)	-(0.29)	(0.87)
	(0.76)	-(0.25)	(0.74)
	(0.62)	-(0.20)	(0.61)
	(0.37)	-(0.12)	(0.40)

CALCULO DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DEBIDO A LAS DEFORMACIONES .-

$$M_{AB} = (K_V/3) (2\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{BA} = (K_V/3) (\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{COL} = K_C R_n$$

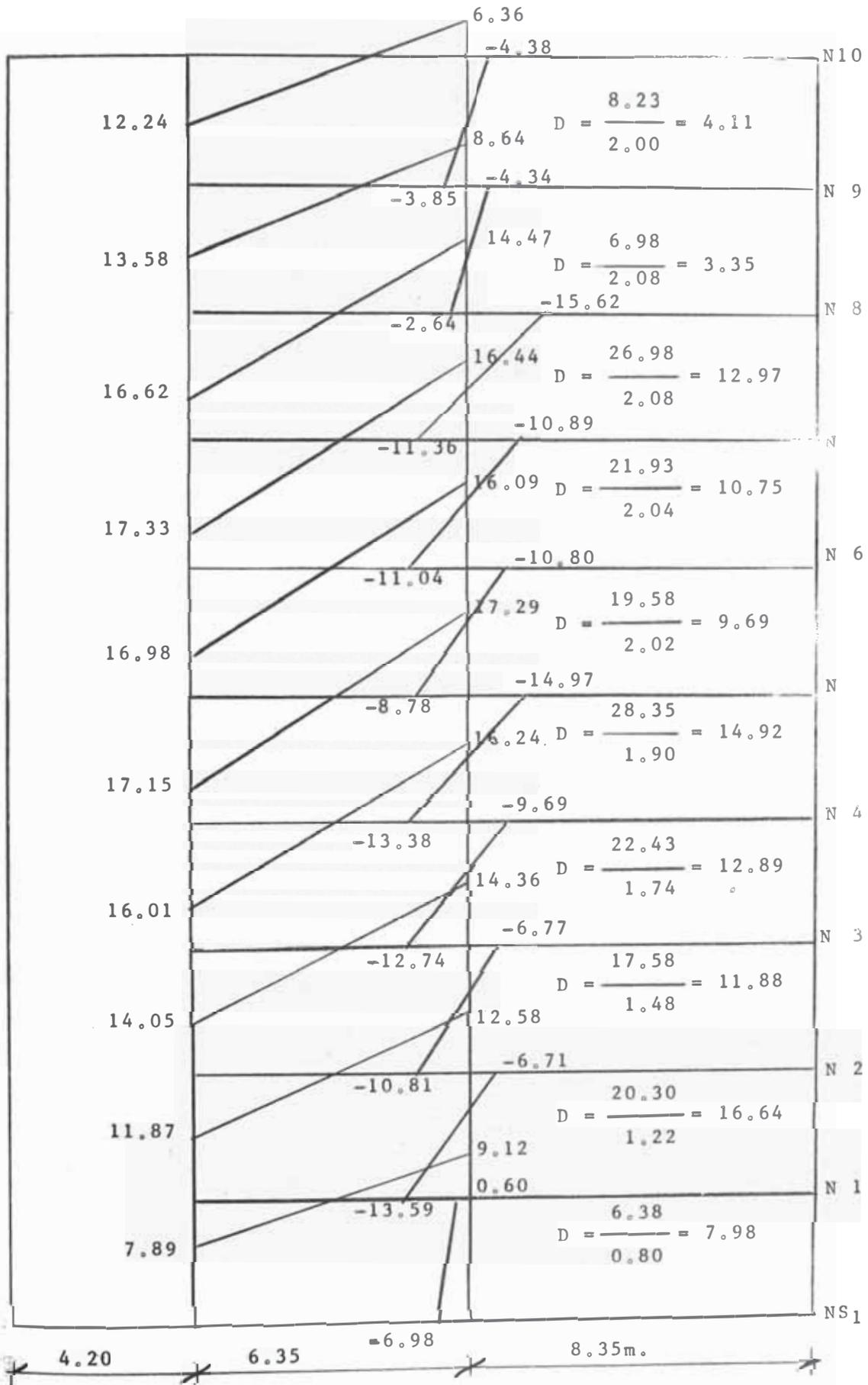


N	θ_A	$-R_B$	$2\theta_A$	$-3R_B$	$\frac{\theta_A}{3R_B}$	$K_V/3$	M_{AB}	$\frac{\theta_A}{3R_B}$	M	K_C	M_{COL}
10	1.00	0.33	2.00	0.99	2.99	4.54	13.57	1.99	9.03	3.68	-3.68
9	1.02	0.34	2.04	1.02	3.06	4.54	13.88	2.04	9.25	4.00	-4.16
8	1.04	0.34	2.08	1.02	3.10	4.54	14.06	2.06	9.35	23.23	-24.16
7	1.01	0.33	2.02	0.99	3.01	4.54	13.65	2.00	9.07	23.23	-23.69
6	0.98	0.32	1.98	0.96	2.94	4.54	13.34	1.94	8.80	23.23	-23.46
5	0.94	0.31	1.88	0.93	2.81	4.54	12.75	1.87	8.48	46.05	-43.75
4	0.87	0.29	1.74	0.87	2.61	4.54	11.84	1.74	7.89	46.05	-40.06
3	0.76	0.25	1.52	0.75	2.27	4.54	10.30	1.51	6.85	46.05	-34.08
2	0.62	0.20	1.24	0.60	1.84	4.54	8.35	1.22	5.53	68.82	-41.98
1	0.37	0.12	0.74	0.36	1.10	4.54	4.99	0.73	3.31	64.65	-25.86

DISTRIBUCION DE MOMENTOS : Un Ciclo

		VIGA	COL.	COL.	VIGA
		<u>0.50</u>		<u>0.13</u>	<u>0.37</u>
N10	+13.57	+ 9.03		- 3.68	
	- 1.33	- 2.67		- 0.70	- 1.98
	+12.24	+ 6.36		- 4.38	- 1.98
		<u>0.43</u>	<u>0.12</u>	<u>0.13</u>	<u>0.32</u>
N9	+13.88	+ 9.25	- 3.68	- 4.16	
	- 0.30	- 0.61	- 0.17	- 0.18	- 0.45
	+13.58	+ 8.54	- 3.85	- 4.34	- 0.45
		<u>0.27</u>	<u>0.08</u>	<u>0.45</u>	<u>0.20</u>
N8	+14.06	+ 9.35	- 4.16	-24.16	
	+ 2.56	+ 5.12	+ 1.52	+ 8.54	+ 3.79
	+16.62	+14.47	- 2.64	-15.62	+ 3.79
		<u>0.19</u>	<u>0.33</u>	<u>0.33</u>	<u>0.15</u>
N7	+13.65	+ 9.07	-24.16	-23.69	
	+ 3.68	+ 7.37	+12.80	+12.80	+ 5.82
	+17.33	+16.44	-11.36	-10.89	+ 5.82
		<u>0.19</u>	<u>0.33</u>	<u>0.33</u>	<u>0.15</u>
N6	+13.34	+ 8.80	-23.69	-23.46	
	+ 3.64	+ 7.29	+12.65	+12.66	+ 5.75
	+16.98	+16.09	-11.04	-10.80	+ 5.75
		<u>0.15</u>	<u>0.25</u>	<u>0.49</u>	<u>0.11</u>
N5	+12.75	+ 8.48	-23.46	-43.75	
	+ 4.40	+ 8.81	+14.68	+28.78	+ 6.46
	+17.15	+17.29	- 8.78	-14.97	+ 6.46
		<u>0.11</u>	<u>0.40</u>	<u>0.40</u>	<u>0.09</u>
N4	+11.89	+ 7.89	-43.75	-40.06	
	+ 4.17	+ 8.35	+30.37	+30.37	+ 6.83
	+16.01	+16.24	-13.37	- 9.69	+ 6.83
		<u>0.11</u>	<u>0.40</u>	<u>0.40</u>	<u>0.09</u>
N3	+10.30	+ 6.85	-40.06	-34.08	
	+ 3.75	+ 7.51	+27.32	+27.31	+ 6.15
	+14.05	+14.36	-12.74	- 6.77	+ 6.15
		<u>0.10</u>	<u>0.33</u>	<u>0.50</u>	<u>0.07</u>
N2	+ 8.35	+ 5.53	-34.08	-41.98	
	+ 3.52	+ 7.05	+23.27	+35.27	+ 4.94
	+11.87	+12.58	-10.81	- 6.71	+ 4.94
		<u>0.09</u>	<u>0.44</u>	<u>0.41</u>	<u>0.06</u>
N1	+ 4.99	+ 3.31	-41.98	-25.86	
	+ 2.90	+ 5.81	+28.39	+26.46	+ 3.87
	+ 7.89	+ 9.12	-13.59	+ 0.60	+ 3.87
NS1			<u>0.73</u>		
			-25.86		
			+18.88		
			- 6.98		

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y VALORES D DE LAS COLUMNAS ADYACENTES .-

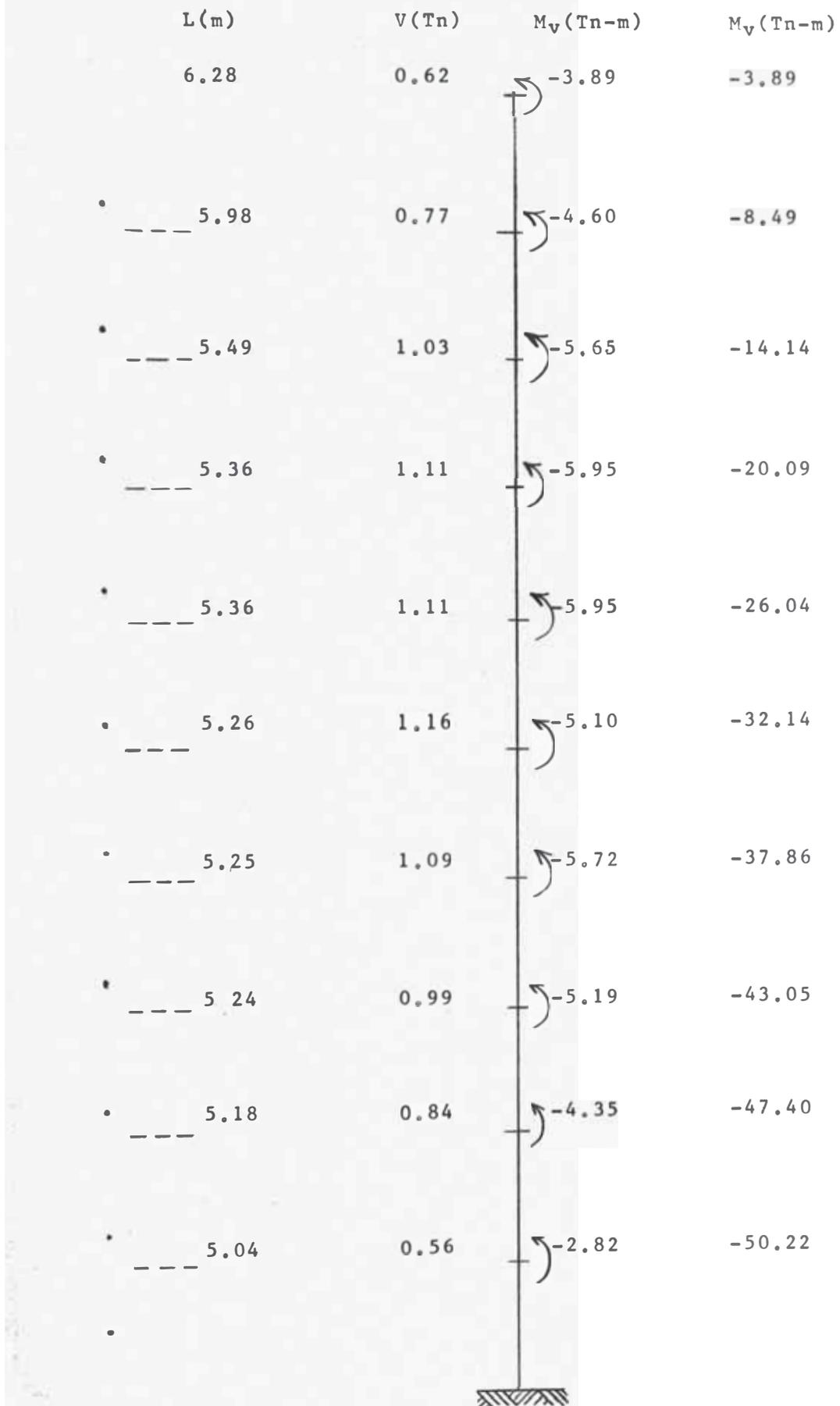


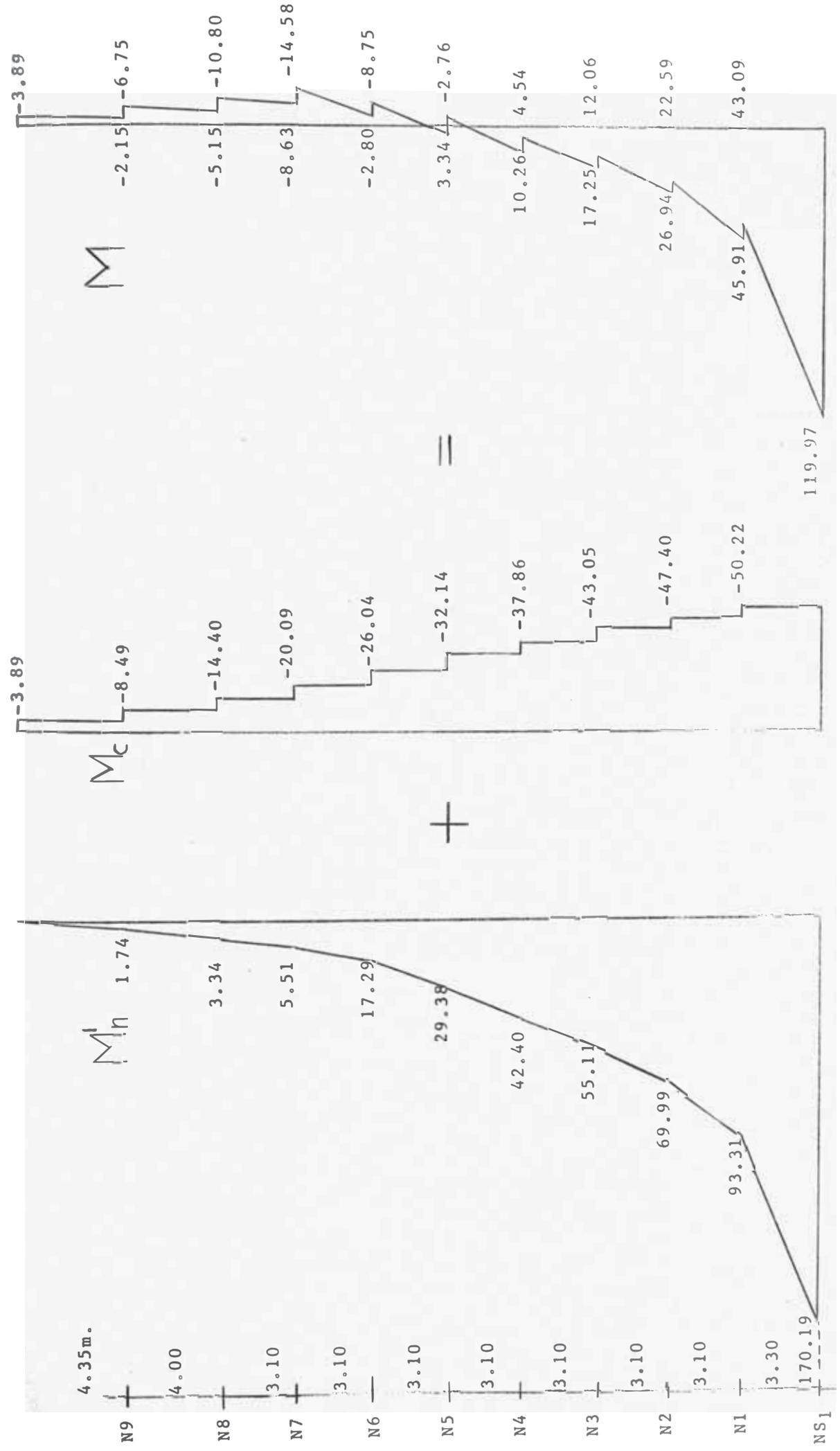
DISTRIBUCION DE CORTE Y COEFICIENTE DE CORRECCION

N	Inicialmente		Finalmente		ΣD_T	V_T	$V_{PORT.}$	V_{C4}	V_{C4h}	$M_T + M_B$	C
	$\Sigma D_{PORT.}$	D_C	D_C	$\Sigma D_{PORT.}$							
10	20.14	4.11	4.11	20.14	732.32	70.2	1.9	0.4	1.7	8.23	0.21
9	20.25	3.36	3.35	20.24	1094.23	118.4	2.2	0.4	1.6	6.98	0.23
8	47.66	12.94	12.97	47.69	1128.32	158.8	6.7	1.8	5.6	26.98	0.21
7	45.69	10.97	10.75	45.47	1382.75	191.9	6.3	1.5	4.7	21.93	0.21
6	44.63	9.91	9.69	44.41	1632.45	229.3	6.0	1.4	4.3	19.58	0.22
5	53.99	14.65	14.92	54.26	1916.45	244.2	6.9	1.9	5.9	28.35	0.21
4	52.52	13.18	12.89	52.23	2263.08	263.5	6.1	1.6	5.0	22.43	0.22
3	56.54	12.68	11.88	55.76	2775.17	278.1	5.7	1.3	4.0	17.58	0.23
2	88.64	16.53	16.64	88.75	3610.02	294.5	7.2	1.4	4.3	20.30	0.21
1	79.44	8.28	7.98	79.14	5964.69	303.3	4.0	1.4	1.3	6.38	0.20

NOTA.- Se observa que la variación en la distribución de corte es prácticamente despreciable. Se concluye que la interacción es prácticamente nula por razones de que las placas son suficientemente grandes como para tomar todo el cortante.

EFFECTO DE BORDE DEL PORTICO SOBRE LA PLACA 4





COMPROBACION DE VALORES D

N	Momento de Corrección		$4\Delta_{MB}$	Δ_M	δ_{Bn}	δ_{Sn}	V_n	D_n		
	$-2M_{nc}^2$	$-2M_n/k_n$							$4\Delta_{MC}$	
10	7.78	0.219	-23.117	33.017	9.900	0.068	0.000	0.068	0.4	5.80
9	16.98	0.440	-22.458	32.836	10.378	0.078	0.000	0.078	0.4	4.97
8	28.28	0.568	-21.450	32.526	11.076	0.107	0.001	0.108	0.7	6.48
7	40.18	0.807	-20.075	31.890	11.815	0.114	0.005	0.119	3.8	31.82
6	52.08	1.045	-18.223	30.495	12.272	0.119	0.005	0.124	3.9	31.55
5	64.28	1.291	-15.887	28.117	12.230	0.118	0.005	0.123	4.2	34.15
4	75.72	1.520	-13.076	24.718	11.642	0.113	0.005	0.118	4.1	24.75
3	86.10	1.729	-9.827	20.248	10.421	0.101	0.006	0.107	4.8	44.44
2	94.80	1.903	-6.195	14.477	8.282	0.080	0.009	0.089	7.2	80.90
1	100.44	2.146	-2.146	5.609	3.463	0.031	0.028	0.059	23.6	400.00

DISTRIBUCION DE CORTE :

N	D_3	$\sum D_{T3}$	V_T	$V_{PORT.}$	V_{PI}	V_{P4}	V_{P5}
10	5.80	733.96	70.2	1.9	33.1	0.5	34.6
9	4.97	1091.64	118.4	2.2	55.4	0.5	60.3
8	6.48	1129.77	158.8	6.7	72.9	0.9	78.4
7	31.82	1387.13	191.9	6.3	86.7	4.4	94.5
6	31.55	1635.37	220.3	6.0	101.0	4.2	109.1
5	34.15	1917.60	244.2	6.9	111.7	4.3	121.2
4	34.75	2263.03	263.5	6.1	121.2	4.0	132.1
3	44.44	2772.18	278.1	5.7	128.5	4.5	139.4
2	80.90	3602.57	294.5	7.2	134.2	6.6	146.5
1	400.00	5900.89	303.3	4.1	137.2	20.6	141.5

COMPARACION DE VALORES D EN LA PLACA 4

N	Volado	Primera Interacción	Segunda Interacción
10	0.94	4.16	5.80
9	0.88	3.57	4.97
8	1.37	5.00	6.48
7	8.90	27.66	31.82
6	10.64	28.85	31.55
5	14.29	32.73	34.15
4	17.21	35.09	34.75
3	26.67	48.21	44.44
2	54.88	88.24	80.90
1	348.92	464.10	400.00

DISTRIBUCION DE CORTE

N	P L A C A 1		P L A C A 4		P L A C A 5		P O R T I C O S				
	Volado	Ira.	2da.	Volado	Ira.	2da.	Volado	Ira.	2da.	Inicial-mente.	
10	33.1	33.3	33.1	0.1	0.4	0.5	34.9	34.9	34.6	1.8	1.9
9	55.7	55.7	55.4	0.1	0.4	0.5	60.5	60.5	60.3	2.1	2.2
8	73.5	73.2	72.9	0.2	0.7	0.9	79.1	78.7	78.4	6.0	6.7
7	88.4	88.2	86.7	1.2	3.8	4.4	96.3	96.1	94.5	6.0	6.3
6	102.4	102.3	101.0	1.5	3.9	4.2	110.6	110.5	109.1	5.8	6.0
5	113.2	112.9	111.7	1.8	4.2	4.3	122.8	122.5	121.2	6.3	6.9
4	122.4	122.2	121.2	2.0	4.1	4.0	123.4	133.2	132.1	5.7	6.1
3	129.5	129.3	128.5	2.7	4.8	4.5	140.5	140.4	139.4	5.4	5.7
2	135.4	135.2	134.2	4.5	7.2	6.6	147.8	147.5	146.5	6.8	7.2
1	138.3	138.4	137.2	18.1	23.6	20.6	142.7	142.7	141.5	4.2	4.0

Los resultados obtenidos por interacción nos muestran que la variación por dicho efecto es prácticamente despreciable, puesto que se conservan la misma distribución de cortante que tenía cuando se consideró el análisis como libre volado. Se deduce entonces que las placas son los elementos que rigidizan la estructura sin necesidad de haber considerado las columnas en el análisis.

En las zonas de entrega de vigas a placas (caras de placas) se han obtenido momentos menores al elástico resistente ($Kbd^2 = 15.8 \times 30 \times 652 = 23 \text{ Tn-m}$). En caso contrario el concreto está en deformación plástica por lo que el momento en el eje de la placa estaría disminuido.

4.3 ANALISIS EN EL SENTIDO

SECUNDARIO

4.31 CALCULO DE UKCP Y DETERMINACION DE CORTANTES EN LOS NIVELES

1.- Coeficiente U : $U = 0.8$

2.- Coeficiente K : $K = 1.0$

3.- Coeficiente C : $C = 0.05/3\sqrt{T}$

$$T = 0.07h/\sqrt{D}$$

$$h = 33.35$$

$$D = \frac{30.40 + 22.70}{2} = 26.5$$

$$T = \frac{0.07 \times 33.25}{5.15} = 0.4533 ; C = 0.05/0.768 = 0.0651$$

4.- Fuerza que actúa a nivel del terreno :

$$H = UKCP = (0.8)(1.0)(0.0708)P = 0.052P$$

5.- Cortante en el sentido del Pórtico Secundario

$$H = 0.052 \times 5040.5 = 262.1 \text{ Tn.}$$

6.- DISTRIBUCION DEL CORTANTE EN LOS NIVELES :

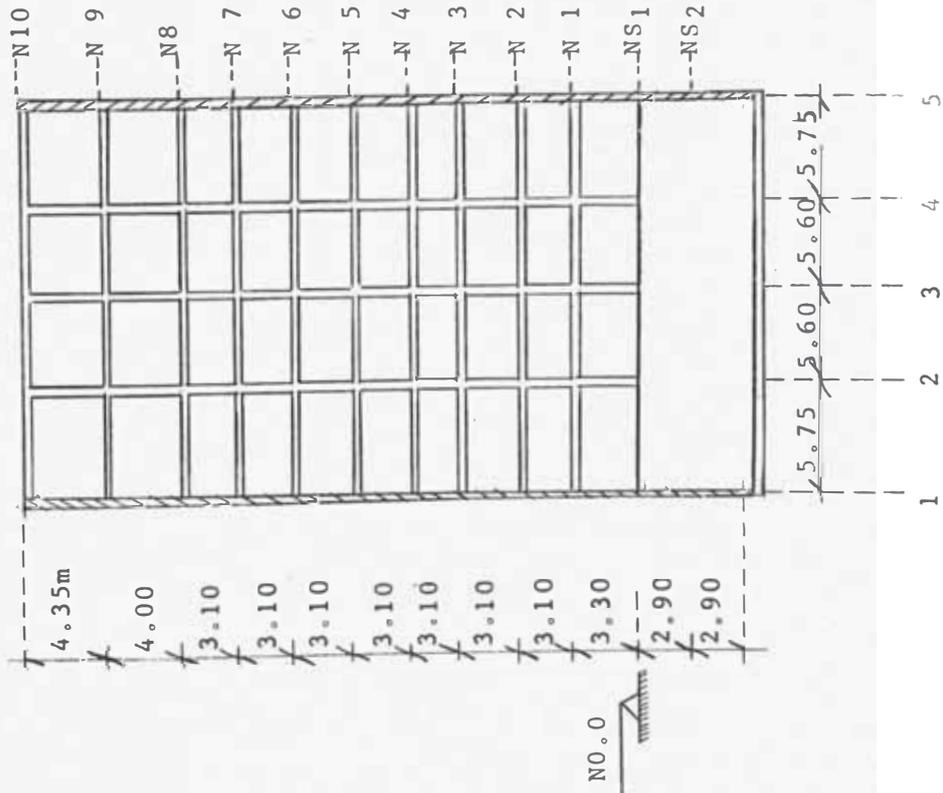
N	ω_i (Tn.)	h_i (m.)	$\omega_i h_i$ (Tn-m.)	$0.95H \frac{F_i \omega_i h_i}{\sum \omega_i h_i}$	CORTANTE
					35.1 + 30.6
10	335.4	33.35	11,185.6	35.1	65.7
9	485.4	29.00	14,076.6	44.2	111.0
8	472.2	25.00	11,805.0	37.1	147.9
7	441.3	21.90	9,664.5	30.2	178.1
6	441.3	18.80	8,296.4	25.9	204.0
5	446.6	15.70	6,980.2	21.8	225.8
4	447.9	12.60	5,643.5	17.6	243.4
3	447.9	9.50	4,255.1	13.3	256.7
2	749.4	6.40	4,996.2	15.0	271.7
1	775.1	3.30	2,557.8	8.0	279.7
$\Sigma =$			79,260.9		

$$\% H = 0.05 \times 262.1 = 13.0 \text{ Tn.}$$

$$\text{Fuerza adicional} = 13.0 + 17.6 = 30.6 \text{ Tn.}$$

PORTICO SECUNDARIO

(E - E)



CALCULO DE RIGIDEZES EN EL PORTICO

(E - E)

Elemento	Eje(s) Nivel(s)	b x d cm x cm	I x10 ³	K x10 ²
C	*1,5 10	235 x 25	306	7.03
O	2,3,4 10	40 x 30	90	2.07
L	*1,5 9	235 x 25	206	7.65
U	2,3,4 9	40 x 30	90	2.25
M	2,3,4 8,7,6	60 x 40	320	10.34
N	*1,5 8 a 1 2	235 x 25	306	9.89
A	2,3,4 5,4,3,2	70 x 50	729.2	23.52
S	*1,5 1	235 x 25	306	9.28
	2,3,4 1	70 x 50	729.2	22.10
V	1-2 10 a 1 S1	25 x 50	260.5	4.52
I	2-3 10 a 1 S1	25 x 50	260.5	4.65
G	3-4 10 a 1 S1	25 x 50	260.5	4.65
A	4-5 10 a 1 S1	25 x 50	260.5	4.52

* Las placas trabajan como columna. No estando definido el ancho colaborante, se ha considerado :
 $8t + 35 = 8 \times 25 + 35 = 235\text{cms.}$

CALCULO DE RIGIDECES EN EL PORTICO

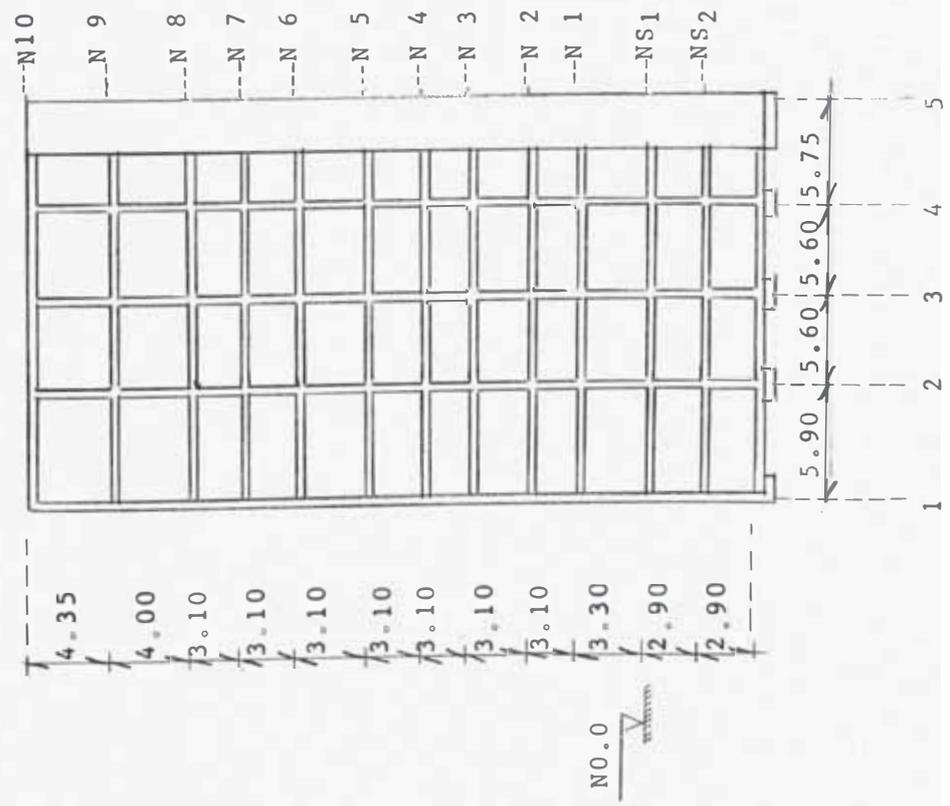
(D - D)

Elemento	Eje(s)	Nivel(s)	b x d cm x cm	I x10 ³	K x10 ²
C	*1	10	400x25	520.8	11.97
O	2,3,4	10	40x30	90.0	2.07
L	2,3,4	9	40x30	90.0	2.25
U	*1	9	400x25	520.8	13.02
M	2,3,4	8,7,6	60x40	320.0	10.34
N	*1	8 a 1	400x24	520.8	16.80
A	2,3,4	5,4,3	70x50	729.2	23.52
S	*1	1	400x25	520.8	15.78
	2,3,4	1	80x50	833.3	25.25
	2,3,4	2	80x50	833.3	26.90
V	1-2	10 a 1 S1	25x50	260.5	4.42
I	2-3	10 a 1 S1	25x50	260.5	4.65
G	3-4	10 a 1 S1	25x50	260.5	4.65
A	4-5	10 a 1 S1	25x50	260.5	8.27

* Ancho colaborante 16t = 16 x 25 = 400.

PORTICO SECUNDARIO

(D - D)



CALCULO DE RIGIDEZES EN EL PORTICO

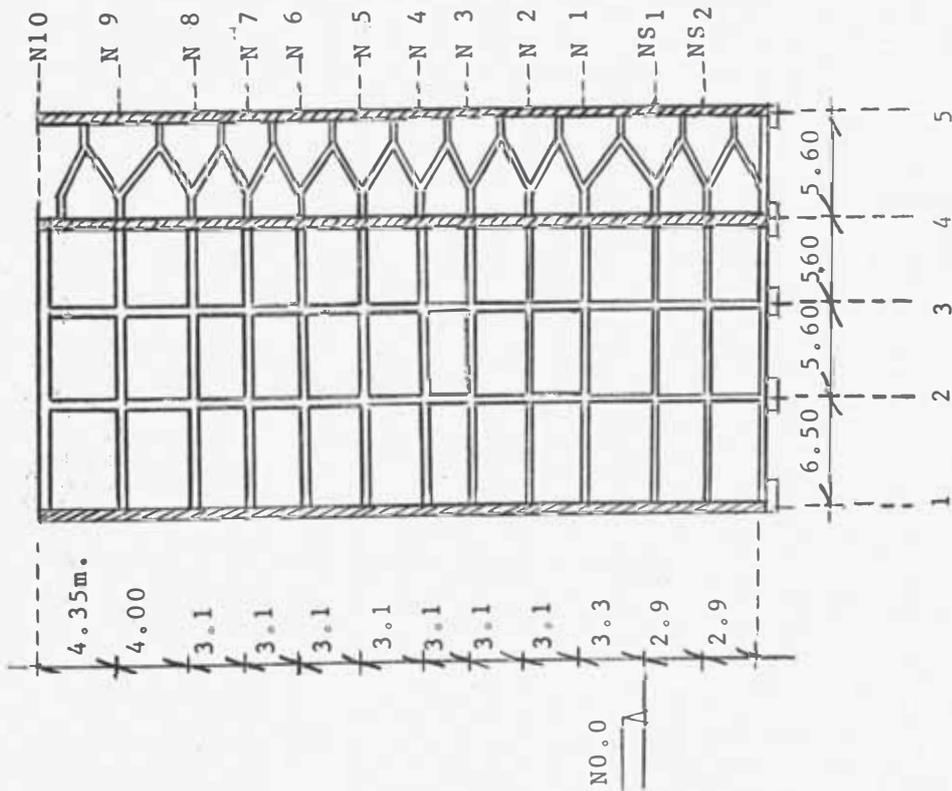
(C - C)

Elemento	Eje (s)	Nivel(s)	b x d cm x cm	I x10 ³	K x10 ²
	*1	10	285 x 25	260.5	8.92
C	2,3	10	40 x 30	90	2.07
O	2,3	9	40 x 30	90	2.25
L	*1	9	285 x 25	260.5	9.70
U	2,3	8,7,6	60 x 40	320	10.34
M	*1	8 a 1 2	285 x 25	260.5	12.54
N	2,3	5,4,3	70 x 50	729.2	23.52
A	2,3	2	80 x 50	833.3	26.90
S	*1	1	285 x 25	260.5	11.75
	2,3	1	80 x 50	833.3	25.25
V	1-2	10 a 1 S1	25 x 50	260.5	4.01
I					
G	2-3	10 a 1 S1	25 x 50	260.5	4.65
A					
S	3-4	10 a 1 S1	25 x 50	260.5	4.65

* Ancho colaborante : $8t + 0.85 = 200 + 0.85 = 2.85m$.

PORTICO SECUNDARIO

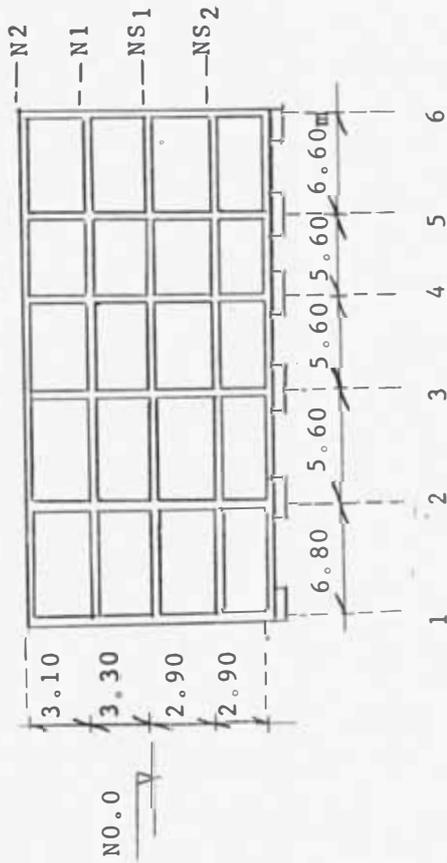
(C - C)



Nota.- La cruja entre los ejes 4 y 5 pertenece a la zona de escaleras. La forma como interviene en la rigidización de la estructura se ha hecho reemplazándolo por un pórtico equivalente.

PORTICO SECUNDARIO

(B - B)

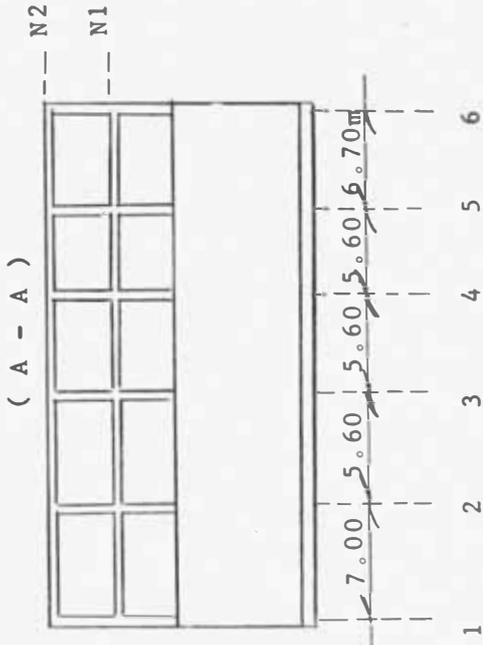


RIGIDEZES EN EL PORTICO (B - B)

Elemento	Eje(s)	Nivel(s)	b x d cm x cm	I x10 ³	K x10 ²
C	1,2,3,4, 5 y 6	2	30 x 30	67.8	2.18
L	1,2,3,4, 5 y 6	1	30 x 30	67.8	2.05
V	1-2	2 a1 S1	25 x 50	260.5	3.89
I	2-3	2 a1 S1	25 x 50	260.5	4.65
G	3-4	2 a1 S1	25 x 50	260.5	4.65
A	4-5	2 a1 S1	25 x 50	260.5	4.65
S	5-6	2 a1 S1	25 x 50	260.5	3.90

PORTICO SECUNDARIO

(A - A)



RIGIDEZES EN EL PORTICO (A - A)

Elemento	Eje(s)	Nivel(s)	b x d cm x cm	I x10 ³	K x10 ²
C	1,2,3,4, 5 y 6	2	30 x 30	67.8	2.18
L	1,2,3,4, 5 y 6	1	30 x 30	67.8	2.05
V	1-2	2,1	25 x 50	260.5	3.95
I	2-3	2,1	25 x 50	260.5	4.65
G	3-4	2,1	25 x 50	260.5	4.65
A	4-5	2,1	25 x 50	260.5	4.65
S	5-6	2,1	25 x 50	260.5	3.90

4.33 VALORES D EN COLUMNAS

COLUMNA	$K_c \times 10^2$	\bar{K}	a	D=ak _c
NIVEL 10				
C1E	7.03	0.642	0.244	1.72
C2E	2.07	4.415	0.688	1.42
C3E	2.07	4.515	0.693	1.44
C4E	2.07	4.415	0.688	1.42
C5E	7.03	0.642	0.244	1.72
C1D	12.00	0.368	0.156	1.87
C2D	2.07	4.375	0.689	1.42
C3D	2.07	4.515	0.693	1.44
C4D	2.07	6.220	0.757	1.57
C1C	8.92	0.450	0.183	1.73
C2C	2.07	3.980	0.668	1.38
C3C	2.07	4.515	0.693	1.44
C4C	12.60	7.900	0.800	10.00
C5C	12.60	7.58	0.792	9.90
NIVEL 9				
C1E	7.65	0.590	0.228	1.74
C2E	2.25	4.060	0.672	1.51
C3E	2.25	4.140	0.674	1.52
C4E	2.25	4.060	0.672	1.51
C5E	7.65	0.590	0.228	1.74
C1D	13.02	0.340	0.145	1.89

COLUMNA	$K_c \times 10^2$	\bar{K}	a	D=ak _c
NIVEL 9				
C2D	2.25	4.03	0.668	1.50
C3D	2.25	4.14	0.664	1.52
C4D	2.25	5.72	0.741	1.67
C1C	9.70	0.41	0.171	1.66
C2C	2.25	3.85	0.660	1.48
C3C	2.25	4.14	0.674	1.52
C4C	13.70	7.12	0.780	10.70
C5C	13.70	6.79	0.772	10.60
NIVELES 8, 7 y 6				
C1E	9.89	0.46	0.187	1.85
C2E	10.34	0.89	0.308	3.18
C3E	10.34	0.90	0.310	3.20
C4E	10.34	0.89	0.308	3.18
C5E	9.89	0.46	0.187	1.85
C1D	16.80	0.26	0.116	1.95
C2D	10.34	0.88	0.305	3.15
C3D	10.34	0.90	0.310	3.21
C4D	10.34	1.25	0.385	3.96
C1C	12.54	0.32	0.138	1.71
C2C	10.34	0.84	0.295	3.05
C3C	10.34	0.90	0.310	3.21

V A L O R E S E N C O L U M N A S

COLUMNA	$K_c \times 10^2$	\bar{K}	a	D=akc
NIVEL 8				
C4C	17.60	5.005	0.714	12.57
C5C	17.60	4.742	0.703	12.37
NIVEL 7				
C4C	17.60	6.402	0.762	13.40
C5C	17.60	6.147	0.755	13.29
NIVEL 6				
C4C	17.60	7.878	0.798	14.04
C5C	17.60	7.613	0.792	13.94
NIVELES 5, 4 y 3				
C1E	9.89	0.460	0.187	1.85
C2E	23.52	0.390	0.163	3.84
C3E	23.52	0.395	0.165	3.98
C4E	23.52	0.390	0.163	3.84
C5E	9.89	0.460	0.187	1.85
C1D	16.80	0.263	0.116	1.95
C2D	23.52	0.385	0.162	3.80
C3D	23.52	0.395	0.165	3.98
C4D	23.52	0.550	0.215	5.08
C1C	12.54	0.320	0.138	1.71
C2C	23.52	0.367	0.155	3.66
C3C	17.60	0.395	0.165	3.98

COLUMNA	$K_c \times 10^2$	\bar{K}	a	D=akc
NIVEL 5				
C4C	17.60	9.700	0.829	14.59
C5C	17.60	9.432	0.825	14.52
NIVEL 4				
C4C	17.60	12.193	0.859	15.12
C5C	17.60	12.497	0.862	15.17
NIVEL 3				
C4C	17.60	16.02	0.869	15.65
C5C	17.60	15.755	0.887	15.61
NIVEL 2				
C1E	9.89	0.460	0.187	1.85
C2E	23.52	0.390	0.163	3.84
C3E	23.52	0.395	0.165	3.98
C4E	23.52	0.390	0.163	3.84
C5E	9.89	0.460	0.187	1.85
C1D	16.80	0.263	0.116	1.95
C2D	26.90	0.337	0.144	3.87
C3D	26.90	0.346	0.147	3.95
C4D	26.90	0.480	0.194	5.20
C1C	12.54	0.370	0.138	1.71
C2C	26.90	0.322	0.139	3.74
C3C	26.90	0.346	0.147	3.95

V A L O R E S D E N C O L U M N A S

COLUMNA	$k_c \times 10^2$	\bar{K}	a	D=ak _c
C4C	17.60	18.446	0.902	15.88
C5C	17.60	18.182	0.901	15.86
C6C	2.18	1.760	0.468	1.02
C1B	2.18	1.760	0.468	1.02
C2B	2.18	3.890	0.660	1.44
C3B	2.18	4.260	0.681	1.48
C4B	2.18	4.260	0.681	1.48
C5B	2.18	3.890	0.660	1.44
C6B	21.8	1.780	0.470	1.03
C1A	2.18	1.710	0.460	1.01
C2A	2.18	3.840	0.655	1.43
C3A	2.18	4.260	0.681	1.48
C4A	2.18	4.260	0.681	1.48
C5A	2.18	3.940	0.662	1.43
C6A	2.18	1.810	0.475	1.04
NIVEL 1				
C1E	9.28	0.490	0.400	3.71
C2E	22.10	0.415	0.379	8.38
C3E	22.10	0.421	0.381	8.40
C4E	22.10	0.415	0.379	8.38
C5E	9.28	0.490	0.400	3.71

COLUMNA	$k_c \times 10^2$	\bar{K}	a	D=ak _c
C1D	15.78	0.280	0.123	1.94
C2D	25.25	0.359	0.152	3.84
C3D	25.25	0.360	0.155	3.92
C4D	25.25	0.511	0.204	5.15
C1C	11.75	0.341	0.146	1.72
C2C	25.25	0.343	0.146	3.69
C3C	25.25	0.368	0.155	3.91
C4C	16.70	19.440	0.907	15.15
C5C	16.70	19.162	0.905	15.11
C1B	2.05	1.870	0.484	0.98
C2B	2.05	4.140	0.663	1.38
C3B	2.05	4.540	0.693	1.42
C4B	2.05	4.540	0.693	1.42
C5B	2.05	4.170	0.678	1.39
C6B	2.05	1.900	0.488	1.00
C1A	2.05	1.820	0.607	1.24
C2A	2.05	4.080	0.753	1.54
C3A	2.05	4.540	0.760	1.58
C4A	2.05	4.540	0.770	1.58
C5A	2.05	4.000	0.770	1.58
C6A	2.05	1.930	0.620	1.27
C6C	2.05	1.870	0.484	0.98

V A L O R E S D P O R N I V E L E S E N P O R T I C O S

N	COLUMNA	D	$\sum D$
	1E	1.72	38.37
	2E	1.42	
	3E	1.44	
	4E	1.42	
	5E	1.72	
	1D	1.87	
	2D	1.42	
	3D	1.44	
	4D	1.57	
	1C	1.63	
	2E	1.38	
	3E	1.44	
	4C	10.00	
	5C	9.90	
	1E	1.74	
9	2E	1.51	
	3E	1.52	
	4E	1.51	
	5E	1.74	
	1D	1.89	
	2D	1.50	

N	COLUMNA	D	$\sum D$
	3D	1.52	40.56
	4D	1.67	
	1C	1.66	
	2E	1.48	
	3E	1.52	
9	4C	10.70	58.44
	5C	10.60	
	1E	1.85	
	2E	3.18	
	3E	3.20	
	4E	3.18	
	5E	1.85	
	1D	1.95	
	2D	3.15	
8	3D	3.21	
	4D	3.96	
	1C	1.71	
	2C	3.05	
	3C	3.21	
	4C	12.57	
	5C	12.37	

N	COLUMNA	D	$\sum D$
	1E	1.85	60.19
	2E	3.18	
	3E	3.20	
	4E	3.18	
	5E	1.85	
	1D	1.95	
	2D	3.15	
7	3D	3.21	
	4D	3.96	
	1C	1.71	
	2E	3.05	60.19
	3E	3.21	
	4C	13.40	
	5C	13.29	
5	1E	1.85	
	2E	3.18	5.08
	3E	3.20	
	4E	3.18	
6	5E	1.85	
	1D	1.95	3.98
	2D	3.15	
	1E	1.85	3.98
	2E	3.18	
	3E	3.20	1.71
	4E	3.18	
	5E	1.85	3.98
	1D	1.95	
	2D	3.15	14.52
	3D	3.21	
	1C	1.71	14.59
	2C	3.05	
	3C	3.21	68.63
	4C	12.57	
	5C	12.37	

$\sum D$

61.48

68.63

RESUMEN POR NIVELES EN PORTICOS

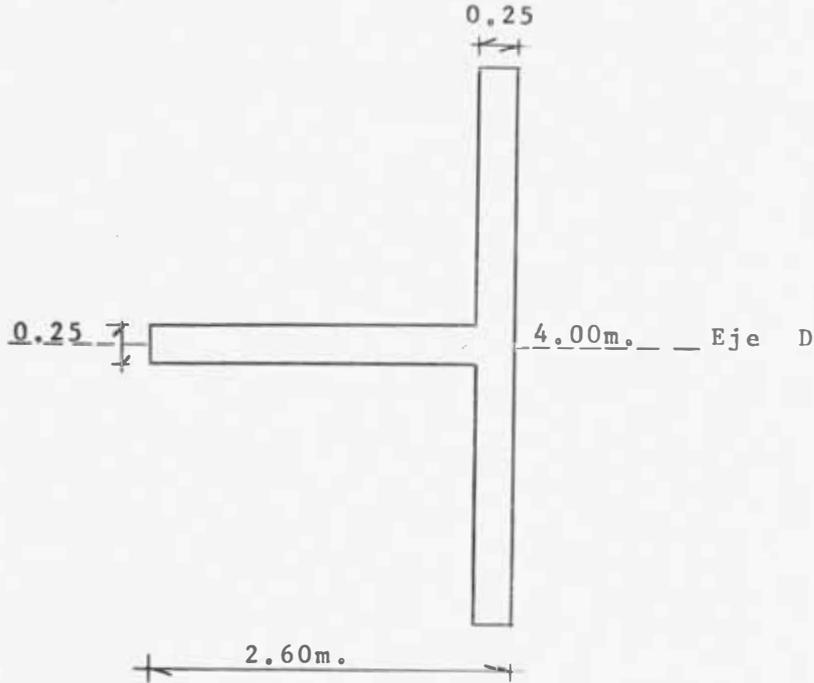
N	COLUMNA D	Σ D
4	1E	1.85
	2E	3.84
	3E	3.98
	4E	3.84
	5E	1.85
	1D	1.95
	2D	3.80
	3D	3.98
	4D	5.08
	1C	1.71
2C	3.66	
3C	3.98	
4C	15.12	
5C	15.17	
		69.81
3	1E	1.85
	2E	3.84
	3E	3.98
	4E	3.84
	5E	1.85
	1D	1.95
2D	3.80	
		↑

N	COLUMNA D	Σ D	
3	3D	3.98	
	4D	5.08	
	1C	1.71	
	2C	3.66	
	3C	3.98	
	4C	15.65	
	5C	15.61	
			70.78
	2	1E	1.85
		2E	3.84
3E		3.98	
4E		3.84	
5E		1.85	
1D		1.95	
2D		3.87	
3D		3.95	
4D		5.20	
1C		1.71	
2C	3.74		
3C	3.95		
4C	15.88		
5C	15.86		
		↑	

N	COLUMNA	D	Σ D	N	COLUMNA	D	Σ D
2	6E	1.02	87.23	1	4D	5.15	103.39
	1B	1.02			1C	1.72	
	2B	1.44			2C	3.69	
	3B	1.48			3C	3.91	
	4B	1.48			4C	15.15	
	5B	1.44			5C	15.11	
	6B	1.03			1B	0.98	
	1A	1.01			2B	1.38	
	2A	1.43			3B	1.42	
	3A	1.48			4B	1.42	
1	4A	1.48	87.23	1	5B	1.39	103.39
	5A	1.43			6B	1.00	
	6A	1.04			1A	1.24	
	E	3.71			2A	1.54	
	2E	8.38			3A	1.58	
	3E	8.40			4A	1.58	
	4E	8.38			5A	1.58	
	5E	3.71			6A	1.27	
	1D	1.94			6C	0.98	
	2D	3.84					
3D	3.92						
			↑				

ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA
COMO LIBRE VOLADO

CARACTERÍSTICAS DE LA PLACA D .-



Area	A	X	h^2	$Ax \times 10^2$	$Ax^2 \times 10^2$	$h^2/12$	$I = Ah^2/12$
A ₁	5,875	117.5	55,225	6,903	8,111	4602	2704x10 ⁴
A ₂	10,000	247.5	625	24,750	61,256	52	52x10 ⁴
Σ	15,875			31,653	69,367		2756x10 ⁴

$Ax^2 + I_0 = 72,123 \times 10^4$

$X_G = 199.4 \text{ cm.}$

Inercia Placa = $72,123 \times 10^4 - 31,653 \times 199.4^2 = 9007 \times 10^4$

N	h_n (cm)	A_{wn} (cm ²)	$I_{wn} \times 10^4$ (cm ⁴)	$K_n \times 10^4$ (cm ³)	$k_n \times 10^2$ (cm ³)	k_0
10	435	15,875	9007	20.70	20.70	10 ²
9	400	15,875	9007	22.52	22.52	10 ²
8-2	310	15,875	9007	29.05	29.05	10 ²
1	330	15,875	9007	27.29	27.29	10 ²

C A L C U L O D E V A L O R E S D E N L A P L A C A D

(PRIMERA ITERACION)

N	δ_{sn}		δ_{Bn}		$h_n \times 10^2$	$k_n \times 10^2$	$3/h_n$	$\frac{27.6k_n \beta}{h_n}$	δ_{sn}	δ_n	D_n		
	$\Delta_{sn} \times 10^{-4}$	$V_n h_n^2 \times 10^2$	$M_n^i \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$								$2M_n / k_n$	$4\Delta M$
10	0.95	4.35	4.35	0.210	378.638	4.35	20.70	1/145	6.34	2.611	0.000	2.611	0.38
9	1.89	8.00	12.35	0.742	377.686	4.00	22.52	1/1333	6.90	2.833	0.001	2.834	0.71
8	3.78	12.40	24.75	1.277	375.667	3.10	29.05	1/1033	8.90	3.635	0.003	3.638	1.10
7	7.56	24.80	49.55	2.558	371.832	3.10	29.05	1/1033	8.90	3.598	0.007	3.605	2.22
6	11.34	37.20	86.75	4.692	364.582	3.10	29.05	1/1033	8.90	3.528	0.010	3.538	3.39
5	22.68	74.40	161.15	8.533	351.357	3.10	29.05	1/1033	8.90	3.400	0.020	3.420	7.01
4	37.80	124.00	285.15	15.363	327.461	3.10	29.05	1/1033	8.90	3.169	0.034	3.203	12.49
3	66.15	317.00	502.15	27.101	284.997	3.10	29.05	1/1033	8.90	2.758	0.059	2.817	24.85
2	94.50	310.00	812.15	45.242	212.654	3.10	29.05	1/1033	8.90	2.058	0.084	2.142	46.69
1	189.0	660.00	1472.15	83.706	83.706	3.30	27.29	1/110	8.36	0.761	0.158	0.919	217.63

D I S T R I B U C I O N D E C O R T E

(PRIMERA ITERACION)

	N	$\Sigma D_{PORT.}$	D_{PD}	ΣD_T	V_T	$V_{PORT.}$	V_{PD}
	10	38.37	0.38	38.75	65.7	65.1	0.6
	9	40.56	0.71	41.27	111.0	109.1	1.9
	8	58.44	1.10	59.54	147.9	145.2	2.7
	7	60.19	2.22	62.41	178.1	171.8	6.3
	6	61.48	3.39	64.87	204.0	193.3	10.7
	5	68.63	7.01	75.64	225.8	204.9	20.9
	4	69.81	12.49	82.30	243.4	206.5	36.9
	3	70.78	24.85	95.63	256.7	190.0	66.7
	2	87.23	46.69	133.92	271.7	177.0	94.7
	1	103.39	217.63	321.02	279.7	90.1	189.6

C A L C U L O D E V A L O R E S D E N L A P L A C A D

(SEGUNDA ITERACION)

N	δ_{sn}		δ_{Bn}		$h_n \times 10^2$	k_n	$3/h_n$	$\frac{276k_n \beta}{h_n}$	δ_{Bn}	δ_{sn}	δ_n	D_n		
	V_h	$\frac{\Delta_{sn} 4}{x 10^{-4}}$	$V_n h_n \times 10^2$	$M_h \times 10^2$									$2M_n \times 10^2$	$\frac{2M_n}{k_n}$
10	0.6	0.57	2.61	2.61	0.126	343.362	4.35	20.60	1/145	6.34	2.368	0.000	2.368	0.25
9	1.9	1.80	7.60	10.21	0.569	342.667	4.00	22.52	1/133.3	6.90	2.570	0.001	2.571	0.74
8	2.7	2.55	8.37	18.58	0.991	341.107	3.10	29.05	1/103.3	8.90	3.301	0.002	3.303	0.82
7	6.3	5.95	19.53	38.11	1.951	338.165	3.10	29.05	1/103.3	8.90	3.273	0.005	3.278	1.92
6	10.7	10.11	33.17	71.28	3.766	332.448	3.10	29.05	1/103.3	8.90	3.217	0.009	3.226	3.32
5	20.9	19.75	64.79	136.07	7.138	321.544	3.10	29.05	1/103.3	8.90	3.112	0.018	3.130	6.68
4	36.9	34.87	114.39	250.46	13.306	301.100	3.10	29.05	1/103.3	8.90	2.914	0.031	2.945	12.53
3	66.7	63.03	206.67	457.23	24.361	263.433	3.10	29.05	1/103.3	8.90	2.549	0.056	2.605	25.60
2	94.7	89.49	293.57	750.80	41.584	197.488	3.10	29.05	1/103.3	8.90	1.911	0.080	1.991	47.56
1	189.6	179.17	625.68	1376.48	77.952	77.952	3.30	27.29	1/110	8.36	0.709	0.150	0.859	220.72

D I S T R I B U C I O N D E C O R T E

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

N	ΣD_{PORT}	D_{PD}	ΣD_T	V_T	$V_{PORT.}$	V_{PD}
10	38.37	0.25	38.62	65.7	65.3	0.4
9	40.56	0.74	41.30	111.0	109.0	2.0
8	58.44	0.82	59.26	147.9	145.9	2.0
7	60.19	1.92	62.11	178.1	172.6	5.5
6	61.48	3.32	64.80	204.0	193.5	10.5
5	68.63	6.68	75.31	225.8	205.8	20.0
4	69.81	12.53	82.34	243.4	206.4	37.0
3	70.78	25.60	96.38	256.7	188.5	68.2
2	87.23	47.56	134.79	271.7	175.8	95.9
1	103.39	220.72	324.11	279.7	89.2	190.5

4.35 ANÁLISIS DE LA INTERACCIÓN
EN EL EJE D

CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES

- Rotación de la Columna : $R_n = \frac{V_n}{D_n} \times \frac{h_n}{2}$

- Rotación de la Placa : $\theta_n = \frac{R_{BRn-1} + R_{BRn}}{2}$

- Rotación de la Viga : $R_{Bn} = -\frac{\theta_n}{2} \times \frac{l_1}{l_2}$

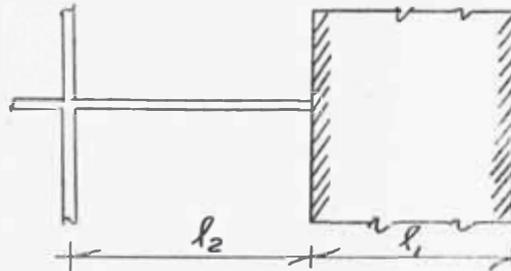
Todas las rotaciones están expresadas en la unidad (1/6 E_{K0})

S tiene :

l_1 = Ancho de la Placa = 2.60m.

l_2 = Longitud de viga = 3.15m.

donde : $l_1/2l_2 = 0.413$



	V_n	$1/D_n$	$h_n/2$	R_n	$\sum_{10}^{-4} R_{sn}$	R_{BRn}	θ_n	R_{Bn}	
							369.7	-152.7	
9	0.4	1/0.25	217.5	369.8	3.6	0.1	369.7	453.5	-187.3
8	2.0	1/0.74	200.0	537.6	12.4	0.2	537.4	461.9	-190.8
7	2.0	1/0.82	155.0	386.9	22.7	0.4	386.5	414.8	-171.3
6	5.5	1/1.92	155.0	444.0	53.0	0.8	443.2	466.0	-192.5
5	10.5	1/3.32	155.0	490.2	90.0	1.4	488.8	475.1	-196.2
4	20.0	1/6.68	155.0	464.1	175.8	2.7	461.4	457.1	-188.8
3	37.0	1/12.53	155.0	457.7	310.3	4.8	452.9	428.5	-177.0
2	68.2	1/25.60	155.0	412.9	561.0	8.7	404.2	352.2	-145.5
1	95.9	1/47.56	155.0	312.5	796.5	12.3	300.2	208.9	-86.3
	190.5	1/220.72	165.0	142.4	1497.9	24.7	117.7		

IONES RELATIVAS.- Unidad : $R_n = 369.8$

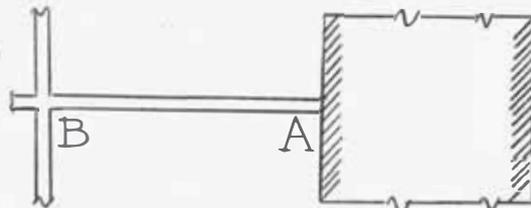
R_n	R_{Bn}	θ_n
(1.00) ←	↓ -(0.41)	↓ (1.00)
(1.41) ←	↓ -(0.51)	↓ (1.23)
(1.05) ←	↓ -(0.52)	↓ (1.25)
(1.20) ←	↓ -(0.46)	↓ (1.12)
(1.33) ←	↓ -(0.52)	↓ (1.26)
(1.26) ←	↓ -(0.53)	↓ (0.28)
(1.24) ←	↓ -(0.51)	↓ (1.24)
(1.17) ←	↓ -(0.48)	↓ (1.16)
(0.85) ←	↓ -(0.39)	↓ (0.95)
(0.39) ←	↓ -(0.23)	↓ (0.56)

CALCULO DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DEBIDO A LAS DEFORMACIONES .-

$$M_{AB} = (K_v/3) (2\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{BA} = (K_v/3) (\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{COL} = -k_c R_n$$

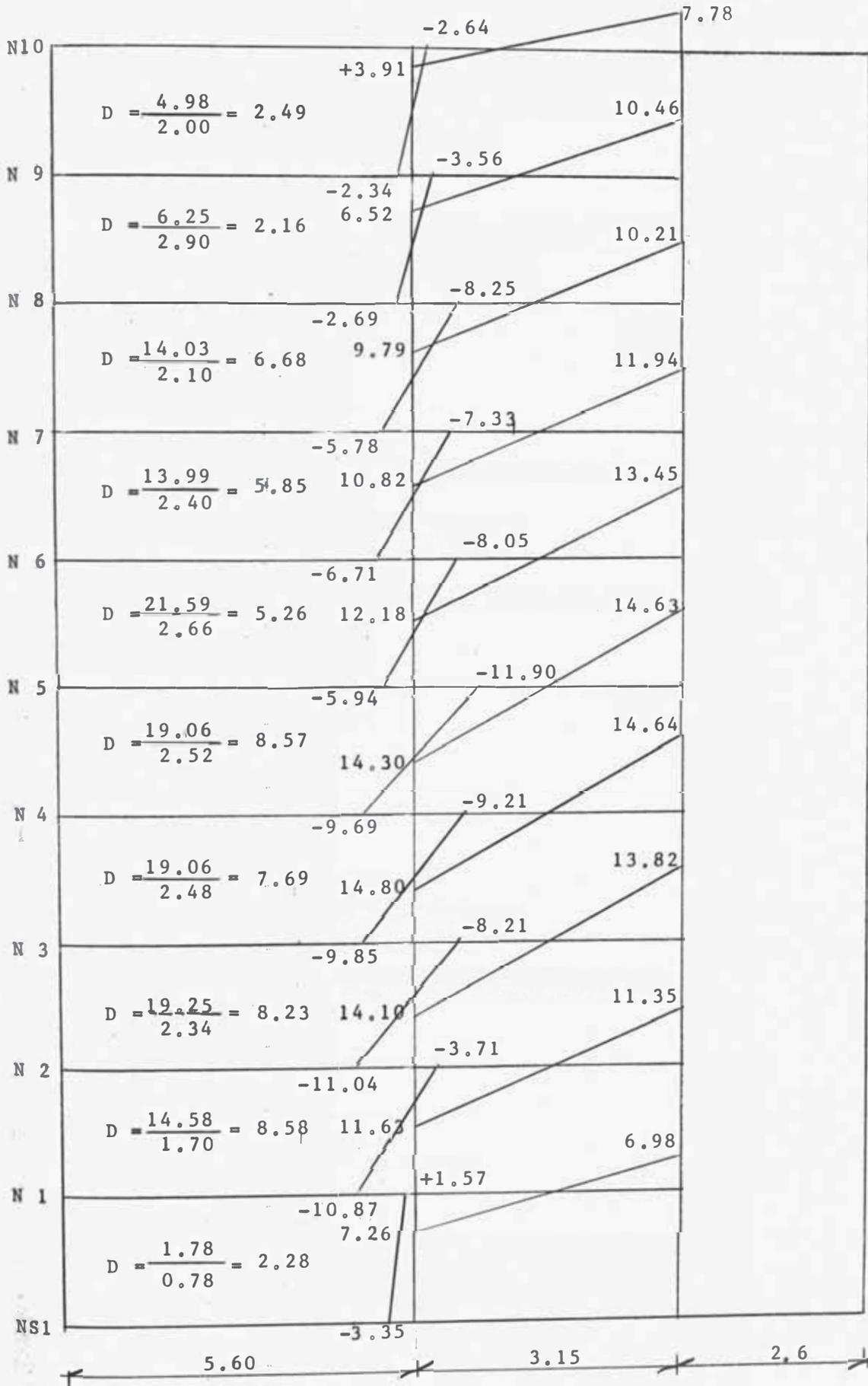


N	θ_A	$-R_B$	$2\theta_A$	$-3R_B$	$\frac{2\theta_A}{3R_B}$	$K_v/3$	M_{AB}	$\frac{\theta_A}{3R_B}$	M_{BA}	k_c	M_{COL}
10	1.00	0.41	2.00	1.23	3.23	2.757	8.90	2.23	6.15	2.07	-2.07
9	1.23	0.51	2.46	1.53	3.99	2.757	11.00	2.76	7.61	2.25	-3.26
8	1.25	0.52	2.50	1.56	4.06	2.757	11.19	2.81	7.75	10.34	-10.86
7	1.12	0.46	2.24	1.38	3.62	2.757	9.98	2.50	6.89	10.34	-12.41
6	1.26	0.52	2.52	1.56	4.08	2.757	11.25	2.82	7.77	10.34	-13.75
5	1.28	0.53	2.56	1.59	4.15	2.757	11.44	2.87	7.91	23.52	-29.64
4	1.24	0.51	2.48	1.53	4.01	2.757	11.06	2.77	7.64	23.52	-29.16
3	1.16	0.48	2.32	1.44	3.76	2.757	10.37	2.60	7.17	23.52	-27.52
2	0.95	0.39	1.90	1.17	3.07	2.757	8.46	2.12	5.84	26.90	-22.87
	.56	0.23	1.12	0.69	1.81	2.757	4.99	1.25	3.45	25.25	-9.85

DISTRIBUCION DE MOMENTOS : Un Ciclo

	VIGA	COL. ↓	↑ COL.	VIGA		
N10	<u>0.31</u> - 1.26 - 1.26	<u>0.14</u> - 2.07 - 0.57 - 2.64		<u>0.55</u> + 6.15 - 2.24 + 3.91	→	+ 8.90 - 1.12 + 7.78
N 9	<u>0.27</u> - 0.62 - 0.62	<u>0.13</u> - 3.26 - 0.30 - 3.56	<u>0.12</u> - 2.07 - 0.27 - 2.34	<u>0.48</u> + 7.61 - 1.09 + 6.52	→	+11.00 - 0.54 +10.46
N 8	<u>0.18</u> + 1.15 + 1.15	<u>0.41</u> -10.86 + 2.65 - 8.25	<u>0.09</u> - 3.26 + 0.57 - 2.69	<u>0.32</u> + 7.75 + 2.04 + 9.79	→	+11.19 + 1.02 +12.21
N 7	<u>0.14</u> + 2.29 + 2.29	<u>0.31</u> -12.41 + 5.08 - 7.33	<u>0.31</u> -10.86 + 5.08 - 5.78	<u>0.24</u> + 6.89 + 3.93 +10.82	→	+ 9.98 + 1.96 +11.94
N 6	<u>0.14</u> + 2.57 + 2.57	<u>0.31</u> -13.75 + 5.70 - 8.05	<u>0.31</u> -12.41 + 5.90 - 6.71	<u>0.24</u> + 7.77 + 4.41 +12.18	→	+11.25 + 2.20 +13.45
N 5	<u>0.10</u> + 3.55 + 3.55	<u>0.50</u> -29.64 +17.74 -11.90	<u>0.22</u> -13.75 + 7.81 - 5.94	<u>0.18</u> + 7.91 + 6.39 +14.30	→	+11.44 + 3.19 +14.63
N 4	<u>0.08</u> + 4.09 + 4.09	<u>0.39</u> -29.16 +19.95 - 9.21	<u>0.39</u> -29.64 +19.95 - 9.69	<u>0.14</u> + 7.64 + 7.16 +14.80	→	+11.06 + 3.58 +14.64
N 3	<u>0.08</u> + 3.96 + 3.96	<u>0.39</u> -27.52 +19.31 - 8.21	<u>0.39</u> -29.16 +19.31 - 9.85	<u>0.14</u> + 7.17 + 6.93 +14.10	→	+10.37 + 3.46 +13.83
N 2	<u>0.07</u> + 3.12 + 3.12	<u>0.43</u> -22.87 +19.16 - 3.71	<u>0.37</u> -27.52 +16.48 -11.04	<u>0.13</u> + 5.84 + 5.79 +11.63	→	+ 8.46 + 2.89 +11.35
N 1	<u>0.07</u> + 2.05 + 2.05	<u>0.39</u> - 9.85 +11.42 + 1.57	<u>0.41</u> -22.87 +12.00 -10.87	<u>0.13</u> + 3.45 + 3.81 + 7.26	→	+ 4.99 + 1.90 + 6.89
NS1			<u>0.66</u> - 9.85 + 6.50 - 3.35			

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y VALORES D DE LAS COLUMNAS ADYACENTES

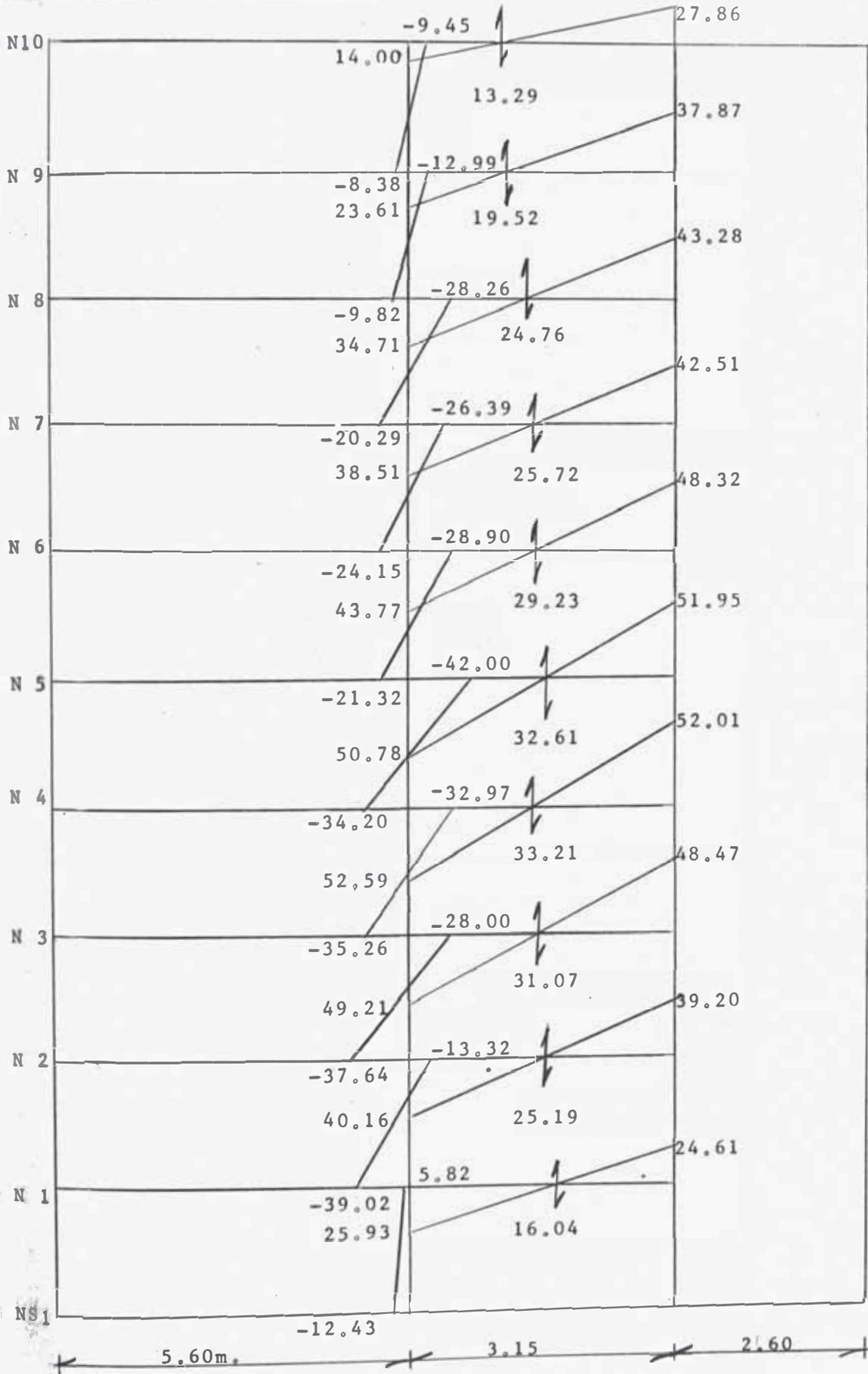


DISTRIBUCION DE CORTE Y COEFICIENTES DE CORRECCION

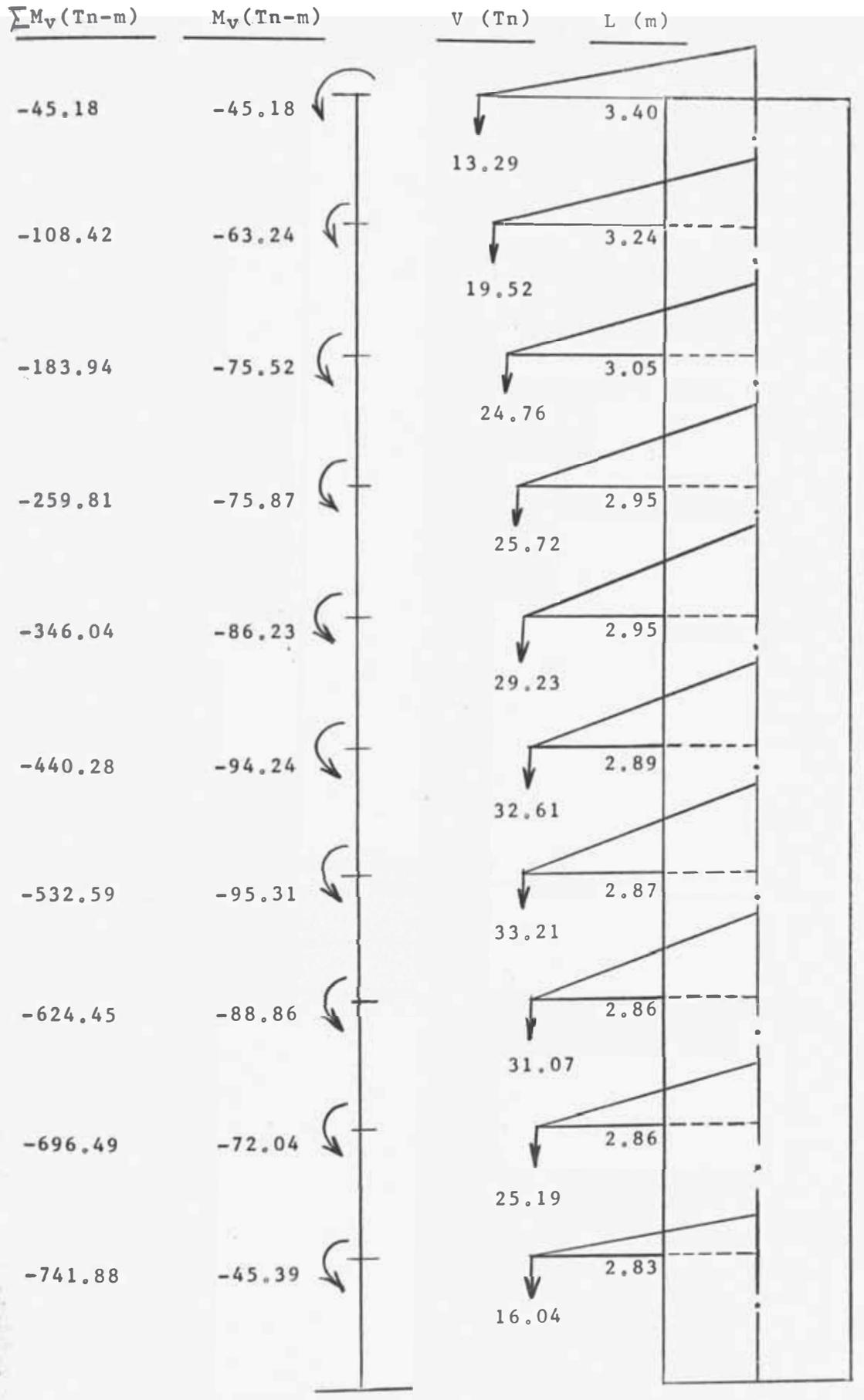
N	Inicialmente		Finalmente		ΣD_T	ΣD_{TI}	V_T	V_{PD}	$V_{PORT.}$	$V_{COL.}$	h_m	$V_{COL} \times h_m$	$M_{a-1} I_b$	C_c
	$\Sigma D_{PORT.}$	$D_{COL.}$	$\Sigma D_{PORT.}$	$D_{COL.}$										
10	38.37	1.57	2.49	39.29	38.62	39.54	65.7	0.4	65.3	4.1	4.35	17.83	4.98	3.58
9	40.56	1.67	2.16	41.05	41.30	41.79	111.0	2.0	109.0	5.7	4.00	22.80	6.25	3.65
8	58.44	3.96	6.68	61.16	59.26	61.98	147.9	2.0	145.9	15.9	3.10	49.29	14.03	3.51
7	60.19	3.96	5.85	62.08	62.11	64.00	178.1	5.3	172.8	16.3	3.10	50.53	14.04	3.60
6	61.48	3.96	5.26	62.78	64.80	66.10	204.0	10.2	193.8	16.2	3.10	50.22	13.99	3.59
5	68.63	5.08	8.57	72.12	75.31	78.80	225.8	19.1	206.7	24.6	3.10	76.26	21.59	3.53
4	69.81	5.08	7.69	72.42	82.34	84.95	243.4	35.9	207.5	22.0	3.10	68.20	19.06	3.58
3	70.78	5.08	8.23	73.93	96.38	99.53	256.7	66.0	190.7	21.2	3.10	65.72	19.25	3.41
2	87.23	5.20	8.58	90.61	134.79	138.17	271.7	93.5	178.2	16.9	3.10	52.39	14.58	3.59
1	103.39	5.15	2.28	100.52	324.11	321.24	279.7	192.2	87.5	2.0	3.30	6.60	1.78	3.71

DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES EN COLUMNAS ADYACENTES A LA LACA D
Y EN VIGAS

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS.



EFEECTO DE BORDE DEL PORTICO SOBRE LA PLACA D



APLICACION DEL MOMENTO CORRECTOR Y DISTRIBUCION DE CORTE

N	MOMENTO CORRECTOR		$4\Delta_{MB}$	$4\Delta_{MR}$	f_{Bn}	f_{Sn}	f_n	V_n	D_2	ΣD_{T2}	V_T	V_{PD}		
	$-2M_n$	$-2M_n/k_c - 4\Delta_M$												
10	90.36	4.365	557.363	-306.550	343.362	36.812	0.254	0.000	0.254	0.4	1.67	40.96	65.7	2.70
9	216.84	9.629	543.369	-298.853	342.667	43.814	0.329	0.001	0.330	2.0	6.03	47.08	111.0	14.20
8	367.88	12.663	521.077	-286.592	341.107	54.515	0.528	0.002	0.530	2.0	3.82	64.98	147.9	8.7
7	519.62	17.887	490.527	-269.790	338.165	68.375	0.662	0.005	0.667	5.5	8.25	70.33	178.1	20.9
6	692.08	23.823	448.817	-246.849	332.448	85.599	0.828	0.009	0.837	10.5	12.54	75.32	204.0	34.0
5	880.56	30.311	394.683	-217.076	321.544	104.468	1.011	0.018	1.029	20.0	19.44	91.56	225.8	47.9
4	1071.18	36.873	327.499	-180.124	301.100	120.976	1.171	0.031	1.202	37.0	30.78	103.20	243.4	72.6
3	1248.90	42.991	247.635	-136.199	263.433	127.234	1.231	0.056	1.287	68.2	52.99	126.92	256.7	107.2
2	1392.98	47.951	156.693	-86.181	197.488	111.307	1.077	0.080	1.157	95.9	82.89	173.50	271.7	129.8
1	1483.76	54.371	54.371	-29.904	77.952	48.048	0.437	0.150	0.587	190.5	324.53	425.05	279.7	213.6

SEGUNDA ITERACION DE LA

INTERACCION

CALCULO DE DEFORMACIONES .-

N	V_n	δ_{sn} $\Delta_{sn} \times 10^{-4}$	δ_{sn} $\times 10^{-7}$	$V_n h_n$ $\times 10^2$	M_n' $\times 10^2$	δ_{Bn} $2M_n$ $\times 10^2$	$\frac{2M_n}{kn}$	$4\Delta_M$
10	2.70	2.55	16.20	11.74	11.74	11.74	0.567	710.689
9	14.20	13.42	92.60	56.80	68.54	80.28	3.565	706.557
8	8.70	8.22	73.16	26.97	95.51	164.05	5.647	697.345
7	20.90	19.75	175.80	64.79	160.30	255.81	8.806	682.892
6	34.00	32.13	286.00	105.40	265.70	426.00	14.664	659.422
5	47.90	45.27	402.90	148.49	414.19	679.89	23.404	621.354
4	72.60	68.61	610.60	225.06	639.25	1053.44	36.262	561.688
3	107.20	101.30	901.60	332.32	971.57	1610.82	55.449	469.977
2	129.80	122.66	1091.70	402.38	1373.95	2345.52	80.74	333.788
1	213.60	201.85	1687.50	704.88	2078.83	3452.78	126.524	126.524

CALCULO DE ROTACIONES .-

	V_n	$1/D_n$	$h_n/2$	R_n	δ_{sn} $\times 10^{-4}$	R_{sn}	R_{BRn}	θ_n	R_{Bn}
0								351.2	-145.0
9	2.7	1/167	217.5	351.6	16.2	0.4	351.2	410.1	-169.4
8	14.2	1/603	200.0	471.0	92.6	1.9	469.1	410.0	-169.3
7	8.7	1/383	155.0	352.1	73.2	1.1	351.0	370.5	-153.0
6	20.9	1/825	155.0	392.7	175.8	2.7	390.0	402.9	-166.4
5	34.0	1/1254	155.0	420.3	286.0	4.4	415.9	395.8	-163.5
4	47.9	1/1944	155.0	381.9	402.9	6.2	375.7	365.9	-151.1
3	72.6	1/3078	155.0	365.6	610.6	9.5	356.1	327.8	-135.4
2	107.2	1/5299	155.0	313.6	901.6	14.0	299.6	262.7	-108.5
1	129.8	1/8289	155.0	242.7	1091.7	16.9	225.8	153.3	-63.3
	213.8	1/32453	165.0	108.6	1687.5	27.8	80.8		

NES RELATIVAS .- Unidad : $R_n = 351.6$

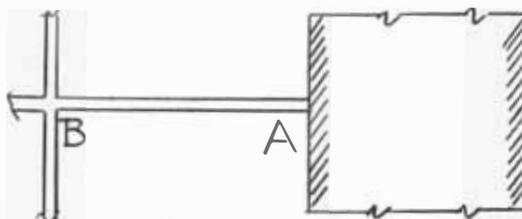
R_n	R_{Bn}	θ_n
(1.00)	← -(0.41)	(1.00)
(1.34)	← -(0.48)	(1.17)
(1.00)	← -(0.48)	(1.17)
(1.12)	← -(0.44)	(1.05)
(1.20)	← -(0.47)	(1.15)
(1.09)	← -(0.47)	(1.13)
(1.04)	← -(0.43)	(1.04)
(0.89)	← -(0.39)	(0.93)
(0.69)	← -(0.31)	(0.75)
(0.31)	← -(0.18)	(0.44)

O DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DEBIDO A LAS DEFORMACIONES .-

$$M_{AB} = (K_v/3) (2\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{BA} = (K_v/3) (\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{COL} = -k_c R_n$$

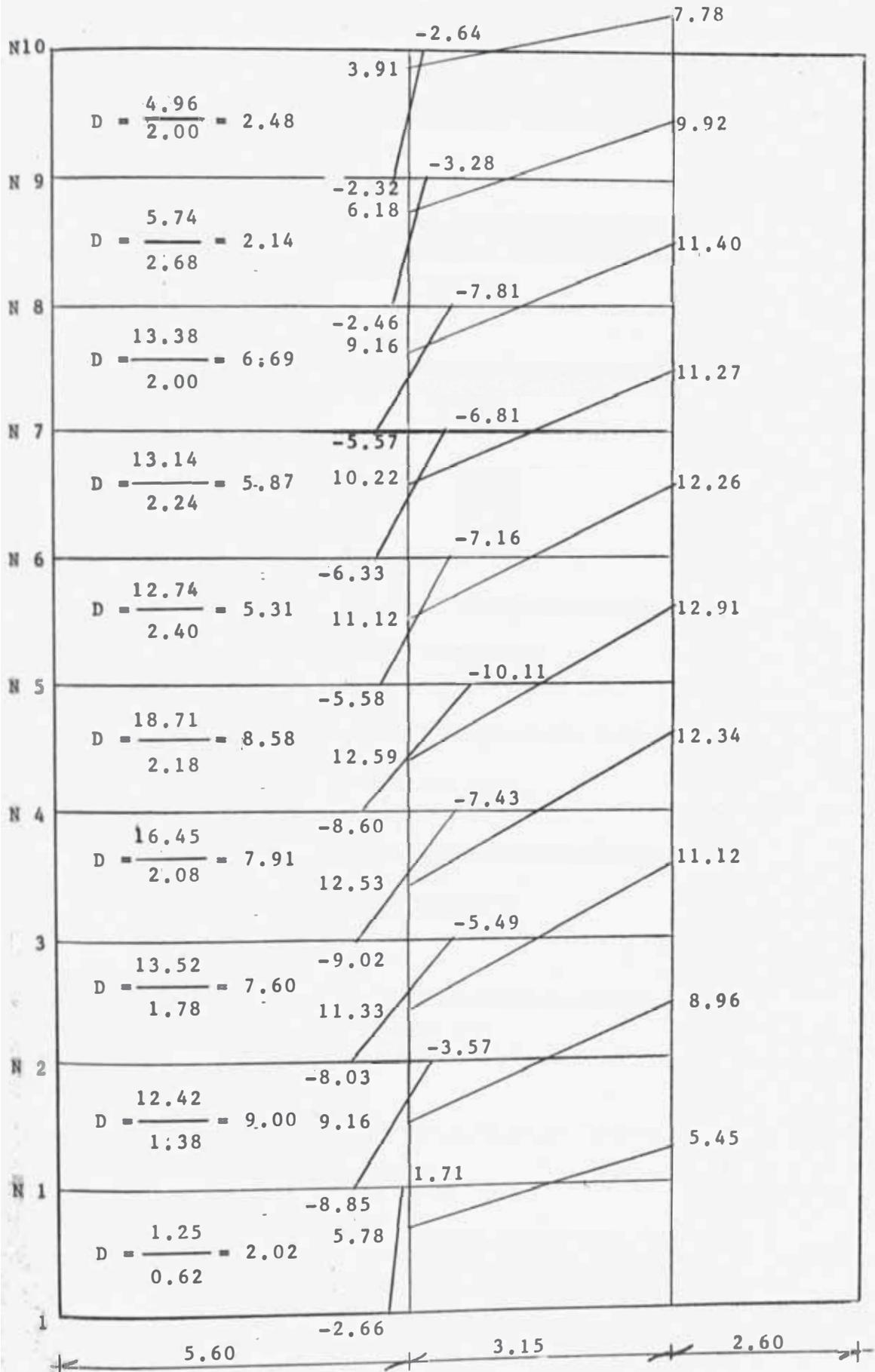


N	θ_A	$-R_B$	$2\theta_A$	$-3R_B$	$\frac{2\theta_A}{3R_B}$	$K_v/3$	M_{AB}	$\frac{\theta_A}{3R_B}$	M_{BA}	k_c	M_{COL}
10	1.00	0.41	2.00	1.23	3.23	2.757	8.90	2.23	6.15	2.07	-2.07
9	1.17	0.48	2.34	1.44	3.78	2.757	10.42	2.61	7.19	2.25	-3.01
8	1.17	0.48	2.34	1.44	3.78	2.757	10.42	2.68	7.19	10.34	-10.34
7	1.05	0.44	2.10	1.32	3.42	2.757	9.43	2.37	6.53	10.34	-11.51
6	1.15	0.47	2.30	1.41	3.71	2.757	10.23	2.56	7.06	10.34	-12.41
5	1.13	0.47	2.26	1.41	3.67	2.757	10.12	2.54	7.00	23.52	-25.63
4	1.04	0.43	2.08	1.29	3.37	2.757	9.29	2.33	6.42	23.52	-24.46
3	0.93	0.39	1.86	1.17	3.03	2.757	8.35	2.10	5.79	23.52	-20.93
2	0.75	0.31	1.50	0.93	2.43	2.757	6.70	1.68	4.63	26.90	-18.56
	0.44	0.18	0.88	0.54	1.42	2.757	3.91	0.98	2.70	25.25	- 7.83

DISTRIBUCION DE MOMENTOS : Un Ciclo

	VIGA	COL. ↓	↑ COL.	VIGA		
N 10	<u>0.31</u> - 1.26 - 1.26	<u>0.14</u> - 2.07 - 0.57 - 2.64		<u>0.55</u> + 6.15 - 2.24 + 3.91	→	+ 8.90 - 1.12 + 7.78
N 9	<u>0.27</u> - 0.57 - 0.57	<u>0.13</u> - 3.01 - 0.17 - 3.28	<u>0.12</u> - 2.07 - 0.25 - 2.32	<u>0.48</u> + 7.19 - 1.01 + 6.18	→	+10.42 - 0.50 + 9.92
N 8	<u>0.18</u> + 1.11 + 1.11	<u>0.41</u> -10.34 + 2.53 - 7.81	<u>0.09</u> - 3.01 + 0.55 - 2.46	<u>0.32</u> + 7.19 + 1.91 + 9.16	→	+10.42 + 0.98 +11.40
N 7	<u>0.14</u> + 2.15 + 2.15	<u>0.31</u> -11.58 + 4.77 + 6.81	<u>0.31</u> -10.34 + 4.77 - 5.57	<u>0.24</u> + 6.53 + 3.69 +10.22	→	+ 9.43 + 1.84 +11.27
N 6	<u>0.14</u> + 2.37 + 2.37	<u>0.31</u> -12.41 + 5.25 - 7.16	<u>0.31</u> -11.51 + 5.25 - 6.33	<u>0.24</u> + 7.06 + 4.06 +11.12	→	+10.23 + 2.03 +12.26
N 5	<u>0.10</u> + 3.10 + 3.10	<u>0.50</u> -25.63 +15.52 -10.11	<u>0.22</u> -12.41 + 6.83 - 5.58	<u>0.18</u> + 7.00 + 5.59 +12.59	→	+10.12 + 2.79 +12.91
N 4	<u>0.08</u> + 3.49 + 3.49	<u>0.39</u> -24.46 +17.03 - 7.43	<u>0.39</u> -25.63 +17.03 - 8.60	<u>0.14</u> + 6.42 + 6.11 +12.53	→	+ 9.29 + 3.05 +12.34
N 3	<u>0.08</u> + 3.17 + 3.17	<u>0.39</u> -20.93 +15.44 - 5.49	<u>0.39</u> -24.46 +15.44 - 9.02	<u>0.14</u> + 5.79 + 5.54 +11.33	→	+ 8.35 + 2.77 +11.12
N 2	<u>0.07</u> + 2.44 + 2.44	<u>0.43</u> -18.56 +14.99 - 3.57	<u>0.37</u> -20.93 +12.90 - 8.03	<u>0.13</u> + 4.63 + 4.53 + 9.16	→	+ 6.70 + 2.26 + 8.96
N 1	<u>0.07</u> + 1.66 + 1.66	<u>0.39</u> - 7.83 + 9.24 + 1.41	<u>0.41</u> -18.56 + 9.71 - 8.85	<u>0.13</u> + 2.70 + 3.08 + 5.78	→	+ 3.91 + 1.54 + 5.45
			<u>0.66</u> - 7.83 + 5.17 - 2.66			

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y VALORES D DE LAS COLUMNAS ADYACENTES



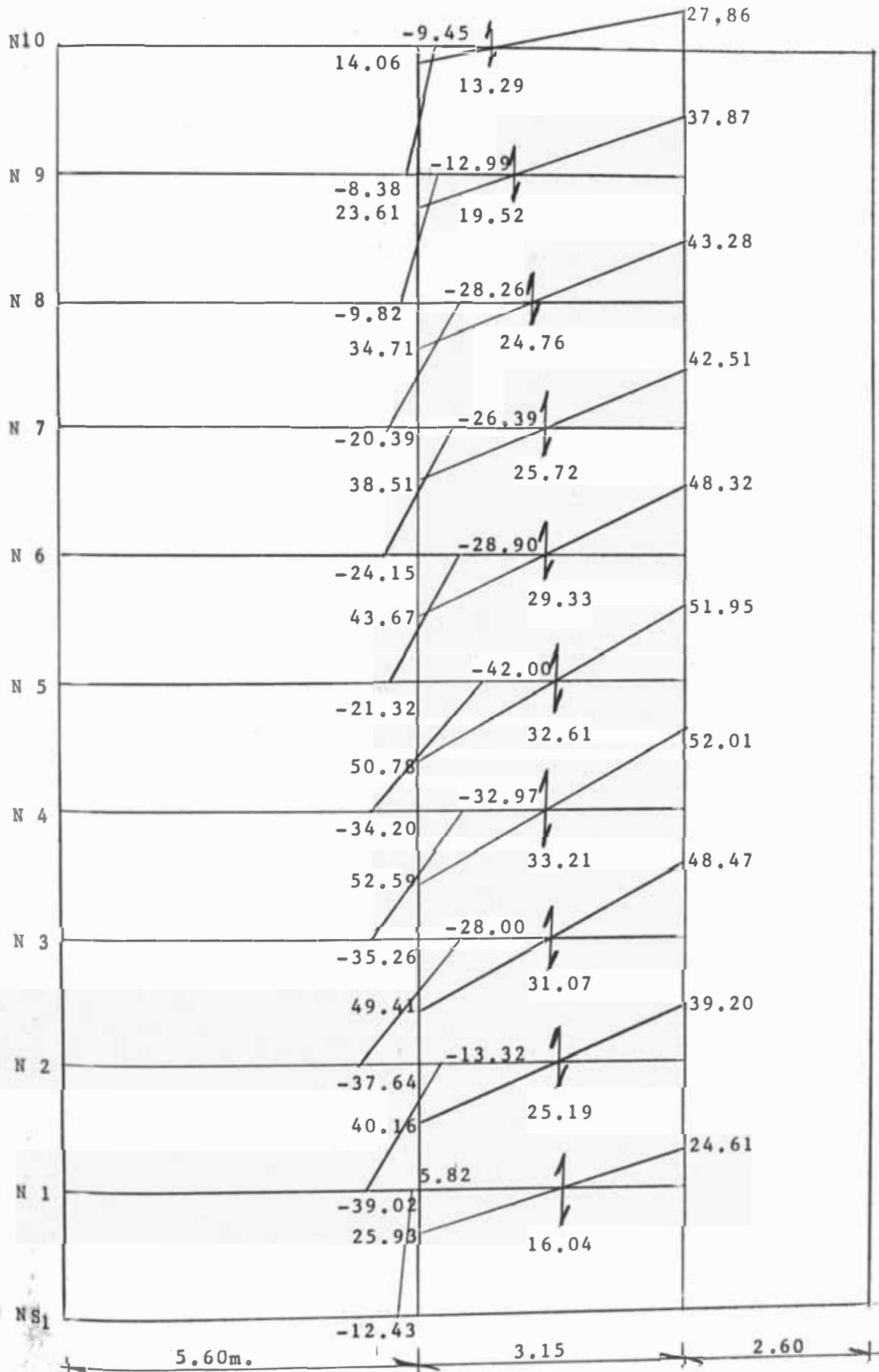
CORTE Y COEFICIENTE DE CORRECCION

N	$V_{PORT.}$	$V_{COL.}$	h_n	$V_{col} \times h_n$	$M_a + M_b$	$C_c \frac{V_{col} \cdot h_n}{M_a + M_b}$
10	63.0	4.0	4.35	17.40	4.96	3.50
9	96.8	5.1	4.00	20.40	5.74	3.55
8	139.2	15.2	3.10	47.12	3.88	3.52
7	157.2	14.8	3.10	45.88	13.14	3.50
6	170.0	14.2	3.10	44.02	12.74	3.46
5	177.9	21.1	3.10	65.41	18.71	3.50
4	170.8	18.1	3.10	56.11	16.45	3.41
3	149.5	15.4	3.10	47.74	13.52	3.53
2	141.9	12.4	3.10	38.44	12.42	3.10
1	66.1	1.5	3.30	4.95	1.25	3.96

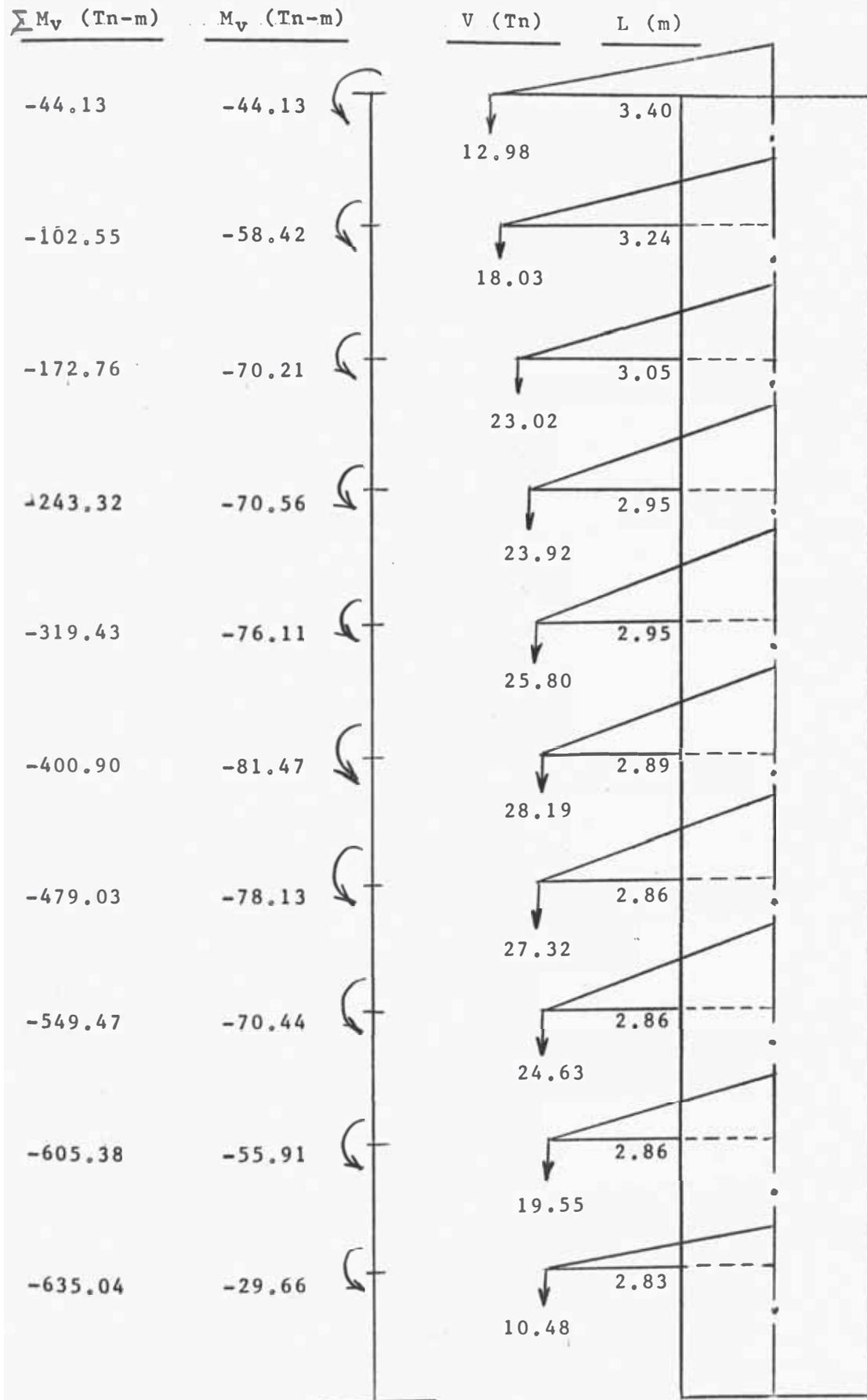
* Se considera igual a la última distribución porque los valores D no varían en la segunda iteración respecto a la primera.

DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES EN COLUMNAS ADYACENTES A LA PLACA D
Y EN VIGAS

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS.



EFFECTO DE BORDE DEL PORTICO SOBRE LA PLACA D



VERIFICACION DE VALORES D Y DISTRIBUCION DE CORTE

N	MOMENTO CORRECTOR		$4\Delta_{MB}$	$4\Delta_{MR}$	d_{bn}	d_{sn}	d_n	V_n	D_3	ΣD_{T3}	V_f	V_{PD}	
	$-2M_n$	$-2M_n/k_c$											$4\Delta_{MC}$
10	88.26	4.264	-497.006	710.689	213.683	1.474	0.002	1.476	2.70	1.83	41.11	65.7	2.70
9	205.10	9.107	-483.635	706.557	222.922	1.672	0.009	1.681	14.20	8.44	49.47	111.0	18.90
8	345.52	11.894	-462.634	697.341	234.711	2.271	0.007	2.278	8.70	3.82	64.99	147.9	8.70
7	486.64	16.762	-433.988	682.892	248.904	2.409	0.018	2.427	20.9	8.61	70.71	178.1	21.70
6	638.86	21.991	-395.245	659.422	264.177	2.556	0.028	2.584	34.0	13.16	75.99	204.0	35.30
5	801.30	27.600	-345.654	621.354	275.700	2.668	0.040	2.708	47.9	17.69	89.82	225.8	44.50
4	958.06	32.979	-285.075	561.688	276.613	2.677	0.061	2.738	72.6	26.52	99.16	243.4	65.10
3	1098.94	37.829	-214.267	469.977	255.710	2.474	0.090	2.564	107.2	41.81	115.11	256.7	93.20
2	1210.76	41.678	-134.760	333.788	199.028	1.926	0.109	2.035	129.8	63.78	154.81	271.7	111.90
1	1270.08	46.541	-46.541	126.524	79.983	0.727	0.169	0.896	213.6	238.40	338.66	279.7	196.90

TERCERA ITERACION DE LA
INTERACCION

CALCULO DE DEFORMACIONES .-

N	δ_{sn}			δ_{Bn}				
	V_n	$\Delta_{sn} \times 10^{-4}$	$\delta_{sn} \times 10^{-4}$	$V_n h_n \times 10^2$	$M_n' \times 10^2$	$2M_n \times 10^2$	$2M_n / R_n$	$4\Delta_M$
10	2.90	2.74	17.40	12.72	12.72	12.72	0.615	690.699
9	18.90	17.86	123.20	75.75	88.47	101.19	4.493	685.591
8	8.70	8.22	73.20	26.97	115.44	203.91	7.019	674.079
7	21.70	20.51	182.50	67.27	182.71	298.15	10.263	656.797
6	35.30	33.36	296.90	109.43	292.14	474.85	16.346	630.188
5	44.50	42.05	374.20	137.95	430.09	722.33	24.861	588.981
4	65.10	61.52	547.50	201.81	631.90	1061.99	36.557	527.563
3	93.20	88.07	783.80	288.92	920.82	1552.72	53.449	437.557
2	111.90	105.75	941.20	346.89	1267.71	2188.53	75.336	308.772
1	192.96	186.07	1555.50	649.77	1917.48	3185.19	116.718	116.718

CALCULO DE ROTACIONES .-

	V_n	$1/D_n$	$h_n/2$	R_n	$\delta_{sn} \times 10^{-4}$	R_{sn}	R_{BRn}	Θ_n	R_{En}
10								347.2	-143.4
9	2.9	1/1.83	217.5	347.6	17.4	0.4	347.2	396.3	-163.6
8	18.9	1/8.44	200.0	447.9	123.2	2.5	445.4	398.2	-164.4
7	8.7	1/3.82	155.0	352.1	73.2	1.1	351.0	371.3	-153.3
6	21.7	1/8.61	155.0	392.4	182.5	2.8	391.6	401.3	-165.7
5	35.3	1/13.16	155.0	415.7	296.9	4.6	411.1	397.6	-164.2
4	44.5	1/17.69	155.0	389.9	374.2	5.8	384.1	378.0	-156.1
3	65.1	1/26.52	155.0	380.4	547.5	8.5	371.9	352.9	-145.7
2	93.2	1/41.81	155.0	345.5	783.8	11.5	334.0	295.6	-122.1
1	111.9	1/63.78	155.0	271.9	941.2	14.6	257.3	184.7	-76.3
	196.9	1/238.40	165.0	136.3	1555.5	24.1	112.2		

ONES RELATIVAS :- Unidad : $R_n = 347.6$

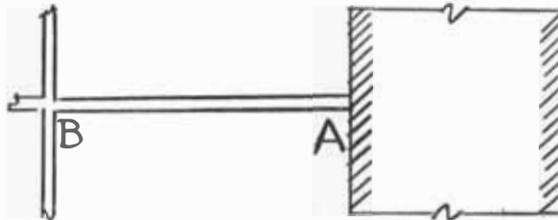
R_n	R_{Bn}	θ_n
(1.00) ←	↓ -(0.41)	↓ (1.00)
(1.29) ←	↓ -(0.47)	↓ (1.14)
(1.01) ←	↓ -(0.47)	↓ (1.14)
(1.13) ←	↓ -(0.44)	↓ (1.07)
(1.07) ←	↓ -(0.48)	↓ (1.15)
(1.12) ←	↓ -(0.47)	↓ (1.14)
(1.09) ←	↓ -(0.45)	↓ (1.09)
(0.99) ←	↓ -(0.42)	↓ (1.01)
(0.78) ←	↓ -(0.35)	↓ (0.85)
(0.39) ←	↓ -(0.22)	↓ (0.53)

CALCULO DE LOS MOMENTOS EN LOS EXTREMOS DEBIDO A LAS DEFORMACIONES

$$M_{AB} = (K_v/3) (2\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{BA} = (K_v/3) (\theta_A - 3R_B)$$

$$M_{COL} = -k_c R_n$$

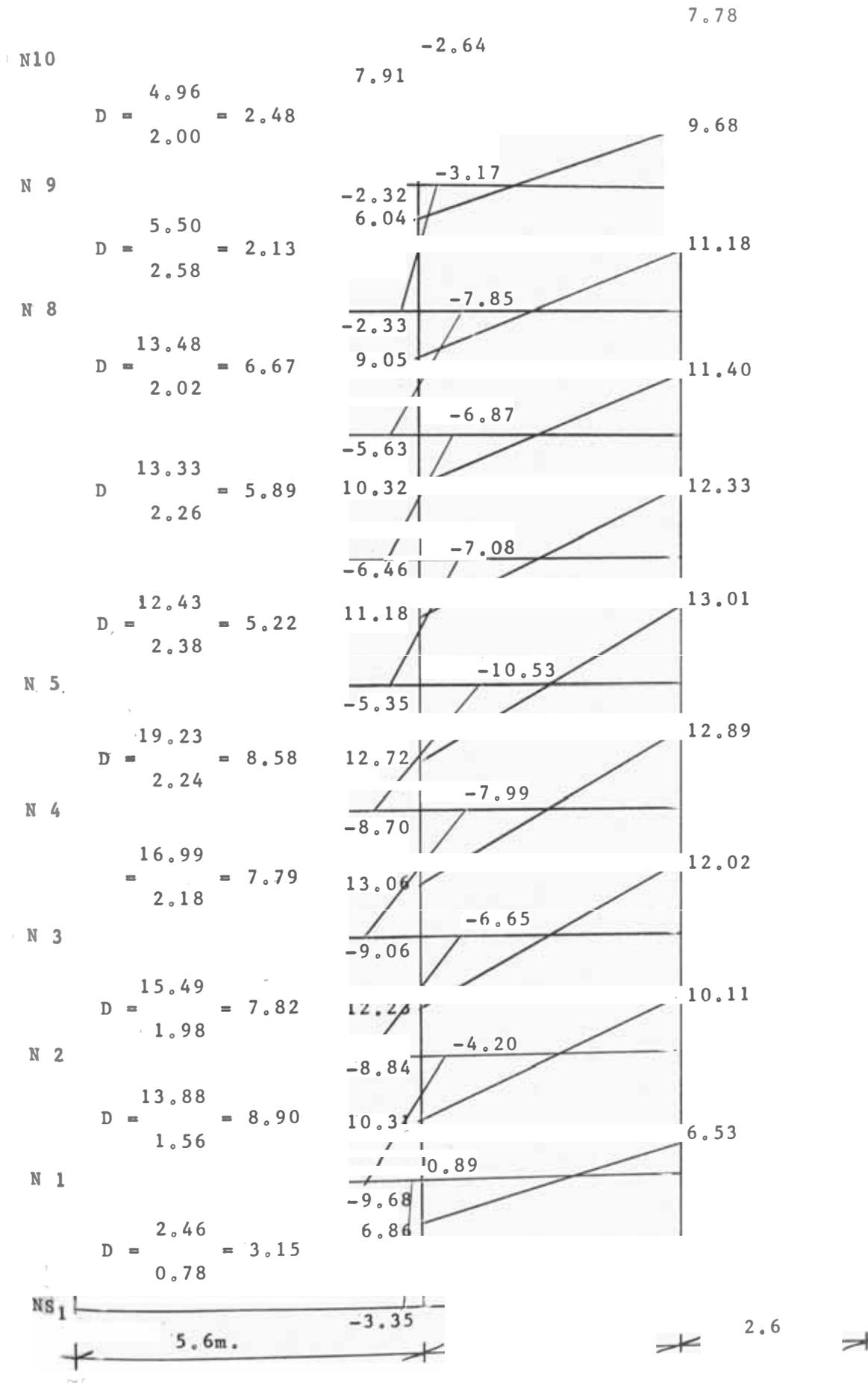


N	θ_A	$-R_B$	$2\theta_A$	$-3R_B$	$\frac{2\theta_A}{3R_B}$	$K_v/3$	M_{AB}	$\frac{\theta_A}{3R_B}$	M_{BA}	k_c	M_{COL}
10	1.00	0.41	2.00	1.23	3.23	2.757	8.90	2.23	6.15	2.07	- 2.07
9	1.14	0.47	2.28	1.41	3.69	2.757	10.17	2.55	7.03	2.25	- 2.90
8	1.14	0.47	2.28	1.41	3.69	2.757	10.17	2.55	7.03	10.34	-10.44
7	1.07	0.44	2.14	1.32	3.46	2.757	9.54	2.39	6.59	10.34	-11.88
6	1.15	0.48	2.30	1.44	3.74	2.757	10.31	2.59	7.14	10.34	-12.30
5	1.14	0.47	2.28	1.41	3.69	2.757	10.17	2.55	7.03	23.52	-26.34
4	1.09	0.45	2.18	1.35	3.53	2.757	9.73	2.44	6.73	23.52	-25.63
3	1.01	0.42	2.02	1.26	3.28	2.757	9.04	2.27	6.26	23.52	-23.28
2	0.85	0.35	1.70	1.05	2.75	2.757	7.58	1.90	5.24	26.90	-20.98
1	0.53	0.22	1.06	0.66	1.72	2.757	4.74	1.19	3.28	25.25	- 9.85

DISTRIBUCION DE MOMENTOS : Un Ciclo

	VIGA	COL. ↓	↑	COL.	VIGA		
N10	<u>0.31</u> - 1.26 - 1.26	<u>0.14</u> - 2.07 - 0.57 - 2.64			<u>0.55</u> + 6.15 - 2.24 + 3.91	→	+ 8.90 - 1.12 + 7.78
N 9	<u>0.27</u> - 0.55 - 0.55	<u>0.13</u> - 2.90 - 0.27 - 3.17	<u>0.12</u> - 2.07 - 0.25 - 2.32		<u>0.48</u> + 7.03 - 0.99 + 6.04	→	+10.17 - 0.49 + 9.68
N 8	<u>0.18</u> + 1.13 + 1.13	<u>0.41</u> -10.44 + 2.59 - 7.85	<u>0.09</u> - 2.90 + 0.57 - 2.33		<u>0.32</u> + 7.03 + 2.02 + 9.05	→	+10.17 + 1.01 +11.18
N 7	<u>0.14</u> + 2.17 + 2.17	<u>0.31</u> -11.68 + 4.81 - 6.87	<u>0.31</u> -10.44 + 4.81 - 5.63		<u>0.24</u> + 6.59 + 3.73 +10.32	→	+ 1.54 + 1.86 +11.40
N 6	<u>0.14</u> + 2.36 + 2.36	<u>0.31</u> -12.30 + 5.22 - 7.08	<u>0.31</u> -11.58 + 5.22 - 6.46		<u>0.24</u> + 7.14 + 4.04 +11.18	→	+10.31 + 2.02 +12.33
N 5	<u>0.10</u> + 3.16 + 3.16	<u>0.50</u> -26.34 +15.81 -10.53	<u>0.22</u> -12.30 + 6.95 - 5.35		<u>0.18</u> + 7.03 + 5.69 +12.72	→	+10.17 + 2.84 +13.01
N 4	<u>0.08</u> + 3.62 + 3.62	<u>0.39</u> -25.63 +17.64 - 7.99	<u>0.39</u> -26.34 +17.64 - 8.70		<u>0.14</u> + 6.73 + 6.33 +13.06	→	+ 9.73 + 3.16 +12.89
N 3	<u>0.08</u> + 3.41 + 3.41	<u>0.39</u> -23.28 +16.63 - 6.65	<u>0.39</u> -25.63 +16.63 - 9.00		<u>0.14</u> + 6.26 + 5.97 +12.93	→	+ 7.58 + 2.53 +10.11
N 2	<u>0.07</u> + 2.73 + 2.73	<u>0.43</u> -20.98 +16.78 - 4.20	<u>0.37</u> -23.28 +14.44 - 8.84		<u>0.13</u> + 5.24 + 5.07 +10.31	→	+ 9.04 + 2.98 +12.02
N 1	<u>0.07</u> + 1.93 + 1.93	<u>0.39</u> - 9.85 +10.74 + 0.89	<u>0.41</u> -20.98 +11.30 - 9.68		<u>0.13</u> + 3.28 + 3.58 + 6.86	→	+ 4.74 + 1.79 + 6.53
NS1			<u>0.66</u> - 9.85 + 6.50 - 3.35				

DIAGRAMA DE MOMENTOS Y VALORES D DE LAS COLUMNAS ADYACENTES

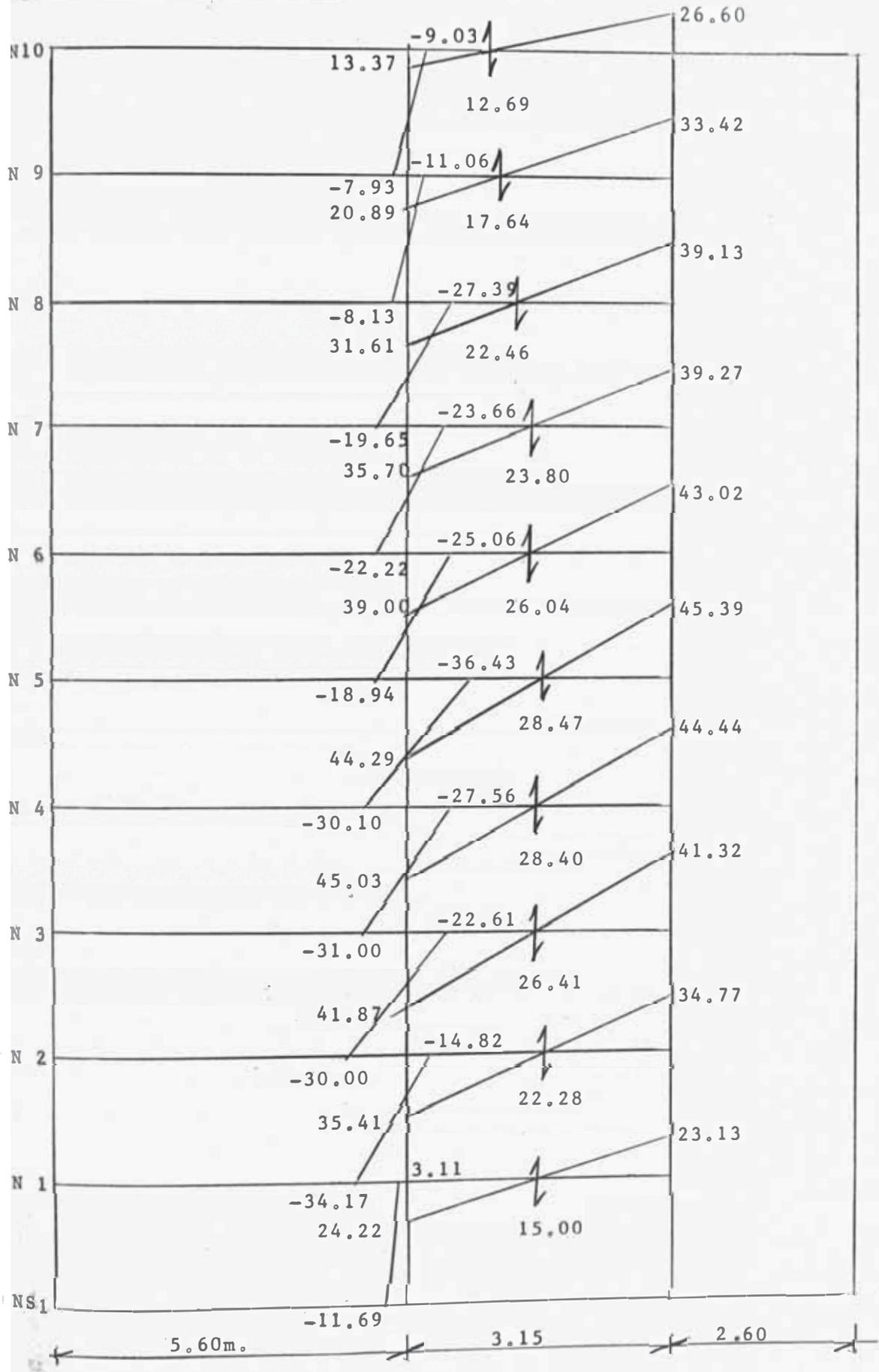


CORTE Y COEFICIENTE DE CORECCION

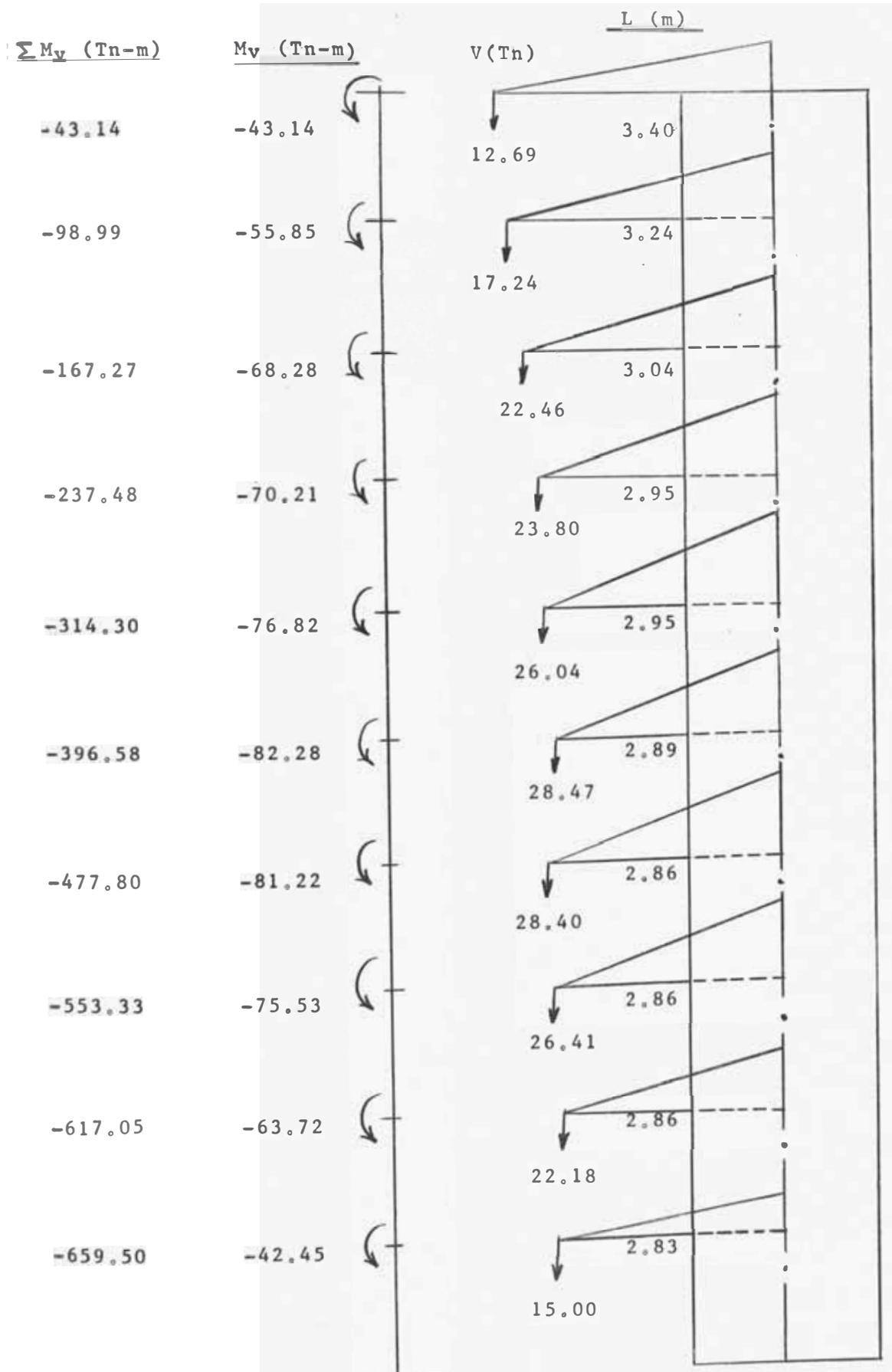
N	$V_{PORT.}$	$V_{COL.}$	h_n	$V_{COL.} \times h_n$	$M_{\alpha} + M_{\beta}$	$C_c = \frac{V_{COL.} h_n}{M_{\alpha} + M_{\beta}}$
10	62.8	3.9	4.35	16.97	4.96	3.42
9	92.1	4.8	4.00	19.20	5.50	3.49
8	139.2	15.2	3.10	47.12	13.48	3.49
7	156.4	14.8	3.10	45.88	13.33	3.44
6	168.7	14.2	3.10	44.02	12.43	3.54
5	181.3	21.5	3.10	66.65	19.23	3.46
4	178.3	18.9	3.10	58.59	16.99	3.45
3	163.5	17.0	3.10	52.70	15.49	3.40
2	159.8	15.8	3.10	48.98	13.88	3.53
1	82.8	2.6	3.30	8.58	2.46	3.49

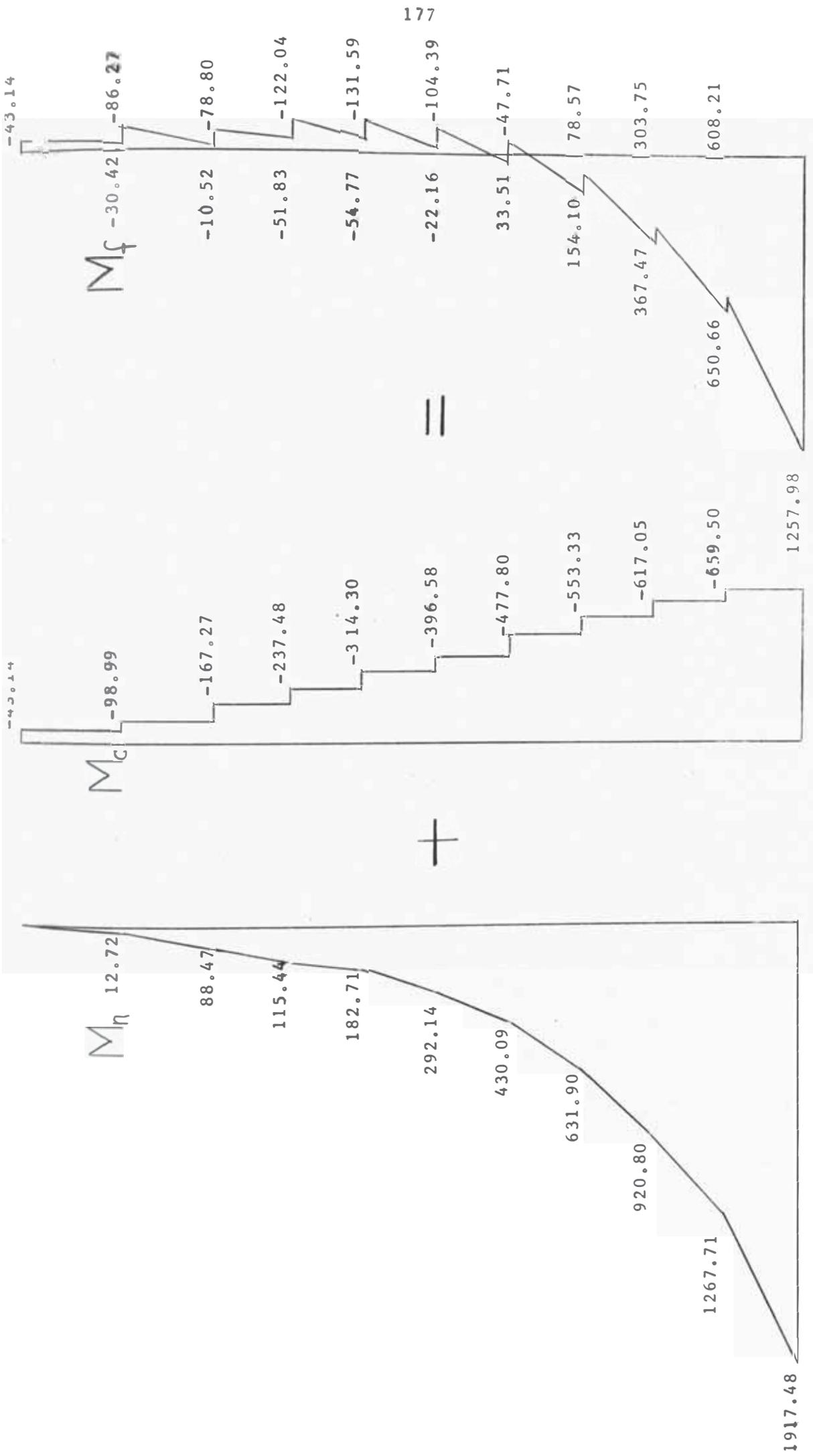
DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES EN COLUMNAS ADYACENTES A LA PLACA D
Y EN VIGAS

FUERZA CORTANTE EN VIGAS.



EFFECTO DE BORDE DEL PORTICO SOBRE LA PLACA D





VERIFICACION DE VALORES D Y DISTRIBUCION DE CORTE

N	MOMENTO CORRECTOR		$4\Delta_{MB}$	$4\Delta_{MR}$	d_{Bn}	d_{sn}	d_n	V_n	D_4	ΣD_{14}	V_f	V_{PD}
	$-2M_n$	$-2M_n/k_c$										
10	86.28	4.168	-498.968	191.731	1.322	0.002	1.324	2.9	2.19	41.47	65.7	3.5
9	197.98	8.791	-486.009	199.582	1.497	0.012	1.509	18.9	12.52	53.54	111.0	25.9
8	334.54	11.516	-465.702	208.377	2.016	0.007	2.023	8.7	4.30	65.45	147.9	9.7
7	474.96	16.350	-437.836	218.961	2.119	0.018	2.137	21.7	10.15	72.27	178.1	25.0
6	628.60	21.638	-399.848	230.340	2.229	0.030	2.259	35.3	15.62	78.36	204.0	40.7
5	793.16	27.303	-350.907	238.070	2.304	0.037	2.341	44.5	19.00	91.13	225.8	47.1
4	955.60	32.894	-290.710	236.853	2.292	0.055	2.347	65.1	27.74	100.26	243.4	67.3
3	1106.66	38.094	-219.722	217.835	2.108	0.078	2.186	93.2	42.63	116.15	256.7	94.2
2	1234.10	42.481	-139.147	169.625	1.642	0.094	1.736	111.9	64.46	155.39	271.7	112.7
1	1319.00	48.333	-48.333	68.385	0.622	0.156	0.778	196.9	253.08	354.47	279.7	199.7

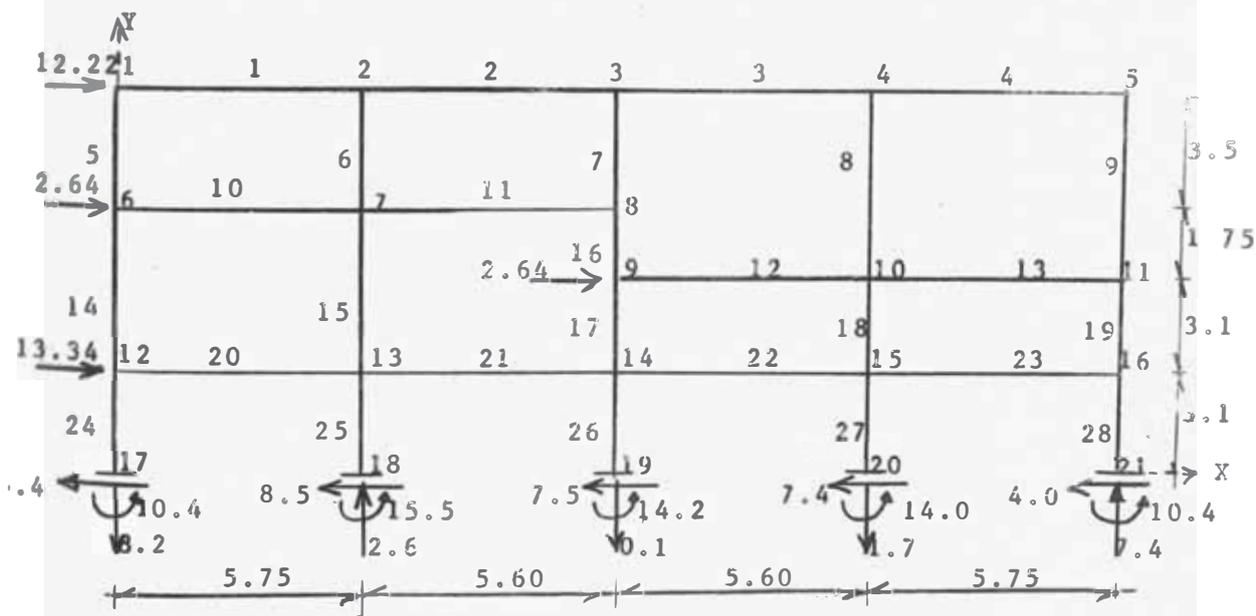
4.36 RESULTADOS :

COMPARACION DE VALORES D EN LA PLACA D		DISTRIBUCION DE CORTE																	
N	Volado	Primera			Segunda			Tercera			P L A C A			D			P O R T I C O S		
		I N T E R A C C I O N			I N T E R A C C I O N			I N T E R A C C I O N			Volado	lra.	2da.	3ra.	Inicial-mente	lra.	2da.	3ra.	
10	0.25	1.67	1.83	2.19	0.4	2.7	2.7	2.7	3.5	65.3	63.0	63.0	62.2	63.0	63.0	63.0	63.0	62.2	
9	0.74	6.03	8.44	12.52	2.0	14.2	18.9	25.9	25.9	109.0	96.8	92.1	85.1	109.0	96.8	92.1	85.1	85.1	
8	0.82	3.82	3.82	4.30	2.0	8.7	8.7	9.7	9.7	145.9	139.2	139.2	138.2	145.9	139.2	139.2	138.2	138.2	
7	1.92	8.25	8.61	10.15	5.5	20.9	21.7	25.0	25.0	162.6	157.2	156.4	153.1	162.6	157.2	156.4	153.1	153.1	
6	3.32	12.54	13.16	15.62	10.5	34.0	35.3	40.7	40.7	193.5	170.0	168.7	163.3	193.5	170.0	168.7	163.3	163.3	
5	6.68	19.44	17.69	19.00	20.0	47.9	44.5	47.1	47.1	205.8	177.9	181.3	178.7	205.8	177.9	181.3	178.7	178.7	
4	12.53	30.78	26.52	27.74	37.0	72.6	75.1	67.3	67.3	206.4	170.8	178.3	176.1	206.4	170.8	178.3	176.1	176.1	
3	25.60	52.99	41.81	42.63	68.2	107.2	93.2	94.2	94.2	188.5	149.5	163.5	162.5	188.5	149.5	163.5	162.5	162.5	
2	47.56	82.89	63.78	64.46	95.9	129.8	111.9	112.7	112.7	175.8	141.9	159.8	159.0	175.8	141.9	159.8	159.0	159.0	
1	220.72	324.53	238.40	253.08	190.5	213.6	196.9	199.7	199.7	89.2	66.1	82.8	80.0	89.2	66.1	82.8	80.0	80.0	

El cambio observado en la primera interacción se debe a que se considera un porcentaje del momento corrector debido al problema de sobrecorrección que presenta el método. Se observa también que todos los elementos, columnas y placa, intervienen en la rigidización de la estructura.

ESTUDIO DEL MODELO ESTRUCTURAL CON DESNIVELES

En el análisis sísmico en la dirección secundaria se adoptó una simplificación considerando un nivel intermedio en el piso nueve que reemplazaría la conformación de desniveles existentes. Obtenidos los resultados debemos trasladarlos a la estructura real. Por otra parte el problema era definir la fuerza sísmica aproximada que se transmiten a los elementos, que toman de acuerdo a su rigidez definidas por su geometría; que en el caso de las columnas, se presentan esbeltas y otras con efectos de columnas cortas. De acuerdo a esto, establecemos el modelo siguiente, considerando las fuerzas deducidas proporcionalmente a los valores D , correspondientes al pórtico E-E. Estimamos también que el grado de empotramiento considerado en el nivel 8 nos da solución conservadora. No se realiza un estudio detallado de acuerdo a la importancia, en magnitud, que tienen las fuerzas. Sin embargo tenemos valores representativos para el diseño.



UDO	DESPLAZAMIENTO			Nudo	DESPLAZAMIENTO		
	X	Y	GIRO		X	Y	GIRO
1	.0277	0.0	-.0016	9	.0137	0.0	-.0020
2	.0275	0.0	-.0003	10	.0136	0.0	-.0005
3	.0274	0.0	-.0004	11	.0135	0.0	-.0024
4	.0273	0.0	-.0001	12	.0053	0.0	-.0025
5	.0273	0.0	-.0015	13	.0050	0.0	-.0011
6	.0187	0.0	-.0027	14	.0048	0.0	-.0012
7	.0186	0.0	-.0004	15	.0048	0.0	-.0012
8	.0186	0.0	-.0019	16	.0048	0.0	-.0020

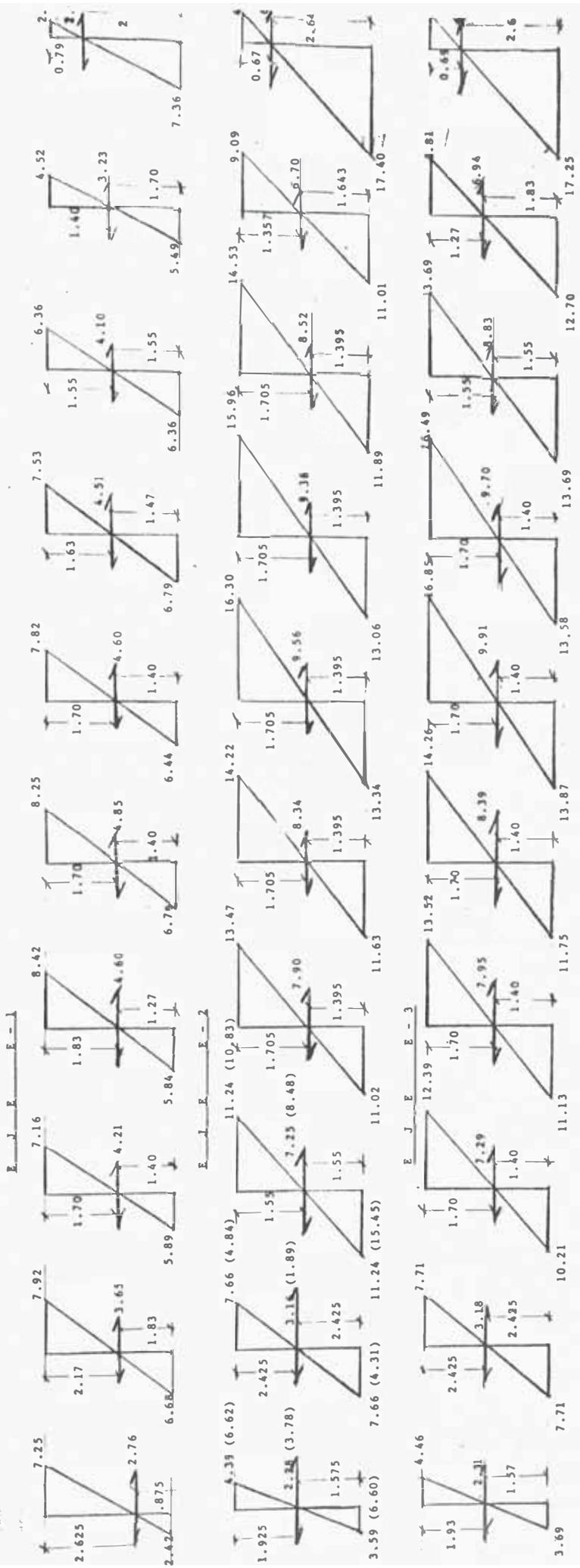
CARGAS HORIZONTALES

<u>ELEMENTO</u>	<u>NUDO</u>	<u>CARGA AXIAL</u>	<u>FUERZA DE CORTE</u>	<u>MOMENTOS</u>
1	1	9.599	- 1.862	- 6.47
1	2	- 9.599	1.862	- 4.23
2	2	5.808	- .885	- 2.38
2	3	- 5.808	.885	- 2.57
3	3	3.522	- .670	- 2.17
3	4	- 3.522	.670	- 1.57
4	4	1.726	- 1.150	- 3.23
4	5	- 1.726	1.550	- 5.67
5	6	- 1.862	2.606	2.65
5	1	1.862	- 2.606	6.47
6	7	.977	3.777	6.60
6	2	- .977	- 3.777	6.62
7	8	.214	2.279	3.22
7	3	- .214	- 2.279	4.75
8	10	- .880	1.787	4.57
8	4	.880	- 1.787	4.81
9	11	1.550	1.747	3.49
9	5	- 1.550	- 1.747	5.67
10	6	1.334	- 2.902	-10.42
10	7	- 1.334	2.902	- 6.26
11	7	3.205	- 2.370	- 5.18
11	8	- 3.205	2.370	- 8.09
12	9	5.361	- 2.539	- 8.53
12	10	- 5.361	2.539	- 5.68
13	10	2.713	- 2.756	- 6.18
13	11	- 2.713	2.756	- 9.66
14	12	- 4.764	3.906	11.16
14	6	4.764	- 3.906	7.77
15	13	1.509	1.890	4.31
15	7	- 1.509	- 1.890	4.84
16	9	2.585	5.477	4.72
16	8	- 2.585	- 5.477	4.86
17	14	.046	2.751	4.71
17	9	- .046	- 2.751	3.81
18	15	- 1.097	4.426	6.42
18	10	1.097	- 4.426	7.29
19	16	4.307	4.455	7.63
19	11	- 4.307	- 4.455	6.17
20	12	13.854	- 3.467	-11.28
20	13	-13.854	3.467	- 8.65
21	13	7.261	- 2.367	- 6.50
21	14	- 7.261	2.367	- 6.75
22	14	2.503	- 2.501	- 7.00
22	15	- 2.503	2.501	- 7.00
23	15	- .442	- 3.125	- 8.25
23	16	.442	3.125	- 9.72
24	17	- 8.231	3.387	10.39
24	12	8.231	- 3.387	.11
25	18	2.608	8.479	15.45
25	13	- 2.608	- 8.479	10.83
26	19	- .088	7.507	14.22
26	14	.088	- 7.507	9.04
27	20	- 1.721	7.366	14.00
27	15	1.721	- 7.366	8.82
28	21	7.432	4.013	10.35
28	16	- 7.432	- 4.013	2.08

4.37.- DISTRIBUCION DE MOMENTOS EN COLUMNAS

L-4, 2 Y 3. SE TIENEN:

E	E-1			E-2			E-3			M	I ₀	α ₁	α ₂	α ₃	I ₁	I ₂
	α ₁	α ₂	α ₃	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₀	α ₁	α ₂							
0	.662	.30	1	1.39	0.0	-	-.05	.25	10	4.615	.45	1	-	1.39	0.	-
9	.590	.39	1	0.72	0.64	0.0	-.025	-.378	9	4.060	.50	1	0.72	0.64	0.	0.
8	.460	.40	1	1.56	1.00	0.0	.05	.0	8	0.89	.45	1	1.56	1.00	0.	0.
7	.460	.41	1	1.00	1.00	0.0	.0	.41	7	0.89	.45	1	1.00	1.00	0.	0.
6	.460	.45	1	1.00	1.00	0.0	.0	.45	6	0.89	.45	1	1.00	1.00	0.	0.
5	.460	.45	1	1.00	1.00	0.0	.0	.45	5	0.395	.45	1	1.00	1.00	0.	0.
4	.460	.475	1	1.00	1.00	0.0	.0	.475	4	0.395	.45	1	1.00	1.00	0.	0.
3	.460	.50	1	1.00	1.00	0.0	.0	.50	3	0.395	.50	1	1.00	1.00	0.	0.
2	.460	.55	1	1.00	1.06	0.0	.0	.55	2	0.395	.54	1	1.00	1.06	0.	0.
1	.490	.76	-	-	.00	-	.76	1	0.415	.79	1	0.94	-	0.	-	0.



MIV 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

C A P I T U L O V

A N A L I S I S E S T R U C T U R A L

5.1.- DESCRIPCION

5.2.- MET.DE CALCULO: TAKABEYA

A) EXPOSICION

B) PROC. DE CALCULO

5.31.- DIMENSIONES Y RIGIDECES DE VIGAS Y COL.

.32.- METRADO DE VIGAS PRINCIPALES

.33.- CARGAS EN VIGAS

.34.- MOM. DE EMPOTRAMIENTO
 POR CARGA MUERTA
 POR CARGA VIVA

.35.- CALCULOS PRELIMINARES
 A) DOBLE SUMA RIG.
 B) COEFICIENTES a
 C) COEFICIENTES t

.36.- SITUACIONES DE CARGAS
 A COMBINAR.
 A) SIT. CM PLENA
 B) SIT. CV DAM. I
 C) SIT. CV DAM.II

5.3.-

ANALISIS
 DEL
 PORTICO
 PRINCIPAL
 2-2

5.37.- CALCULO DE MOMENTOS
 5.371.- SIT. A POR CM PLENA
 5.372.- SIT. B POR CV DAM. I
 5.373.- SIT. C POR CV DAM. II

1.- SUMA DE MOM. DE EMPOTRAM. EN NUDOS
 2.- VALORES INICIALES
 3.- APLICACION DEL METODO DE TAKABEYA.
 4.- MOM. OBTENIDOS.
 5.- MOM. CORREGIDOS.
 6.- MOM. ISOSTATICOS.
 7.- RESULTADOS.

5.4.- MOM. MAXIMOS EN VIG.
 5.41 SIT. I: $CM+CV_{DI}$
 5.42 SIT.II: $CM+CV_{DII}$
 5.43 SIT.III: $CM+CV$

5.5.- MOM. MAXIMOS EN COL
 5.51 SIT. I: $CM+CV_{DI}$
 5.52 SIT.II: $CM+CV_{DII}$
 5.53 SIT.III: $CM+CV$

5.6.- REACCIONES HIPERESTATICAS E ISOSTAT.
 5.61 CM PLENA
 5.62 CV DAMERO I
 5.63 CV DAMERO II

5.7.- CORTANTES MAXIMOS EN VIGAS.
 5.71 SIT. I: $CM+CV_{DI}$
 5.72 SIT.II: $CM+CV_{DII}$
 5.73 SIT.III: $CM+CV$

5.8.- ENVOLVENTES DE MOMENTOS Y CORTANTES

5.9.- DESCRIPCION

5.10.- SOLUCION PORTICO SECUND. E-E

5.101.- METRADO DE VIGAS

5.102.- CARACTERISTICAS Y CARGAS

5.103.- RESULTADOS.

S

A

N

A

L

I

S

I

S

P
O
R
T
I
C
O

E

S

I

R

U

C

T

U

R

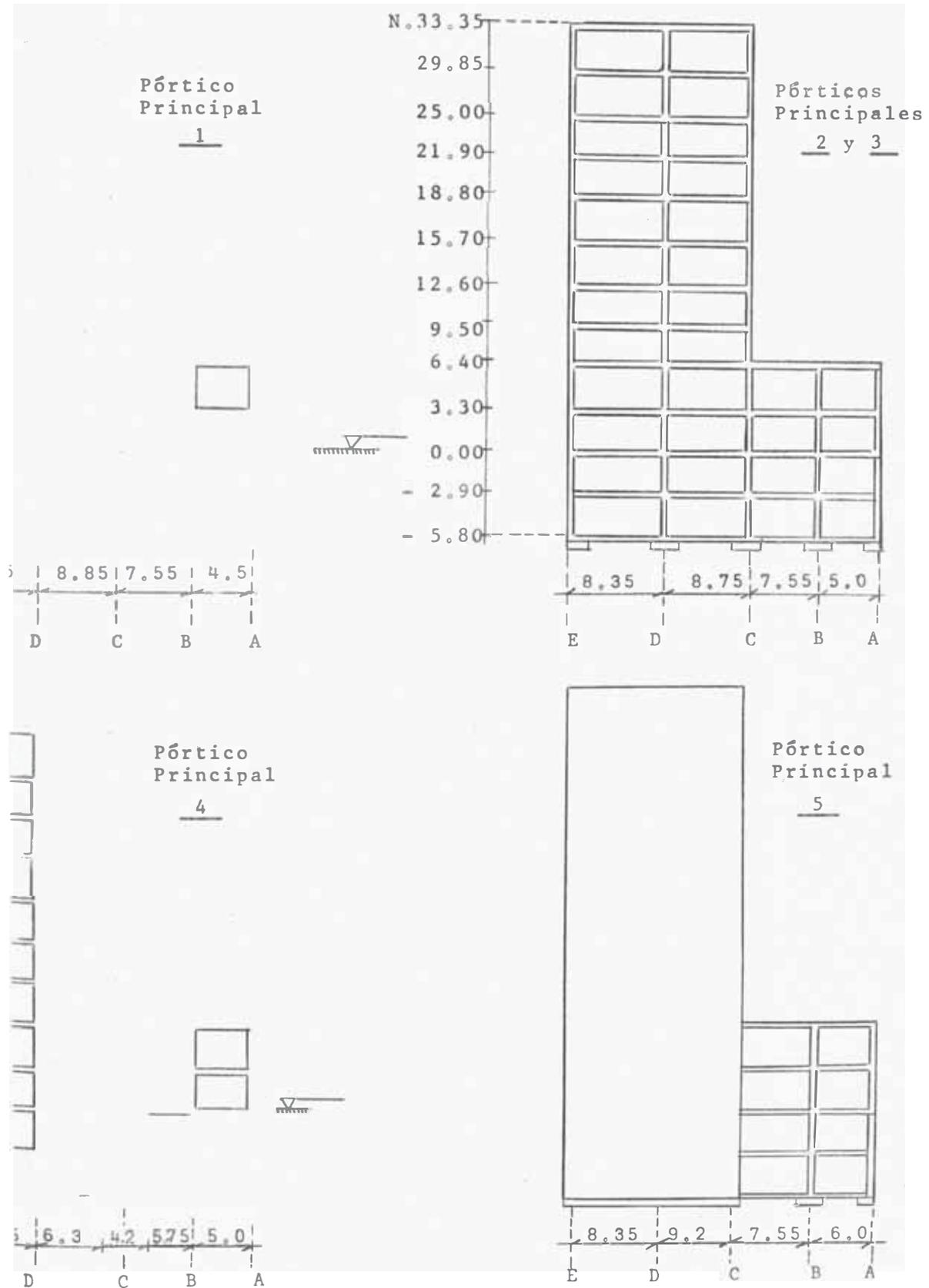
L

P
O
R
T
I
C
O

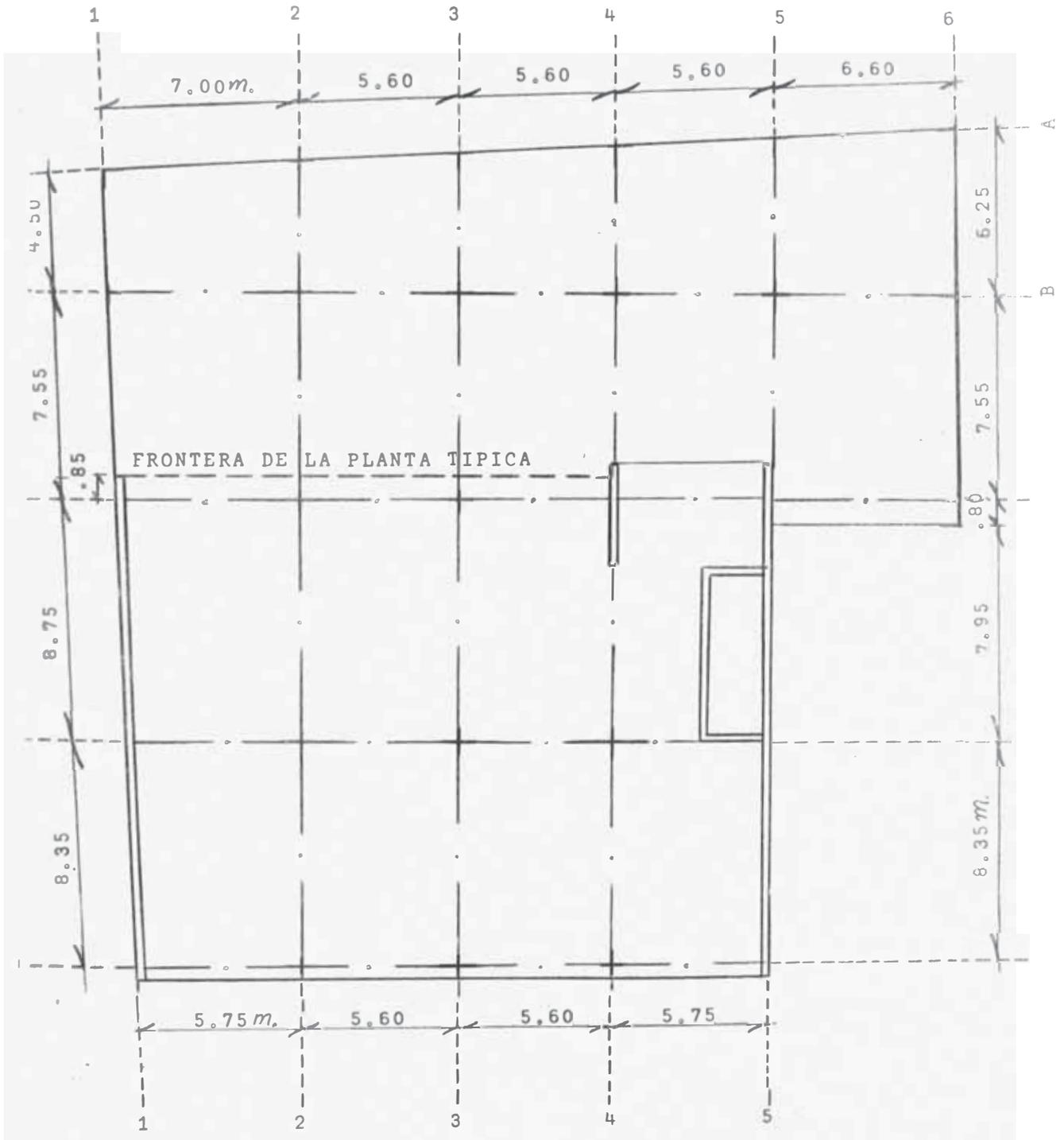
S
E
C
U
N
D
A
R
I
O

5.1 DESCRIPCION

edificio en estudio, en el sentido principal consta de tres pórticos y dos Pórticos-placas perpendiculares a la fachada principal cuyas características son :



PLANTAS DEL EDIFICIO



5.2 M E T O D O D E C A L C U L O

A) EXPOSICION.- En el presente trabajo se usa el método del profesor TAKABEYA que es una simplificación del Método Kani y en el que se requiere calcular solo una momento por nudo en lugar de 2, 3 ó 4 según sea el número de barras concurrentes, además de los momentos por desplazamientos. El procedimiento teórico es el siguiente :

$$\text{Kani usa : } M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2EK_{ik} \left(2\alpha_i + \alpha_k - 3 \frac{\delta}{h_{ik}} \right) \text{ --- (I)}$$

para una barra $i-k$ donde \bar{M}_{ik} es el momento por empotramiento perfecto en el extremo i de la barra $i-k$.

TakabeYA, en lugar de calcular el momento producido por el giro de un nudo en cada barra, calcula el momento en el nudo para una rigidez unidad. Los momentos de las barras serán directamente proporcionales a las rigideces de las barras.

La Ecuación (I) se puede escribir :

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + \frac{K_{ik}}{K} \left(2E \times 2K\alpha_i + 2EK\alpha_k - 6 \frac{EK\delta}{h_{ik}} \right)$$

Llamamos :

$$\left. \begin{array}{l} M_i'' = 2EK \\ M_k'' = 2EK \\ M_{ik}''' = -6EK \end{array} \right\} \frac{\delta}{h_{ik}} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Momentos en los nudos para una} \\ \text{rigidez K} \end{array}$$

Tendremos :

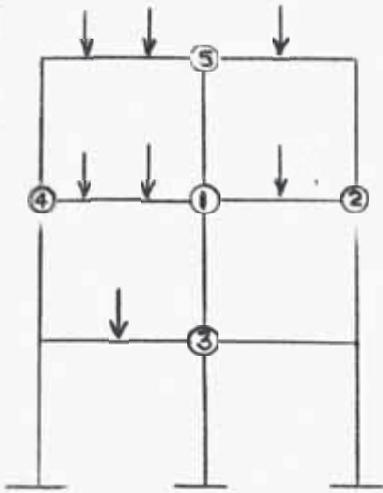
$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + \frac{K_{ik}}{K} (2M_i'' + M_k'' + M_{ik}''')$$

Elegimos entonces $K = 1$

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_i'' + M_k'' + M_{ik}''') \text{ ----- (II)}$$

Escribiremos las ecuaciones para las barras concurrentes al nudo introduciendo un pórtico para visualizar mejor el planteo.

El sistema de cargas es general; consideramos el nudo (1) , las barras son 1-2, 1-3, 1-4, 1-5



$$M_{12} = \bar{M}_{12} + K_{12} (2M_1^{\text{II}} + M_2^{\text{II}})$$

$$M_{13} = \bar{M}_{13} + K_{13} (2M_1^{\text{II}} + M_3^{\text{II}} + M_{13}^{\text{III}})$$

$$M_{14} = \bar{M}_{14} + K_{14} (2M_1^{\text{II}} + M_4^{\text{II}})$$

$$M_{15} = \bar{M}_{15} + K_{15} (2M_1^{\text{II}} + M_5^{\text{II}} + M_{15}^{\text{III}})$$

Ecuación de condición : suma de momentos en un nudo de las barras concurrentes es cero : $M_{12} + M_{13} + M_{14} + M_{15} = 0$

Por lo tanto : $\bar{M}_{12} + \bar{M}_{13} + \bar{M}_{14} + \bar{M}_{15} + 2(K_{12} + K_{13} + K_{14} + K_{15})M_1^{\text{II}}$
 $+ K_{12} M_2^{\text{II}} + K_{13} (M_3^{\text{II}} + M_{13}^{\text{III}}) + K_{14} M_4^{\text{II}} + K_{15} (M_5^{\text{II}} + M_{15}^{\text{III}}) = 0$

Llamando :

$$\bar{M}_{12} + \bar{M}_{13} + \bar{M}_{14} + \bar{M}_{15} = -m_1$$

$$2(K_{12} + K_{13} + K_{14} + K_{15}) = S_1$$

y $\frac{K_{12}}{S_1} = a_{12}$ $\frac{K_{13}}{S_1} = a_{13}$ $\frac{K_{14}}{S_1} = a_{14}$ $\frac{K_{15}}{S_1} = a_{15}$

Haciendo los reemplazos y despejando M_1^{II} obtendremos .

$$(III) \quad M_1^{\text{II}} = \frac{m_1}{S_1} - a_{12}M_2^{\text{II}} - a_{13}(M_3^{\text{II}} + M_{13}^{\text{III}}) - a_{14}M_4^{\text{II}} - a_{15}(M_5^{\text{II}} + M_{15}^{\text{III}})$$

Que gráficamente se representa en cruz de la siguiente manera :

$$M_5^{\text{II}} + M_{15}^{\text{III}} \\ (-a_{15})$$

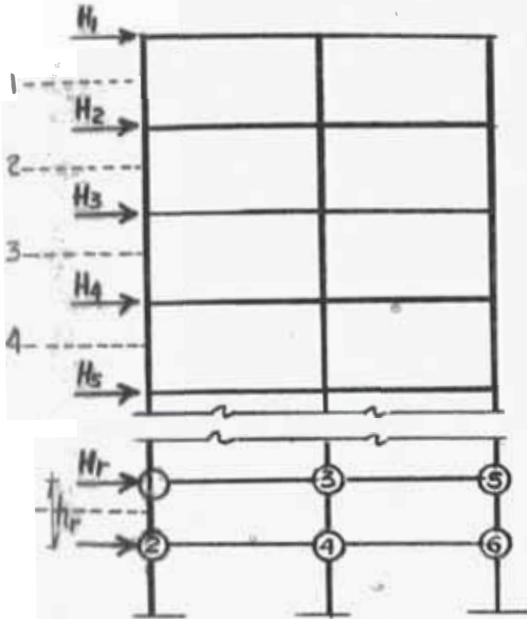
$$M_1^{\text{II}} = \frac{m_1}{S_1} + M_4^{\text{II}}(-a_{14}) + (-a_{12})M_2^{\text{II}}$$

$$(-a_{13})$$

$$M_3^{\text{II}} + M_{13}^{\text{III}}$$

Si no hay desplazamiento del Pórtico $M_{15}^{\text{III}} = M_{13}^{\text{III}} = 0$

mos plantear otra ecuación que nos permita hallar los momentos
idos al desplazamiento horizontal.



Establecemos la ecuación equilibrio al efectuar un corte horizontal en todas las columna del piso r

$$\sum_r Q = Q_r = \sum_{i=1}^r H_i \text{ ----- (IV)}$$

Para una columna tal como 1-2 el esfuerzo cortante Q_1 es igual :

$$Q_1 = - \frac{M_{12} + M_{21}}{h_r}$$

Considerando que $M_{21} = \bar{M}_{21} + K_{12} (2M_1^{\text{II}} + M_2^{\text{II}} + M_{12}^{\text{III}})$

$$\text{y } M_{12} = \bar{M}_{12} + K_{12} (M_1^{\text{II}} + 2M_2^{\text{II}} + M_{12}^{\text{III}})$$

y SI NO HAY CARGA SOBRE LA COLUMNA : $\bar{M}_{12} = \bar{M}_{21} = 0$ de tal manera que :

$$Q_1 = - \frac{K_{12} (3M_1^{\text{II}} + 3M_2^{\text{II}} + 2M_{12}^{\text{III}})}{h_r}$$

Análogamente se tendrá :

$$Q_3 = - \frac{K_{34} (3M_3^{\text{II}} + 3M_4^{\text{II}} + 2M_{34}^{\text{III}})}{h_r}$$

$$\text{y } Q_5 = - \frac{K_{56} (3M_5^{\text{II}} + 3M_6^{\text{II}} + 2M_{56}^{\text{III}})}{h_r}$$

De acuerdo a (IV)

$$Q_r = Q_1 + Q_3 + Q_5$$

Sumando y considerando que :

$$M_{12}^{\text{III}} = M_{34}^{\text{III}} = M_{56}^{\text{III}} = - \frac{6EK\delta}{h_r} = M_r \text{ (Momento por desplazamiento)}$$

$$\text{tendrá : } 3K_{12}(M_1^{\text{II}} + M_2^{\text{II}}) + 3K_{34}(M_3^{\text{II}} + M_4^{\text{II}}) + 3K_{56}(M_5^{\text{II}} + M_6^{\text{II}}) + 2(K_{12} + K_{34} + K_{56})M_r = - Q_r h_r$$

Llamando : $2(K_{12} + K_{34} + K_{56}) = 2\Sigma K_c$

$$\frac{3K_{12}}{2\Sigma K_c} = t_{12} , \frac{3K_{34}}{2\Sigma K_c} = t_{34} , \frac{3K_{56}}{2\Sigma K_c} = t_{56}$$

reemplazando y despejando M_r :

$$M_r = - \frac{Q_r h_r}{2 K_c} - t_{12}(M_1'' + M_2'') + t_{34}(M_3'' + M_4'') + t_{56}(M_5'' + M_6'')$$

ecuación que da el momento por desplazamiento en función de los momentos producidos por los giros en los extremos de las columnas del piso considerado. La ecuación se representa de la manera siguiente :

$$M_r = - \frac{Q_r h_r}{2\Sigma K_c} + \frac{M_1''}{M_2''} + (-t_{12}) + \frac{M_3''}{M_4''} + (-t_{34}) + \frac{M_5''}{M_6''} + (-t_{56}) \text{ ----- (V)}$$

B) PROCEDIMIENTO DE CALCULO.-

- 1°) Establecer un orden sucesivo en la numeración de nudos Por piso.
- 2°) Realizar los cálculos preliminares relativos a coeficientes t , a , momentos de empotramiento, etc.
- 3°) Realizar la sumatoria de los momentos de empotramiento de las barras que concurren a los nudos.
- 4°) Tomar como primer valor del momento representativo de los desplazamientos $M_r(0) = 0$, considerando como valores iniciales en los nudos :

$$M_1''(0) = \frac{m_1}{S_1} ; M_2''(0) = \frac{m_2}{S_2} ; M_3''(0) = \frac{m_3}{S_3} ; \text{ etc.}$$

El número entre paréntesis indica que es el primer valor.

- 5°) Con los valores $M_1''(0)$, $M_2''(0)$, $M_3''(0)$, etc., calcular los momentos debidos al desplazamiento de cada piso usando la ecuación (V), se obtendrá $M_r(1)$.

- 6°) Encontrar el momento $M_1^{\parallel}(1)$ considerando los valores del paso 5to. y empleando la ecuación (III).
- 7°) Pasando al nudo adyacente 2 calculamos $M_2^{\parallel}(1)$ utilizando el valor de $M_1^{\parallel}(1)$ del último cálculo usando la ecuación (III).
- 8°) Prosiguiendo sucesivamente calcularemos los momentos en todos los nudos. De esta manera se tendrán 3, 4 ó 5 ciclos de aproximaciones sucesivas obteniéndose para el nudo 1, $M_1^{\parallel}(3)$, $M_1^{\parallel}(4)$ ó $M_1^{\parallel}(5)$, etc.
- 9°) Los momentos finales en las barras se hallarán haciendo uso de la ecuación : $M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_i^{\parallel} + M_k^{\parallel} + M_{ik}^{\parallel})$.

CONVENCION DE SIGNOS.- El Método de Takabeya al ofrecernos los momentos en los extremos de todas las vigas y columnas y las fuerzas cortantes correspondientes nos indica la siguiente convención de signos :

Para vigas.- Los momentos son positivos cuando originan tracción en la fibra inferior.

Los cortantes son positivos cuando están dirigidos hacia arriba.

Para columnas.- Los momentos son positivos cuando originan tracción en la fibra inferior del extremo inferior cuando observamos de derecha a izquierda.

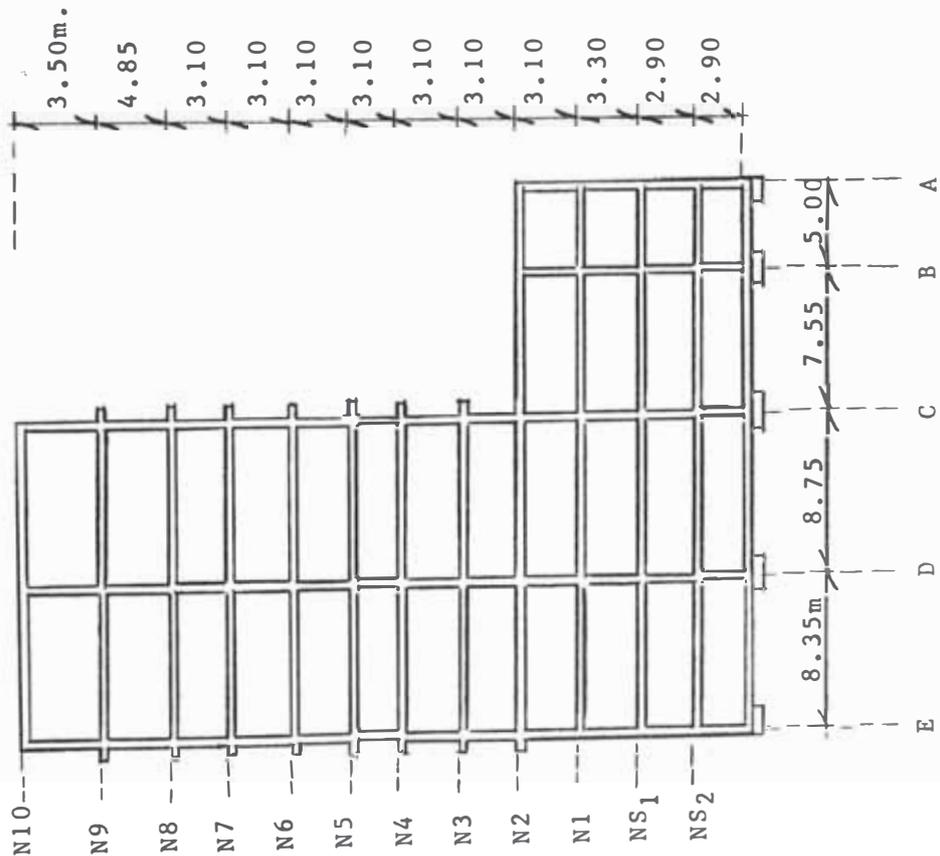
Los cortantes son positivos cuando están dirigidos hacia la izquierda.

La fuerza normal es positiva cuando origina compresión en la columna.

5.3 S O L U C I O N

ESTUDIO DEL PORTICO 2=2

5.31 DIMENSIONES RIGIDECES EN VIGAS Y COLUMNAS DEL PORTICO 2



Elemento	Nivel(s)	Eje(s)	b x d cm x cm	Rigidez Kx10 ²
C	10	C, D, E	30 x 40	4.57
O	9	C, D, E	30 x 40	3.30
L	8, 7, 6	C, D, E	40 x 60	23.23
U	5, 4, 3	C, D, E	50 x 70	46.05
M	2	A, B	30 x 30	2.18
N	2	C, D	50 x 80	68.82
A	2	E	50 x 70	46.05
S	1	A, B	30 x 30	2.05
	1	C, D	50 x 80	64.65
	1	E	50 x 70	43.26
	S1, S2	A	30 x 30*	10.13
	S1	B	30 x 40	5.52
	S1, S2	C, D	60 x 90	125.69
	S1, S2	E	50 x 70*	87.72
	S2	B	40 x 50	14.37
V	10 al S1	D-E	30 x 70	10.27
I	10 al S1	C-D	30 x 70	9.80
G	2, 1, S1	B-C	30 x 70	11.36
A	2, 1, S1	A-B	30 x 70	17.15
S	S2	A-B	40 x 80*	53.66
	S2	B-C	40 x 80*	42.38
	S2	C-D	40 x 80*	37.76
	S2	D-E	40 x 80*	39.57

* Sección T

DECES k) EN LOS ELEMENTOS DEL PÓDICO 2

K la rigidez de la viga o columna

$$K = k_0 k \text{ (cm}^3\text{)}$$

k = es el representado

$$k_0 = 10^2$$

1	10.27	2	9.80	3	N10				
4.57		4.57		4.57						
4	10.80	5	9.80	6	N 9				
3.30		3.30		3.30						
7	10.27	8	9.80	9	N 8				
23.23		23.23		23.23						
10	10.27	11	9.80	12	N 7				
23.23		23.23		23.23						
13	10.27	14	9.80	15	N 6				
23.23		23.23		23.23						
16	10.27	17	9.80	18	N 5				
46.05		46.05		46.05						
19	10.27	20	9.80	21	N 4				
46.05		46.05		46.05						
22	10.27	23	9.80	24	N 3				
46.05		46.05		46.05						
25	10.27	26	9.80	27	11.36	28	17.15	29	..	N2
46.05		68.82		68.82		2.18		2.18		
30	10.27	31	9.80	32	11.36	33	17.15	34	..	N1
43.26		64.65		64.65		2.05		2.05		
35	10.27	36	9.80	37	11.36	38	17.15	39	..	NS1
87.72		125.69		125.69		5.52		10.13		
40	39.57	41	9.80	42	42.38	43	53.66	44	..	NS2
87.72		125.69		125.69		14.37		10.13		
45		46		47		48		49		

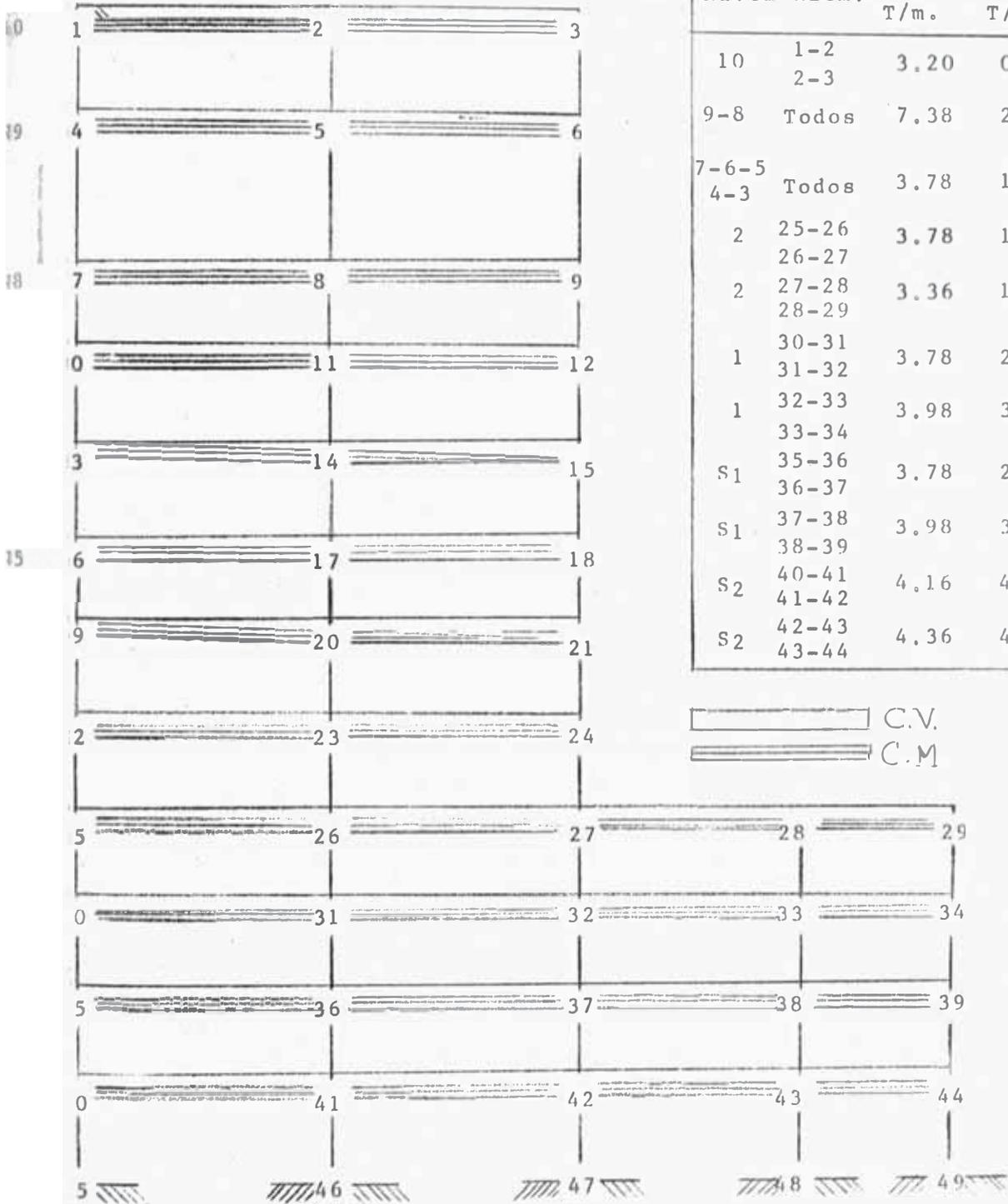
Nota.- Con estas rigideces encontramos los valores S por Nudo, además los coeficientes a y t, tal como se muestra en los cálculos preliminares.

5.32 METRADO DE VIGAS PRINCIPALES DEL

Nivel(s)	Viga(s)	Sección	Carga Permanente Kg/m.	Sobrecarga
10	V2-DE	30 x 70	Peso propio : .70 x .30 x 2,400 = 504 Aligerado + piso terminado: 460 x 5.85 = 2691 CM. = 3195	100 x 5.85 = CV. = 585
	V2-CD	30 x 70	Peso propio : .70 x .30 x 2,400 = 504 Aligerado + piso terminado: 560 x 5.85 = 3276 CM. = 3780	500 x 5.85 = CV. = 2925
7,6,5 4,3	V2-CD	30 x 70	Peso propio : .70 x .30 x 2,400 = 504 Alig. + piso term.+tabiq. : 560 x 5.85 = 3276 CM. = 3780	300 x 5.85 = CV. = 1755
	V2-DE	30 x 70	Peso propio : .70 x .30 x 2,400 = 504 Aligerado + piso terminado: 460 x 6.20 = 2852 CM. = 3356	200 x 6.20 = CV. = 1240
2	V2-AB	30 x 70	Peso propio : .70 x .30 x 2,400 = 504 Alig. + piso term.+tabiq. : 560 x 5.85 = 3276 CM. = 3780	300 x 5.85 = CV. = 1755
	V2-BC	30 x 70	Peso propio : .70 x .30 x 2,400 = 504 Alig. + piso term.+tabiq. : 560 x 6.20 = 3476 CM. = 3976	500 x 6.20 = CV. = 3100
1,S1	V2-CD	30 x 70	Peso propio : .70 x .30 x 2,400 = 504 Alig. + piso term.+tabiq. : 560 x 5.85 = 3276 CM. = 3780	500 x 5.85 = CV. = 2925
	V2-DE	30 x 70	Peso propio : .70 x .30 x 2,400 = 504 Alig. + piso term.+tabiq. : 560 x 6.20 = 3476 CM. = 3976	500 x 6.20 = CV. = 3100
S2	V2-AB	40 x 80	Peso propio : .80 x .40 x 2,400 = 768 Losa + piso terminado : 580 x 6.20 = 3596 CM. = 4364	700 x 6.20 = CV. = 4340
	V2-BC	40 x 80	Peso propio : .80 x .40 x 2,400 = 768 Losa + piso terminado : 580 x 5.85 = 3393 CM. = 4161	700 x 5.85 = CV. = 4095

5.33 C A R G A S E N E L P O R T I C O 2

CARGA MUERTA Y CARGA VIVA REPARTIDAS



Nivel	Elem.	W _{CM}	W _{CV}
		T/m.	T/m.
10	1-2 2-3	3.20	0.59
9-8	Todos	7.38	2.93
7-6-5 4-3	Todos	3.78	1.76
2	25-26 26-27	3.78	1.76
2	27-28 28-29	3.36	1.24
1	30-31 31-32	3.78	2.93
1	32-33 33-34	3.98	3.10
S1	35-36 36-37	3.78	2.93
S1	37-38 38-39	3.98	3.10
S2	40-41 41-42	4.16	4.10
S2	42-43 43-44	4.36	4.34

C.V.
 C.M.

Con estas cargas encontramos los momentos de empotramiento, empleando la expresión :

$$M = \bar{\gamma} (1/12) w l^2$$

Elemento	Momento	Por C.M. (T-m)	Por C.V. (T-m)
1-2	M ₁₋₂	-18.59	- 3.43
	M ₂₋₁	+18.59	+ 3.43
2-3	M ₂₋₃	-20.42	- 3.76
	M ₃₋₂	+20.42	+ 3.76
4-5	M ₄₋₅	-21.96	-17.02
	M ₅₋₄	+21.96	+17.02
5-6	M ₅₋₆	-24.12	-18.69
	M ₆₋₅	+24.12	+18.69
7-8	M ₇₋₈	-21.96	-17.02
	M ₈₋₇	+21.96	+17.02
8-9	M ₈₋₉	-24.12	-18.69
	M ₉₋₈	+24.12	+18.69
10-11	M ₁₀₋₁₁	-21.96	-10.23
	M ₁₁₋₁₀	+21.96	+10.23
11-12	M ₁₁₋₁₂	-24.12	-11.23
	M ₁₂₋₁₁	+24.12	+11.23
13-14	M ₁₃₋₁₄	-21.96	-10.23
	M ₁₄₋₁₃	+21.96	+10.23
14-15	M ₁₄₋₁₅	-24.12	-11.23
	M ₁₅₋₁₄	+24.12	+11.23
16-17	M ₁₆₋₁₇	-21.96	-10.23
	M ₁₇₋₁₆	+21.96	+10.23
17-18	M ₁₇₋₁₈	-24.12	-11.23
	M ₁₈₋₁₇	+24.12	+11.23
19-20	M ₁₉₋₂₀	-21.96	-10.23
	M ₂₀₋₁₉	+21.96	+10.23
20-21	M ₂₀₋₂₁	-24.12	-11.23
	M ₂₁₋₂₀	+24.12	+11.23
22-23	M ₂₂₋₂₃	-21.96	-10.23
	M ₂₃₋₂₂	+21.96	+10.23
23-24	M ₂₃₋₂₄	-24.12	-11.23
	M ₂₄₋₂₃	+24.12	+11.23

Elemento	Momento	Por C.M. (T-m)	Por C.V. (T-m)
1-2	M ₁₋₂	-18.59	- 3.43
	M ₂₋₁	+18.59	+ 3.43
2-3	M ₂₋₃	-20.42	- 3.76
	M ₃₋₂	+20.42	+ 3.76
4-5	M ₄₋₅	-21.96	-17.02
	M ₅₋₄	+21.96	+17.02
5-6	M ₅₋₆	-24.12	-18.69
	M ₆₋₅	+24.12	+18.69
7-8	M ₇₋₈	-21.96	-17.02
	M ₈₋₇	+21.96	+17.02
8-9	M ₈₋₉	-24.12	-18.69
	M ₉₋₈	+24.12	+18.69
10-11	M ₁₀₋₁₁	-21.96	-10.23
	M ₁₁₋₁₀	+21.96	+10.23
11-12	M ₁₁₋₁₂	-24.12	-11.23
	M ₁₂₋₁₁	+24.12	+11.23
13-14	M ₁₃₋₁₄	-21.96	-10.23
	M ₁₄₋₁₃	+21.96	+10.23
14-15	M ₁₄₋₁₅	-24.12	-11.23
	M ₁₅₋₁₄	+24.12	+11.23
16-17	M ₁₆₋₁₇	-21.96	-10.23
	M ₁₇₋₁₆	+21.96	+10.23
17-18	M ₁₇₋₁₈	-24.12	-11.23
	M ₁₈₋₁₇	+24.12	+11.23
19-20	M ₁₉₋₂₀	-21.96	-10.23
	M ₂₀₋₁₉	+21.96	+10.23
20-21	M ₂₀₋₂₁	-24.12	-11.23
	M ₂₁₋₂₀	+24.12	+11.23
22-23	M ₂₂₋₂₃	-21.96	-10.23
	M ₂₃₋₂₂	+21.96	+10.23
23-24	M ₂₃₋₂₄	-24.12	-11.23
	M ₂₄₋₂₃	+24.12	+11.23

M O M E N T O S D E E M P O T R A M I E N T O (C a r g a m u e r t a y c a r g a v i v a)

Elemento	Momento	Por C.M. (T-m)	Por C.V. (t-m)
25-26	M ₂₅₋₂₆	-21.96	-10.23
	M ₂₆₋₂₅	+21.96	+10.23
26-27	M ₂₆₋₂₇	-24.12	-11.23
	M ₂₇₋₂₆	+24.12	+11.23
27-28	M ₂₇₋₂₈	-15.96	- 5.89
	M ₂₈₋₂₇	+15.96	+ 5.89
28-29	M ₂₈₋₂₉	- 6.99	- 2.58
	M ₂₉₋₂₈	+ 6.99	+ 2.58
30-31	M ₃₀₋₃₁	-21.96	-17.02
	M ₃₁₋₃₀	+21.96	+17.02
31-32	M ₃₁₋₃₂	-24.12	-18.69
	M ₃₂₋₃₁	+24.12	+18.69
32-33	M ₃₂₋₃₃	-18.90	-14.73
	M ₃₃₋₃₂	+18.90	+14.73
33-34	M ₃₃₋₃₄	- 8.28	- 6.45
	M ₃₄₋₃₃	+ 8.28	+ 6.45

Elemento	Momento	Por C.M. (T-m)	Por C.V. (T-m)
35-36	M ₃₅₋₃₆	-21.96	-17.02
	M ₃₆₋₃₅	+21.96	+17.02
36-37	M ₃₆₋₃₇	-24.12	-18.69
	M ₃₇₋₃₆	+24.12	+18.69
37-38	M ₃₇₋₃₈	-18.90	-14.73
	M ₃₈₋₃₇	+18.90	+14.73
38-39	M ₃₈₋₃₉	- 8.28	- 6.45
	M ₃₉₋₃₈	+ 8.28	+ 6.45
40-41	M ₄₀₋₄₁	-24.17	-23.82
	M ₄₁₋₄₀	+24.17	+23.82
41-42	M ₄₁₋₄₂	-26.54	-26.16
	M ₄₂₋₄₁	+26.54	+26.16
42-43	M ₄₂₋₄₃	-20.71	-20.62
	M ₄₃₋₄₂	+20.71	+20.62
43-44	M ₄₃₋₄₄	- 9.07	- 9.03
	M ₄₄₋₄₃	+ 9.07	+ 9.03

5.35 CALCULOS PRELIMINARES

A.- DO LE DE LA SUMA DE RIGIDEZES : 2 K

Nudo	Elemento	Rigidez $k \times 10^2$	$\sum R_{igidez}$ $\sum k \times 10^2$	$S=2 \sum K$
1	1-2	10.27		
	1-4	4.57	14.84	29.68
2	2-1	10.27		
	2-3	9.80		
	2-5	4.57	24.64	49.28
3	3-2	9.80		
	3-6	4.57	14.37	28.74
4	4-1	4.57		
	4-5	10.27		
	4-7	3.30	18.14	36.28
5	5-2	4.57		
	5-4	10.27		
	5-6	9.80		
	5-8	3.30	27.94	55.88
6	6-3	4.57		
	6-5	9.80		
	6-9	3.30	17.67	35.34
7	7-4	3.30		
	7-8	10.27		
	7-10	23.23	36.80	73.60

Nudo	Elemento	Rigidez $k \times 10^2$	$\sum R_{igidez}$ $\sum k \times 10^2$	$S=2 \sum K$
8	8-5	3.30		
	8-7	10.27		
	8-9	9.80		
	8-11	23.23	46.60	93.20
9	9-6	3.30		
	9-8	9.80		
	9-12	23.23	36.33	72.76
10	10-7	23.23		
	10-11	10.27		
	10-13	23.23	56.73	113.46
11	11-8	23.23		
	11-10	10.27		
	11-12	9.80		
	11-14	23.23	66.53	133.06
12	12-9	23.23		
	12-11	9.80		
	12-15	23.23	56.26	112.52
13	13-10	23.23		
	13-14	10.27		
	13-16	23.23	56.73	113.46

A.- DOBLE DE SUMA DE RIGIDECES : $2 \sum K$

Nudo	Elemento	Rigidez $k \times 10^2$	\sum Rigideces $\sum k \times 10^2$	S=2 $\sum K$
32	32-37	68.82		
	32-31	9.80		
	32-32	11.36		
	32-37	64.65	154.63	309.26
33	33-28	2.18		
	33-32	11.36		
	33-34	17.15		
	33-38	2.05	32.74	65.48
34	34-29	2.18		
	34-33	17.15		
	34-39	2.05	21.38	42.76
35	35-30	43.26		
	35-36	10.27		
	35-40	87.72	141.25	282.50
36	36-31	64.65		
	36-35	10.27		
	36-37	9.80		
	36-41	125.69	210.41	420.82
26	26-23	36.05		
	26-25	10.27		
	26-29	9.80		
	26-31	68.82	134.94	269.88
27	27-24	46.05		
	27-26	9.80		
	27-28	11.36		
	27-32	68.82	136.03	272.06
28	28-27	11.36		
	28-29	17.15		
	28-33	2.18	30.69	61.38
29	29-28	17.15		
	29-34	2.18	19.33	38.66
	30-25	46.05		
30	30-31	10.27		
	30-35	43.26	99.58	199.16
	31-26	68.82		
31	31-30	10.27		
	31-32	9.80		
	31-36	64.65	153.54	307.08

A.- DOBLE DE LA SUMA DE RIGIDECES : $2 \sum K$

Nudo	Elemento	Rigidez $\frac{K}{kx10^2}$	\sum Rigideces $\sum Kx10^2$	$S=2 \sum K$
14	14-11	23.23		
	14-13	10.27		
	14-15	9.80		
	14-17	23.23	66.53	133.06
15	15-12	23.23		
	15-14	9.80		
	15-18	23.23	56.26	112.52
16	16-13	23.23		
	16-17	10.27		
	16-19	46.05	79.55	159.10
17	17-14	23.23		
	17-16	10.27		
	17-18	9.80		
	17-20	46.05	89.35	178.70
18	18-15	23.23		
	18-17	9.80		
	18-21	46.05	79.08	158.16
19	19-16	46.05		
	19-20	10.27		
	19-22	46.05	102.37	204.79

Nudo	Elemento	Rigidez $\frac{K}{kx10^2}$	\sum Rigideces $\sum Kx10^2$	$S=2 \sum K$
20	20-17	46.05		
	20-19	10.27		
	20-21	9.80		
	20-23	46.05	112.17	224.34
21	21-18	46.05		
	21-20	9.80		
	21-24	46.05	101.90	203.80
22	22-19	46.05		
	22-23	10.27		
	22-25	46.05	102.37	204.74
23	23-20	46.05		
	23-22	10.27		
	23-24	9.80		
	23-26	46.05	112.27	224.34
24	24-21	46.05		
	24-23	9.80		
	24-27	46.05	101.90	203.80
25	25-22	46.05		
	25-26	10.27		
	25-30	46.05	102.37	204.54

A.- DOBLE DE LA SUMA DE RIGIDECES : $2\sum K$

Nudo	Elemento	Rigidez K $\overline{kx10^2}$	\sum Rigideces $\sum kx10^2$	$S=2\sum K$
37	37-32	64.65		
	37-36	9.80		
	37-38	11.36		
	37-42	25.69	211.50	423.00
38	38-33	2.05		
	38-37	11.36		
	38-39	17.15		
	38-43	5.52	36.08	72.16
39	39-34	2.05		
	39-38	17.15		
	39-44	10.13	29.33	58.66
40	40-35	87.72		
	40-41	39.57		
	40-45	87.72	215.01	430.02

Nudo	Elemento	Rigidez K $\overline{kx10^2}$	\sum Rigideces $\sum kx10^2$	$S=2\sum K$
41	41-36	125.69		
	41-40	39.57		
	41-42	37.76		
	41-46	125.69	328.71	657.42
42	42-37	125.69		
	42-41	37.76		
	42-43	42.38		
	42-47	125.69	331.52	663.04
43	43-38	5.52		
	43-42	42.38		
	43-48	14.37		
44	43-44	53.66	115.93	231.86
	44-39	10.13		
	44-43	53.66		
	44-49	10.13	73.92	147.84

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

B.- COEFICIENTES $\alpha = \frac{k}{S}$

Nudo	Elemento	$\alpha = \frac{k}{S}$
1	1-2	0.346
	1-4	0.154
2	2-1	0.208
	2-3	0.199
	2-5	0.093
3	3-2	0.341
	3-6	0.159
4	4-1	0.126
	4-5	0.283
	4-7	0.091
5	5-2	0.082
	5-4	0.184
	5-6	0.175
6	5-8	0.059
	6-3	0.129
6	6-5	0.277
	6-9	0.094

Nudo	Elemento	$\alpha = \frac{k}{S}$
7	7-4	0.045
	7-8	0.139
	7-10	0.316
8	8-5	0.035
	8-7	0.110
	8-9	0.105
	8-11	0.249
9	9-6	0.045
	9-8	0.135
	9-12	0.320
10	10-7	0.205
	10-11	0.090
	10-13	0.205
11	11-8	0.175
	11-10	0.077
	11-12	0.074
	11-14	0.174

Nudo	Elemento	$\alpha = \frac{k}{S}$
12	12-9	0.206
	12-11	0.087
	12-15	0.206
13	13-10	0.205
	13-14	0.090
	13-16	0.205
14	14-11	0.175
	14-13	0.077
14	14-15	0.074
	14-17	0.174
15	15-12	0.206
	15-14	0.087
	15-18	0.206
16	16-13	0.146
	16-17	0.065
16	16-19	0.289

Nudo	Elemento	$\alpha = \frac{k}{S}$
17	17-14	0.130
	17-16	0.057
	17-18	0.055
17	17-20	0.258
	18-15	0.147
18	18-17	0.062
	18-21	0.291
19	19-16	0.225
	19-20	0.050
	19-22	0.225
20	20-17	0.205
	20-19	0.046
	20-21	0.044
20	20-23	0.205
	21-18	0.226
21	21-20	0.048
	21-24	0.226

B.- COEFICIENTES $a = \frac{k}{S}$

Nudo	Elemento	$a = \frac{k}{S}$
22	22-19	0.225
	22-23	0.050
	22-25	0.225
23	23-20	0.205
	23-22	0.046
	23-24	0.044
	23-26	0.205
24	24-21	0.226
	24-23	0.048
	24-27	0.226
25	25-22	0.225
	25-26	0.050
	25-30	0.225
26	26-23	0.171
	26-25	0.038
	26-27	0.036
	26-31	0.255
27	27-34	0.169
	27-26	0.036
	27-28	0.042

Nudo	Elemento	$a = \frac{k}{S}$
28	27-32	0.253
	28-27	0.185
	28-29	0.279
	28-33	0.036
	29-28	0.444
29	29-34	0.056
	30-25	0.231
30	30-31	0.052
	30-35	0.217
	31-26	0.224
31	31-30	0.033
	31-32	0.032
	31-36	0.211
32	32-27	0.223
	32-31	0.032
	32-33	0.037
	32-37	0.209
33	33-28	0.033
	33-32	0.174
	33-34	0.262

Nudo	Elemento	$a = \frac{k}{S}$
34	33-38	0.031
	34-29	0.051
	34-33	0.401
35	34-39	0.048
	35-30	0.153
36	35-36	0.036
	35-40	0.311
37	36-31	0.154
	36-35	0.024
	36-37	0.023
38	36-41	0.299
	37-32	0.153
	37-36	0.023
39	37-38	0.027
	37-42	0.297
	38-33	0.026
	38-37	0.157
40	38-39	0.238
	38-43	0.077
	39-34	0.035

Nudo	Elemento	$a = \frac{k}{S}$
39	39-38	0.292
	39-44	0.173
	40-35	0.204
40	40-41	0.092
	40-45	0.204
41	41-36	0.191
	41-40	0.060
42	41-42	0.058
	41-46	0.191
	42-37	0.189
43	42-41	0.057
	42-43	0.064
	42-47	0.190
44	43-38	0.024
	43-42	0.183
	43-48	0.062
	43-44	0.231
45	44-39	0.069
	44-43	0.363
	44-49	0.068

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

C.- COEFICIENTES $t = \frac{3k_c}{2 \sum k_c}$

k_c = Rigidez de Columnas.

Entre piso.	Elemento	k_c	$\sum k_c$	$2 \sum k_c$	$3k_c$	t
10	1-4	4.57			13.71	0.500
	2-5	4.57			13.71	0.500
	3-6	4.57	13.71	27.42	13.71	<u>0.500</u>
9	4-7	3.30			9.90	0.500
	5-8	3.30			9.90	0.500
	6-9	3.30	9.90	19.80	9.90	<u>0.500</u>
8	7-10	23.23			69.69	0.500
	8-11	23.23			69.69	0.500
	9-12	23.23	69.69	139.38	69.69	0.500
7	10-13	23.23			69.69	0.500
	11-14	23.23			69.69	0.500
	12-15	23.23	69.69	139.38	69.69	<u>0.500</u>
6	13-16	23.23			69.69	0.500
	14-17	23.23			69.69	0.500
	15-18	23.23	69.69	139.38	69.69	0.500
5	16-19	46.05			138.15	0.500
	17-20	46.05			138.15	0.500
	18-21	46.05	138.15	276.30	138.15	0.500
4	19-22	46.05			138.15	0.500
	20-23	46.05			138.15	0.500
	21-24	46.05	138.15	276.30	138.15	<u>0.500</u>

C.- COEFICIENTES $t = \frac{3k_c}{2 \sum k_c}$

k_c = Rigidez de Columnas

Nudo	Elemento	k_c	$\sum k_c$	$2 \sum k_c$	$3k_c$	t
3	22-25	46.05			138.15	0.500
	23-26	46.05			138.15	0.500
	24-27	46.05	138.15	276.30	138.15	0.500
	25-30	46.05			138.15	0.367
2	26-31	68.82			206.46	0.549
	27-32	68.82			206.46	0.549
	28-33	2.18			6.54	0.017
	29-40	2.18	188.05	376.10	6.54	0.017
1	30-35	43.26			129.78	0.367
	31-36	64.65			193.95	0.549
	32-37	64.65			193.95	0.549
	33-38	2.05			6.15	0.017
	34-39	2.05	176.66	353.32	6.15	0.017
	35-40	87.72			263.16	0.371
S ₁	36-41	125.69			377.07	0.531
	37-42	125.69			377.07	0.531
	38-43	5.52			16.56	0.023
	39-44	10.13	354.75	709.50	30.39	0.023
S ₂	40-45	87.72			263.16	0.362
	41-46	125.69			377.07	0.518
	42-47	125.69			377.07	0.519
	43-48	14.37			42.81	0.059
	44-49	10.13	363.60	727.20	30.39	0.042

5.36 ESTUDIO DE LAS SITUACIONES DE CARGAS A COMBINAR PARA OBTENER LOS MAXIMOS MOMENTOS, CORTES Y REACCIONES EN VIGAS Y COLUMNAS.

El propósito del diseño es capacitar un elemento estructural para que resista el efecto más desfavorable que pueda presentarse, para que sea útil y brinde seguridad. Por esta razón es que se estudia las posibilidades de cargas que produzcan los máximos esfuerzos. Por ejemplo un análisis racional a partir de las deformaciones, nos indica utilizar cargas vivas alternadas en forma de damero para momentos negativos máximos en los extremos, Para momentos negativos máximos en apoyos internos, cargar los tramos adyacentes dejando libre los siguientes, pero cargados los subsiguientes. Realmente debe estudiarse cada caso en particular. En nuestro caso estudiaremos las siguientes alternativas que nos permitirán realizar las combinaciones necesarias :

Situación A.- Carga muerta plena en todos los tramos

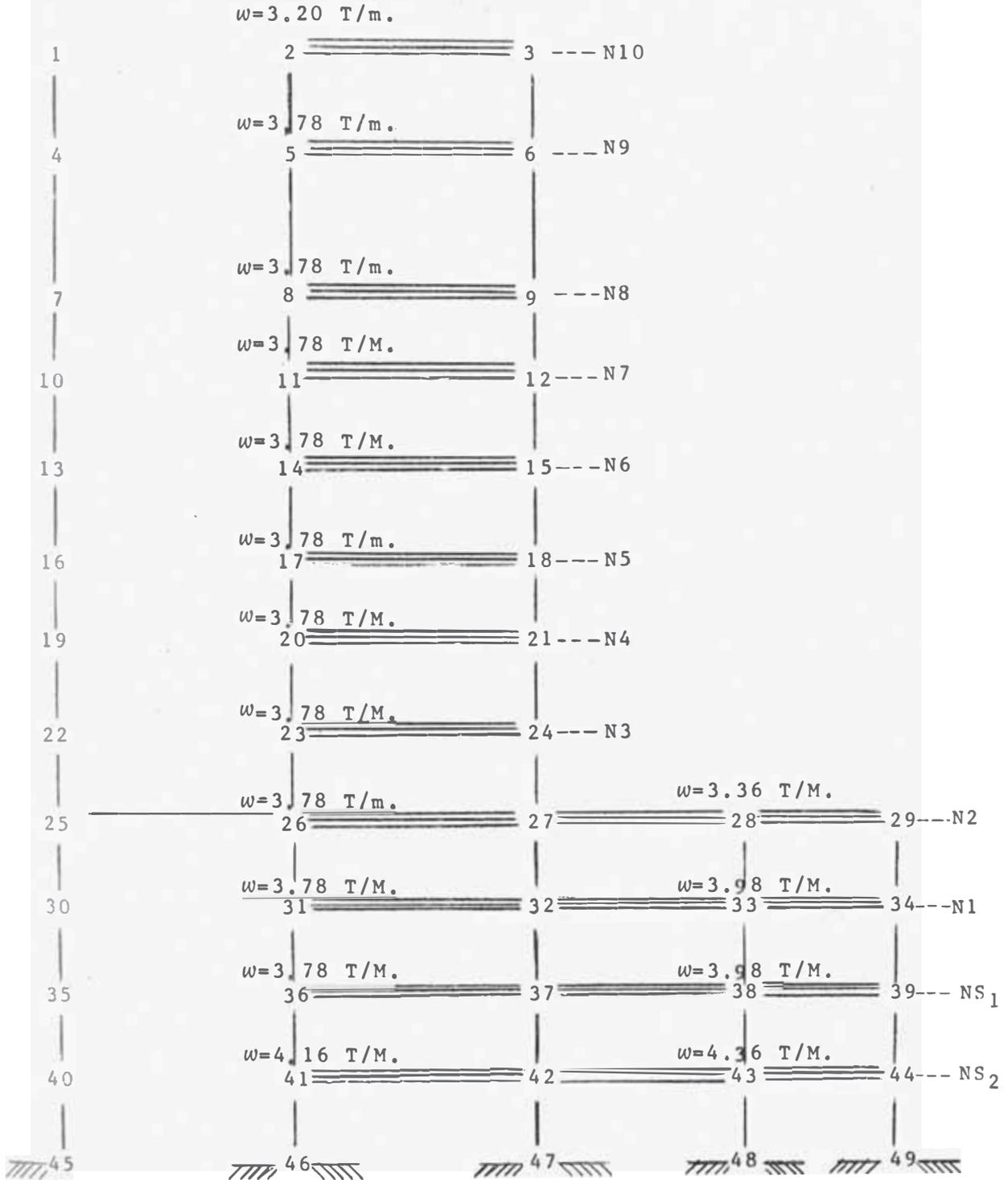
Situación B.- Carga viva en damero I (Empezando con el tramo 1-2)

Situación C.- Carga viva en damero II (Empezando en el tramo 2-3).

Podría emplearse una situación más por carga viva, para momentos máximos en los pisos inferiores, que puede ser importante solamente para vigas, pero se hizo la prueba utilizando el método del A.C.I. obteniéndose que la variación era no mayor del 4% con respecto a las situaciones B y C. Considerando la aproximación del método, se determinó que era innecesario considerar dicha situación para ser analizada por el Método de Takabeya.

71 SITUACIONES DE CARGAS A
COMBINAR

A.- CARGA MUERTA PLENA



CARGA MUERTA EN TODOS LOS TRAMOS

- 1.- Sumatoria de momentos de empotramiento en los nudos
 .- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^I(0) = \frac{m}{S}$
1	1-2	-18.59	18.59	0.626
	1-4	0.00		
2	2-1	18.59	1.83	0.037
	2-3	-20.42		
	2-5	0.00		
3	3-2	20.42	-20.42	- 0.711
	3-6	0.00		
4	4-1	0.00	21.96	0.605
	4-5	-21.96		
	4-7	0.00		
5	5-2	0.00	2.16	0.039
	5-4	21.96		
	5-6	-24.12		
6	5-8	0.00	-24.12	- 0.683
	6-3	0.00		
	6-5	24.12		
	6-9	0.00		

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^I(0) = \frac{m}{S}$
7	7-4	0.00	21.96	0.298
	7-8	21.96		
	7-10	0.00		
8	8-5	0.00	2.16	0.023
	8-7	21.96		
	8-9	-24.12		
	8-11	0.00		
9	9-6	0.00	-24.12	- 0.332
	9-8	24.12		
	9-12	0.00		
10	10-7	0.00	21.96	0.194
	10-11	-21.96		
	10-13	0.00		
11	11-8	0.00	2.16	0.016
	11-10	21.96		
	11-12	-24.12		
	11-14	0.00		

CARGA MUERTA EN TODOS LOS TRAMOS

- 1.- Sumatoria de momentos de empotramiento en los nudos
- 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -mn$	$M_n''(0) = \frac{m}{S}$	Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -mn$	$M_n''(0) = \frac{m}{S}$
12	12-9	0.00			18	18-15	0.00		
	12-11	24.12	-24.12	-0.214		18-17	+24.12	-24.12	-0.153
	12-15	0.00				18-21	0.00		
13	13-10	0.00			19	19-16	0.00		
	13-14	-21.96	21.96	0.194		19-20	-21.96	21.96	0.107
	13-16	0.00				19-22	0.00		
14	14-11	0.00			20	20-17	0.00		
	14-13	21.96	2.16	0.016		20-19	21.96	2.16	0.010
	14-15	-24.12				20-21	-24.12		
	14-17	0.00				20-23	0.00		
15	15-12	0.00			21	21-18	0.00		
	15-14	24.12	-24.12	-0.214		21-20	24.12	-24.12	-0.118
	15-18	0.00				21-24	0.00		
16	16-13	0.00			22	22-19	0.00		
	16-17	-21.96	21.96	0.138		22-23	-21.96	21.96	0.107
	16-19	0.00				22-25	0.00		
17	17-14	0.00			23	23-20	0.00		
	17-16	21.96	2.16	0.012		23-22	21.96	2.16	0.010
	17-18	-24.12				23-24	-24.12		
	17-20	0.00				23-26	0.00		

CARGA MUERTA EN TODOS LOS TRAMOS

- 1.- Sumatoria e moméntos e empotramiénto en ós nú ós
- 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n''(0) = \frac{m}{S}$
24	24-21	0.00		
	24-23	24.12	-24.12	- 0.118
	24-27	0.00		
25	25-22	0.00		
	25-26	-21.96	21.96	0.107
	25-30	0.00		
26	26-23	0.00		
	26-25	21.96	2.16	0.008
	26-27	-24.12		
27	26-31	0.00		
	27-24	0.00		
	27-26	24.12	- 8.16	- 0.030
28	27-28	-15.96		
	27-32	0.00		
	28-27	15.96		
29	28-29	- 6.99	- 8.97	- 0.146
	28-33	0.00		
	29-28	6.99	- 6.99	- 0.181
	29-34	0.00		

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n''(0) = \frac{m}{S}$
30	30-25	0.00		
	30-31	-21.96	21.96	0.110
	30-35	0.00		
31	31-26	0.00		
	31-30	21.96	2.16	0.007
	31-32	-24.12		
32	31-36	0.00		
	32-27	0.00		
	32-31	24.12	- 5.22	- 0.017
33	32-33	-18.90		
	32-37	0.00		
	33-28	0.00		
34	33-32	18.90	-10.62	- 0.162
	33-34	- 8.28		
	33-38	0.00		
34	34-29	0.00		
	34-33	8.28	- 8.28	- 0.194
	34-39	0.00		

CARGA MUERTA EN TODOS LOS TRAMOS

- 1.- Sumatoria de momentos de empotramiento en los nudos
- 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^I(0) = \frac{m}{S}$
35	35-30	0.00		
	35-36	-21.96	21.96	0.078
	35-40	0.00		
36	36-31	0.00		
	36-35	21.96	2.16	0.005
	36-37	-24.12		
	36-41	0.00		
37	37-32	0.00		
	37-36	24.12		
	37-38	-18.90	- 5.22	-0.012
	37-42	0.00		
38	38-33	0.00		
	38-37	18.90		
	38-39	- 8.28	-10.62	-0.147
	38-43	0.00		
39	39-34	0.00		
	39-38	8.28	- 8.28	-0.141
	39-44	0.00		
40	40-35	0.00		
	40-41	-24.17	24.17	0.056
	40-45	0.00		
41	41-36	0.00		
	41-40	24.17	2.37	0.004
	41-42	-26.54		
	41-46	0.00		
42	42-37	0.00		
	42-41	26.54		
	42-43	-20.71	- 5.83	-0.009
	42-47	0.00		
43	43-38	0.00		
	43-42	20.71		
	43-44	- 9.07	-11.64	-0.050
	43-48	0.00		
44	44-29	0.00		
	44-43	9.07	- 9.07	-0.061
	44-49	0.00		

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA MUERTA PLENA

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{jk} = \bar{M}_{jk} + K_{ijk} (2M_{ij}^u + M_{jk}^u)$	$(Tn-m)$	$M_{jk} = K_{ijk} (2M_{ij}^u + M_{jk}^u + M_{pi})$	$(Tn-m)$
1	$M_{1-2} = 18.59 + 10.27(2x0.524 + 0.046) = -7.35$	-7.35	$M_{1-4} = 4.57(2x0.524 + 0.493 + 0.068) = 7.35$	7.35
2	$M_{2-1} = 18.59 + 10.27(2x0.046 + 0.524) = 24.92$	24.92	$M_{2-5} = 4.57(2x0.046 + 0.040 + 0.068) = 0.91$	0.91
	$M_{2-3} = 20.42 + 9.80(2x0.046 - 0.643) = -25.82$	-25.82		
3	$M_{3-2} = 20.42 + 9.80(-2x0.643 + 0.046) = 8.27$	8.27	$M_{3-6} = 4.57(-2x0.643 - 0.598 + 0.078) = -8.30$	-8.30
4	$M_{4-5} = 21.96 + 10.27(2x0.493 + 0.040) = -11.42$	-11.42	$M_{4-1} = 4.57(2x0.493 + 0.524 + 0.068) = 7.21$	7.21
5	$M_{5-4} = 21.96 + 10.27(2x0.040 + 0.493) = 27.84$	27.84	$M_{4-7} = 3.30(2x0.493 + 0.232 + 0.043) = 4.16$	4.16
	$M_{5-6} = 24.12 + 9.80(2x0.040 - 0.598) = -29.20$	-29.20		
6	$M_{6-5} = 24.12 + 9.80(-2x0.598 + 0.040) = 12.79$	12.79	$M_{5-2} = 4.57(2x0.040 + 0.046 + 0.068) = 0.89$	0.89
	$M_{7-8} = -21.96 + 10.27(2x0.232 + 0.017) = -17.02$	-17.02	$M_{5-8} = 3.30(2x0.040 + 0.017 + 0.043) = 0.46$	0.46
7	$M_{8-7} = 21.96 + 10.27(2x0.017 + 0.232) = 24.69$	24.69	$M_{6-3} = 4.57(-2x0.598 - 0.643 + 0.068) = -8.09$	-8.09
	$M_{8-9} = -24.12 + 9.80(2x0.017 - 0.271) = -26.44$	-26.44	$M_{6-9} = 3.30(-2x0.598 - 0.271 - 0.043) = -4.70$	-4.70
8	$M_{9-8} = 24.12 + 9.80(-2x0.271 + 0.017) = 18.98$	18.98	$M_{7-4} = 3.30(2x0.232 + 0.493 + 0.043) = 3.30$	3.30
	$M_{10-11} = -21.96 + 10.27(2x0.110 + 0.007) = 19.63$	19.63	$M_{7-10} = 23.23(2x0.232 + 0.110 + 0.017) = 13.73$	13.73
9	$M_{10-11} = -21.96 + 10.27(2x0.110 + 0.007) = 19.63$	19.63	$M_{8-5} = 3.30(2x0.017 + 0.040 + 0.043) = 0.39$	0.39
	$M_{10-11} = -21.96 + 10.27(2x0.110 + 0.007) = 19.63$	19.63	$M_{8-11} = 23.23(2x0.017 + 0.007 + 0.017) = 1.35$	1.35
10	$M_{10-11} = -21.96 + 10.27(2x0.110 + 0.007) = 19.63$	19.63	$M_{9-6} = 3.30(-2x0.271 - 0.598 + 0.043) = -3.62$	-3.62
	$M_{10-11} = -21.96 + 10.27(2x0.110 + 0.007) = 19.63$	19.63	$M_{9-12} = 23.23(-2x0.271 - 0.129 + 0.017) = -15.19$	-15.19

4.- MOMENTO OBTENIDO EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA MUERTA PLENA

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_k^I + M_k^II)$	$(Tn-m)$	$M_{ik} = K_{ik} (2M_k^I + M_k^II) + M_k^III$	$(Tn-m)$
11	$M_{11-10} = 21.96+10.27(2x0.007+0.110) = 23.23$ $M_{11-12} = -24.12+9.80(2x0.007-0.129) = -25.25$	23.23 - 25.25	$M_{11-8} = 23.23(2x0.007+0.017+0.017) = 1.12$ $M_{11-14} = 23.23(2x0.007+0.013+0.010) = 0.86$	1.12 0.86
12	$M_{12-11} = 24.12+9.80(-2x0.129+0.007) = 21.66$	21.66	$M_{12-9} = 23.23(-2x0.129-0.271+0.017) = -11.89$ $M_{12-15} = 23.23(-2x0.129-0.169+0.010) = -9.69$	-11.89 - 9.69
13	$M_{13-14} = -21.96+10.27(2x0.148+0.013) = -18.79$	- 18.79	$M_{13-10} = 23.23(2x0.148+0.110+0.010) = 9.66$ $M_{13-16} = 23.23(2x0.148+0.093+0.008) = 9.22$	9.66 9.22
14	$M_{14-13} = 21.96+10.27(2x0.013+0.148) = 23.75$ $M_{14-15} = -24.12+9.80(2x0.013-0.169) = -25.52$	23.75 - 25.52	$M_{14-11} = 23.23(2x0.013+0.007+0.010) = 1.00$ $M_{14-17} = 23.23(2x0.013+0.007+0.008) = 0.95$	1.00 0.95
15	$M_{15-14} = 24.12+9.80(-2x0.169+0.013) = 20.93$	20.93	$M_{15-12} = 23.23(-2x0.169-0.129+0.010) = -10.62$ $M_{15-18} = 23.23(-2x0.169-0.110+0.008) = -10.22$	-10.62 -10.22
16	$M_{16-17} = -21.96+10.27(2x0.093+0.007) = -19.98$	- 19.98	$M_{16-13} = 23.23(2x0.093+0.148+0.008) = 7.94$ $M_{16-19} = 46.05(2x0.093+0.069+0.004) = 11.93$	7.94 11.93
17	$M_{17-16} = 21.96+10.27(2x0.007+0.093) = 23.06$ $M_{17-18} = -24.12+9.80(2x0.007-0.110) = -25.06$	23.06 - 25.06	$M_{17-14} = 23.23(2x0.007+0.013+0.008) = 0.81$ $M_{17-20} = 46.05(2x0.007+0.007+0.004) = 1.15$	0.81 1.15
18	$M_{18-17} = 24.12+9.80(-2x0.110+0.007) = 22.03$	22.03	$M_{18-15} = 23.23(-2x0.110-0.169+0.008) = -8.85$ $M_{18-21} = 46.05(-2x0.111-0.072+0.004) = -13.26$	- 8.85 -13.26
19	$M_{19-20} = -21.96+10.27(2x0.069+0.007) = -20.49$	- 20.49	$M_{19-16} = 46.05(2x0.069+0.093+0.004) = 10.82$ $M_{19-22} = 46.05(2x0.069+0.097-0.024) = 9.72$	10.82 9.72

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA MUERTA PLENA

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_k'' + M_k')$	$(Tn-m)$	$M_{ik} = K_{ik} (2M_k'' + M_k' + M_{k,i})$	$(Tn-m)$
20	M ₂₀₋₁₉ = 21.96+10.27(2x0.007+0.069) = M ₂₀₋₂₁ = -24.12+ 9.80(2x0.007-0.071) =	22.81 -24.68	M ₂₀₋₁₇ = 46.05(2x0.007+0.007+0.004) = M ₂₀₋₂₃ = 46.05(2x0.007+0.028-0.024) =	1.15 0.83
21	M ₂₁₋₂₀ = 24.12+ 9.80(-2x0.071+0.007) =	22.80	M ₂₁₋₁₈ = 46.05(-2x0.071-0.110+0.004) = M ₂₁₋₂₄ = 46.05(-2x0.071-0.080-0.024) =	-11.42 -11.33
22	M ₂₂₋₂₃ = -21.96+10.27(2x0.097+0.028) =	-19.68	M ₂₂₋₁₉ = 46.05(2x0.097+0.069-0.024) = M ₂₂₋₂₅ = 46.05(2x0.097+0.125-0.136) =	11.01 8.43
23	M ₂₃₋₂₂ = 21.96+10.27(2x0.028+0.097) = M ₂₃₋₂₄ = -24.12+ 9.80(2x0.028-0.080) =	23.53 -24.36	M ₂₃₋₂₀ = 46.05(2x0.028+0.007-0.024) = M ₂₃₋₂₆ = 46.05(2x0.028+0.054-0.136) =	1.80 - 1.20
24	M ₂₄₋₂₃ = 24.12+ 9.80(-2x0.080+0.028) =	22.83	M ₂₄₋₂₁ = 46.05(-2x0.080-0.071-0.024) = M ₂₄₋₂₇ = 46.05(-2x0.080+0.048-0.136) =	-11.24 -11.42
25	M ₂₅₋₂₆ = -21.96+10.27(2x0.125+0.054) =	-18.84	M ₂₅₋₂₂ = 46.05(2x0.125+0.097-0.136) = M ₂₅₋₃₀ = 46.05(2x0.125+0.142-0.205) =	9.72 8.71
26	M ₂₆₋₂₅ = 21.96+10.27(2x0.054+0.125) = M ₂₆₋₂₇ = -24.12+ 9.80(2x0.054+0.048) =	24.35 -22.59	M ₂₆₋₂₃ = 46.05(2x0.054+0.028-0.136) = M ₂₆₋₃₁ = 68.82(2x0.054+0.061-0.205) =	0.00 - 2.48
27	M ₂₇₋₂₆ = 24.12+ 9.80(2x0.048+0.054) = M ₂₇₋₂₈ = -15.96+11.36(2x0.048-0.109) =	-25.59 -16.11	M ₂₇₋₂₄ = 46.05(2x0.048-0.080-0.136) = M ₂₇₋₃₂ = 68.82(2x0.048+0.047-0.205) =	- 5.53 - 4.27
28	M ₂₈₋₂₇ = 15.96+11.36(-2x0.109+0.048) = M ₂₈₋₂₉ = - 6.99+17.15(-2x0.109-0.118) =	14.03 -12.75	M ₂₈₋₃₃ = 2.18(-2x0.109-0.117-0.205) =	- 1.18

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA MUERTA PLENA

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_i^H + M_k^H)$	$(Tn-m)$	$M_{ik} = K_{ik} (2M_i^H + M_k^H) + M_{pi}$	$(Tn-m)$
29	$M_{29-28} = 6.99+17.15(-2x0.118-0.109) =$	1.08	$M_{29-34} = 2.18(-2x0.118-0.123-0.205) =$	$- 1.23$
30	$M_{30-31} = -21.96+10.27(2x0.142+0.061) =$	-18.42	$M_{30-25} = 46.05(2x0.142+0.125-0.205) =$	$- 9.39$
			$M_{30-35} = 43.26(2x0.142+0.094-0.185) =$	8.35
31	$M_{31-30} = 21.96+10.27(2x0.061+0.142) =$	24.67	$M_{31-26} = 68.22(2x0.061+0.054-0.205) =$	$- 2.00$
	$M_{31-32} = -24.12+ 9.80(2x0.061+0.047) =$	-22.46	$M_{31-36} = 64.65(2x0.061+0.046-0.185) =$	$- 1.10$
32	$M_{32-31} = 24.12+ 9.80(2x0.047+0.061) =$	25.64	$M_{32-27} = 68.82(2x0.047+0.048-0.205) =$	$- 4.33$
	$M_{32-23} = -18.90+11.36(2x0.047-0.117) =$	-19.16	$M_{32-37} = 64.65(2x0.047+0.038-0.185) =$	$- 3.43$
33	$M_{33-32} = 18.90+11.36(-2x0.117+0.047) =$	16.78	$M_{33-28} = 2.18(-2x0.117-0.109-0.205) =$	$- 1.19$
	$M_{33-34} = - 8.28+17.15(-2x0.117-0.123) =$	-14.40	$M_{33-38} = 2.05(-2x0.117-0.116-0.185) =$	$- 1.10$
34	$M_{34-33} = 8.28+17.15(-2x0.123-0.117) =$	2.05	$M_{34-29} = 2.18(-2x0.123-0.118-0.205) =$	$- 1.24$
			$M_{34-39} = 2.05(-2x0.123-0.079-0.185) =$	$- 1.05$
35	$M_{35-36} = -21.96+10.27(2x0.094+0.046) =$	-19.56	$M_{35-30} = 43.26(2x0.094+0.142-0.185) =$	6.27
			$M_{35-40} = 87.72(2x0.094+0.063-0.107) =$	0.13
36	$M_{36-35} = 21.96+10.27(2x0.046+0.094) =$	23.87	$M_{36-31} = 64.65(2x0.046+0.061-0.185) =$	$- 2.07$
	$M_{36-37} = -24.12+ 9.80(2x0.046+0.038) =$	-22.85	$M_{36-41} = 125.69(2x0.046+0.016-0.107) =$	0.13
37	$M_{37-36} = 24.12+ 9.80(2x0.038+0.046) =$	25.32	$M_{37-32} = 64.65(2x0.038+0.047-0.185) =$	$- 4.01$
	$M_{37-38} = -18.90+11.36(2x0.138-0.116) =$	-19.35	$M_{37-42} = 125.69(2x0.038+0.010-0.107) =$	$- 2.64$

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA MUERTA PLENA

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S				
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_i^m + M_k)$	$(Tn-m)$	$M_{ik} = K_{ik} (2M_i^m + M_k + M_{pi})$				$(Tn-m)$
38	M ₃₈₋₃₇ = 18.90+11.36(-2x0.116+0.038) =	16.70	M ₃₈₋₃₃ = 2.05(-2x0.116-0.117-0.185) =				-1.09
	M ₃₈₋₃₉ = - 8.28+17.15(2x0.116-0.079) =	-13.61	M ₃₈₋₄₃ = 5.52(-2x0.116-0.037-0.107) =				-2.08
39	M ₃₉₋₃₈ = 8.28+17.15(-2x0.079-0.116) =	3.58	M ₃₉₋₃₄ = 2.05(-2x0.079-0.123-0.185) =				-0.96
			M ₃₉₋₄₄ = 10.13(-2x0.079-0.036-0.107) =				-3.05
40	M ₄₀₋₄₁ = -24.17+39.57(2x0.063+0.016) =	-18.55	M ₄₀₋₃₅ = 87.72(2x0.063+0.094-0.107) =				9.91
			M ₄₀₋₄₅ = 87.72(2x0.063+0.000-0.032) =				8.25
41	M ₄₁₋₄₀ = 24.17+39.57(2x0.016+0.063) =	27.93	M ₄₁₋₃₆ = 125.69(2x0.016+0.046-0.107) =				-3.65
	M ₄₁₋₄₂ = -26.54+37.76(2x0.016+0.010) =	-24.95	M ₄₁₋₄₆ = 125.69(2x0.016+0.000-0.032) =				0.00
42	M ₄₂₋₄₁ = 26.54+37.56(2x0.010+0.016) =	27.90	M ₄₂₋₃₇ = 125.69(2x0.010+0.038-0.107) =				-6.16
	M ₄₂₋₄₃ = -20.71+42.38(2x0.010-0.037) =	-21.43	M ₄₂₋₄₇ = 125.69(2x0.010+0.000-0.032) =				-1.51
43	M ₄₃₋₄₂ = 20.71+42.38(-2x0.037+0.010) =	18.00	M ₄₃₋₄₈ = 5.52(-2x0.037-0.116-0.107) =				-1.64
	M ₄₃₋₄₄ = - 9.07+53.66(-2x0.037-0.036) =	-14.97	M ₄₃₋₄₈ = 14.37(-2x0.037+0.000-0.032) =				-1.52
44	M ₄₄₋₄₃ = 9.07+53.66(-2x0.036-0.037) =	3.22	M ₄₄₋₃₉ = 10.13(-2x0.036-0.079-0.107) =				-2.61
			M ₄₄₋₄₉ = 10.13(-2x0.036+0.000-0.032) =				-1.05
45			M ₄₅₋₄₀ = 87.72(2x0.000+0.063-0.032) =				2.72
			M ₄₆₋₄₁ = 125.69(2x0.000+0.016-0.032) =				-2.01
47			M ₄₇₋₄₂ = 125.69(2x0.000+0.010-0.032) =				-2.77
			M ₄₈₋₄₃ = 14.37(2x0.000-0.037-0.032) =				-0.99
49			M ₄₉₋₄₄ = 10.13(2x0.000-0.036-0.032) =				0.69

5.- MOMENTOS FINALES CORREGIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA MUERTA PLENA.

N	Elemento	Momento	Momento Final	N	Elemento	Momento	Momento Final	N	Elemento	Momento	Momento Final
1	1-2	- 7.35	- 7.35	7	7-4	+ 3.30	+ 3.30	12	12-9	-11.89	-11.93
	1-4	+ 7.35	+ 7.35		7-8	-17.02	-17.02		12-11	+21.66	+21.65
2	2-1	+24.92	+24.92		7-10	+13.73	+13.73		12-15	- 9.69	- 9.72
2	2-3	-25.82	-25.82	8	8-5	+ 0.39	+ 0.39	13	13-10	+ 9.66	+ 9.62
	2-5	+ 0.91	+ 0.91		8-7	+24.69	+24.69		13-14	-18.79	-18.80
3	3-2	+ 8.27	+ 8.29	8-9	-26.44	-26.44	14	14-13	+23.75	+23.72	
	3-6	- 8.30	- 8.29		8-11	+ 1.35		+ 1.35	14-15	-25.52	-25.55
4	4-1	+ 7.21	+ 7.22	9	9-6	- 3.62	- 3.63	15	15-12	-10.62	-10.66
	4-5	-11.42	-11.39		9-8	+18.98	+18.93		15-14	+20.93	+20.92
5	4-7	+ 4.16	+ 4.17	9-12	-15.19	-15.30	16	16-13	+ 7.94	+ 7.97	
	5-2	+ 0.89	+ 0.89		10-7	+10.89		+10.87	16-17	-19.98	-19.96
6	5-4	+27.84	+27.84	10	10-11	-19.63	-19.64	11	11-10	+23.23	+23.24
	5-6	-29.20	-29.20		10-13	+ 8.78	+ 8.77		11-12	-25.25	-25.24
6	5-8	+ 0.46	+ 0.46	11-8	+ 1.12	+ 1.13	11-14	+ 0.86	+ 0.87		
	6-3	- 8.09	- 8.09		11-10	+23.23		+23.24			
6	6-5	+12.79	+12.79	11-12	-25.25	-25.24	11-14	+ 0.86	+ 0.87		
	6-9	- 4.70	- 4.70								

Nota.- La corrección se hace proporcional a la rigidez del elemento.

5.- MOMENTOS FINALES CORREGIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS DE LOS ELEMENTOS POR

CARGA MUERTA PLENA.

N	Elemento	Momento	Momento Final	N	Elemento	Momento	Momento Final	N	Elemento	Momento	Momento Final
17	17-14	+ 0.81	+ 0.82	22	22-19	+11.01	+11.12	27	27-24	- 5.53	- 5.42
	17-16	+23.06	+23.07		22-23	-19.68	-19.66		27-26	-25.59	+25.61
	17-18	-25.06	-25.06		22-25	+ 8.43	+ 8.54		27-28	-16.11	-16.08
	17-20	+ 1.15	+ 1.17		23-20	+ 1.80	+ 1.89		27-32	- 4.27	- 4.11
18	18-15	- 8.85	- 8.83	23	23-22	+23.53	+23.55	28	28-27	+14.03	+13.99
	18-17	+22.03	+22.04		23-24	-24.36	-24.34		28-29	-12.75	-12.80
	18-21	-13.26	-13.21		23-26	- 1.20	- 1.10		28-33	- 1.18	- 1.19
	19-16	+10.82	+10.84		24-21	-11.74	-11.59		29-28	+ 1.08	+ 1.21
19	19-20	-20.49	-20.48	24	24-23	+22.83	+22.86	29	29-34	- 1.23	- 1.21
	19-22	+ 9.72	+ 9.74		24-27	-11.42	-11.27		30-25	+ 9.39	+ 9.70
	20-17	+ 1.15	+ 1.10		25-22	+ 9.72	+ 9.95		30-31	-18.42	-18.35
20	20-19	+22.81	+22.80	25	25-26	-18.84	-18.79	30	30-35	+ 8.35	+ 8.65
	20-21	-24.68	-24.69		25-30	+ 8.61	+ 8.84		31-26	- 2.00	- 1.60
	20-23	- 0.83	+ 0.79		26-23	0.00	+ 0.24		31-30	+24.67	+24.75
21	21-18	-11.42	-11.44	26	26-25	+24.35	+24.41	31	31-32	-22.46	-22.41
	21-20	+22.80	+22.79		26-70	-22.59	-22.54		31-36	- 1.10	- 0.72
	21-24	-11.33	-11.35		26-31	- 2.48	- 2.11				

5.- MOMENTOS FINALES CORREGIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR
CARGA MUERTA PLENA.

N	Elemento	Momento	Momento Final	N	Elemento	Momento	Momento Final	N	Elemento	Momento	Momento Final
32	32-27	- 4.33	- 3.76	37	37-32	- 4.01	- 3.80	42	42-37	- 6.16	- 5.70
	32-31	+25.64	+25.72		37-36	+25.32	+25.36		42-41	+27.90	+28.03
	32-33	-19.16	-19.07		37-38	-19.35	-19.32		42-43	-21.43	-21.27
	32-37	- 3.43	- 2.89		37-42	- 2.64	- 2.24		42-47	- 1.51	- 1.06
33	33-28	- 1.19	- 1.20	38	38-33	- 1.19	- 1.08	43	43-38	- 1.64	- 1.64
	33-32	+16.78	+16.75		38-37	+16.70	+16.72		43-42	+18.00	+18.05
	33-34	-14.40	-14.55		38-39	-13.61	-13.57		43-44	-14.97	-14.91
	33-38	- 1.10	- 1.10		38-43	- 2.08	- 2.07		43-48	- 1.52	- 1.50
34	34-29	- 1.24	- 1.22	39	39-34	- 0.96	- 0.93	44	44-39	- 2.61	- 2.55
	34-33	+ 2.05	+ 2.25		39-38	+ 3.58	+ 3.83		44-43	+ 3.22	+ 3.54
	34-39	- 1.05	- 1.03		39-44	- 3.05	- 2.90		44-49	- 1.05	- 0.99
	35-30	+ 6.27	+ 6.47		40-35	+ 8.91	+10.07		45-40		+ 2.72
35	35-36	-19.56	-19.51	40	40-41	-18.55	-18.48	46-41		- 2.01	
	35-40	+12.63	+13.04		40-45	+ 8.25	+ 8.41	47-42		- 2.77	
	36-31	- 2.07	- 1.78		41-36	- 3.65	- 3.40	48-43		- 0.99	
36	36-35	+23.87	+23.91	41	41-40	+27.93	-28.01	49	49-44		- 0.69
	36-37	-22.85	-22.81		41-42	-24.95	-24.87				
	36-41	+ 0.13	+ 0.68		41-46	0.00	+ 0.26				

6.- MOMENTOS ISOSTATICOS EN LAS SECCIONES CENTRALES DE LAS
VIGAS POR CARGA MUERTA PLENA

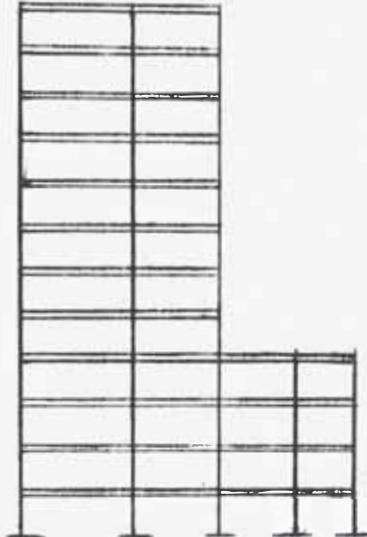
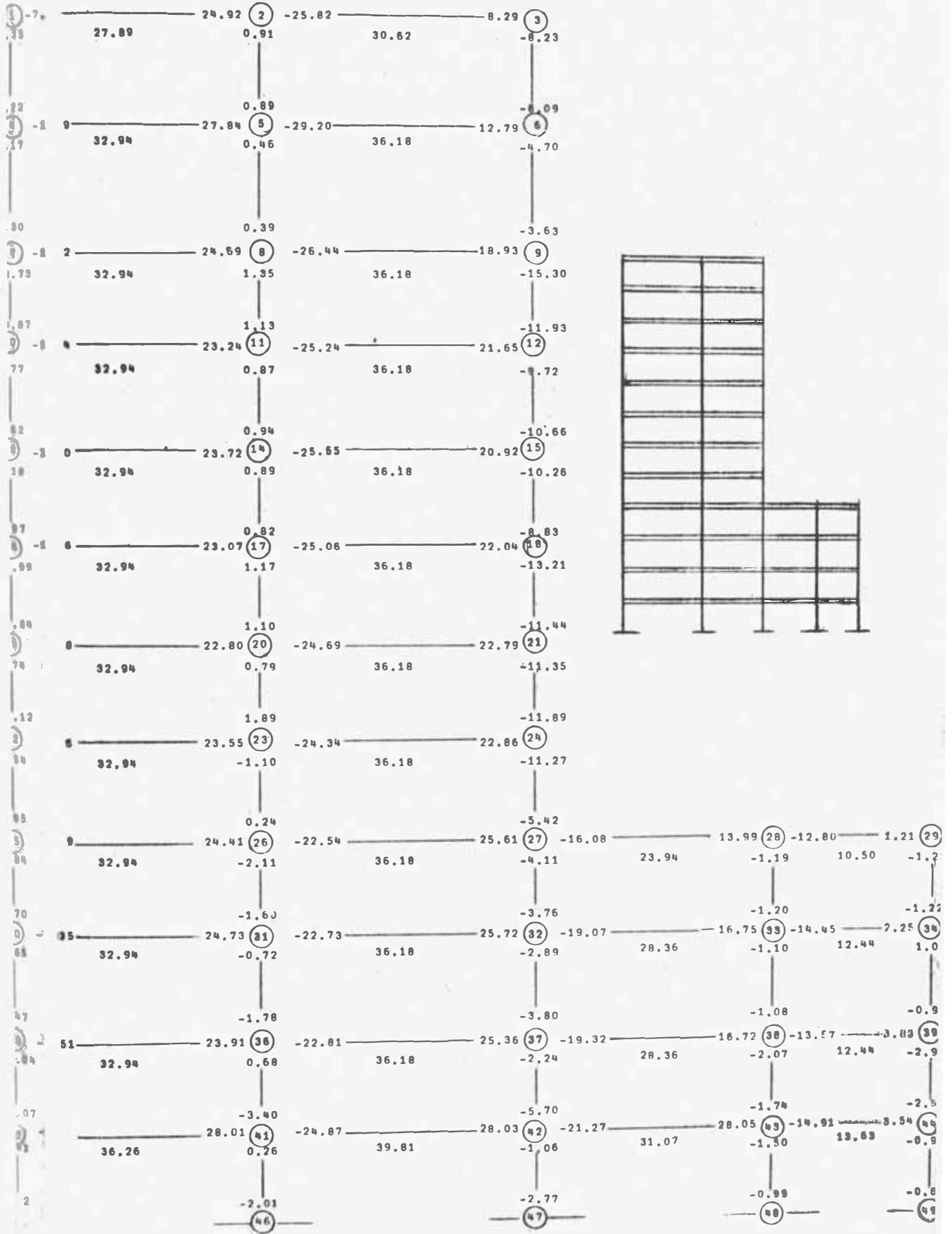
Nivel	w	ℓ	ℓ ² /8	M _c = $\frac{1}{8} w \ell^2$
10	3.20			27.89
9 al S ₁	3.78	8.35	8.7153	32.94
S ₂	4.16			36.26
10	3.20			30.62
9 al S ₁	3.78	8.75	9.5703	36.18
S ₂	4.16			39.81
2	3.36			23.94
1 y S ₁	3.98	7.55	7.1253	28.36
S ₂	4.36			31.07
2	3.36			10.50
1 y S ₁	3.98	5.00	3.1250	12.44
S ₂	4.36			13.63

Los momentos isostáticos son los correspondientes al máximo momento positivo, considerando la viga simplemente apoyada. Serán utilizados para colgar la parábola, de los momentos negativos en los extremos de la viga. Con este procedimiento se dibujarán las envolventes de momentos.

R E S U L T A D O S

SITUACION A : CARGA MUERTA PLENA

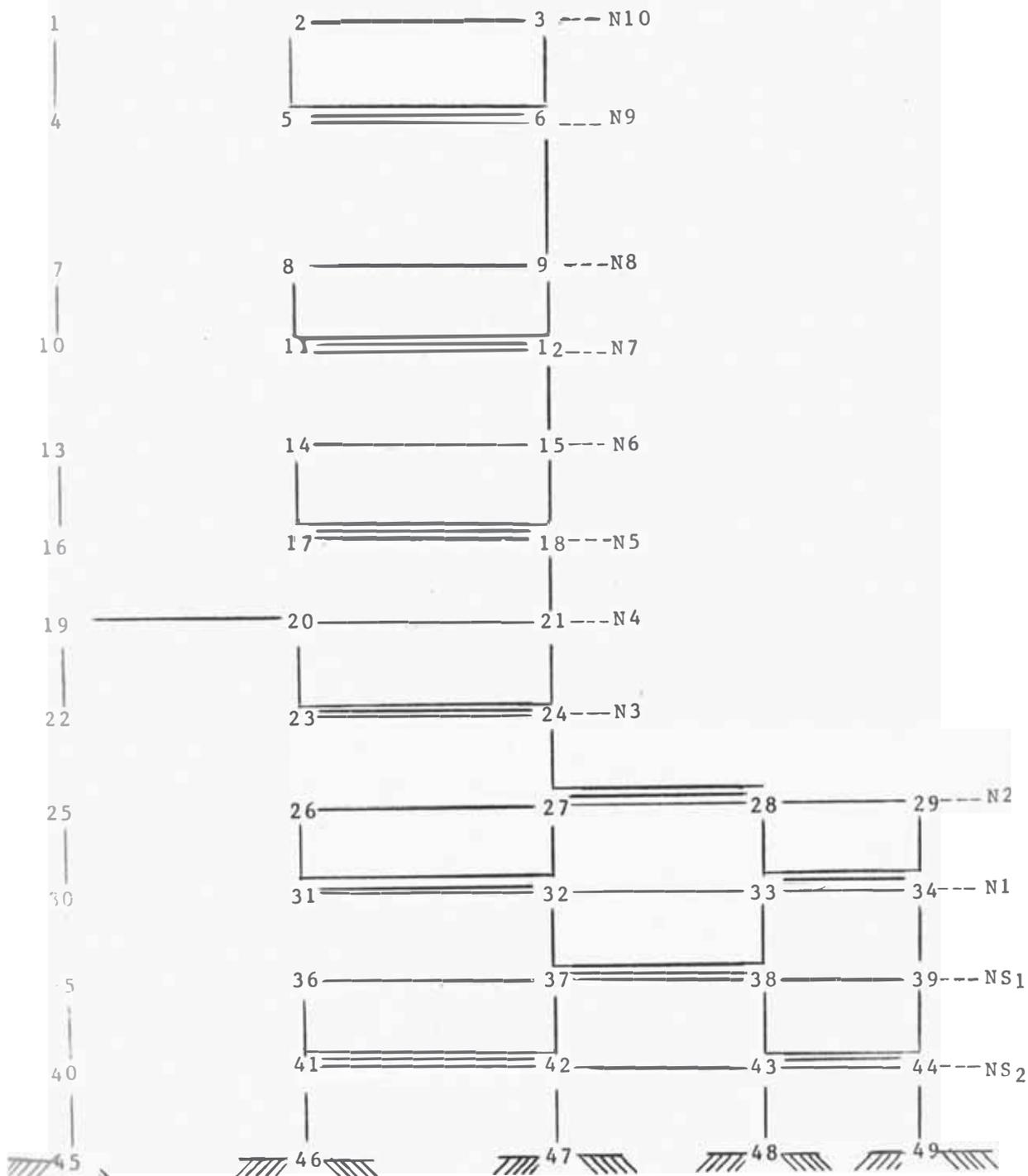
EN LOS NUDOS : MOMENTOS ELASTICOS OBTENIDOS POR TAKABEYA
 EN LA SECCION CENTRAL : MOMENTOS ISOSTATICOS



372 SITUACIONES DE CARGAS A

COMBINAR

B.- CARGA VIVA EN DAMERO I



CARGA VIVA EN DAMERO I

- 1.- Sumatorio de momentos e empotramiento en los n os
- 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^a(0) = \frac{m}{S}$
1	1-2 - 3.43	3.43	0.116
	1-4 0.00		
2	2-1 3.43		
	2-3 0.00	-3.43	0.070
	2-5 0.00		
3	3-2 0.00	0.00	0.000
	3-6 0.00		
4	4-1 0.00		
	4-5 0.00	0.00	0.000
	4-7 0.00		
5	5-2 0.00		
	5-4 0.00	18.69	0.334
	5-6 -18.69		
	5-8 0.00		
6	6-3 0.00		
	6-5 18.69	-18.69	-0.529
	6-9 0.00		

Nudo Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^a(0) = \frac{m}{S}$
7	7-4 0.00		
	7-8 -17.02	17.02	0.231
	7-10 0.00		
8	8-5 0.00		
	8-7 17.02	-17.02	-0.183
	8-9 0.00		
	8-11 0.00		
9	9-6 0.00		
	9-9 0.00	0.00	0.000
	9-12 0.00		
10	10-7 0.00		
	10-11 0.00	0.00	0.000
	10-13 0.00		
	11-8 0.00		
11	11-10 0.00	11.23	0.084
	11-12 -11.23		
	11-14 0.00		

CARGA VIVA EN DAMERO I

- 1.- Sumatoria de momentos e émpo rãmien os
- 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicaci3n del Método de Takabeya

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -mn$	$M_n^d(0) = \frac{m}{S}$
12	12-9	0.00		
	12-11	11.23	-11.23	-0.100
	12-15	0.00		
13	13-10	0.00		
	13-14	-10.23	10.23	0.090
	13-16	0.00		
14	14-11	0.00		
	14-13	10.23		
	14-15	0.00	-10.23	-0.077
	14-17	0.00		
15	15-12	0.00		
	15-14	0.00	0.00	0.000
	15-18	0.00		
16	16-13	0.00		
	16-17	0.00	0.00	0.000
	16-19	0.00		
17	17-14	0.00		
	17-16	0.00	11.23	0.063
	17-18	-11.23		
	17-20	0.00		

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -mn$	$M_n^d(0) = \frac{m}{S}$
18	18-15	0.00		
	18-17	11.23	-11.23	-0.071
	18-21	0.00		
19	19-16	0.00		
	19-20	-10.23	10.23	0.050
	19-22	0.00		
20	20-17	0.00		
	20-19	10.23		
	20-21	0.00	-10.23	-0.046
	20-23	0.00		
21	21-18	0.00		
	21-20	0.00	0.00	0.000
	21-24	0.00		
22	22-19	0.00		
	22-23	0.00	0.00	0.000
	22-25	0.00		
23	23-20	0.00		
	23-22	0.00	11.23	0.050
	23-24	-11.23		
	23-26	0.00		

CARGA VIVA EN DAMERO I

.- Sumatoria e momentos e empo ramién o en o
 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m\eta$	$M_{\eta}^{\eta}(0) = \frac{m}{S}$
24	24-21	0.00		
	24-23	11.23	-11.23	0.055
	24-27	0.00		
25	25-22	0.00		
	25-26	-10.23	10.23	0.050
	25-30	0.00		
26	26-23	0.00		
	26-25	10.23	-10.23	-0.038
	26-27	0.00		
27	27-24	0.00		
	27-26	0.00		
	27-28	-5.89	5.89	0.022
28	27-32	0.00		
	28-27	5.89		
	28-29	0.00	-5.89	-0.096
29	28-33	0.00		
	29-28	0.00	0.00	0.000
	29-34	0.00		

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m\eta$	$M_{\eta}^{\eta}(0) = \frac{m}{S}$
30	30-25	0.00		
	30-31	0.00	0.00	0.000
	30-25	0.00		
31	31-26	0.00		
	31-30	0.00		
	31-32	-18.69	18.69	0.061
32	31-36	0.00		
	32-27	0.00		
	32-31	18.69	-18.69	0.060
33	32-33	0.00		
	32-37	0.00		
	33-28	0.00		
34	33-32	0.00		
	33-34	-6.45	6.45	0.099
	33-88	0.00		
34	34-29	0.00		
	34-33	6.45	-6.45	-0.151
	34-39	0.00		

CARGA VIVA EN DAMERO I

- 1.- Sumatoria de momentos é empó ram
- 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_h(0) = \frac{m}{S}$
35	35-30	0.00		
	35-36	-17.02	17.02	0.060
	45-40	0.00		
36	36-31	0.00		
	36-35	17.02	-17.02	-0.040
	36-37	0.00		
	36-41	0.00		
37	37-32	0.00		
	37-36	0.00		
	37-38	-14.73	14.73	0.035
	37-42	0.00		
38	38-33	0.00		
	38-37	-14.73	-14.73	-0.204
	38-39	0.00		
	38-43	0.00		
39	39-34	0.00		
	39-38	0.00	0.00	0.000
	39-44	0.00		

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n(0) = \frac{m}{S}$
40	40-35	0.00		
	40-41	0.00	0.00	0.000
	40-45	0.00		
41	41-36	0.00		
	41-40	26.16	-26.16	-0.040
	41-42	0.00		
	41-46	0.00		
42	42-37	0.00		
	42-41	26.16	-26.16	-0.039
	42-43	0.00		
	42-47	0.00		
43	43-38	0.00		
	43-42	0.00	9.03	0.039
	43-44	-9.03		
	43-48	0.00		
44	44-39	0.00		
	44-43	9.03	-9.03	-0.061
	44-49	0.00		

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA VIVA EN DAMERO I

Nudo	V I G A S	C O L U M N A S
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_i^H + M_k^H)$ (Tn-m)	$M_{ik} = (2M_i^H + M_k^H) K_{ik}$ (Tn-m)
1	M ₁₋₂ = 3.43+10.27(2x0.200-0.207) = - 1.45	M ₁₋₄ = 4.57(2x0.200-0.233+0.148) = 1.44
2	M ₂₋₁ = 3.43+10.27(-2x0.207+0.200) = 1.23	M ₂₋₅ = 4.57(-2x0.207+0.519+0.148) = 1.16
	M ₂₋₃ = 0.00+ 9.80(-2x0.207+0.164) = - 2.45	
3	M ₃₋₂ = 0.00+ 9.80(2x0.164-0.207) = 1.19	M ₃₋₆ = 4.57(2x0.164-0.739+0.148) = - 1.20
4	M ₄₋₅ = 0.00+10.27(-2x0.233+0.519) = 0.54	M ₄₋₁ = 4.57(-2x0.233+0.200+0.148) = - 0.54
	M ₅₋₄ = 0.00+10.27(2x0.519-0.233) = 8.27	M ₄₋₇ = 3.30(-2x0.233+0.322+0.145) = 0.00
5	M ₅₋₆ = -18.69+ 9.80(2x0.519-0.739) = - 15.76	M ₅₋₂ = 4.57(2x0.519-0.207+0.148) = 4.48
	M ₆₋₅ = 18.69+ 9.80(-2x0.739+0.519) = 9.29	M ₅₋₈ = 3.30(2x0.519-0.288+0.145) = 2.95
6	M ₇₋₈ = - 17.02+10.27(2x0.322-0.288) = - 13.36	M ₆₋₃ = 4.57(-2x0.739+0.164+0.148) = - 5.33
7	M ₈₋₇ = 17.02+10.27(-2x0.288+0.322) = 14.41	M ₆₋₉ = 3.30(-2x0.739+0.129+0.145) = - 3.97
8	M ₈₋₉ = 0.00+ 9.80(-2x0.288+0.129) = - 4.38	M ₇₋₄ = 3.30(2x0.322-0.233+0.145) = 1.84
9	M ₉₋₈ = 0.00+ 9.80(2x0.129-0.288) = - 0.30	M ₇₋₁₀ = 23.23(2x0.322-0.101-0.050) = 11.45
	M ₁₀₋₁₁ = 0.00+10.27(-2x0.101+0.186) = - 0.17	M ₈₋₅ = 3.30(-2x0.288+0.519+0.145) = 0.29
10		M ₈₋₁₁ = 23.23(-2x0.288+0.186-0.050) = -10.22
		M ₉₋₆ = 3.30(2x0.129-0.739+0.145) = - 1.11
		M ₉₋₁₂ = 23.23(2x0.129-0.147-0.050) = 1.42
		M ₁₀₋₇ = 23.23(-2x0.101+0.322-0.050) = 1.63
		M ₁₀₋₁₃ = 23.23(-2x0.101+0.135+0.004) = - 1.46

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA VIVA EN DAMERO I

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_{ik}^u + M_k^u)$	(Tn-m)	$M_{ik} = K_{ik} (2M_{ik}^u + M_k^u) + M_{ik}^u$	(Tn-m)
11	M11-10 = 0.00+10.27(2x0.186-0.101) = M11-12 = -11.23+ 9.80(2x0.186-0.147) =	2.79 - 9.02	M11-8 = 23.23(2x0.186-0.288-0.050) = M11-14 = 23.23(2x0.186-0.143+0.004) =	0.79 5.42
12	M12-11 = 11.23+ 9.80(-2x0.147+0.186) =	10.18	M12-9 = 23.23(-2x0.147+0.129-0.056) = M12-15 = 23.23(-2x0.147+0.064+0.004) =	- 4.99 - 5.25
13	M13-14 = -10.23+10.27(2x0.035-0.143) =	- 8.93	M13-10 = 23.23(2x0.135-0.101+0.004) = M13-16 = 23.23(2x0.135-0.048-0.010) =	4.02 4.92
14	M14-13 = 10.23+10.27(-2x0.143+0.135) = M14-15 = 0.00+ 9.80(-2x0.143+0.064) =	8.68 - 2.18	M14-11 = 23.23(-2x0.143+0.186+0.004) = M14-17 = 23.23(-2x0.143+0.115-0.010) =	- 2.23 - 4.21
15	M15-14 = 0.00+ 9.80(2x0.064-0.143) =	- 0.14	M15-12 = 23.23(2x0.064-0.147+0.004) = M15-18 = 23.23(2x0.064-0.101-0.010) =	- 0.34 0.40
16	M16-17 = 0.00+10.27(-2x0.048+0.115) =	0.19	M16-13 = 23.23(-2x0.048+0.135-0.010) = M16-19 = 46.05(-2x0.048+0.072+0.006) =	0.67 - 0.83
17	M17-16 = 0.00+10.27(2x0.115-0.048) = M17-18 = -11.23+ 9.80(2x0.115-0.101) =	1.87 - 9.97	M17-14 = 23.23(2x0.115-0.143-0.010) = M17-20 = 46.05(2x0.115-0.095+0.006) =	1.79 6.49
18	M18-17 = 11.23+ 9.80(-2x0.101+0.115) =	10.38	M18-15 = 23.23(-2x0.101+0.064-0.010) = M18-21 = 46.05(-2x0.001+0.045+0.006) =	- 3.44 - 6.95
19	M19-20 = -10.23+10.27(2x0.072-0.095) =	- 9.73	M19-16 = 46.05(2x0.072-0.048+0.006) = M19-22 = 46.05(2x0.072-0.030-0.005) =	4.70 5.02

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA VIVA EN DAMERO I

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_i^u + M_k^u)$	(Tn-m)	$M_{jk} = K_{jk} (2M_i^u + M_k^u) + M_{rjk}$	(Tn-m)
20	$M_{20-19} = 10.23+10.27(-2x0.095+0.072) = 9.02$ $M_{20-21} = 0.00+ 9.80(-2x0.095+0.045) = -1.42$		$M_{20-17} = 46.05(-2x0.095+0.115+0.006) = - 3.17$ $M_{20-23} = 46.05(-2x0.095+0.097-0.005) = - 4.51$	
21	$M_{21-20} = 0.00+ 9.80(2x0.045-0.095) = -0.05$		$M_{21-18} = 46.05(2x0.045-0.101+0.006) = - 0.23$ $M_{21-24} = 46.05(2x0.045-0.079-0.005) = 0.28$	
22	$M_{22-23} = 0.00+10.27(-2x0.030+0.097) = 0.39$		$M_{22-19} = 46.05(-2x0.030+0.072-0.005) = 0.32$ $M_{22-25} = 46.05(-2x0.030+0.081-0.036) = - 0.70$	
23	$M_{23-22} = 0.00+10.27(2x0.097-0.030) = 1.69$ $M_{23-24} = -11.23+ 9.80(2x0.097-0.079) = -10.10$		$M_{23-20} = 46.05(2x0.097-0.095-0.005) = 4.33$ $M_{23-26} = 46.05(2x0.097-0.076-0.036) = 3.78$	
24	$M_{24-23} = 11.23+ 9.80(-2x0.079+0.097) = 10.72$		$M_{24-21} = 46.05(-2x0.079+0.045-0.005) = - 5.43$ $M_{24-27} = 46.05(-2x0.079+0.081-0.036) = - 5.20$	
25	$M_{25-26} = -10.23+10.27(2x0.081-0.076) = - 9.34$		$M_{25-22} = 46.05(2x0.081-0.030-0.036) = 4.42$ $M_{25-30} = 46.05(2x0.081-0.027-0.030) = 4.84$	
26	$M_{26-25} = 10.23+10.27(2x0.076+0.081) = 9.50$ $M_{26-27} = 0.00+ 9.80(-2x0.076+0.081) = -0.69$		$M_{26-23} = 46.05(-2x0.076+0.097-0.036) = - 4.19$ $M_{26-31} = 68.32(-2x0.076+0.011-0.030) = - 4.88$	
27	$M_{27-26} = 0.00+ 9.80(2x0.081-0.076) = 0.84$ $M_{27-28} = - 5.89+11.36(2x0.081-0.138) = -5.62$		$M_{27-24} = 46.05(2x0.081-0.079-0.036) = 2.16$ $M_{27-32} = 68.82(2x0.081-0.093-0.030) = 2.68$	
28	$M_{28-27} = 5.88+11.36(-2x0.138+0.081) = 3.66$ $M_{28-29} = 0.00+17.15(-2x0.138+0.076) = -3.43$		$M_{28-33} = 2.18(-2x0.138+0.191-0.030) = - 0.25$	

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA VIVA EN DAMERO I

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ki} (2M_i^0 + M_k^0)$	$(Tn-m)$	$M_{ik} = K_{ik} (2M_i^0 + M_k^0)$	$(Tn-m)$
29	$M_{29-28} = 0.00+17.15(2x0.076-0.138) = 0.24$	0.24	$M_{29-34} = (2x0.076-0.233-0.030)$	
30	$M_{30-31} = 0.00+10.27(-2x0.027+0.111) = 0.59$	0.59	$M_{30-25} = 46.05(-2x0.027+0.081-0.030) = - 0.13$	
			$M_{30-35} = 43.26(-2x0.027+0.092-0.050) = - 0.52$	
31	$M_{31-30} = 0.00+10.27(2x0.111-0.027) = 2.01$	2.01	$M_{31-26} = 68.82(2x0.111-0.076-0.030) = 7.99$	
	$M_{31-32} = -18.69+ 9.80(2x0.111-0.093) = - 17.42$	- 17.42	$M_{31-36} = 64.65(2x0.111-0.060-0.050) = 7.24$	
32	$M_{32-31} = 18.69+ 9.80(2x0.093+0.111) = 17.96$	17.96	$M_{32-27} = 68.82(-2x0.093-0.081-0.030) = - 9.29$	
	$M_{32-33} = 0.00+11.36(-2x0.093+0.191) = 0.06$	0.06	$M_{32-37} = 64.65(-2x0.093+0.094-0.050) = - 9.18$	
33	$M_{33-32} = 0.00+11.36(2x0.191-0.093) = 3.28$	3.28	$M_{33-28} = 2.18(2x0.191-0.138-0.030) = 0.46$	
	$M_{33-34} = - 6.45+17.15(2x0.191-0.233) = 3.85$	3.85	$M_{33-38} = 2.05(2x0.191-0.251-0.050) = 0.16$	
34	$M_{34-33} = 6.45+17.15(-2x0.233+0.191) = 1.74$	1.74	$M_{34-29} = 2.18(-2x0.233+0.076-0.030) = - 0.91$	
			$M_{34-39} = 2.05(-2x0.233+0.107-0.050) = - 0.84$	
35	$M_{35-36} = -17.02+10.27(2x0.092-0.060) = - 15.74$	- 15.74	$M_{35-30} = 43.26(2x0.092-0.027-0.050) = 4.63$	
			$M_{35-40} = 87.72(2x0.092-0.017-0.044) = 10.79$	
36	$M_{36-35} = 17.02+10.27(-2x0.060+0.092) = 16.74$	16.74	$M_{36-31} = 64.65(-2x0.060+0.111-0.050) = - 3.81$	
	$M_{36-37} = 0.00+ 9.80(-2x0.060+0.094) = - 0.25$	- 0.25	$M_{36-41} = 125.69(-2x0.060+0.062-0.044) = -12.82$	
37	$M_{37-36} = 0.00+ 9.80(2x0.094-0.060) = 1.26$	1.26	$M_{37-32} = 64.65(2x0.094-0.093-0.050) = 2.91$	
	$M_{37-38} = -14.73+11.36(2x0.094-0.251) = - 15.44$	- 15.44	$M_{37-42} = 125.69(2x0.094-0.059-0.044) = 10.69$	

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA VIVA EN DAMERO I

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_{ik}^n + M_k^k)$	$(Tn-m)$	$M_{ik} = K_{ik} (2M_{ik}^n + M_k^k + M_{n,i})$	$(Tn-m)$
38	$M_{38-37} = 14.73 + 11.36(-2 \times 0.251 + 0.094) = 10.10$ $M_{38-39} = 0.00 + 17.15(-2 \times 0.251 + 0.107) = -6.77$		$M_{38-33} = 2.05(-2 \times 0.251 + 0.191 - 0.150) = -0.74$ $M_{38-43} = 5.52(-2 \times 0.251 + 0.079 - 0.044) = -2.58$	
39	$M_{39-38} = 0.00 + 17.15(2 \times 0.107 - 0.251) = -0.63$		$M_{39-34} = 2.05(2 \times 0.107 - 0.233 - 0.050) = -0.14$ $M_{39-44} = 10.13(2 \times 0.107 - 0.094 - 0.044) = 0.77$	
40	$M_{40-41} = 0.00 + 39.57(-2 \times 0.017 + 0.062) = 1.11$		$M_{40-35} = 87.72(-2 \times 0.017 + 0.092 - 0.044) = 1.23$ $M_{40-45} = 87.72(-2 \times 0.017 + 0.000 + 0.004) = -2.63$	
41	$M_{41-40} = 0.00 + 39.57(2 \times 0.062 - 0.017) = 4.24$ $M_{41-42} = -26.16 + 37.76(2 \times 0.062 - 0.059) = -23.70$		$M_{41-36} = 125.69(2 \times 0.062 - 0.060 - 0.044) = 2.52$ $M_{41-46} = 125.69(2 \times 0.062 + 0.000 + 0.004) = 16.09$	
42	$M_{42-41} = 26.16 + 37.76(-2 \times 0.059 + 0.062) = 24.05$ $M_{42-43} = 0.00 + 42.38(-2 \times 0.059 + 0.079) = -1.65$		$M_{42-37} = 125.69(-2 \times 0.059 + 0.094 - 0.044) = -8.54$ $M_{42-47} = 125.69(-2 \times 0.059 + 0.000 + 0.044) = -14.32$	
43	$M_{43-42} = 0.00 + 42.38(2 \times 0.079 - 0.059) = 4.19$ $M_{43-44} = -9.03 + 53.66(2 \times 0.079 - 0.094) = -5.60$		$M_{43-38} = 5.52(2 \times 0.079 - 0.251 - 0.044) = 0.76$ $M_{43-48} = 14.37(2 \times 0.079 + 0.000 + 0.004) = 2.32$	
44	$M_{44-43} = 9.03 + 53.66(-2 \times 0.094 + 0.079) = 3.18$		$M_{44-39} = 10.13(-2 \times 0.094 + 0.107 - 0.044) = 1.27$ $M_{44-49} = 10.13(-2 \times 0.094 + 0.000 + 0.004) = -1.87$	
45			$M_{45-40} = 87.72(2 \times 0.000 - 0.017 + 0.004) = -1.14$	
46			$M_{46-41} = 125.69(2 \times 0.000 + 0.062 + 0.004) = 8.30$	
47			$M_{47-42} = 125.69(2 \times 0.000 - 0.059 + 0.004) = -6.91$	
48			$M_{48-43} = 14.37(2 \times 0.000 + 0.079 + 0.004) = 1.19$	
49			$M_{49-44} = 10.13(2 \times 0.000 - 0.094 + 0.004) = -0.91$	

5.- MOMENTOS FINALES CORREGIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA VIVA EN DAMERO I.

Se presenta en los esquemas de resultados.

6.- MOMENTOS ISOSTATICOS EN LAS SECCIONES CENTRALES DE LAS VIGAS POR CARGA VIVA PLENA

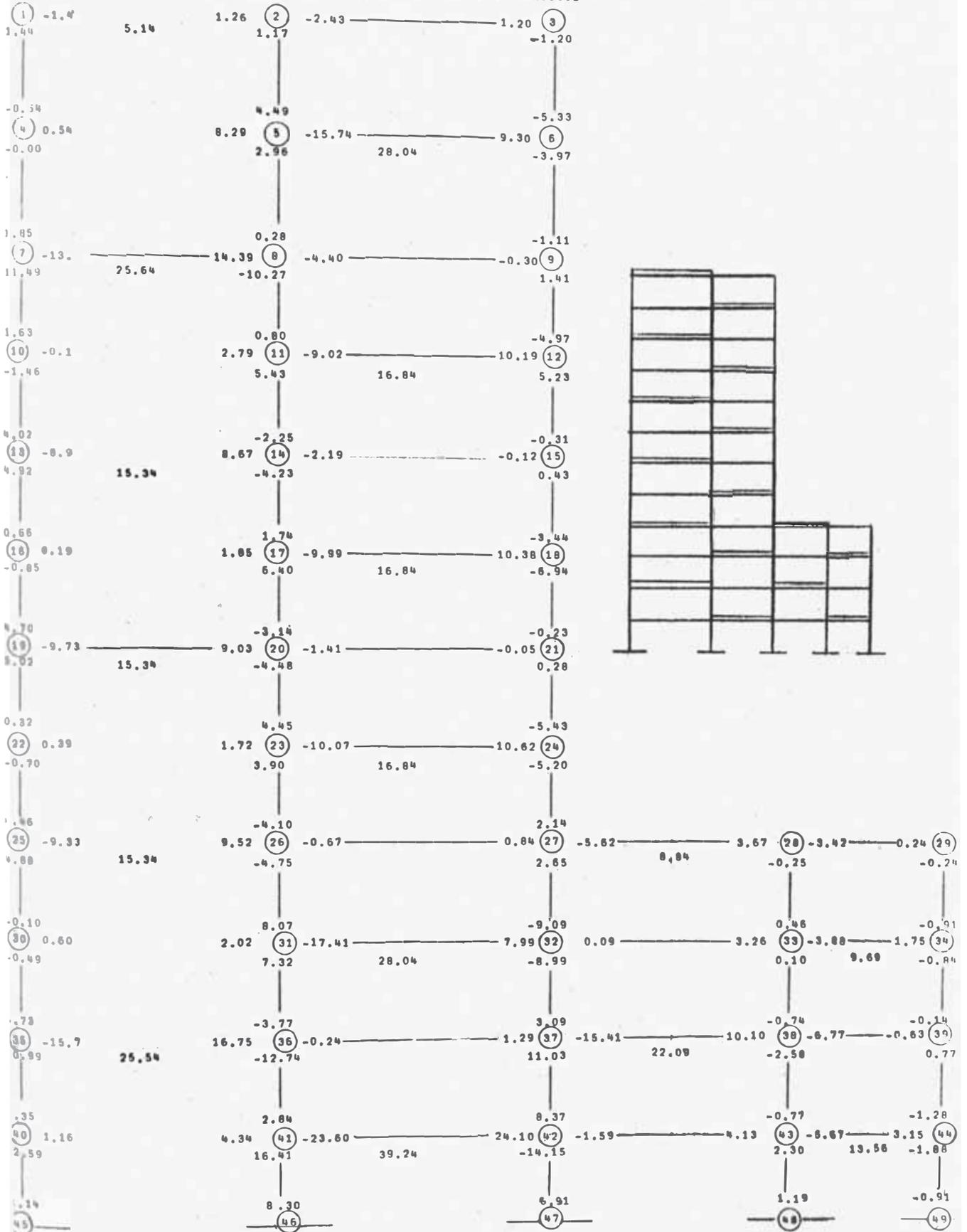
Nivel	w	ℓ	ℓ ² /8	M _c = $\frac{1}{8} w \ell^2$
10	0.59			5.14
9 y 8	2.93			25.54
2 a 1 7	1.76	8.35	8.7153	15.34
1 y S ₁	2.93			25.54
S ₂	4.10			35.73
10	0.59			5.65
9 y 8	2.93			28.04
2 a 1 7	1.76	8.75	9.5703	16.84
1 y S ₁	2.93			28.04
S ₂	4.10			39.24
2	1.24			8.84
1 y S ₁	3.10	7.55	7.1253	22.09
S ₂	4.34			30.92
2	1.24			3.88
1 y S ₁	3.10	5.00	3.1250	9.69
S ₂	4.34			13.56

R E S U L T A D O S

SITUACION B: CARGA VIVA EN DAHERO I

EN LOS NUDOS : MOMENTOS ELASTICOS OBTENIDOS POR TAKABEYA

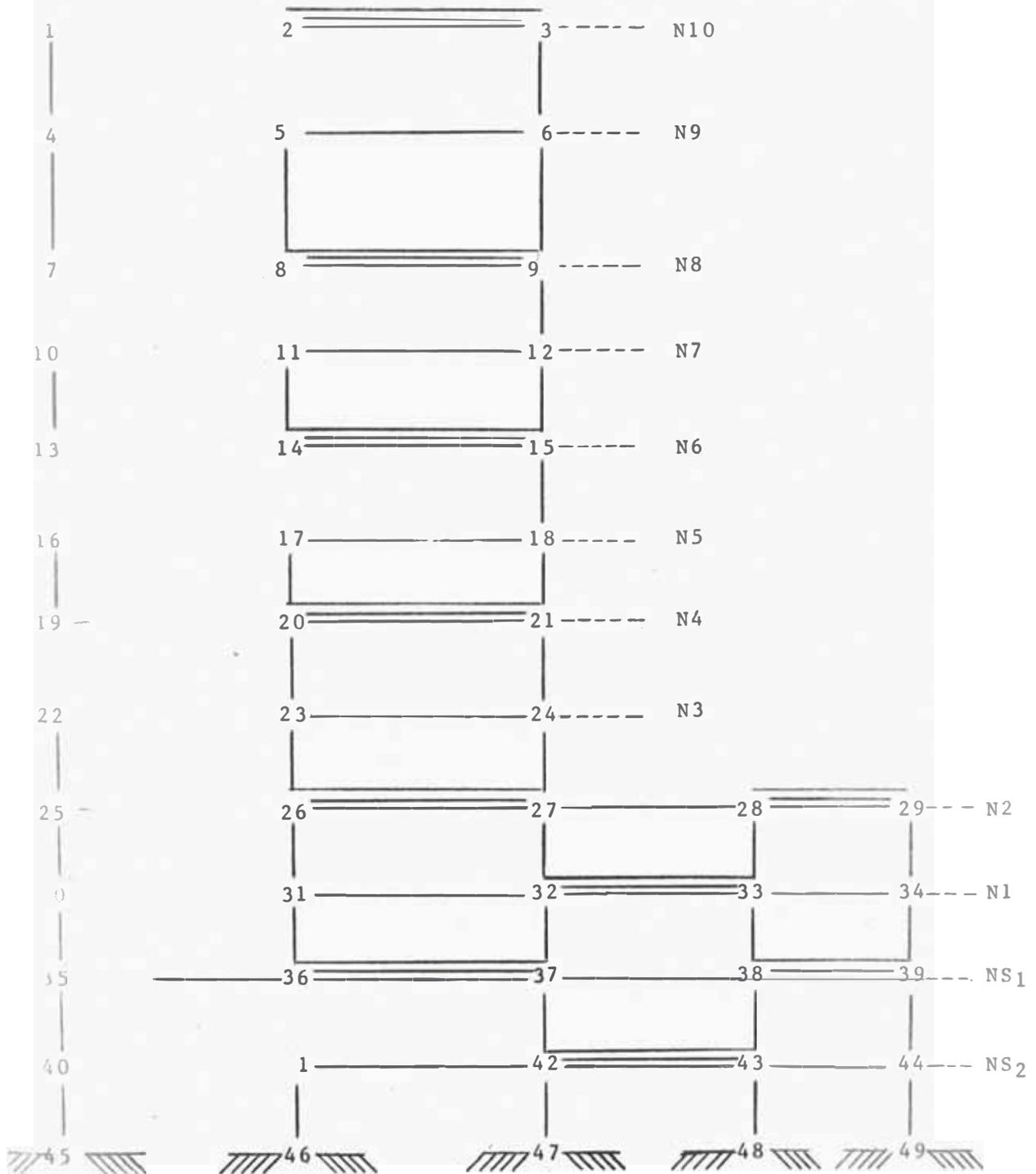
EN LA SECCION CENTRAL : MOMENTOS ISOSTATICOS



5.373 SITUACIONES DE CARGAS A

COMBINAR

C.- CARGA VIVA EN DAMERO II



CARGA VIVA EN DAMERO II

- 1.- Sumatoria e momentos e empo ramién o en
- 2.- Valores iniciales para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo Elemento	M_{ij} (T-M)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^I(0) = \frac{m}{S}$
1	1-2 0.00 1-4 0.00	0.00	0.000
2	2-1 0.00 2-3 -3.76 2-5 0.00	3.76	0.076
3	3-2 3.76 3-6 0.00	- 3.76	-0.131
4	4-1 0.00 4-5 -17.02 4-7 0.00	17.02	0.469
5	5-2 0.00 5-4 17.02 5-6 0.00 5-8 0.00	-17.02	-0.305
6	6-3 0.00 6-5 0.00 6-9 0.00	0.00	0.000

Nudo Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^{II}(0) = \frac{m}{S}$
7	7-4 0.00 7-8 0.00 7-10 0.00	0.00	0.000
8	8-5 0.00 8-7 0.00 8-9 -18.69 8-11 0.00	18.69	0.201
9	9-6 0.00 9-8 18.69 9-12 0.00	-18.69	-0.257
10	10-7 0.00 10-11 -10.23 10-13 0.00	10.23	0.090
11	11-8 0.00 11-10 10.23 11-12 0.00 11-14 0.00	-10.23	-0.077

CARGA VIVA EN DAMERO II

.- una oria e mom n o
 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -mn$	$M_n^0(0) = \frac{m}{S}$
12	12-9	0.00		
	12-11	0.00	0.00	0.000
	12-15	0.00		
13	13-10	0.00		
	13-14	0.00	0.00	0.000
	13-16	0.00		
14	14-11	0.00		
	14-13	0.00	11.23	0.084
	14-15	-11.23		
	14-17	0.00		
15	15-12	0.00		
	15-14	11.23	-11.23	-0.100
	15-18	0.00		
16	16-13	0.00		
	16-17	10.23	10.23	0.064
	16-19	0.00		
17	17-14	0.00		
	17-16	10.23	-10.23	-0.057
	17-18	0.00		
	17-20	0.00		
18	18-15	0.00		
	18-17	0.00	0.00	0.000
	18-21	0.00		
19	19-16	0.00		
	19-20	0.00	0.00	0.000
	19-22	0.00		
20	20-17	0.00		
	20-19	0.00	11.23	0.050
	20-21	-11.23		
	20-23	0.00		
21	21-16	0.00		
	21-20	11.23	-11.23	-0.055
	21-24	0.00		
22	22-19	0.00		
	22-23	-10.23	10.23	0.050
	22-25	0.00		
23	23-20	0.00		
	23-22	10.23	-10.23	-0.046
	23-24	0.00		
	23-26	0.00		

- 1.- Sumatoria de momentos de empotramiento en los Nudos
- 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^H(0) = \frac{m}{S}$
24	24-21	0.00		
	24-23	0.00	0.00	0.000
	24-17	0.00		
25	25-22	0.00		
	25-26	0.00	0.00	0.000
	25-30	0.00		
26	26-23	0.00		
	26-25	0.00	11.27	0.042
	26-27	-11.27		
	26-31	0.00		
27	27-24	0.00		
	27-26	11.27	-11.27	-0.041
	27-28	0.00		
28	28-27	0.00		
	28-29	-2.58	2.58	0.042
	29-33	0.00		
29	29-28	2.58	-2.58	-0.067
	29-34	0.00		

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^H(0) = \frac{m}{S}$
30	30-25	0.00		
	30-31	-17.02	17.02	0.085
	30-35	0.00		
31	31-26	0.00		
	31-30	17.00	-17.02	-0.005
	31-32	0.00		
	31-36	0.00		
32	32-27	0.00		
	32-31	0.00	14.73	0.048
	32-33	-14.73		
	32-37	0.00		
33	33-28	0.00		
	32-33	14-73	-14.73	-0.255
	33-34	0.00		
34	33-38	0.00		
	34-29	0.00	0.00	0.000
	34-33	0.00	0.00	0.000
	34-39	0.00		

CARGA VIVA EN DAMERO II

- 1.- Sumatoria de momentos de empotramiento en los
- 2.- Valores iniciales en los nudos para la aplicación del Método de Takabeya.

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^I(0) = \frac{m}{S}$
35	35-30	0.00		
	35-36	0.00	0.00	0.000
	35-40	0.00		
36	36-31	0.00		
	36-35	0.00	18.69	0.044
	36-37	-18.69		
	36-40	0.00		
37	37-32	0.00		
	37-36	18.69	-18.69	-0.044
	37-38	0.00		
	37-42	0.00		
38	38-33	0.00		
	38-37	0.00	6.45	0.089
	38-39	-6.45		
	38-43	0.00		
39	39-34	0.00		
	39-38	6.45	-6.45	-0.110
	39-44	0.00		

Nudo	Elemento	M_{ij} (T-m)	$\sum M_{ij} = -m_n$	$M_n^II(0) = \frac{m}{S}$
40	40-35	0.00		
	40-41	-23.82	23.82	0.055
	40-45	0.00		
41	41-36	0.00		
	41-40	23.82	-23.82	-0.036
	41-42	0.00		
	41-46	0.00		
42	42-37	0.00		
	42-41	0.00	20.62	0.031
	42-43	-20.62		
	42-47	0.00		
43	43-38	0.00		
	43-42	20.62	-20.62	-0.089
	43-44	0.00		
	43-48	0.00		
44	44-39	0.00		
	44-43	0.00	0.00	0.000
	44-49	0.00		

- 4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA VIVA EN DAMERO LI

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + M_{ik} (2M_k^M + M_k^I)$	(Tn-m)	$M_{ik} = K_{ik} (2M_k^M + M_k^I)$	(Tn-m)
20	$M_{20-19} = 0.00+10.27(2x0.096-0.041) =$	1.55	$M_{20-17} = 46.05(2x0.096-0.110-0.004) =$	3.59
	$M_{20-21} = -11.23+ 9.80(2x0.096-0.079) =$	-10.12	$M_{20-23} = 46.05(2x0.094-0.088+0.000) =$	4.79
21	$M_{21-20} = 11.23+ 9.80(-2x0.079+0.096) =$	10.62	$M_{21-18} = 46.05(-2x0.079+0.051-0.004) =$	-5.11
			$M_{21-24} = 46.05(-2x0.079+0.039+0.000) =$	-5.48
22	$M_{22-23} = -10.23+10.27(2x0.073-0.088) =$	- 9.63	$M_{22-19} = 46.05(2x0.073-0.041+0.000) =$	4.84
			$M_{22-25} = 46.05(2x0.073-0.031-0.013) =$	4.70
23	$M_{23-22} = 10.23+10.27(-2x0.088+0.073) =$	9.17	$M_{23-20} = 46.05(-2x0.088+0.096+0.000) =$	-3.68
	$M_{23-24} = 0.00+ 9.80(-2x0.088+0.039) =$	- 1.34	$M_{23-26} = 46.05(-2x0.088+0.101-0.013) =$	-4.05
24	$M_{24-23} = 0.00+ 9.80(2x0.039-0.088) =$	- 0.10	$M_{24-21} = 46.05(2x0.039-0.079+0.000) =$	0.00
			$M_{24-27} = 46.05(2x0.039-0.064-0.013) =$	0.05
25	$M_{25-26} = 0.00+10.27(-2x0.031+0.101) =$	0.40	$M_{25-22} = 46.05(-2x0.031+0.073-0.013) =$	-0.09
			$M_{25-30} = 46.05(-2x0.031+0.138-0.084) =$	-0.32
26	$M_{26-25} = 0.00+10.27(2x0.101-0.031) =$	1.76	$M_{26-23} = 46.05(2x0.101-0.088-0.013) =$	4.65
	$M_{26-27} = -11.23+ 9.80(2x0.101-0.064) =$	- 9.88	$M_{26-31} = 68.82(2x0.101-0.072-0.084) =$	3.17
27	$M_{27-26} = 11.23+ 9.80(-2x0.064+0.101) =$	10.97	$M_{27-24} = 46.05(-2x0.064+0.039-0.013) =$	- 4.70
	$M_{27-28} = 0.00+11.36(-2x0.064+0.099) =$	- 0.33	$M_{27-32} = 68.82(-2x0.064+0.122-0.084) =$	- 6.19
28	$M_{28-27} = 0.00+11.36(-2x0.099-0.064) =$	1.51	$M_{28-33} = 2.18(2x0.099-0.285-0.084) =$	- 0.37
	$M_{28-29} = - 2.58+17.15(2x0.099-0.114) =$	-1.14		

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA VIVA EN DAMERO II

Nudo	V I G A S		C O L U M N A S	
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_i^0 + M_k^0)$	$(Tn-m)$	$M_{ik} = K_{ik} (2M_i^0 + M_k^0) + M_{ki}$	$(Tn-m)$
29	$M_{29-28} = 2.58+17.15(-2x0.114+0.099) =$	0.37	$M_{29-34} = 2.18(-2x0.114+0.134-0.084) =$	$- 0.39$
30	$M_{30-31} = -17.02+10.27(2x0.138-0.072) =$	$- 14.92$	$M_{30-25} = 46.05(2x0.138-0.031-0.084) =$	7.41
			$M_{30-35} = 43.26(2x0.138-0.024-0.084) =$	7.27
31	$M_{31-30} = 17.02+10.27(-2x0.072+0.138) =$	16.96	$M_{31-26} = 68.82(-2x0.072+0.101-0.084) =$	$- 8.74$
	$M_{31-32} = 0.00+ 9.80(-2x0.072+0.122) =$	$- 0.21$	$M_{31-36} = 64.65(-2x0.072+0.097-0.084) =$	$- 8.47$
32	$M_{32-31} = 0.00+ 9.80(2x0.122-0.072) =$	1.79	$M_{32-27} = 68.82(2x0.122-0.064-0.084) =$	6.61
	$M_{32-33} = -14.73+11.36(2x0.122-0.285) =$	$- 14.26$	$M_{32-37} = 64.65(2x0.122-0.065-0.084) =$	6.10
33	$M_{33-32} = 14.73+11.36(-2x0.285+0.122) =$	9.64	$M_{33-28} = 2.18(-2x0.285+0.099-0.084) =$	$- 1.21$
	$M_{33-34} = 0.00+17.15(-2x0.285+0.134) =$	$- 1.42$	$M_{33-38} = 2.05(-2x0.285+0.160-0.084) =$	$- 1.01$
34	$M_{34-33} = 0.00+17.15(2x0.134-0.285) =$	$- 0.29$	$M_{34-29} = 2.18(2x0.134-0.114-0.084) =$	0.15
			$M_{34-39} = 2.05(2x0.134-0.163-0.084) =$	0.04
35	$M_{35-36} = 0.00+10.27(-2x0.024+0.097) =$	0.50	$M_{35-30} = 43.26(-2x0.024+0.138-0.084) =$	0.26
			$M_{35-40} = 87.72(-2x0.024+0.079-0.042) =$	$- 0.96$
36	$M_{36-35} = 0.00+10.27(2x0.097-0.024) =$	1.75	$M_{36-31} = 64.65(2x0.097-0.072-0.084) =$	2.46
	$M_{36-37} = -18.69+ 9.80(2x0.097-0.065) =$	$- 17.45$	$M_{36-41} = 125.69(2x0.097-0.050-0.042) =$	12.82
37	$M_{37-36} = 18-69+ 9.80(-2x0.065+0.097) =$	18.37	$M_{37-32} = 64.65(-2x0.065+0.122-0.084) =$	$- 5.95$
	$M_{37-38} = 0.00+11.36(-2x0.065+0.160) =$	0.34	$M_{37-42} = 125.69(-2x0.065+0.067-0.042) =$	-13.20

4.- MOMENTOS OBTENIDOS EN LOS EXTREMOS DE LOS ELEMENTOS POR CARGA VIVA EN DAMERO II

Nudo	V I G A S	C O L U M N A S
	$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + K_{ik} (2M_k^0 + M_k^1)$ (Tn-m)	$M_{ik} = K_{ik} (2M_k^0 + M_k^1)$ (Tn-m)
38	M ₃₈₋₃₇ = 0.00+11.36(2x0.160-0.065) = 2.90	M ₃₈₋₃₃ = 2.05(2x0.160-0.285-0.084) = 0.10
	M ₃₈₋₃₉ = - 6.45+17.15(2x0.160-0.163) = - 3.76	M ₃₈₋₄₃ = 5.52(2x0.160-0.115-0.042) = 0.90
39	M ₃₉₋₃₈ = 6.45+17.15(-2x0.163+0.160) = 3.60	M ₃₉₋₃₄ = 2.05(-2x0.163+0.134-0.084) = - 0.55
		M ₃₉₋₄₄ = 1-.13(-2x0.163+0.058-0.042) = - 3.14
40	M ₄₀₋₄₁ = -23.82+39.57(2x0.079-0.050) = -19.55	M ₄₀₋₃₅ = 87.72(2x0.079-0.024-0.042) = 8.07
		M ₄₀₋₄₅ = 87.72(2x0.079+0.000-0.032) = 11.05
41	M ₄₁₋₄₀ = 23.82+39.57(-2x0.050+0.079) = 22.99	M ₄₁₋₃₆ = 125.69(-2x0.050+0.097-0.042) = - 5.66
	M ₄₁₋₄₂ = 0.00+37.76(-2x0.050+0.067) = - 1.25	M ₄₁₋₄₆ = 125.69(-2x0.050+0.000-0.032) = -16.59
42	M ₄₂₋₄₁ = 0.00+37.76(2x0.067-0.050) = 3.17	M ₄₂₋₃₇ = 125.69(2x0.067-0.065-0.042) = 3.39
	M ₄₂₋₄₃ = -20.62+42.38(2x0.067-0.115) = -19.81	M ₄₂₋₄₇ = 125.69(2x0.067+0.000-0.032) = 12.82
43	M ₄₃₋₄₂ = 20.62+42.38(-2x0.115+0.067) = 13.71	M ₄₃₋₃₈ = 5.52(-2x0.115+0.160-0.042) = - 0.62
	M ₄₃₋₄₄ = 0.00+53.66(-2x0.115+0.058) = - 9.23	M ₄₃₋₄₈ = 14.37(-2x0.115+0.000-0.032) = - 3.82
44	M ₄₄₋₄₃ = 0.00+53.66(2x0.058-0.115) = 0.05	M ₄₄₋₃₉ = 10.13(2x0.058-0.163-0.042) = - 0.90
		M ₄₄₋₄₉ = 10.13(2x0.058+0.000-0.032) = 0.85
45		M ₄₅₋₄₀ = 87.72(2x0.000+0.079-0.032) = 4.12
46		M _{46.41} = 125.69(2x0.000+0.050-0.032) = -10.31
47		M ₄₇₋₄₂ = 125.69(2x0.000+0.067-0.032) = 4.40
48		M ₄₈₋₄₃ = 14.37(2x0.000+0.115-0.032) = - 2.11
49		M ₄₉₋₄₄ = 10.13(2x0.000+0.058-0.032) = 0.26

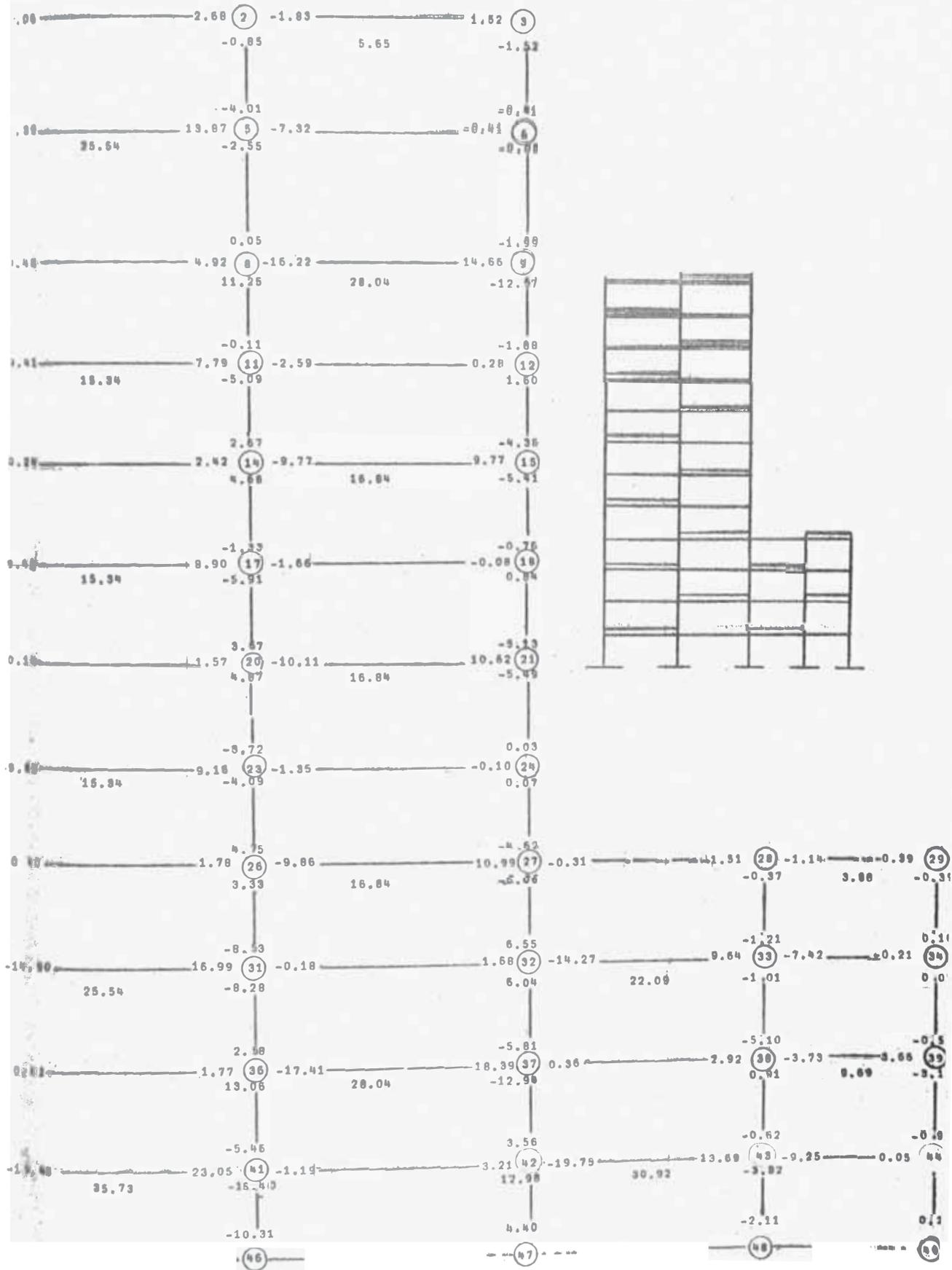
5.- MOMENTOS FINALES CORREGIDOS.- Se presentan en el esquema de resultados

6.- MOMENTOS ISOSTATICOS.- Incluido en el punto 6 de 5.372.

R E S U L T A D O S

SITUACION C: CARGA VIVA EN BAHERO II

EN LOS NUDOS : MOMENTOS ELASTICOS OBTENIDOS POR TAKADEYA
 EN LA SECCION CENTRAL : MOMENTOS ISOSTATICOS



5.4 M O M E N T O S M A X I M O S E N V I G A S

Obtenidos los momentos finales corregidos en los extremos de las vigas y columnas para los distintos estados posibles de carga vertical de la estructura (situación A, B y C) se procede a lograr los diagramas de envolvente de Momentos que son líneas continuas obtenidas de unir los valores máximos en cada sección positivas y negativas separadamente. Dichos puntos máximos son producidos por la combinación más desfavorable de los estados de carga para cuya realización se tiene en cuenta que las cargas de peso propio y peso muerto son invariables con el tiempo, en magnitud y posición, produciendo efecto constante en las vigas. En cambio las cargas vivas pueden producir efectos máximos de flexión y fuerzas cortantes en secciones determinadas, bajo la acción de cargas en una parte de la viga, diferentes a las producidas por cargas actuales en toda la viga.

Un estado de carga que debe considerarse en las combinaciones es el correspondiente a los esfuerzos producidos por sismos; en el presente trabajo no se toma en cuenta debido a que el efecto es prácticamente despreciable debido a la presencia de muros de corte que rigidizan notablemente a la estructura en el sentido del pórtico principal.

Trabajando con el método a la rotura existen, de acuerdo al reglamento del ACI las siguientes fórmulas de diseño con sus factores de carga a la rotura que producen los máximos y mínimos esfuerzos :

$$\begin{aligned} 1.5 CM + 1.8 CV & \text{-----} & \text{(I)} \\ 1.25 (CM + CV + S) & \text{-----} & \text{(II)} \\ 0.9 (CM + S) & \text{-----} & \text{(III)} \end{aligned}$$

acuerdo a la importancia que tienen las cargas sobre una estructura se usan las fórmulas anteriores.

En nuestro caso el sismo carece de importancia, por lo tanto la fórmula (II) producirá esfuerzos menores a los de la fórmula (I), y los esfuerzos mínimos de la fórmula (III) que en otras circunstancias cubren cualquier inversión de esfuerzos eventuales producidos por sismo, puede considerarse que no se producirá con lo cual quedaría solamente la carga muerta que es cubierta por la fórmula (I) y aunque pueda pensarse en una traslación de los puntos de inflexión por la fórmula (III), creemos que también es cubierto por la fórmula (I). Además si en algún caso se presentase dicha posibilidad, las normas de diseño de vigas al especificar llevar un porcentaje mínimo de refuerzo a zona de compresión cubriría tal caso.

En consecuencia, solamente se trabajará con la fórmula (I) y las combinaciones siguientes de estados de carga para producir los máximos esfuerzos :

SITUACION I : Carga muerta plena + carga viva en damero I

SITUACION II : Carga muerta plena + carga viva en damero II

SITUACION III : Carga muerta plena + carga viva plena.

En las páginas siguientes se presentará la tabulación, en cuadros, de estas combinaciones y sus resultados.

Finalmente una nueva combinación de las tres situaciones nos permitirán dibujar los diagramas de Envoltentes de Momentos.

5.41.- MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS : SITUACION I

5.42.- MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS : SITUACION II

VIGA	M _i	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I		CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II	
		MD	1.5 MD	ML	1.8 ML	1.5MD+1.8ML	1.8 ML	ML	1.8 ML	1.5MD+1.8ML	
1-2	M ₁	- 7.35	-11.03	- 1.44	- 2.59	-13.62	- 1.06	- 1.91	-12.94		
	M ₂	24.92	37.38	1.26	2.27	39.65	2.68	4.82	42.20		
2-3	M ₂	-25.82	-38.73	- 2.43	- 4.37	-43.10	- 1.83	- 3.29	-42.02		
	M ₃	8.29	12.44	1.20	2.16	14.60	1.52	2.74	15.18		
4-5	M ₄	-11.39	-17.09	0.54	0.97	-16.12	- 8.39	-15.10	-32.19		
	M ₅	27.84	41.76	8.29	14.92	56.68	13.87	24.97	66.73		
5-6	M ₅	-29.20	-43.80	-15.74	-28.33	-72.13	- 7.32	-13.18	-56.98		
	M ₆	12.79	19.19	9.30	16.74	35.93	- 0.41	- 0.74	18.45		
7-8	M ₇	-17.02	-25.53	-13.34	-24.02	-49.54	0.48	0.86	-24.67		
	M ₈	24.69	-37.04	14.39	25.90	72.94	4.92	8.86	45.90		
8-9	M ₈	-26.44	-39.66	- 4.40	- 7.92	-47.58	-16.22	-29.20	-68.86		
	M ₉	18.93	28.40	- 0.30	- 0.54	27.86	14.66	26.39	54.79		
10-11	M ₁₀	-19.64	-29.46	- 0.17	- 0.30	-29.76	- 9.41	-16.94	-46.40		
	M ₁₁	23.24	34.86	2.79	5.02	39.88	7.79	14.02	48.88		
11-12	M ₁₁	-25.24	-37.86	- 9.02	-16.24	-54.10	- 2.59	- 4.66	-42.52		
	M ₁₂	21.65	32.48	10.19	18.34	50.82	0.28	0.50	32.98		

MOMENTOS MÁXIMOS A LA RÓTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS = SITUACION I Y SITUACION II

VIGA	M _i	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I		CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II	
		MD	1.5MD	M _L	1.8M _L	M _L	1.5M _D +1.8M _L	M _L	1.8M _L	M _L	1.5M _D +1.8M _L
13-14	M ₁₃	-18.80	-28.20	- 8.93	-16.07	- 8.93	-44.27	0.24	0.43	0.24	-27.77
	M ₁₄	23.72	35.58	8.67	15.61	8.67	51.19	2.42	4.36	2.42	39.94
14-15	M ₁₄	-25.55	-38.33	- 2.19	- 3.94	- 2.19	-42.27	- 9.77	-17.59	- 9.77	-55.92
	M ₁₅	20.92	31.38	- 0.12	- 0.22	- 0.12	31.16	9.77	17.59	9.77	48.97
16-17	M ₁₆	-19.96	-29.94	- 0.19	- .34	- 0.19	-29.60	- 9.48	-17.06	- 9.48	-47.00
	M ₁₇	23.07	34.61	1.85	3.33	1.85	37.94	8.90	16.02	8.90	50.63
17-18	M ₁₇	-25.06	-37.59	- 9.99	-17.98	- 9.99	-55.57	- 1.66	- 2.99	- 1.66	-40.58
	M ₁₈	22.04	33.06	10.38	18.68	10.38	51.74	- 0.08	- 0.14	- 0.08	32.92
19-20	M ₁₉	-20.48	-30.72	- 9.73	-17.51	- 9.73	-48.23	0.14	0.25	0.14	-30.47
	M ₂₀	22.80	34.20	9.03	16.25	9.03	50.45	1.57	2.83	1.57	37.03
20-21	M ₂₀	-24.69	-37.04	- 1.41	- 2.54	- 1.41	-39.58	-10.11	-18.20	-10.11	-55.24
	M ₂₁	22.79	34.19	- 0.05	- 0.09	- 0.05	34.10	10.62	19.12	10.62	53.31
22-23	M ₂₂	-19.66	-29.49	0.39	0.70	0.39	-28.79	- 9.62	-17.32	- 9.62	-46.81
	M ₂₃	23.55	35.33	1.72	3.10	1.72	38.43	9.16	16.49	9.16	51.82
23-24	M ₂₃	-24.34	-36.51	-10.07	-18.13	-10.07	-54.64	- 1.35	- 2.43	- 1.35	-38.94
	M ₂₄	22.86	34.29	10.62	19.12	10.62	53.41	- 0.10	- 0.18	- 0.10	3.411

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS SITUACION I SITUACION II

VIGA	M _i	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I	CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II
		M _D	1.5 MD	M _L	1.8 M _L	1.5M _D +1.8M _L	M _L	1.8M _L	1.5M _D +1.8M _L
25-26	M25	-18.79	-28.19	- 9.33	-16.79	-44.98	0.40	0.72	-27.47
	M26	24.41	36.62	9.52	17.14	53.76	1.78	3.20	39.82
26-27	M26	-22.54	-33.81	- 0.67	- 1.21	-35.02	- 9.86	-17.75	-51.56
	M27	25.61	38.42	0.84	1.51	39.93	10.99	19.78	58.20
27-28	M27	-16.08	-24.12	- 5.62	-10.12	-34.24	- 0.31	- 0.56	-24.68
	M28	13.99	20.99	3.67	6.61	27.60	1.51	2.72	23.71
28-29	M28	-12.80	-19.20	- 3.42	- 6.16	-25.36	- 1.14	- 2.05	-21.25
	M29	1.21	1.82	0.24	0.43	2.25	0.39	0.70	2.52
30-31	M30	-18.35	-27.53	0.60	1.08	-26.45	-14.90	-26.82	-54.35
	M31	24.73	37.10	2.02	3.64	40.74	16.99	30.58	67.68
31-32	M31	-22.73	-34.10	-17.41	-31.34	-65.44	- 0.18	- 0.32	-34.42
	M32	25.72	38.58	17.99	32.38	70.96	1.68	3.02	41.60
32-33	M32	-19.07	-28.61	0.09	0.16	-28.45	-14.27	-25.69	-54.30
	M33	16.75	25.13	3.26	5.87	31.00	9.64	17.35	42.48
33-34	M33	-14.45	-21.68	- 3.88	- 6.98	-28.66	- 7.42	-13.36	-35.04
	M34	2.25	3.38	1.75	3.15	6.53	- 0.21	- 0.38	3.00

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS SITUACION I Y SITUACION II

VIGA	M _i	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION II		CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II
		M _D	1.5M _D	M _L	1.8M _L	M _L	1.8M _L	M _L	1.8M _L	
35-36	M ₃₅	- 19.51	- 29.27	- 15.72	- 28.30	- 57.57	- 0.52	- 0.94	- 28.33	
	M ₃₆	23.91	35.87	16.75	30.15	66.02	1.77	3.19	39.06	
36-37	M ₃₆	- 22.81	- 34.22	- 0.24	- 0.43	- 34.65	- 17.41	- 31.34	- 65.56	
	M ₃₇	25.36	38.04	1.29	2.32	40.36	18.39	33.10	71.14	
37-38	M ₃₇	- 19.32	- 28.98	- 15.41	- 27.74	- 56.72	0.36	0.65	- 28.33	
	M ₃₈	16.72	25.08	10.10	18.18	43.26	2.92	5.26	30.34	
38-39	M ₃₈	- 13.57	- 20.36	- 6.77	- 12.19	- 32.55	- 3.73	- 6.71	- 27.07	
	M ₃₉	3.83	5.75	- 0.63	- 1.13	4.62	3.66	6.59	12.34	
40-41	M ₄₀	- 18.48	- 27.72	1.16	2.09	- 25.63	- 19.48	- 35.06	- 62.78	
	M ₄₁	28.01	42.02	4.34	7.81	49.83	23.05	41.49	83.51	
41-42	M ₄₁	- 24.87	- 37.31	- 23.60	- 42.48	- 79.79	- 1.19	- 2.14	- 39.45	
	M ₄₂	28.03	42.05	24.10	43.38	85.43	3.21	5.78	47.83	
42-43	M ₄₂	- 21.27	- 31.91	- 1.59	- 2.86	- 34.27	- 19.75	- 35.55	- 67.46	
	M ₄₃	18.05	27.08	4.13	7.43	34.51	13.69	24.64	51.72	
43-44	M ₄₃	- 14.91	- 22.37	- 5.67	- 10.21	- 32.58	- 9.25	- 16.65	- 39.02	
	M ₄₄	3.54	5.31	3.15	5.67	10.98	0.05	0.09	5.40	

MOMENTOS MAXIMOS A LA ALTURA EN LA SECCION CENTRAL DE LAS VIGAS SITUACION I Y SITUACION II

VIGA	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I		CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II	
	MD	1.5MD	M _L	1.8M _L	M _L	1.8M _L	M _L	1.8M _L	M _L	1.5MD+1.8M _L
1-2	27.89	41.84	5.14	9.25	51.09	0.00	0.00	0.00	0.00	41.84
2-3	30.62	45.93	0.00	0.00	45.93	0.00	10.17	5.65	10.17	56.10
4-5	32.94	49.41	0.00	0.00	49.41	0.00	45.97	25.54	45.97	95.38
5-6	36.18	54.27	28.04	50.47	104.74	0.00	0.00	0.00	0.00	54.27
7-8	32.94	49.41	25.54	45.97	95.38	0.00	0.00	0.00	0.00	49.41
8-9	36.18	54.27	0.00	0.00	54.27	0.00	50.47	28.04	50.47	104.74
10-11	32.94	49.41	0.00	0.00	49.41	0.00	27.61	15.34	27.61	77.02
11-12	36.18	54.27	16.84	30.31	84.58	0.00	0.00	0.00	0.00	54.27
13-14	32.94	49.41	15.34	27.61	77.02	0.00	0.00	0.00	0.00	49.41
14-15	36.18	54.27	0.00	0.00	54.27	0.00	30.31	16.84	30.31	84.58
16-17	32.94	49.41	0.00	0.00	49.41	0.00	27.61	15.34	27.61	77.02
17-18	36.18	54.27	16.84	30.31	84.58	0.00	0.00	0.00	0.00	54.27
19-20	32.94	49.41	15.34	27.61	77.02	0.00	0.00	0.00	0.00	49.41
20-21	36.18	54.27	0.00	0.00	54.27	0.00	30.31	16.84	30.31	84.58
22-23	32.94	49.41	0.00	0.00	49.41	0.00	27.61	15.34	27.61	77.02
23-24	36.18	54.27	16.84	30.31	84.58	0.00	0.00	0.00	0.00	54.27

MOMENTO MAXIMO A LA ROTURA EN LA SECCION CENTRAL DE LAS VIGAS SITUACION I Y SITUACION II

VIGA	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I	CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II
	MD	1.5MD	ML	1.8ML	1.5MD+1.8ML	ML	1.8ML	1.5MD+1.8ML
25-26	32.94	49.41	15.34	27.61	77.02	0.00	0.00	49.41
26-27	32.18	54.27	0.00	0.00	54.27	16.84	30.31	84.58
27-28	23.94	35.91	8.84	15.91	51.82	0.00	0.00	35.91
28-29	10.50	15.75	0.00	0.00	15.75	3.88	6.98	22.73
30-31	32.94	49.41	0.00	0.00	49.41	25.54	45.97	95.38
31-32	36.18	54.27	28.04	50.47	104.74	0.00	0.00	54.27
32-33	28.36	42.54	0.00	0.00	42.54	22.09	39.76	82.30
33-34	12.44	18.66	9.69	17.44	36.10	0.00	0.00	18.66
35-36	32.94	49.41	25.54	45.97	95.38	0.00	0.00	54.27
36-37	36.18	54.27	0.00	0.00	54.27	28.04	50.47	104.74
37-38	28.36	42.54	22.09	39.76	82.30	0.00	0.00	42.54
38-39	12.44	18.66	0.00	0.00	18.66	9.69	17.44	36.10
40-41	36.26	54.39	0.00	0.00	54.39	35.73	64.31	118.70
41-42	39.81	59.72	39.24	70.63	130.35	0.00	0.00	59.72
42-43	37.07	55.61	0.00	0.00	55.61	30.92	55.66	111.27
43-44	13.63	20.45	13.56	24.41	44.86	0.00	0.00	20.45

5.43.- MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS SITUACION III

VIGA	M _i	CARGA MUERTA 1.5MD	CARGA VIVA 1.8M _L	SITUACION III 1.5MD+1.8M _L
1-2	M ₁	-11.03	- 4.50	-15.53
	M ₂	37.38	7.09	44.47
2-3	M ₂	-38.73	- 7.67	-46.40
	M ₃	12.44	4.90	17.34
4-5	M ₄	-17.09	- 14.13	-31.22
	M ₅	41.76	39.89	81.65
5-6	M ₅	-43.80	- 41.51	-85.31
	M ₆	19.90	16.00	35.90
7-8	M ₇	-25.53	- 23.15	-48.68
	M ₈	37.04	34.76	71.80
8-9	M ₈	-39.66	- 37.12	-76.78
	M ₉	28.40	25.85	54.25
10-11	M ₁₀	-29.46	- 17.24	-46.70
	M ₁₁	34.86	19.04	53.90
11-12	M ₁₁	-37.86	- 20.90	-58.76
	M ₁₂	32.48	18.85	51.33

VIGA	M _i	CARGA MUERTA 1.5MD	CARGA VIVA 1.8M _L	SITUACION III 1.5MD+1.8M _L
13-14	M ₁₃	-28.20	-15.64	-43.84
	M ₁₄	35.58	19.96	55.54
14-15	M ₁₄	-38.33	-21.53	-59.86
	M ₁₅	31.38	17.37	48.75
16-17	M ₁₆	-29.94	-16.72	-46.66
	M ₁₇	34.61	19.35	53.96
17-18	M ₁₇	-37.59	-20.97	-58.56
	M ₁₈	33.06	18.54	51.60
19-20	M ₁₉	-30.72	-17.26	-47.98
	M ₂₀	34.20	19.08	53.28
20-21	M ₂₀	-37.04	-20.74	-57.78
	M ₂₁	34.19	19.03	53.22
22-23	M ₂₂	-29.49	-16.61	-46.10
	M ₂₃	35.33	19.58	54.91
23-24	M ₂₃	-36.51	-20.56	-57.07
	M ₂₄	34.29	18.94	53.23

VIGA	M _i	CARGA MUERTA 1.5MD	CARGA VIVA 1.8ML	SITUACION III 1.5MD+1.8ML
35-36	M ₃₅ M ₃₆	-29.27 35.87	-27.36 33.34	-56.63 69.21
36-37	M ₃₆ M ₃₇	-34.22 38.04	-31.77 35.42	-65.99 73.46
37-38	M ₃₇ M ₃₈	-28.98 25.08	-27.09 23.44	-56.07 48.52
38-39	M ₃₈ M ₃₉	-20.36 5.75	-18.90 5.45	-39.26 11.20
40-41	M ₄₀ M ₄₁	-27.72 42.02	-32.98 49.30	-60.70 31.32
41-42	M ₄₁ M ₄₂	-37.31 42.05	-44.62 49.16	-81.93 91.21
42-43	M ₄₂ M ₄₃	-31.91 27.08	-38.41 32.08	-70.32 59.16
43-44	M ₄₃ M ₄₄	-22.37 5.31	-26.86 5.76	-49.23 11.07

VIGA	M _i	CARGA MUERTA 1.5MD	CARGA VIVA 1.8ML	SITUACION III 1.5MD+1.8ML
25-26	M ₂₅ M ₂₆	-28.19 36.62	-16.07 20.34	-44.26 56.96
26-27	M ₂₆ M ₂₇	-33.81 38.42	-18.95 21.29	-52.76 59.71
27-28	M ₂₇ M ₂₈	-24.12 20.99	-10.67 9.32	-34.79 30.31
28-29	M ₂₈ M ₂₉	-19.20 1.82	- 8.21 1.13	-27.41 2.95
30-31	M ₃₀ M ₃₁	-27.53 37.10	-25.74 34.22	-53.27 71.32
31-32	M ₃₁ M ₃₂	-34.10 38.58	-31.66 35.41	-65.76 73.99
32-33	M ₃₂ M ₃₃	-28.61 25.13	-25.52 23.22	-54.13 48.35
33-34	M ₃₃ M ₃₄	-21.68 3.38	-20.34 2.77	-42.02 6.15

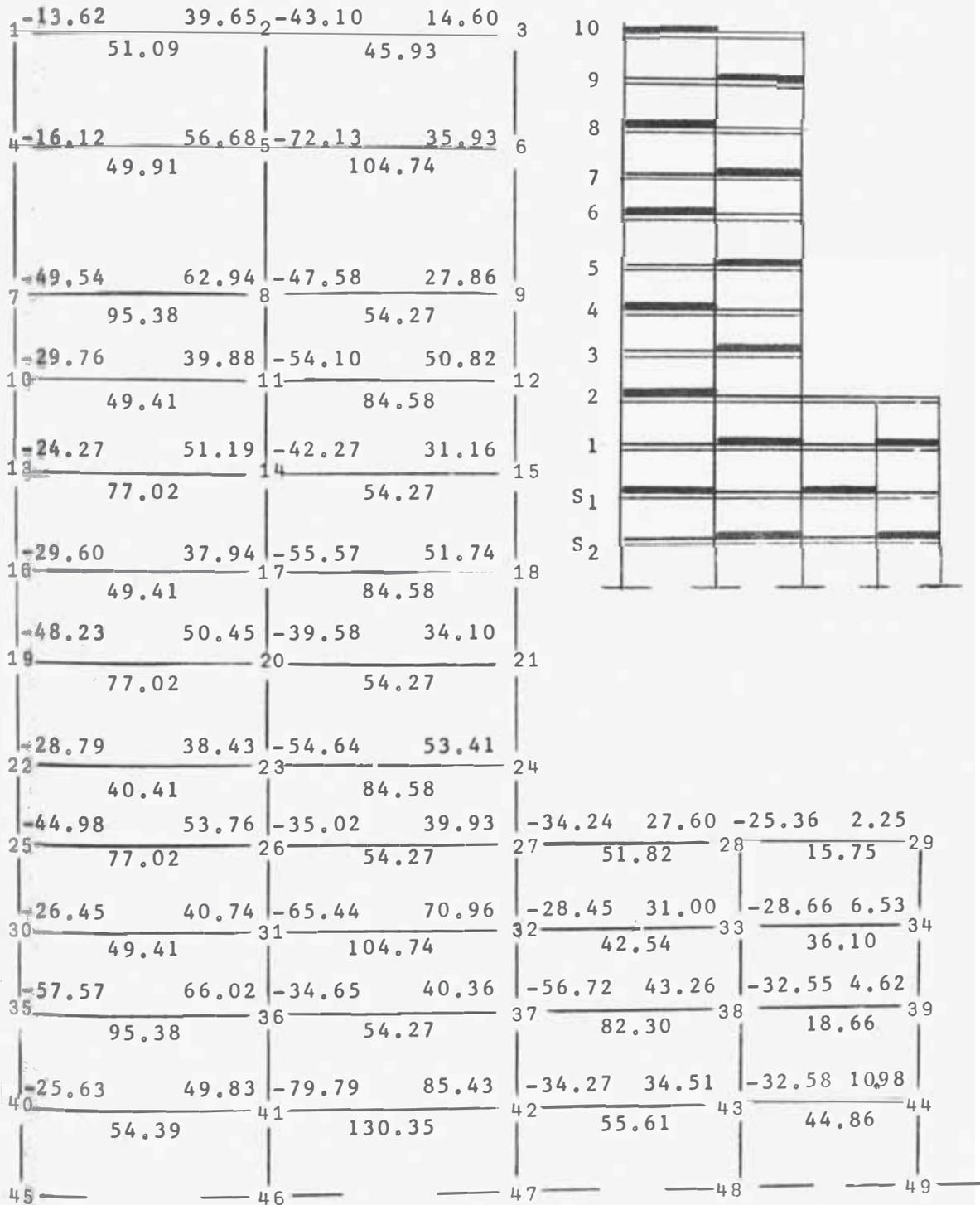
MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LA SECCION CENTRAL DE LAS VIGAS SITUACION III

VIGA	CARGA MUERTA		CARGA VIVA		SITUACION III 1.5MD+1.8ML
	1.5MD	1.8ML	1.5MD	1.8ML	
1-2	41.84	9.25	51.09	27.61	77.02
2-3	45.93	10.17	56.10	30.31	84.58
4-5	49.41	45.97	95.38	15.91	51.82
5-6	54.27	50.47	104.74	6.98	22.73
7-8	49.41	45.97	95.38	45.97	95.38
8-9	54.27	50.47	104.74	50.47	104.74
10-11	49.41	27.61	77.02	39.76	82.30
11-12	54.27	30.31	84.58	17.44	36.10
13-14	49.41	27.61	77.02	45.97	95.38
14-15	54.27	30.31	84.58	50.47	104.74
16-17	49.41	27.61	77.02	39.76	82.30
17-18	54.27	30.31	84.58	17.44	36.10
19-20	49.41	27.61	77.02	64.31	118.70
20-21	54.27	30.31	84.58	70.63	130.35
22-23	49.41	27.61	77.02	55.66	111.27
23-24	54.27	30.31	84.58	24.41	44.86

R E S U L T A D O S

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN VIGAS DEL PORTICO 2-2

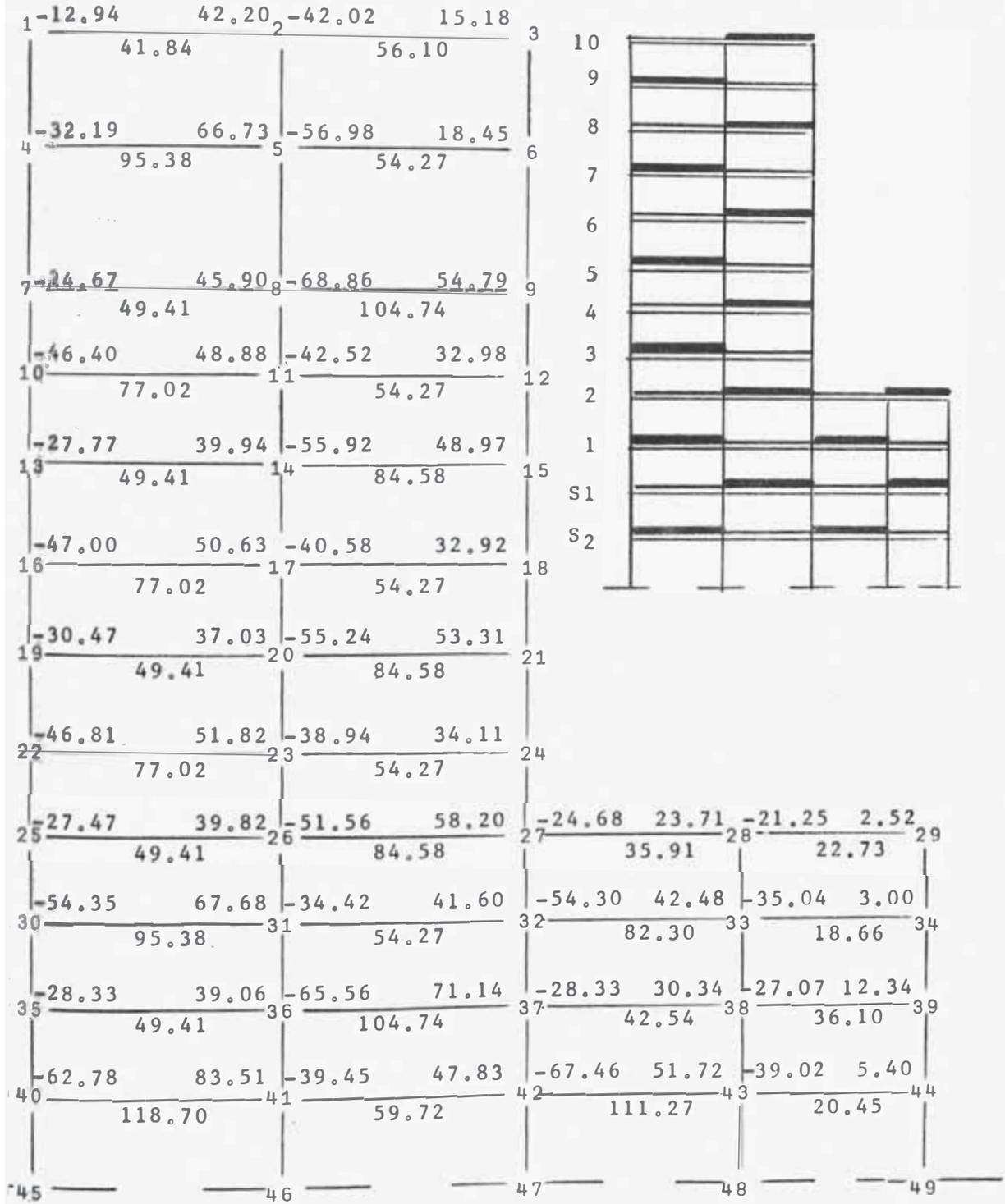
SITUACION I : CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA EN DAMERO I



R E S U L T A D O S

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN VIGAS DEL PORTICO 2-2

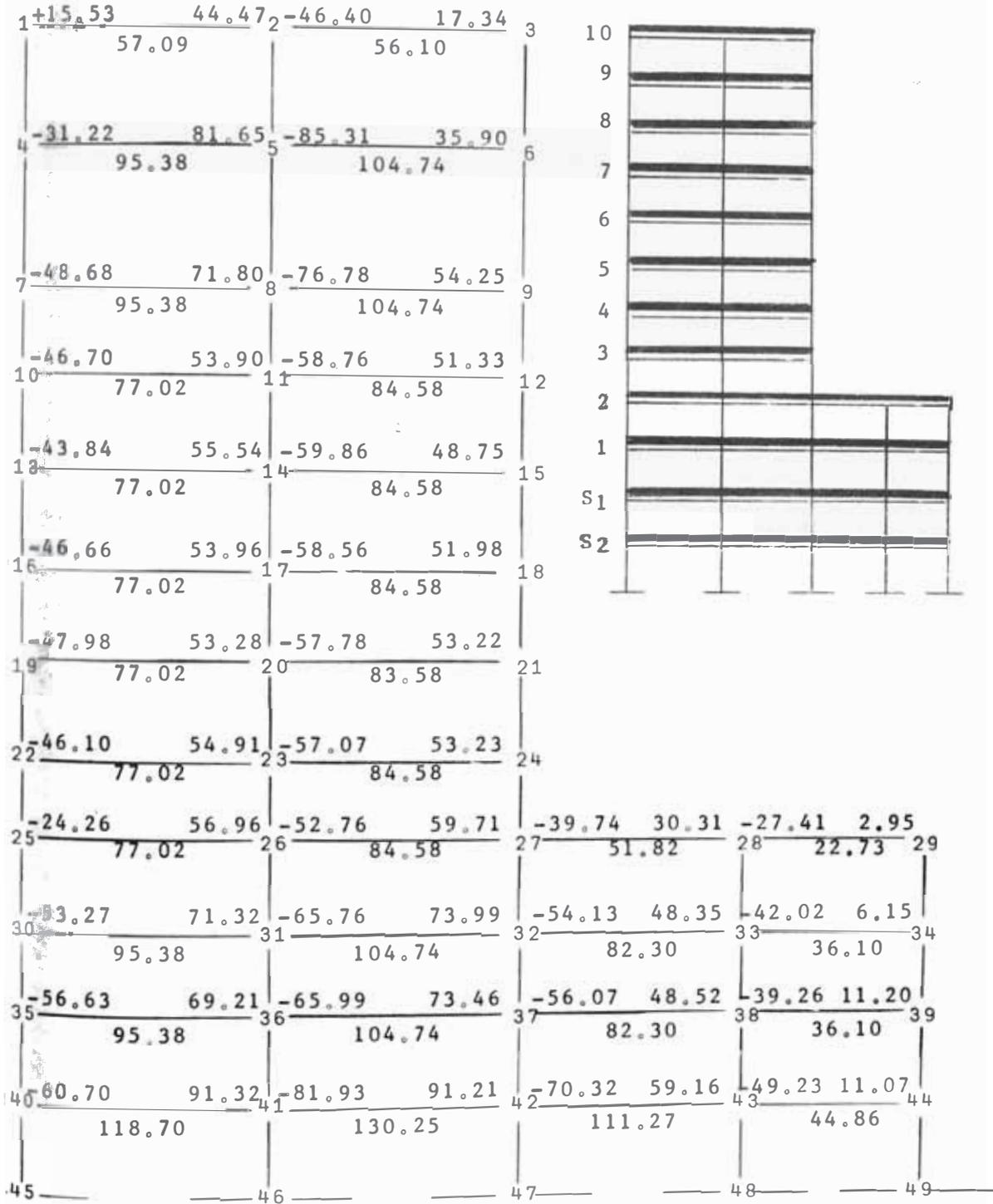
SITUACION II : CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA EN DAMERA II



R E S U L T A D O S

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN VIGAS DEL PORTICO 2-2

SITUACION III : CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA PLENA



5.5M OMENTOS MAXIMOS EN COLUMNAS

Como se ha expresado anteriormente, para obtener los máximos esfuerzos en las secciones que en este caso sólo se refieren a los extremos superior e inferior de las columnas por razones de no existencia de cargas laterales de viento o de sismo, se deben real~~izar~~izar combinaciones de resultados de estados de carga para hallar las hipótesis de sobrecarga que produzcan dichos máximos.

Para el caso de edificios las columnas de los pisos superiores fundamentalmente están sometidas a flexión y el momento flexor en una sección siempre es mayor cuanto más fuerte es la curvatura que toma el elemento (a igualdad de EI) y para lograr ello debe considerarse la hipótesis de sobrecarga que produzcan las mayores curvaturas. Nuestro pórtico presenta solamente dos cru~~jías~~rujías en los pisos superiores, luego las columnas extremas adquieran su máxima flexión cuando solamente se carga el elemento horizontal adyacente. Esta condición es satisfecha por los estados de carga en Damero I y II. Así mismo permiten encontrar los máximos en la columna interior influida además por la acción de carga alternada de los Pisos adyacentes. En conclusión y considerando que el estado de carga muerta es inalterable se presenta las combinaciones siguientes :

- SITUACION I : Carga muerta plena + carga viva en damero I
- SITUACION II : Carga muerta plena + carga viva en damero II
- SITUACION III : Carga muerta plena + carga viva plena.

La última situación se incluye como medio de verificación.

5.51.- MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS : SITUACION I

5.52.- MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS : SITUACION II

COL.	M _i	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I		CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II	
		M _D	1.5M _D	M _L	1.8M _L	1.5M _D +1.8M _L	M _L	1.8M _L	M _L	1.8M _L	1.5M _D +1.8M _L
1-4	M ₁	7.35	11.03	1.44	2.59	13.62	1.07	1.93	1.07	1.93	12.96
	M ₄	7.22	10.83	- 0.54	- 0.97	9.86	4.81	8.66	4.81	8.66	19.49
2-5	M ₂	0.91	1.37	1.17	2.11	3.48	- 0.85	- 1.53	- 0.85	- 1.53	0.16
	M ₅	0.89	1.34	4.49	8.08	9.42	- 4.01	- 7.22	- 4.01	- 7.22	5.88
3-6	M ₃	- 8.29	- 12.44	- 1.20	- 2.16	- 14.60	- 1.52	- 2.74	- 1.52	- 2.74	- 15.18
	M ₆	- 8.09	- 12.14	- 5.33	- 9.59	- 21.73	0.49	0.88	0.49	0.88	- 11.26
4-7	M ₄	4.17	6.26	0.00	0.00	6.26	3.58	6.44	3.58	6.44	12.70
	M ₇	3.30	4.95	1.85	3.33	8.28	0.97	1.74	0.97	1.74	6.69
5-8	M ₅	0.46	0.69	2.96	5.33	6.02	- 2.35	- 4.23	- 2.35	- 4.23	3.54
	M ₈	0.39	0.59	0.28	0.50	1.09	0.05	0.09	0.05	0.09	0.68
6-9	M ₆	- 4.70	- 7.05	- 3.97	- 7.15	- 14.20	- 0.08	- 0.14	- 0.08	- 0.14	- 7.19
	M ₉	- 3.63	- 5.45	- 1.11	- 2.00	- 7.45	- 1.99	- 3.58	- 1.99	- 3.58	- 9.03
7-10	M ₇	13.73	20.60	11.49	20.68	41.28	- 1.45	- 2.61	- 1.45	- 2.61	17.99
	M ₁₀	10.87	16.31	1.63	2.93	19.24	4.63	8.33	4.63	8.33	24.64
8-11	M ₈	1.35	2.03	- 10.27	- 18.49	- 16.46	11.25	20.25	11.25	20.25	22.28
	M ₁₁	1.13	1.70	0.80	1.44	3.14	- 0.11	- 0.20	- 0.11	- 0.20	1.50
9-12	M ₉	- 15.30	- 22.95	1.41	2.54	- 20.41	- 12.67	- 22.81	- 12.67	- 22.81	- 45.76
	M ₁₂	- 11.93	- 17.90	- 4.97	- 8.95	- 26.85	- 1.88	- 3.38	- 1.88	- 3.38	- 21.28

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS : SITUACION I SITUACION II

CÓL.	M _i	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I		CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II	
		M _D	1.5MD	M _L	1.8M _L	1.5MD+1.8M _L	M _L	1.8M _L	M _L	1.8M _L	1.5MD+1.8M _L
10-13	M ₁₀	8.77	13.16	1.46	2.63	10.53	4.78	8.60	21.76		
	M ₁₃	9.62	14.43	4.02	7.24	21.67	0.24	0.43	14.86		
11-14	M ₁₁	0.87	1.31	5.43	9.77	11.08	- 5.09	- 9.16	- 7.85		
	M ₁₄	0.94	1.41	- 2.25	- 4.05	- 2.64	2.67	4.81	6.22		
12-15	M ₁₂	- 9.72	- 14.58	- 5.23	- 9.41	- 23.99	- 1.60	2.88	- 11.70		
	M ₁₅	-10.66	- 15.99	- 0.31	- 0.56	- 16.55	- 4.36	- 7.85	- 23.84		
13-16	M ₁₃	9.18	13.77	4.92	8.86	22.63	- 0.48	- 0.86	12.91		
	M ₁₆	7.97	11.96	0.66	1.19	13.15	3.13	5.63	17.59		
14-17	M ₁₄	0.89	1.34	- 4.23	- 7.61	- 6.27	4.68	8.42	9.76		
	M ₁₇	0.82	1.23	1.74	3.13	4.36	- 1.33	- 2.39	- 1.16		
15-18	M ₁₅	-10.26	- 15.39	0.53	0.95	- 14.44	- 5.41	- 9.74	- 25.13		
	M ₁₈	- 8.83	- 13.25	- 3.44	- 6.19	- 19.44	- 0.76	- 1.37	- 14.62		
16-19	M ₁₆	11.99	17.99	- 0.85	- 1.53	16.46	6.35	11.43	29.42		
	M ₁₉	10.84	16.26	4.70	8.46	24.72	0.25	0.45	16.71		
17-20	M ₁₇	1.17	1.76	6.40	11.52	13.28	- 5.91	- 10.64	- 8.88		
	M ₂₀	1.10	1.65	- 3.14	- 5.65	- 4.00	3.67	6.61	8.26		
18-21	M ₁₈	-13.21	- 19.82	- 6.94	- 12.49	- 32.31	0.84	1.51	- 18.31		
	M ₂₁	-11.44	- 17.16	- 0.23	- 0.41	- 17.57	- 5.13	- 9.23	- 26.39		

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS : SITUACION I Y SITUACION II

COL.	M _i	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I		CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II	
		MD	1.5MD	M _L	1.8M _L	M _L	1.5MD+1.8M _L	M _L	1.8M _L	M _L	1.5MD+1.8M _L
19-22	M ₁₉	9.74	14.61	5.02	9.04	23.65	0.39	0.70	13.91		
	M ₂₂	11.12	16.68	0.32	0.58	17.26	4.88	8.78	25.46		
20-23	M ₂₀	0.79	1.19	- 4.48	- 8.06	- 6.87	4.87	8.77	9.96		
	M ₂₃	1.89	2.84	4.45	8.01	10.85	- 3.72	- 6.70	- 3.86		
21-24	M ₂₁	- 11.35	- 17.03	0.28	- 0.50	- 16.53	- 5.49	- 9.88	- 26.91		
	M ₂₄	- 11.89	- 17.84	- 5.43	- 9.77	- 27.61	0.03	0.05	- 17.79		
22-25	M ₂₂	8.54	12.81	- 0.70	- 1.26	11.55	4.74	8.53	21.34		
	M ₂₅	9.95	14.93	4.46	8.03	22.96	- 9.09	- 0.16	14.77		
23-26	M ₂₃	- 1.10	- 1.65	3.90	7.02	5.37	- 4.09	- 7.36	- 9.01		
	M ₂₆	0.24	0.36	- 4.10	- 7.38	- 7.02	4.75	8.55	8.91		
24-27	M ₂₄	- 11.27	- 16.91	- 5.20	- 9.36	- 26.27	0.07	0.12	- 16.79		
	M ₂₇	- 5.42	- 8.13	2.14	3.85	- 4.28	- 4.62	- 8.32	- 16.45		
25-30	M ₂₅	8.84	13.26	4.88	8.78	22.04	- 0.32	- 0.58	12.68		
	M ₃₀	9.70	14.55	- 0.10	- 0.18	14.37	7.52	13.54	28.09		
26-31	M ₂₆	- 2.11	- 3.17	- 4.75	- 8.55	- 11.52	3.33	5.99	2.82		
	M ₃₁	- 1.60	- 2.40	8.07	14.53	12.13	- 8.53	- 15.35	- 17.75		
27-32	M ₂₇	- 4.11	- 6.17	2.65	4.77	- 1.40	- 6.06	- 10.91	17.08		
	M ₃₂	- 3.76	- 5.64	- 9.09	- 16.36	- 22.00	6.55	11.79	6.15		

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS : SITUACION I Y SITUACION II

COL.	M _i	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I		CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II	
		MD	1.5MD	M _L	1.8M _L	M _L	1.8M _L	M _L	1.8M _L	M _L	1.5MD+1.8M _L
28-33	M ₂₈	- 1.19	- 1.79	- 0.25	- 0.45	- 2.24	- 0.67	- 0.37	- 0.67	- 2.46	- 2.46
	M ₃₃	- 1.20	- 1.80	0.46	0.83	- 0.97	- 2.18	- 1.21	- 2.18	- 3.98	- 3.98
29-34	M ₂₉	- 1.21	- 1.82	- 0.24	- 0.43	- 2.25	- 0.70	- 0.39	- 0.70	- 2.52	- 2.52
	M ₃₄	- 1.22	- 1.83	- 0.91	- 1.64	- 3.47	0.29	0.16	0.29	- 1.54	- 1.54
30-35	M ₃₀	8.65	12.98	- 0.49	- 0.88	12.10	13.28	7.38	13.28	26.26	26.26
	M ₃₅	6.47	9.71	4.73	8.51	18.22	0.58	0.32	0.58	10.29	10.29
31-36	M ₃₁	- 0.72	- 1.08	7.32	13.18	12.10	- 14.90	- 8.28	- 14.90	- 15.98	- 15.98
	M ₃₆	- 1.78	- 2.67	- 3.77	- 6.79	- 9.46	4.64	2.58	4.64	1.97	1.97
32-37	M ₃₂	- 2.89	- 4.34	- 8.99	- 16.18	- 20.52	10.87	6.04	10.87	6.53	6.53
	M ₃₇	- 3.80	- 5.70	3.09	5.56	0.14	- 10.46	- 5.81	- 10.46	- 16.16	- 16.16
33-38	M ₃₃	- 1.10	- 1.65	0.16	0.29	- 1.36	- 1.82	- 1.01	- 1.82	- 3.47	- 3.47
	M ₃₈	- 1.08	- 1.62	- 0.74	- 1.33	- 2.95	0.18	- 0.10	0.18	- 1.80	- 1.80
34-39	M ₃₄	- 1.03	- 1.55	- 0.84	- 1.51	- 3.06	0.09	0.05	0.09	- 1.64	- 1.64
	M ₃₉	- 0.93	- 1.40	- 0.40	- 0.25	- 1.65	- 0.99	- 0.55	- 0.99	- 2.39	- 2.39
35-40	M ₃₅	13.04	19.56	10.99	19.78	39.34	1.51	- 0.84	1.51	18.05	18.05
	M ₄₀	10.07	15.11	1.35	2.43	17.54	14.85	8.25	14.85	29.96	29.96
36-41	M ₃₆	0.68	1.02	- 12.74	- 22.93	-21.91	23.51	13.06	23.51	24.53	24.53
	M ₄₁	- 3.40	- 5.10	2.84	5.11	0.01	- 9.83	- 5.46	- 9.83	- 14.93	- 14.93

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS : SITUACION I Y SITUACION II

COL.	M _I	CARGA MUERTA		CARGA VIVA DAMERO I		SITUACION I		CARGA VIVA DAMERO II		SITUACION II	
		MD	1.5MD	ML	1.5ML	1.5MD+1.8ML	1.8ML	ML	1.8ML	1.5MD+1.8ML	
37-42	M ₃₇	- 2.24	- 3.36	11.03	19.85	16.49	- 12.94	- 23.29	- 26.65		
	M ₄₂	- 5.70	- 8.55	- 8.37	- 15.07	- 23.62	3.56	6.41	- 2.14		
38-43	M ₃₈	- 2.07	- 3.11	- 2.58	- 4.64	- 7.75	0.91	1.64	- 1.47		
	M ₄₃	- 1.64	- 2.46	- 0.77	- 1.39	- 3.85	- 0.62	- 1.12	- 3.58		
39-44	M ₃₉	- 2.90	- 4.35	0.77	1.39	- 2.96	- 3.11	- 5.60	- 9.95		
	M ₄₄	- 2.55	- 3.83	- 1.28	- 2.30	- 6.13	- 0.90	- 1.62	- 5.45		
40-45	M ₄₀	8.41	12.62	- 2.51	- 4.52	8.10	11.23	20.21	32.83		
	M ₄₅	2.72	4.08	- 1.14	- 2.05	2.03	4.12	7.42	11.50		
41-46	M ₄₁	0.26	0.39	16.41	29.54	29.93	- 16.40	- 29.52	- 29.13		
	M ₄₆	- 2.01	- 3.02	8.30	14.94	11.92	- 10.31	- 18.56	- 21.58		
42-47	M ₄₂	- 1.06	- 1.59	- 14.15	- 25.47	- 27.06	12.98	23.36	21.77		
	M ₄₇	- 2.77	- 4.16	- 6.91	- 12.44	- 16.60	4.40	7.92	3.76		
43-48	M ₄₃	- 1.50	- 2.25	2.30	4.14	1.89	- 3.82	- 6.88	- 9.13		
	M ₄₈	- 0.99	1.49	1.19	2.14	0.65	- 2.11	- 3.80	- 5.29		
44-49	M ₄₄	- 0.99	- 1.49	- 1.88	- 3.38	- 4.87	0.85	1.53	0.04		
	M ₄₉	- 0.69	- 1.04	- 0.91	- 1.64	- 2.68	0.26	0.47	- 0.57		

5.53.- MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS : SITUACION III

COLUMNA	M _i	CARGA MUERTA 1.5MD	CARGA VIVA 1.8ML	SITUACION III 1.5MD+1.8ML
1-4	M ₁	11.03	4.52	15.55
	M ₄	10.83	7.69	18.52
2-5	M ₂	1.37	0.58	1.95
	M ₅	1.34	0.86	2.20
3-6	M ₃	- 12.44	- 4.90	- 17.34
	M ₆	- 12.14	- 8.71	- 20.85
4-7	M ₄	6.26	6.44	12.70
	M ₇	4.95	5.07	10.02
5-8	M ₅	0.69	1.10	1.79
	M ₈	0.59	0.59	1.18
6-9	M ₆	- 7.05	- 7.29	- 14.34
	M ₉	- 5.45	- 5.58	- 11.03
7-10	M ₇	20.60	18.07	38.67
	M ₁₀	16.31	11.26	27.57

COLUMNA	M _i	CARGA MUERTA 1.5MD	CARGA VIVA 1.8ML	SITUACION III 1.5MD+1.8ML
8-11	M ₈	2.03	1.76	3.79
	M ₁₁	1.70	1.24	2.94
9-12	M ₉	-22.95	-20.27	-43.22
	M ₁₂	-17.90	-12.33	-30.23
10-13	M ₁₀	13.16	5.97	19.13
	M ₁₃	14.43	7.67	22.10
11-14	M ₁₁	1.31	0.61	1.92
	M ₁₄	1.41	0.76	2.17
12-15	M ₁₂	-14.58	- 6.53	-21.11
	M ₁₅	-15.99	- 8.41	-24.40
13-16	M ₁₃	13.77	8.00	21.77
	M ₁₆	11.96	6.82	18.78
14-17	M ₁₄	1.34	0.81	2.15
	M ₁₇	1.23	0.74	1.97

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS : SITUACION III

COLUMNA	M _i	CARGA MUERTA 1.5MD	CARGA VIVA 1.8ML	SITUACION III 1.5MD+1.8ML
15-18	M ₁₅ M ₁₈	- 15.39 - 13.25	- 8.79 - 7.56	- 24.18 - 20.81
16-19	M ₁₆ M ₁₉	17.99 16.26	9.90 8.01	27.89 24.27
17-20	M ₁₇ M ₂₀	1.76 1.65	0.88 0.96	2.64 2.61
18-21	M ₁₈ M ₂₁	- 19.82 - 17.16	- 10.98 - 9.64	- 30.80 - 26.80
19-22	M ₂₁ M ₂₂	14.61 16.68	8.34 9.36	22.95 26.04
20-23	M ₂₀ M ₂₃	1.19 2.84	0.71 1.31	1.90 4.15
21-24	M ₂₁ M ₂₄	- 17.03 - 17.84	- 9.38 - 9.72	- 26.41 - 27.56
COLUMNA	M _i	CARGA MUERTA 1.5MD	CARGA VIVA 1.8ML	SITUACION III 1.5MD+1.8ML
22-25	M ₂₂ M ₂₅	12.81 14.93	7.27 7.87	20.08 22.80
23-26	M ₂₃ M ₂₆	- 1.65 0.36	- 0.34 1.17	- 1.99 1.53
24-27	M ₂₄ M ₂₇	- 16.91 - 8.13	- 9.24 - 4.47	- 26.15 - 12.60
25-30	M ₂₅ M ₃₀	13.26 14.55	8.20 13.36	21.46 27.91
26-31	M ₂₆ M ₃₁	- 3.17 - 2.40	- 2.56 - 0.82	- 5.73 - 3.22
27-32	M ₂₇ M ₃₂	- 6.17 - 5.64	- 6.14 - 4.57	- 12.31 - 10.21
28-33	M ₂₈ M ₃₃	- 1.79 - 1.80	- 1.12 - 1.35	- 2.91 - 3.15

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS : SITUACION III

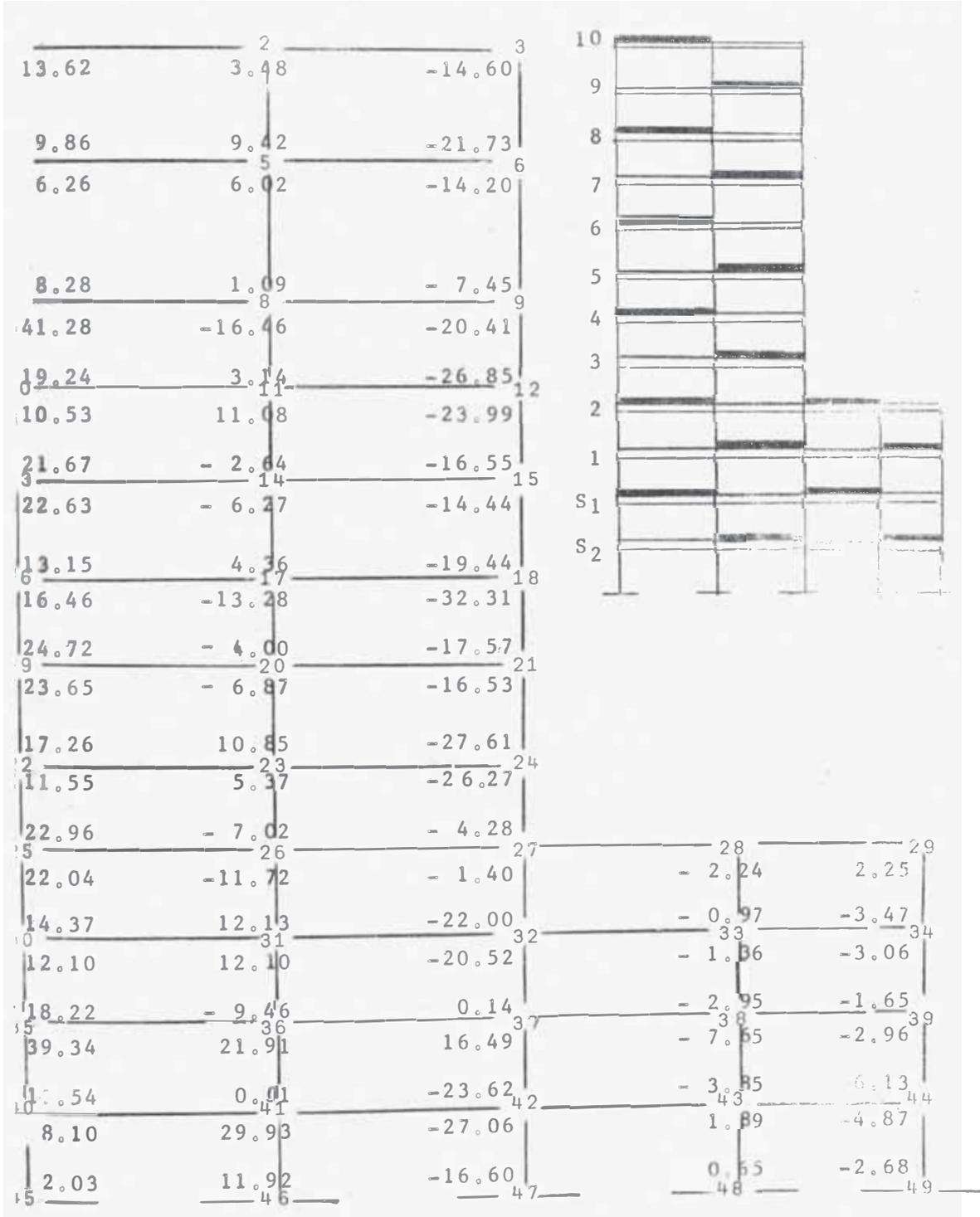
COLUMNA	M _i	CARGA MUERTA 1.5M _D	CARGA VIVA 1.8M _L	SITUACION III 1.5MD+1.8M _L
29-34	M ₂₉ M ₃₄	- 1.82 - 1.83	- 1.13 - 1.35	- 2.95 - 3.18
30-35	M ₃₀ M ₃₅	12.98 9.71	12.40 9.09	25.38 18.80
31-36	M ₃₁ M ₃₆	- 1.08 - 2.67	- 1.72 - 2.15	- 2.80 - 4.82
32-37	M ₃₂ M ₃₇	- 4.34 - 5.70	- 5.31 - 4.90	- 9.65 - 11.60
33-38	M ₃₃ M ₃₈	- 1.65 - 1.62	- 1.53 - 1.51	- 3.18 - 3.13
34-39	M ₃₄ M ₃₉	- 1.55 - 1.40	- 1.42 - 1.24	- 2.97 - 2.64
35-40	M ₃₅ M ₄₀	19.56 15.11	18.27 17.28	27.83 32.39
36-41	M ₃₆ M ₄₁	1.02 - 5.10	0.58 - 4.72	1.60 - 9.82

COLUMNA	M _i	CARGA MUERTA 1.5M _D	CARGA VIVA 1.8M _L	SITUACION III 1.5MD+1.8M _L
37-42	M ₃₇ M ₄₂	- 3.36 - 8.55	- 3.44 - 8.66	6.80 - 17.21
38-43	M ₃₈ M ₄₃	- 3.11 - 2.46	- 3.00 - 2.51	- 6.11 - 4.97
39-44	M ₃₉ M ₄₄	- 4.35 - 3.83	- 4.21 - 3.92	- 8.56 - 7.75
40-45	M ₄₀ M ₄₅	12.62 4.08	15.69 5.37	28.31 9.45
41-46	M ₄₁ M ₄₆	0.39 - 3.02	0.02 - 3.62	0.41 - 6.64
42-47	M ₄₂ M ₄₇	- 1.59 - 4.16	- 2.11 - 4.52	- 3.70 - 8.68
43-48	M ₄₃ M ₄₈	- 2.25 - 1.49	- 2.74 - 1.66	- 4.99 - 3.15
44-49	M ₄₄ M ₄₉	- 1.49 - 1.04	- 1.85 - 1.17	- 3.34 - 2.21

R E S U L T A D O S

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN COLUMNAS DEL PORTICO 2-2

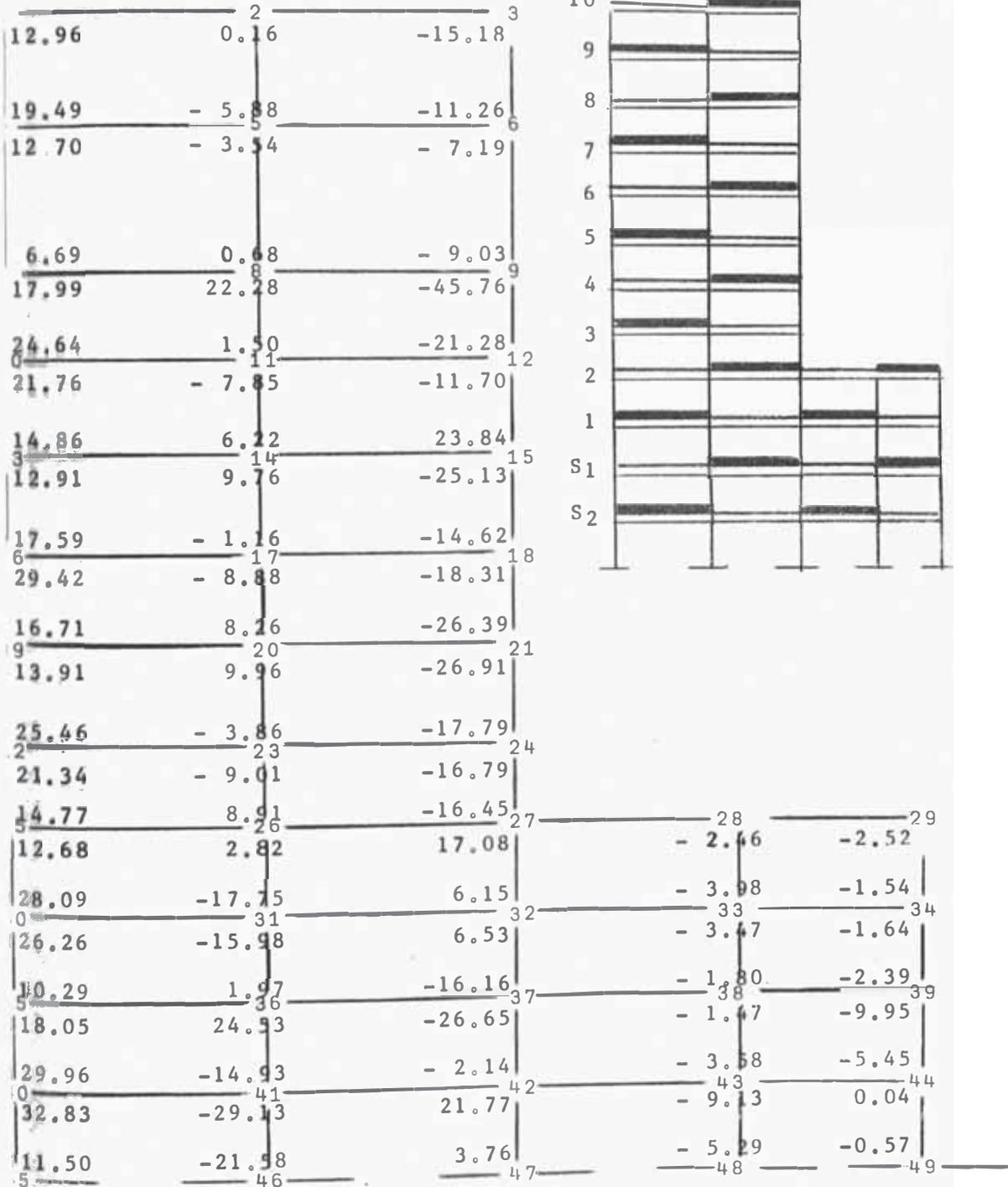
SITUACION I : CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA EN DAMERO I



R E S U L T A D O S

MOMENTOS MAXIMOS A LA ROTURA EN COLUMNAS DEL PORTICO 2-2

SITUACION II : CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA EN DAMERO II



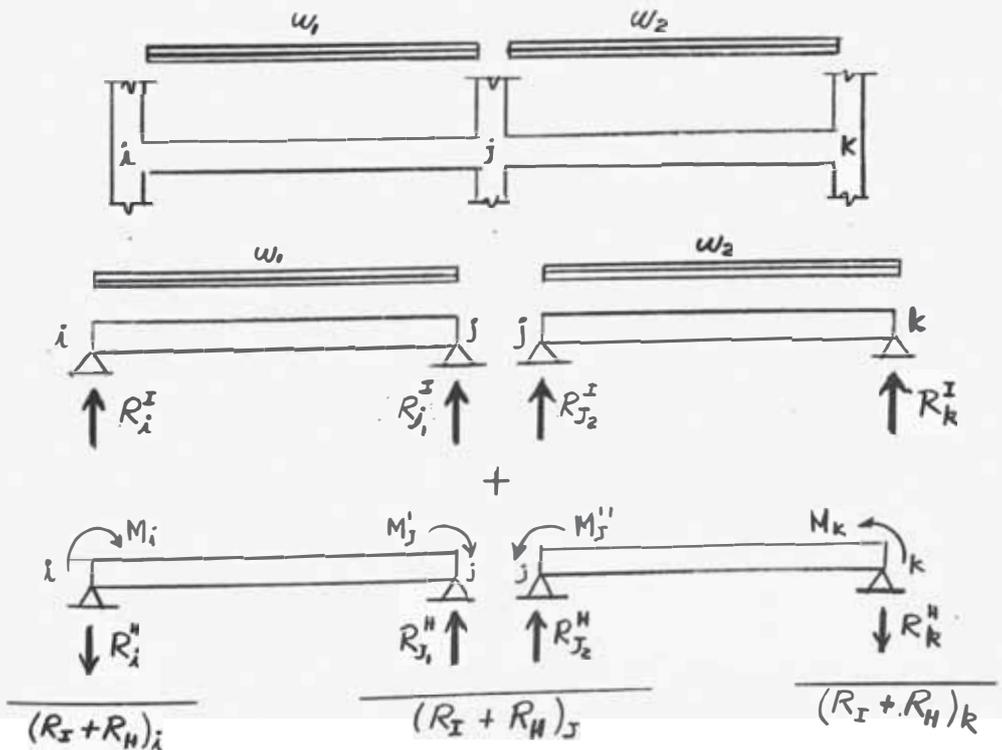
5.6 REACCIONES HIPERESTÁTICAS E
ISOSTÁTICAS

La fuerza cortante de un apoyo cualquiera se considera igual a la fuerza cortante en el tramo considerado como una viga simplemente apoyada más una corrección constante debido al momento en los extremos.

Esta corrección es la conocida como reacción hiperestática que aparece por las condiciones de imposibilidad que el enlace impone a un determinado movimiento relativo entre las secciones extremas de los elementos unidos. En los nudos hay giros y le corresponde transmitir un momento o fuerza si el caso es una traslación relativa en una dirección determinada.

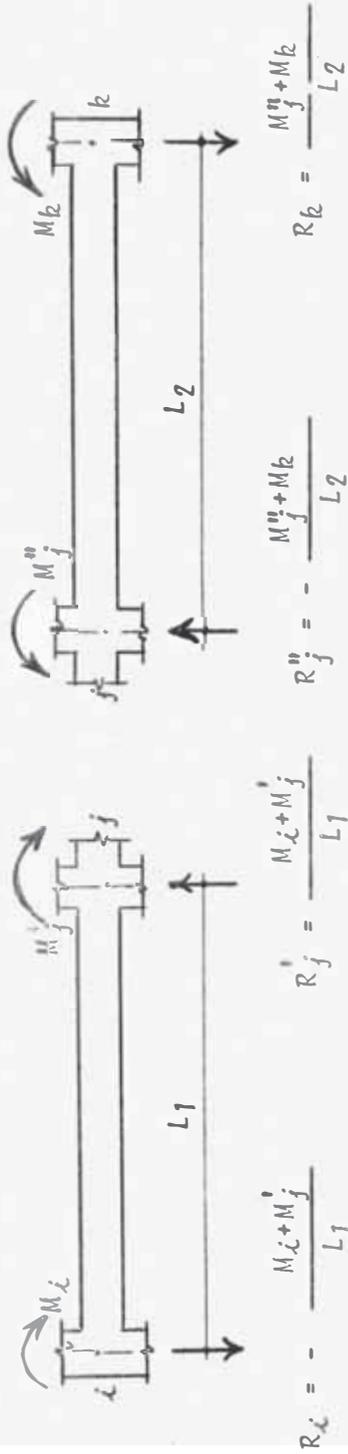
Estas reacciones interiores que aparecen en los extremos de los elementos concurrentes en un nudo están equilibradas entre sí.

La reacción hiperestática es de mayor importancia en los tramos extremos y de menor importancia en los tramos intermedios.



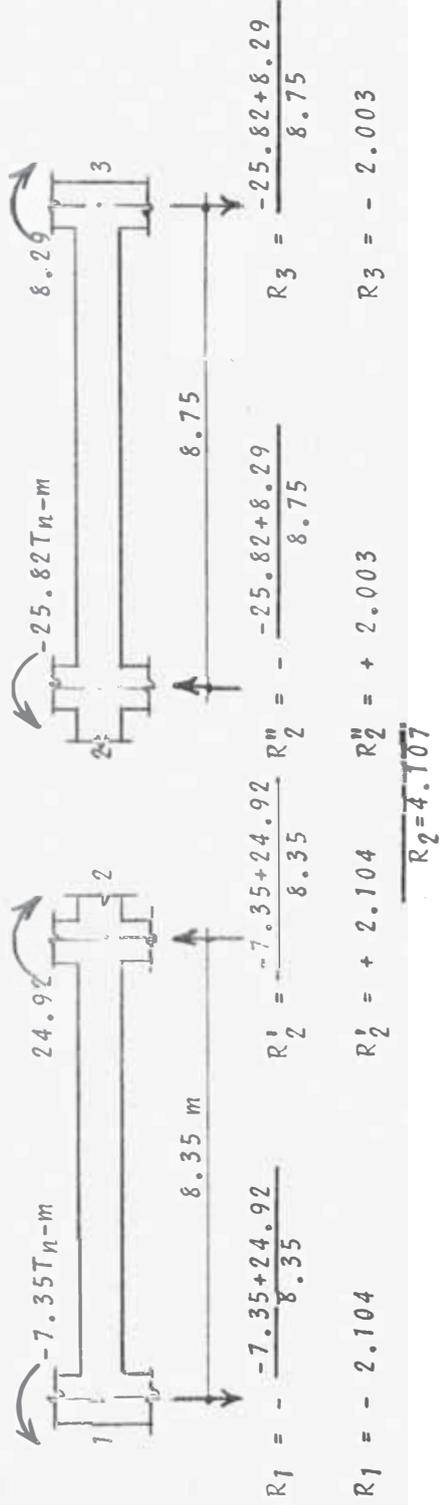
REACCIONES HIPERESTATICAS

ESQUEMA GENERAL DE CALCULO :



$R_j = R_j' + R_j''$

EJEMPLO : NIVEL 10.- Reacción hiperestática por carga muerta plena



FUERZAS CORTANTES ULTIMAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS : POR CARGA MUERTA EXTERNA

NIVEL	VIGA	LUZ (m)	CARGA MUERTA (Tn/m)	MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (TAKABEYA).	$M_i + M_j$	REACCION HI - PERESTATICA R_H	REACCION ISOSTATICA R_I	REACCION TOTAL. $R_H + R_I$	CORTANTE ULTIMO $1.5 R_D$
6	13-14	8.35	3.78	$M_{13} = - 18.80$ $M_{14} = 23.72$	4.92	$R_{13} = - 0.59$ $R_{14} = 0.59$	15.78	15.19	22.79
	14-15	8.75	3.78	$M_{14} = - 25.55$ $M_{15} = 20.92$	-4.63	$R_{14} = 0.53$ $R_{15} = - 0.53$	16.54	17.07	24.11
	16-17	8.35	3.78	$M_{16} = - 19.96$ $M_{17} = 23.07$	3.11	$R_{16} = - 0.37$ $R_{17} = 0.37$	15.78	15.41	23.12
	17-18	8.75	3.78	$M_{17} = - 25.06$ $M_{18} = 22.04$	3.02	$R_{17} = 0.35$ $R_{18} = - 0.35$	16.54	16.89	25.34
4	19-20	8.35	3.78	$M_{19} = - 20.48$ $M_{20} = 22.80$	2.32	$R_{19} = - 0.28$ $R_{20} = 0.28$	15.78	15.50	23.25
	20-21	8.75	3.78	$M_{20} = - 24.69$ $M_{21} = 22.79$	-1.90	$R_{20} = 0.22$ $R_{21} = - 0.22$	16.54	16.76	25.14
	22-23	8.35	3.78	$M_{22} = - 19.66$ $M_{23} = 23.55$	3.89	$R_{22} = - 0.47$ $R_{23} = 0.47$	15.78	15.31	22.97
	23-24	8.75	3.78	$M_{23} = - 24.34$ $M_{24} = 22.86$	-1.48	$R_{23} = 0.17$ $R_{24} = - 0.17$	16.54	16.71	25.07

FUERZAS CORTANTES ULTIMAS EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS : POR CARGA MUERTA PLENA

NIVEL	VIGA	LUZ (m)	CARGA MUERTA (Tn-m)	MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (TAKABEYA)	M _i + M _j	REACCION HI-PERESTATICA. R _H	REACCION ISOSTATICA R _I	REACCION TOTAL. R _H + R _I	REACCION ULTIMA 1.5 R _D
2	25-26	8.35	3.78	M ₂₅ = - 18.79 M ₂₆ = 24.41	5.62	R ₂₅ = - 0.67 R ₂₆ = 0.67	15.78	15.11	22.67
	26-27	8.75	3.78	M ₂₆ = - 22.54 M ₂₇ = 25.61	3.07	R ₂₆ = - 0.35 R ₂₇ = 0.35	16.54	16.19	24.29
	27-28	7.55	3.36	M ₂₇ = - 16.08 M ₂₈ = 13.99	- 2.09	R ₂₇ = 0.28 R ₂₈ = - 0.28	12.68	12.96	19.44
	28-29	5.06	3.36	M ₂₈ = - 12.80 M ₂₉ = 1.21	- 11.59	R ₂₈ = 2.32 R ₂₉ = - 2.32	8.40	10.72	16.08
	30-31	8.35	3.78	M ₃₀ = - 18.35 M ₃₁ = 24.73	6.38	R ₃₀ = - 0.76 R ₃₁ = 0.76	15.78	15.02	22.53
	31-32	8.75	3.78	M ₃₁ = - 22.73 M ₃₂ = 25.72	2.99	R ₃₁ = - 0.34 R ₃₂ = 0.34	16.54	16.20	24.30
	32-33	7.55	3.98	M ₃₂ = - 19.07 M ₃₃ = 16.75	- 2.32	R ₃₂ = 0.31 R ₃₃ = - 0.31	15.03	15.34	23.01
	33-34	5.00	3.98	M ₃₃ = - 14.45 M ₃₄ = 2.25	- 12.20	R ₃₃ = 2.44 R ₃₄ = - 2.44	9.95	12.39	18.59
1							9.95	7.51	11.27

FUERZAS CORTANTES ULTIMAS EN LOS EXTREMOS DE VIGAS : POR CARGA MUERTA PLENA

NIVEL	VIGA	LUZ (m)	CARGA MUERTA (Tn-m)	MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (TAKABEYA)	M _i + M _j	REACCION PERESTATICA. R _H	REACCION ISOSTATICA R _I	REACCION TOTAL R _H + R _I	REACCION ULTIMA 1.5 R _D
S1	35-36	8.35	3.78	M ₃₅ = - 19.51	4.40	R ₃₅ = - 0.53	15.78	15.25	22.88
				M ₃₆ = 23.91		R ₃₆ = 0.53	15.78	16.31	24.47
	36-37	8.75	3.78	M ₃₆ = - 22.81	2.55	R ₃₆ = - 0.29	16.54	16.25	24.38
				M ₃₇ = 25.36		R ₃₇ = 0.29	16.54	16.83	25.25
	37-38	7.55	3.98	M ₃₇ = - 19.32	- 2.60	R ₃₇ = 0.34	15.03	15.37	23.06
				M ₃₈ = 16.72		R ₃₈ = - 0.34	15.03	14.69	22.04
	38-39	5.00	3.98	M ₃₈ = - 13.57	- 9.74	R ₃₈ = 1.95	9.95	11.90	17.85
				M ₃₉ = 3.83		R ₃₉ = - 1.95	9.95	8.00	12.00
40-41	8.35	4.16	M ₄₀ = - 18.48	9.53	R ₄₀ = - 1.14	17.37	17.23	25.85	
			M ₄₁ = 28.01		R ₄₁ = 1.14	17.37	18.51	27.77	
41-42	8.75	4.16	M ₄₁ = - 24.87	3.16	R ₄₁ = - 0.36	18.20	17.84	26.76	
			M ₄₂ = 28.03		R ₄₂ = 0.36	18.20	18.56	27.84	
42-43	7.55	4.36	M ₄₂ = - 21.27	- 3.22	R ₄₂ = 0.43	-16.46	16.89	25.34	
			M ₄₃ = 18.05		R ₄₃ = - 0.43	16.46	16.03	24.05	
43-44	5.00	4.36	M ₄₃ = - 14.91	-11.37	R ₄₃ = 2.27	10.90	13.17	19.76	
			M ₄₄ = 3.54		R ₄₄ = - 2.27	10.90	8.67	12.95	

S2

FUERZAS CORTANTES ULTIMAS EN LOS EXTREMOS DE VIGAS : POR CARGA VIVA EN DAMERO I

NIVEL	VIGA	LUZ (m)	CARGA VIVA (Tn/m)	MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (TAKABEYA)	M _i + M _j	REACCION HIPERESTATICA R _H	REACCION ISOSTATICA R _I	REACCION TOTAL R _H + R _I	REACCION ULTIMA 1.8 R _L
6	13-14	8.35	1.76	M ₁₃ = - 8.93 M ₁₄ = 8.67	- 0.26	R ₁₃ = 0.03 R ₁₄ = - 0.03	7.35	7.38	13.28
	14-15	8.75	0.00	M ₁₄ = - 2.19 M ₁₅ = - 0.12	- 2.31	R ₁₄ = 0.26 R ₁₅ = - 0.26	0.00	0.26	0.47
	16-17	8.35	0.00	M ₁₆ = 0.19 M ₁₇ = 1.85	2.04	R ₁₆ = - 0.24 R ₁₇ = 0.24	0.00	- 0.24	- 0.43
	17-18	8.75	1.76	M ₁₇ = - 9.99 M ₁₈ = 10.38	0.39	R ₁₇ = - 0.04 R ₁₈ = 0.04	7.70	7.66	13.79
4	19-20	8.35	1.76	M ₁₉ = - 9.73 M ₂₀ = 9.03	- 0.70	R ₁₉ = 0.08 R ₂₀ = - 0.08	7.35	7.43	13.37
	20-21	8.75	0.00	M ₂₀ = - 1.41 M ₂₁ = - 0.05	- 1.46	R ₂₀ = 0.17 R ₂₁ = - 0.17	0.00	0.17	0.31
	22-23	8.35	0.00	M ₂₂ = 0.39 M ₂₃ = 1.72	2.11	R ₂₂ = - 0.25 R ₂₃ = 0.25	0.00	- 0.25	- 0.45
	23-24	8.75	1.76	M ₂₃ = - 10.07 M ₂₄ = 10.62	0.55	R ₂₃ = - 0.06 R ₂₄ = 0.06	7.35	7.29	13.12
3	13-14	8.35	1.76	M ₁₃ = - 8.93 M ₁₄ = 8.67	- 0.26	R ₁₃ = 0.03 R ₁₄ = - 0.03	7.35	7.38	13.28
	14-15	8.75	0.00	M ₁₄ = - 2.19 M ₁₅ = - 0.12	- 2.31	R ₁₄ = 0.26 R ₁₅ = - 0.26	0.00	0.26	0.47
	16-17	8.35	0.00	M ₁₆ = 0.19 M ₁₇ = 1.85	2.04	R ₁₆ = - 0.24 R ₁₇ = 0.24	0.00	- 0.24	- 0.43
	17-18	8.75	1.76	M ₁₇ = - 9.99 M ₁₈ = 10.38	0.39	R ₁₇ = - 0.04 R ₁₈ = 0.04	7.70	7.66	13.79

FUERZAS CORTANTES ULTIMAS EN LOS EXTREMOS DE VIGAS : CARGA VIVA EN DAMERO I

NIVEL	VIGA	LUZ	CARGA VIVA (Tn/m)	MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (TAKABEYA)	M _i + M _j	REACCION HIPERESTATICA R _H	REACCION ISOSTATICA R _I	REACCION TOTAL R _H + R _I	REACCION ULTIMA 1.8 R _L
2	25-26	8.35	1.76	M ₂₅ = - 9.33 M ₂₆ = 9.52	0.19	R ₂₅ = - 0.02 R ₂₆ = 0.02	9.35	7.33	13.19
	26-27	8.75	0.00	M ₂₆ = - 0.67 M ₂₇ = 0.84	0.17	R ₂₆ = - 0.02 R ₂₇ = 0.02	0.00	- 0.02	- 0.04
	27-28	7.55	1.24	M ₂₇ = - 5.62 M ₂₈ = 3.67	- 1.95	R ₂₇ = 0.26 R ₂₈ = - 0.26	4.68	4.94	8.89
	28-29	5.00	0.00	M ₂₈ = - 3.42 M ₂₉ = 0.24	- 3.18	R ₂₈ = 0.64 R ₂₉ = - 0.64	0.00	0.64	1.15
	30-31	8.35	0.00	M ₃₀ = 0.60 M ₃₁ = 2.02	2.62	R ₃₀ = - 0.31 R ₃₁ = 0.31	0.00	- 0.31	- 0.56
	31-32	8.75	2.93	M ₃₁ = - 17.41 M ₃₂ = 17.99	0.58	R ₃₁ = - 0.06 R ₃₂ = 0.06	12.82	12.76	22.97
	32-33	7.55	0.00	M ₃₂ = 0.09 M ₃₃ = 3.26	3.35	R ₃₂ = - 0.44 R ₃₃ = 0.44	0.00	- 0.44	- 0.79
	33-34	5.00	3.10	M ₃₃ = - 3.88 M ₃₄ = 1.75	- 2.13	R ₃₃ = 0.43 R ₃₄ = - 0.43	7.75	7.32	13.18
1								8.18	14.72

NIVEL	VIGA	LUZ (m)	CARGA VIGA (Tn/m)	MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (TAKABEYA)	M _i + M _j	REACCION HIPERESTATICA R _H	REACCION ISOSTATICA R _I	REACCION TOTAL R _H + R _I	REACCION ULTIMA
S1	35-36	8.35	2.93	M ₃₅ = - 15.72 M ₃₆ = 16.75	1.03	R ₃₅ = - 0.12 R ₃₆ = 0.12	12.23	12.11	21.80
	36-37	8.75	0.00	M ₃₆ = - 0.24 M ₃₇ = 1.29	1.05	R ₃₆ = - 0.12 R ₃₇ = 0.12	0.00	- 0.12	- 0.22
	37-38	7.55	3.10	M ₃₇ = - 15.41 M ₃₈ = 10.10	- 5.31	R ₃₇ = 0.70 R ₃₈ = - 0.70	11.70	12.40	22.32
	38-39	5.00	0.00	M ₃₈ = - 6.77 M ₃₉ = - 0.63	- 7.40	R ₃₈ = 1.23 R ₃₉ = - 1.23	0.00	1.23	2.21
	40-41	8.35	0.00	M ₄₀ = 1.16 M ₄₁ = 4.34	5.50	R ₄₀ = - 0.66 R ₄₁ = 0.66	0.00	- 0.66	- 1.19
	41-42	8.75	4.10	M ₄₁ = - 23.60 M ₄₂ = 24.10	0.50	R ₄₁ = - 0.06 R ₄₂ = 0.06	17.94	17.88	32.18
	42-43	7.55	0.00	M ₄₂ = - 1.59 M ₄₃ = 4.13	2.54	R ₄₂ = - 0.34 R ₄₃ = 0.34	0.00	- 0.34	- 0.61
	43-44	5.00	4.34	M ₄₃ = - 5.67 M ₄₄ = 3.15	- 2.52	R ₄₃ = 0.50 R ₄₄ = - 0.50	10.85	11.35	20.43
S2								10.35	18.63

5.63.- FUERZAS CORTANTES ULTIMAS EN LOS EXTREMOS DE VIGAS : POR CARGA VIVA EN DAMERO II

NIVEL	VIGA	LUZ (m)	CARGA VIVA (Tn/m)	MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (TAKABEYA)	M _i + M _j	REACCION HIPERESTATICA RH	REACCION ISOSTATICA RI	REACCION TOTAL RH + RI	REACCION ULTIMA 1.5 RL		
10	1-2	8.35	0.00	M ₁ = - 1.06	1.62	R ₁ = - 0.19	0.00	- 0.19	- 0.34		
				M ₂ = 2.68		R ₂ = 0.19				0.19	0.34
	2-3	8.75	0.59	M ₂ = - 1.83	- 0.31	R ₂ = 0.04	2.58	2.62	4.72		
				M ₃ = 1.52		R ₃ = - 0.04				2.58	4.57
				M ₄ = - 8.39		R ₄ = - 0.66				12.23	20.83
4-5	8.35	2.93	M ₅ = - 13.87	- 5.48	R ₅ = 0.66	12.23	12.89	23.20			
			M ₆ = - 7.32		R ₆ = - 0.88				0.00	1.58	
5-6	8.75	0.00	M ₇ = 0.48	- 7.73	R ₇ = - 0.65	0.00	- 0.65	- 1.17			
			M ₈ = 4.92		R ₈ = 0.65				0.65	1.17	
7-8	8.35	0.00	M ₈ = - 16.22	- 1.56	R ₈ = 0.18	12.82	13.00	23.40			
			M ₉ = 14.66		R ₉ = - 0.18				12.82	22.75	
8-9	8.75	2.93	M ₁₀ = - 9.41	- 1.62	R ₁₀ = 0.19	7.35	7.54	13.57			
			M ₁₁ = 7.79		R ₁₁ = - 0.19				7.35	12.89	
10-11	8.35	1.76	M ₁₁ = - 2.59	- 2.31	R ₁₁ = 0.26	0.00	0.26	0.47			
			M ₁₂ = 0.28		R ₁₂ = - 0.26				0.00	- 0.26	- 0.47
11-12	8.75	0.00									

FUERZAS CORTANTES ULTIMAS EN LOS EXTREMOS DE VIGAS : POR CARGA VIVA EN DAMERO II

NIVEL	VIGA	LUZ (m)	CARGA VIVA (T/m)	MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS (TAKABEYA)	$M_i + M_j$	REACCION HIPERESTATICA R_H	REACCION ISOSTATICA R_I	REACCION TOTAL $R_H + R_I$	REACCION ULTIMA $1.8 R_L$
6	13-14	8.35	0.00	$M_{13} = 0.24$ $M_{14} = 2.42$	2.66	$R_{13} = - 0.32$ $R_{14} = 0.32$	0.00	- 0.32	- 0.58
	14-15	8.75	1.76	$M_{14} = - 9.77$ $M_{15} = 9.77$	0.00	$R_{14} = 0.00$ $R_{15} = 0.00$	7.70	7.70	13.86
5	16-17	8.35	1.76	$M_{16} = - 9.48$ $M_{17} = 8.90$	- 0.58	$R_{16} = - 0.07$ $R_{17} = - 0.07$	7.35	7.42	13.36
	17-18	8.75	0.00	$M_{17} = - 1.66$ $M_{18} = - 0.08$	1.74	$R_{17} = 0.20$ $R_{18} = - 0.20$	0.00	0.20	0.36
4	19-20	8.35	0.00	$M_{19} = 0.14$ $M_{20} = 1.57$	1.71	$R_{19} = - 0.20$ $R_{20} = 0.20$	0.00	- 0.20	- 0.36
	20-21	8.75	1.76	$M_{20} = - 10.11$ $M_{21} = 10.62$	0.51	$R_{20} = - 0.06$ $R_{21} = 0.06$	7.70	7.64	13.75
3	22-23	8.35	1.76	$M_{22} = - 9.62$ $M_{23} = 9.16$	- 0.46	$R_{22} = 0.06$ $R_{23} = - 0.06$	7.35	7.41	13.34
	23-24	8.75	0.00	$M_{23} = - 1.35$ $M_{24} = - 0.10$	- 1.45	$R_{23} = 0.17$ $R_{24} = - 0.17$	0.00	0.17	0.31

5.7 C O R T A N T E S M A X I M O S E N V I G A S

La disposición de cargas para producir la máxima fuerza cortante es la misma que aquella que produce el máximo momento negativo. Esta condición la satisface la Situación III con hipótesis de sobrecarga plena para producir los máximos cortantes en todas las columnas.

Se han considerado las Situaciones I y II Por razones de uso posterior en el diseño de columnas como motivo de comparación de diseños.

La fórmula de diseño a la rotura considerada es :

$$1.5 R_D + 1.8 R_L$$

Donde R_D y R_L son los cortantes por carga muerta y carga viva respectivamente.

Se desechan las otras fórmulas de diseño a la rotura por no ser críticas de acuerdo a la explicación hecha en 5.4.

5.72.- FUERZA CORTANTES MAXIMAS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS : SITUACION II

NIVEL	VIGA	R _i	POR CARGA MUERTA	POR CARGA VIVA D-I.	SITUACION I	POR CARGA VIVA D-II	SITUACION II
			1.5RD	1.8RM	1.5RD + 1.8RM	1.8RL	1.5RD + 1.8RL
10	1-2	R1	15.76	4.46	20.22	- 0.34	15.42
		R2	23.19	4.39	27.58	0.34	23.53
	2-3	R2	24.00	0.25	24.25	4.72	28.72
9	4-5	R3	18.00	- 0.25	17.75	4.57	22.57
		R4	20.72	- 1.91	18.81	20.83	41.55
	R5	26.63	1.91	28.64	23.20	49.83	
	5-6	R5	27.63	24.41	52.04	1.58	29.21
		R6	21.99	21.74	43.73	- 1.58	20.41
8	7-8	R7	22.29	21.78	44.07	- 1.17	21.12
		R8	25.05	22.25	47.30	1.17	26.22
7	8-9	R8	26.10	0.97	27.07	23.40	49.50
		R9	23.52	- 0.97	22.59	22.75	46.27
	10-11	R10	23.03	- 0.56	22.47	13.57	36.60
		R11	24.32	- .56	24.88	12.89	37.21
	11-12	R11	25.43	13.63	39.06	0.47	25.90
R12		24.20	14.09	38.29	- 0.47	23.73	

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS

T E L A V S : SITUACION Y SITUACION II

NIVEL	VIGA	R _i	POR CARGA MUERTA	POR CARGA VIVA: D-I	SITUACION I	POR CARGA VIVA: D-II	SITUACION II
			1.5RD	1.8RL	1.5RD + 1.8RL	1.8RL	1.5RD + 1.8RL
6	13-14	R ₁₃	22.79	13.28	36.07	- 0.58	22.21
		R ₁₄	24.56	13.18	37.74	0.58	25.14
	14-15	R ₁₄	24.11	0.47	24.58	13.86	37.97
		R ₁₅	24.02	- 0.47	23.55	13.86	37.88
5	16-17	R ₁₆	23.12	- 0.43	22.69	13.36	36.48
		R ₁₇	24.23	0.43	24.66	13.10	37.33
	17-18	R ₁₇	25.34	13.79	39.11	0.36	25.70
		R ₁₈	24.29	13.93	38.22	- 0.36	23.93
4	19-20	R ₁₉	23.25	13.37	36.62	- 0.36	22.89
		R ₂₀	24.09	13.09	37.18	0.36	24.45
	20-21	R ₂₀	25.14	0.31	25.45	13.75	38.89
		R ₂₁	24.48	- 0.31	24.17	13.97	38.45
3	22-23	R ₂₂	22.97	- 0.45	22.52	13.34	36.31
		R ₂₃	24.38	0.45	24.83	13.12	37.50
	23-24	R ₂₃	25.07	13.12	38.19	0.31	25.38
		R ₂₄	24.56	13.14	37.70	- 0.31	24.25

NIVEL	VIGA	R _i	POR CARGA MUERTA 1.5RD	POR CARGA VIVA: D-II 1.8RL	SITUACION I 1.5RD + 1.8RL	POR CARGA 1.8RL	SITUACION II 1.5RD + 1.8RL
2	25-26	R25	22-67	13.19	35.86	- 0.47	22.20
		R26	24.68	13.27	37.95	0.47	25.15
	26-27	R26	24.29	- 0.04	24.25	13.63	37.92
		R27	25.34	0.04	25.38	14.09	39.43
	27-28	R27	19.44	8.89	28.33	- 0.29	19.15
		R28	18.60	7.96	26.56	0.29	18.89
	28-29	R28	16.06	1.15	17.23	5.85	21.93
		R29	9.12	- 1.15	8.12	5.31	14.58
30-31	R30	22.53	- 0.56	21.97	21.56	44.09	
	R31	24.81	0.56	25.37	22.46	47.27	
1	31-32	R31	24.30	22.97	47.27	- 0.31	23.99
		R32	25.32	23.18	48.50	0.31	25.63
	32-33	R32	23.01	- 0.79	22.22	21.89	44.90
		R33	22.07	0.79	22.86	19.69	41.76
	33-34	R33	18.59	13.18	31.77	2.75	21.34
		R34	11.27	14.72	25.99	- 2.75	8.52

FUERZAS GORTANTES MAXIMAS A LA ROTURÁ EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS : SITUACION I Y SITUACION II

NIVEL	VIGA	R _i	POR CARGA MUERTA 1.5 RD	POR CARGA VIVA: D-I 1.8 RL	SITUACION I 1.5RD + 1.8RL	POR CARGA 1.8 RL	SITUACION II 1.5RD + 1.8RL
S ₁	35-36	R ₃₅ R ₃₆	22.88 24.47	21.80 22.23	44.68 46.70	- 0.49 0.49	22.39 24.96
	36-37	R ₃₆ R ₃₇	24.38 25.25	- 0.22 0.22	24.16 25.47	22.88 23.27	47.26 48.52
	37-38	R ₃₇ R ₃₈	23.06 22.04	22.32 19.80	45.38 41.84	- 0.77 0.77	22.29 22.81
	38-39	R ₃₈ R ₃₉	17.85 12.00	2.21 - 2.21	20.06 9.79	13.97 13.93	31.82 25.93
	40-41	R ₄₀ R ₄₁	25.85 27.79	- 1.19 1.19	24.66 28.96	30.04 31.59	55.89 59.36
	41-42	R ₄₁ R ₄₂	26.76 27.84	32.18 32.40	58.94 60.24	- 0.41 0.41	26.35 28.25
	42-43	R ₄₂ R ₄₃	25.34 24.05	- 0.61 0.61	24.73 24.66	30.74 27.86	56.08 51.91
	43-44	R ₄₃ R ₄₄	19.76 12.95	20.43 18.63	40.19 31.58	3.31 3.31	23.07 9.64
S ₂							

5.73.- FUERZAS CORTANTES MAXIMAS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS : SITUACION III

VIGA	R _i	POR CARGA MUERTA 1.5RD	POR CARGA VIVA 1.8RL	SITUACION III 1.5RD + 1.8RL
1-2	R ₁	15.76	4.12	19.88
	R ₂	23.19	4.73	27.92
2-3	R ₂	24.00	4.97	28.97
	R ₃	18.00	4.32	22.32
4-5	R ₄	20.72	18.92	39.64
	R ₅	26.63	25.11	51.74
5-6	R ₅	27.63	25.99	53.62
	R ₆	21.99	20.16	42.15
7-8	R ₇	22.29	20.61	42.90
	R ₈	25.05	23.42	28.47
8-9	R ₈	36.10	24.37	50.47
	R ₉	23.52	21.78	45.30
10-11	R ₁₀	23.03	13.01	36.04
	R ₁₁	24.32	13.45	37.77
11-12	R ₁₁	25.43	14.10	39.53
	R ₁₂	24.20	13.62	37.82

VIGA	R _i	POR CARGA MUERTA 1.5RD	POR CARGA VIVA 1.8RL	SITUACION III 1.5RD + 1.8RL
13-14	R ₁₃	22.79	12.70	35.49
	R ₁₄	24.56	13.76	38.32
14-15	R ₁₄	24.11	14.33	38.44
	R ₁₅	24.02	13.39	37.41
16-17	R ₁₆	23.12	12.93	36.05
	R ₁₇	24.23	13.53	37.76
17-18	R ₁₇	25.34	14.15	39.47
	R ₁₈	24.29	13.57	37.86
19-20	R ₁₉	23.25	13.01	36.26
	R ₂₀	24.09	13.45	37.54
20-21	R ₂₀	25.14	14.06	39.20
	R ₂₁	24.48	13.66	38.14
22-23	R ₂₂	22.97	12.89	35.86
	R ₂₃	24.38	13.57	37.95
23-24	R ₂₃	25.07	13.43	38.48
	R ₂₄	24.56	12.83	37.39

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS A LA ROTURA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIG : SITUACION III

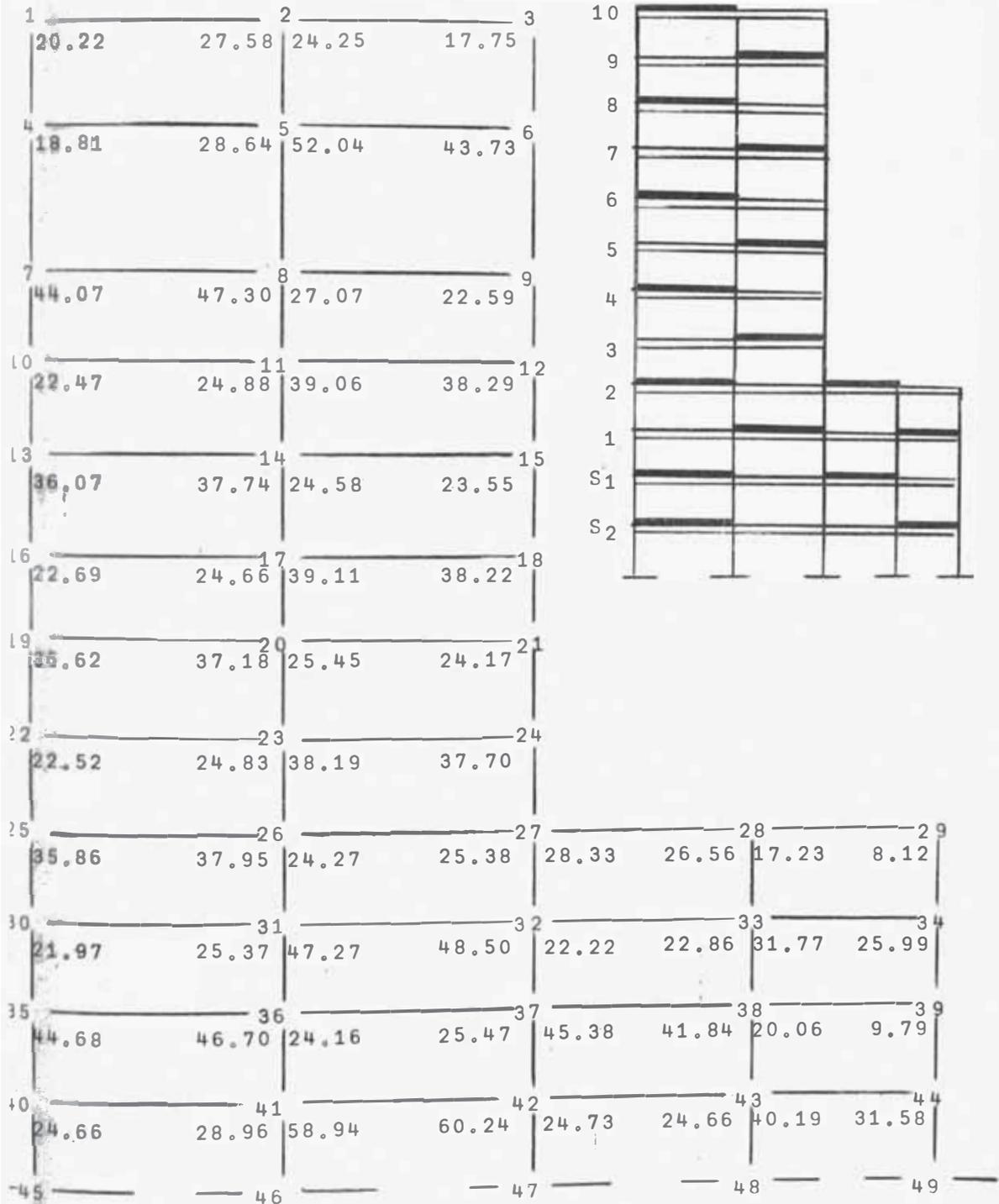
VIGA	R _i	POR CARGA		SITUACION III
		MUERTA 1.5RD	VIVA 1.8RL	
25-26	R25	22.67	12.72	35.39
	R26	24.68	13.74	38.42
26-27	R26	24.29	13.59	37.88
	R27	25.34	14.13	39.47
27-28	R27	19.44	8.60	28.04
	R28	18.60	8.25	26.85
28-29	R28	16.06	7.00	23.08
	R29	9.12	4.16	13.43
30-31	R30	22.53	21.00	43.53
	R31	24.81	23.02	47.83
31-32	R31	24.30	22.66	46.96
	R32	25.32	23.49	48.81
32-33	R32	23.01	21.10	44.11
	R33	22.07	20.48	42.55
33-34	R33	18.59	15.93	34.52
	R34	11.27	11.97	23.24

VIGA	R _i	POR CARGA		SITUACION III
		MUERTA 1.5RD	VIVA 1.8RL	
35-36	R35	22.88	21.31	44.19
	R36	24.47	22.72	47.19
36-37	R36	24.38	22.66	47.04
	R37	25.25	23.49	48.74
37-38	R37	23.06	21.55	44.61
	R38	22.04	20.57	42.61
38-39	R38	17.85	16.18	34.03
	R39	12.00	11.72	23.72
40-41	R40	25.85	28.85	54.70
	R41	27.77	32.78	60.55
41-42	R41	26.76	31.77	58.53
	R42	27.84	32.81	60.65
42-43	R42	25.34	30.13	55.47
	R43	24.05	28.47	52.52
43-44	R43	19.76	23.74	43.50
	R44	12.95	15.32	28.27

R E S U L T A D O S

RZAS CORTANTES MAXIMAS A LA ROTURA EN VIGAS DEL PORTICO 2-2

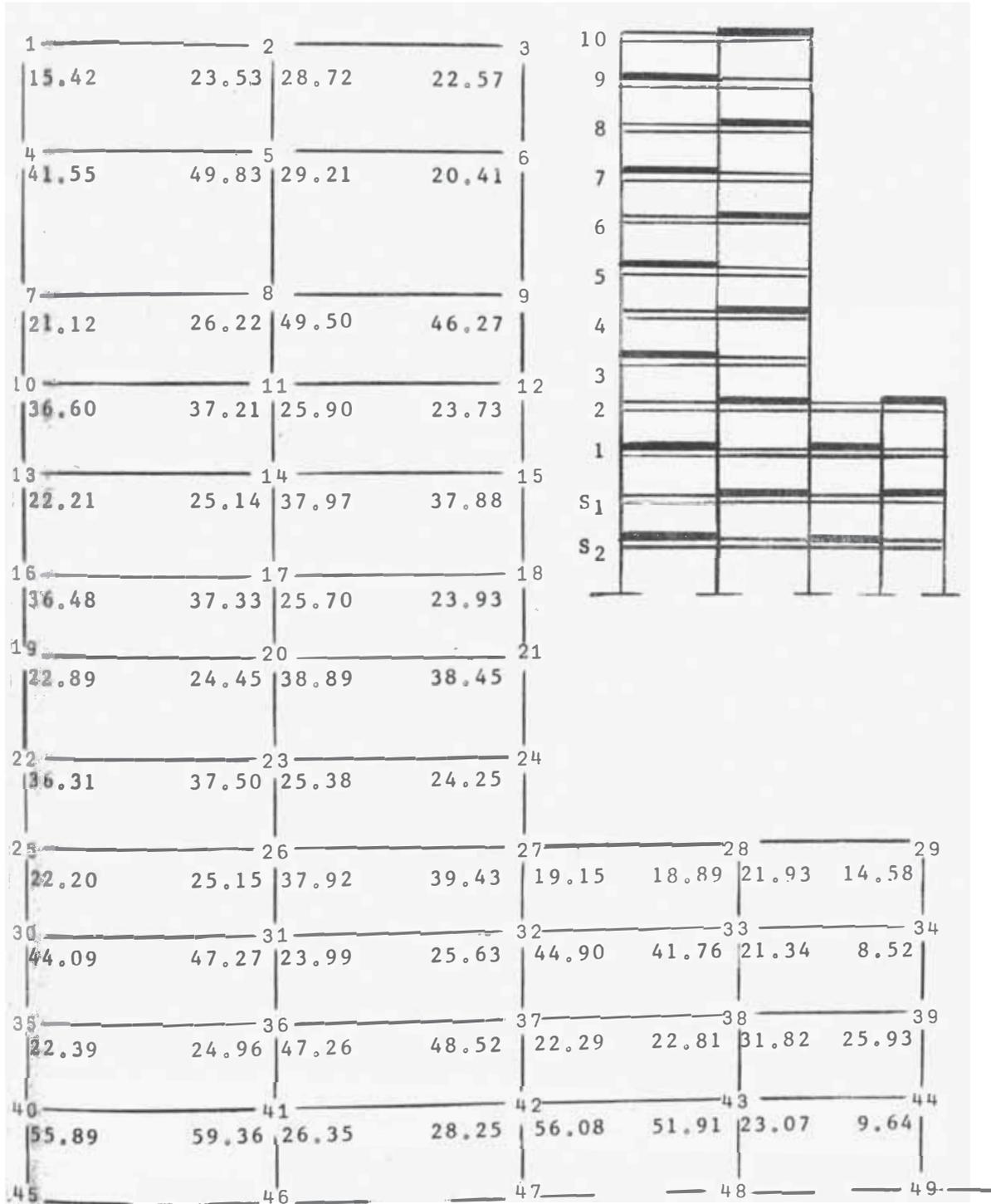
SITUACION I CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA EN DAMERO I



R E S U L T A D O S

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS A LA ROTURA EN VIGAS DEL PORTICO 2-2

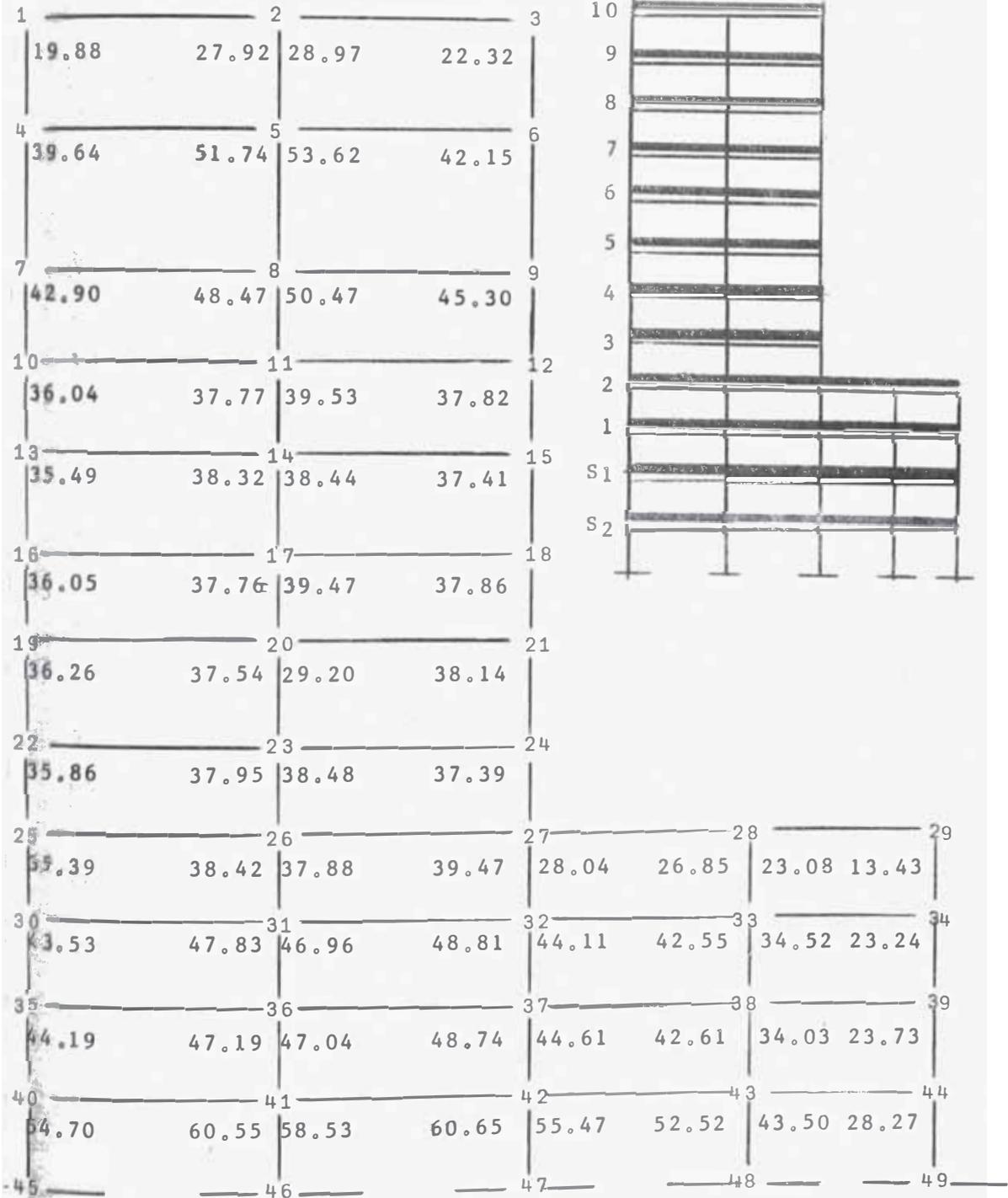
SITUACION II : CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA EN DAMERO II



R E S U L T A D O S

FUERZAS CORTANTES MAXIMAS A LA ROTURA EN VIGAS DEL PORTICO 2-2

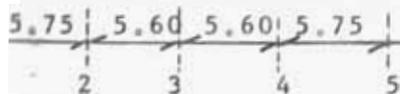
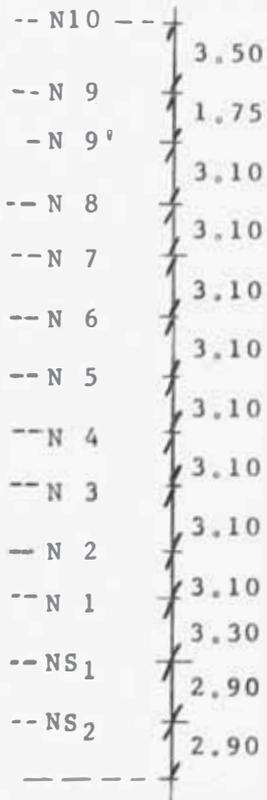
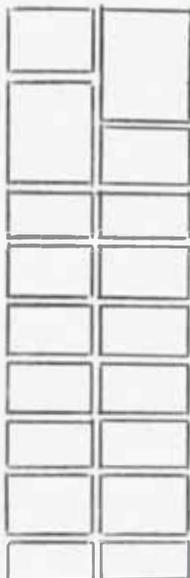
SITUACION III : CARGA MUERTA PLENA + CARGA VIVA PLENA



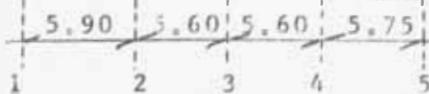
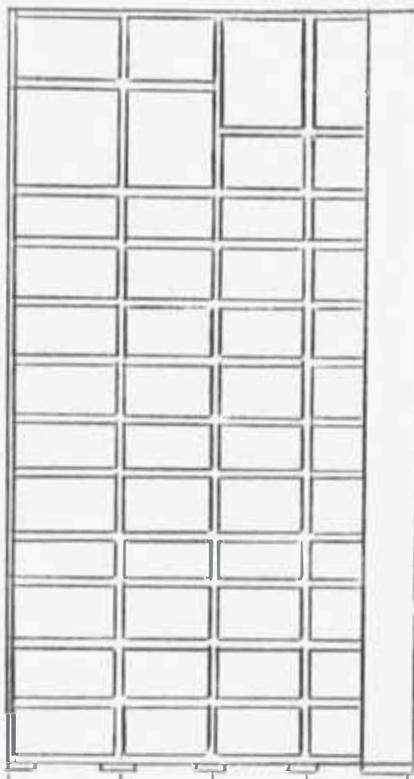
5.9.- DESCRIPCION

edificio en el sentido secundario consta de los siguientes pórticos:

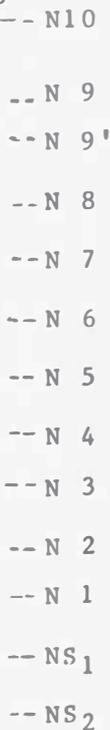
-- CO SECUNDARIO E-E



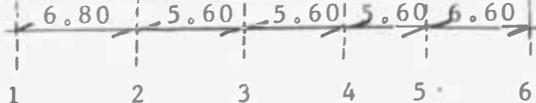
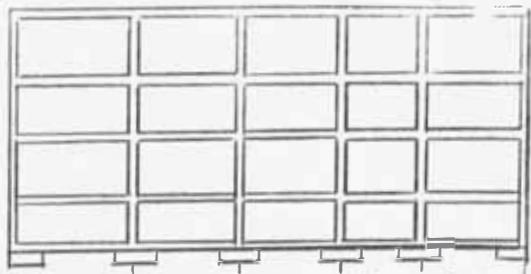
PORTICO SECUNDARIO D-D



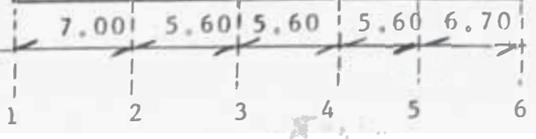
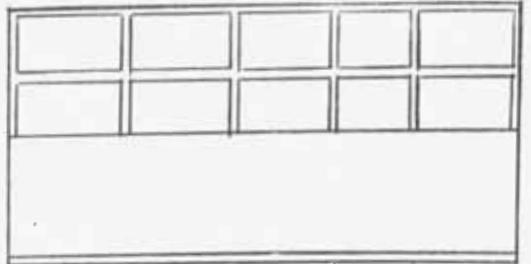
PORTICO SECUNDARIO C-C



PORTICO SECUNDARIO B-B



PORTICO SECUNDARIO A-A



1 - ESTUDIO DEL PORTICO SECUNDARIO E-E

ra la solución se ha hecho uso de la computadora con la aplicación del Método de CROSS.

ha considerado en el metrado de cargas cierta influencia debido a los aligerados, que si bien no transmiten directamente las cargas a las vigas secundarias existe rigidización de las losas en la cerca de las vigas.

la carga viva se considera en cierto porcentaje y como si fuera constante permitiendo ésto, utilizar solamente un juego de cargas que directamente nos darán los máximos momentos. De acuerdo a la magnitud de las cargas y a la transmisión respectiva lo considerado está dentro de los límites reales.

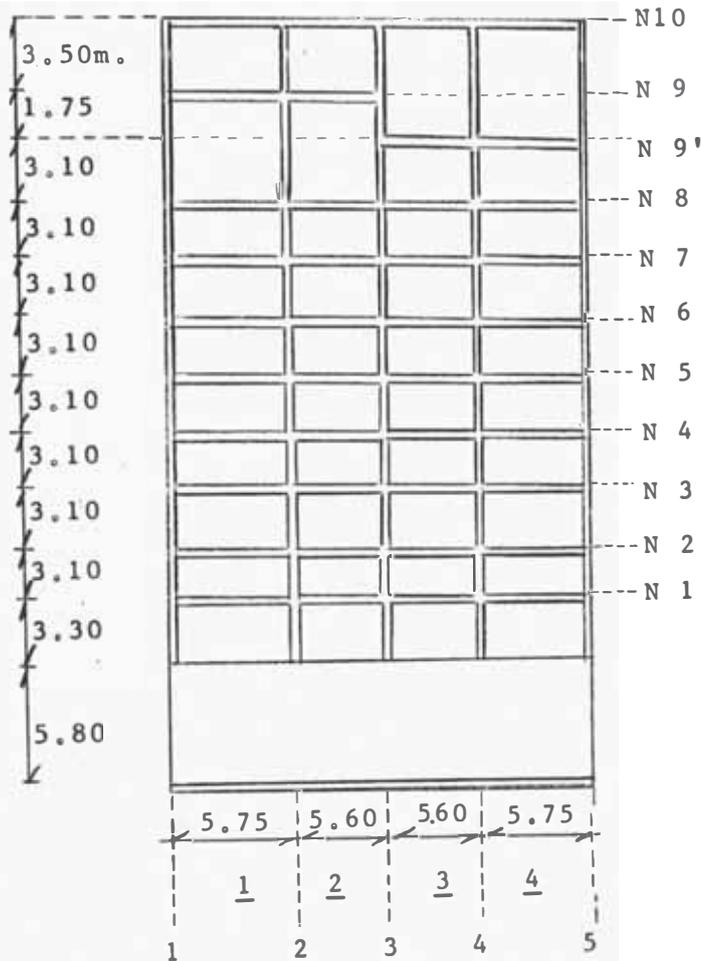
un aspecto importante es que todos los elementos se consideran efectivos para rigidizar la estructura, con lo cual el sismo es importante en cada uno de ellos. De esta manera los esfuerzos críticos están expresados por la fórmula : $1.25 (CM + CV + S)$.

la solución presentada solo se refiere a cargas verticales. Posteriormente en el diseño se tomará en cuenta el efecto del sismo.

101.- METRADO DE VIGAS SECUNDARIAS - PORTICO E-E

SECC.	CARGA MUERTA (Kg/m)	CARGA VIVA	CARGA ULTIMA
25x50	Aligerado: .5 x 1.0 x 460 = 230		
	Peso propio: .25 x .5 x 2,400 = 300	.5 x 1.0 x 100	950
	Carga perimetral: = 180		
	CM = 710	CV = 50	
25x50	Aligerado: .5 x 1.0 x 560 = 280		
	Peso propio: .25 x .5 x 2,400 = 300	.5 x 1.0 x 500	1,350
	Carga perimetral: = 250		
	CM = 830	CV = 250	
5x50	Aligerado: .5 x 1.0 x 560 = 560		
	Peso propio: .25 x .5 x 2,400 = 300	.5 x 1.0 x 300	1,230
	Carga perimetral: = 250		
	CM = 830	CV = 150	
x50	Aligerado: .5 x 1.0 x 560 = 280		
	Peso propio: .25 x .5 x 2,400 = 300	.5 x 1.0 x 500	1,350
	Carga perimetral: = 250		
	CM = 830	CV = 250	

.102.- CARACTERISTICAS Y CARGAS



ISOS

CUJIAS

REGO DE CARGAS

IS

5.600 5.600 5.750

RAS

1.750 3.100 3.100 3.100 3.100 3.100 3.100 3.100 3.100 3.100

PRECIOS DE VIGAS

90	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	0.000	0.000	0.000	0.000
90	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890
0	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890
90	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890
90	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890	2.890

PRECIOS DE COLUMNAS

0	1.000	1.000	1.000	3.400	3.400	1.000	1.000	1.000	3.400
0	1.000	1.000	1.000	3.400	3.400	3.560	3.560	3.560	3.400
0	3.560	3.560	3.560	3.400	3.400	3.560	3.560	3.560	3.400
0	8.100	8.100	8.100	3.400	3.400	8.100	8.100	8.100	3.400
0	8.100	8.100	8.100	3.400	3.400	8.100	8.100	8.100	3.400
0	8.100	8.100	8.100	3.400	3.400	8.100	8.100	8.100	3.400

GA REPARTIDAS

0.950	0.950	0.950	0.950	1.350	1.350	0.000	0.000	0.000	0.000
1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	0.353	1.230	1.230	1.230	1.230
1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230
1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230	1.230
1.350	1.350	1.350	1.350						

5.103.- RESULTADOS

VIG	NIV.	MOM. IZQ.	MOM. DER.	CORTE IZQ.	CORTE DERECHA
1	10	- 1.908	2.789	2.577	- 2.884
2	10	- 2.626	2.569	2.670	- 2.649
3	10	- 2.155	2.819	2.541	- 2.778
4	10	- 2.892	1.730	2.933	- 2.529
1	9	- 3.098	4.139	3.700	- 4.062
2	9	- 4.217	1.922	4.189	- 3.370
3	9	0.000	0.000	0.000	0.000
4	9	0.000	0.000	0.000	0.000
1	9 ¹	0.000	0.000	0.000	0.000
2	9 ¹	0.000	0.000	0.000	0.000
3	9 ¹	- 1.865	4.342	3.337	- 4.222
4		- 4.053	3.083	4.050	- 3.712
1	8	- 3.054	3.988	3.718	- 4.043
2	8	- 3.625	3.463	3.809	- 3.750
3	8	- 3.830	2.954	3.936	- 3.623
4	8	- 1.443	0.851	1.117	- 0.911
1	7	- 2.999	3.562	3.438	- 3.634
2	7	- 3.243	3.197	3.452	- 3.435
3	7	- 3.130	3.385	3.398	- 3.489
4	7	- 3.514	2.886	3.645	- 3.427
1	6	- 2.953	3.566	3.429	- 3.642
2	6	- 3.268	3.188	3.458	- 3.429
3	6	- 3.201	3.237	3.437	- 3.450
4	6	- 3.578	2.976	3.640	- 3.431
1	5	- 2.953	3.584	3.426	- 3.645
2	5	- 3.244	3.199	3.452	- 3.435
3	5	- 3.196	3.250	3.434	- 3.453
4	5	- 3.582	2.948	3.646	- 3.425
1	4	- 2.950	3.592	3.424	- 3.648
2	4	- 3.235	3.204	3.449	- 3.438
3	4	- 3.203	3.234	3.438	- 3.449
4	4	- 3.592	2.951	3.647	- 3.424
1	3	- 2.942	3.593	3.422	- 3.649
2	3	- 3.239	3.201	3.450	- 3.437
	3	- 3.201	3.239	3.437	- 3.450
	3	- 3.593	2.941	3.649	- 3.422
1	2	- 2.985	3.577	3.433	- 3.639
	2	- 3.232	3.205	3.448	- 3.439
	2	- 3.205	3.232	3.439	- 3.448
	2	- 3.577	2.985	3.639	- 3.433
	1	- 3.109	3.995	3.727	- 4.035
	1	- 3.567	3.508	3.790	- 3.769
	1	- 3.508	3.567	3.769	- 3.790
	1	- 3.995	3.109	4.035	- 3.727

COL.	NIV.	MOM. SUP.	MOM. INF.	CORTE	FZA.AXIAL
1	10	1.908	1.634	- 1.012	2.577
2	10	- 0.173	- 0.052	0.061	5.554
3	10	- 0.414	- 0.938	0.386	5.191
4	10	0.072	- 0.019	- 0.026	5.712
5	10	- 1.730	- 0.335	0.590	2.529
1	9	1.464	- 0.073	- 0.795	6.278
2	9	0.129	0.058	- 0.107	13.806
3	9	- 0.984	0.872	0.064	8.561
4	9	- 0.019	- 0.052	0.041	5.712
5	9	0.335	- 1.730	0.797	2.529
1	9	0.073	1.116	- 0.383	6.278
2	9	- 0.058	- 0.092	0.048	13.806
3	9	0.993	0.463	- 0.470	11.899
4	9	- 0.235	- 0.404	0.206	13.984
5	9	- 1.352	- 0.503	0.598	6.241
1	8	1.938	1.606	- 1.143	9.997
2	8	- 0.270	- 0.205	0.153	21.659
3	8	- 0.096	- 0.074	0.054	19.586
4	8	- 1.106	- 0.288	0.450	18.725
5	8	- 0.348	- 1.155	0.485	7.153
1	7	1.392	1.457	- 0.919	13.435
2	7	- 0.113	- 0.142	0.082	28.745
3	7	0.007	0.011	- 0.005	26.420
4	7	0.418	0.252	- 0.216	25.860
5	7	- 1.730	- 1.552	1.059	10.580
1	6	1.496	1.483	- 0.961	16.865
2	6	- 0.156	- 0.129	0.092	35.846
3	6	0.001	0.000	0.000	33.288
4	6	0.088	0.102	- 0.061	32.951
5	6	- 1.424	- 1.461	0.930	14.012
1	5	1.470	1.469	- 0.948	20.291
2	5	- 0.209	- 0.186	0.127	42.944
3	5	- 0.002	- 0.001	0.001	40.158
4	5	0.299	0.190	- 0.135	40.051
5	5	- 1.486	- 1.475	0.955	17.438
1	4	1.480	1.491	- 0.958	23.716
2	4	- 0.171	- 0.181	0.113	50.042
3	4	0.000	0.000	0.000	47.035
4	4	0.166	0.179	- 0.111	47.148
5	4	- 1.476	- 1.490	0.956	20.862
1	3	1.451	1.400	- 0.919	27.138
2	3	- 0.173	- 0.154	0.105	57.142
3	3	0.000	0.000	0.000	53.909
4	3	0.174	0.155	- 0.106	54.249
5	3	- 1.451	- 1.400	0.920	24.285
1	2	1.585	1.821	- 1.098	30.572
2	2	- 0.190	- 0.243	0.139	64.230
3	2	0.000	0.000	0.000	60.788
4	2	0.189	0.243	- 0.139	61.337
5	2	- 1.585	- 1.821	1.098	27.719
1	1	1.288	0.644	- 0.585	34.299
2	1	- 0.185	- 0.092	0.084	72.056
	1	0.000	0.000	0.000	68.327
	1	0.185	0.092	- 0.084	69.162
1	1	- 1.288	- 0.644	0.585	31.446

C A P I T U L O V I

I S E N O D E V I G A S

6.1.- COMPORTAMIENTO DE VIGAS

6.2.- METODOS DE CALCULO : HIPOTESIS

V
I
D
I
S
E
N
O

6.3.1.- DISEÑO

OR FLEXION,

6.3.1.1.- NOTACION

6.3.1.2.- VIGA A- \emptyset TRACC.
RECTANGULARES B- \emptyset COMP.

6.3.1.3.- VIGAS T

6.3.- PROCEDIMIENTO DE CALCULO POR EL METODO DE ROTURA

6.3.2.- CALCULO

E ADHERENCIA.

6.3.2.1.- NOTACION

6.3.2.2.- ESFUERZO ADHER.

6.3.2.3.- ANCLAJE BARRAS

6.3.2.4.- EMPALMES

6.3.2.5.- DETENCION

6.3.3.- DISEÑO

OR CORTE.

6.3.3.1.- NOTACION

6.3.3.2.- CALCULO ESTRIBOS

6.3.4.- CALCULO

E DEFLEXIONES
GRIETAS.

6.3.4.1.- NOTACION

6.3.4.2.- CALCULO DEFLEXION

6.3.4.3.- VERIFICAR GRIETAS

.4.1.- NOMENCLATURA

.4.2.- MOMENTOS MAXIMOS DE DISEÑO

.4.3.- AREAS DE ACERO : NIV. 4to. TIPICO

.4.4.- DATOS DE DISEÑO

6.4.- SOLUCION VIGAS PRINCIPALES PORTICO 2-2

6.4.5.1 CARACTERISTICAS

6.4.5.2 CONSIDERACIONES ADOP.

6.4.5.3 ESPECIFICACIONES

6.4.5.4 APLICACION DEL PROCEDIMIENTO

.4.5.- DISEÑO

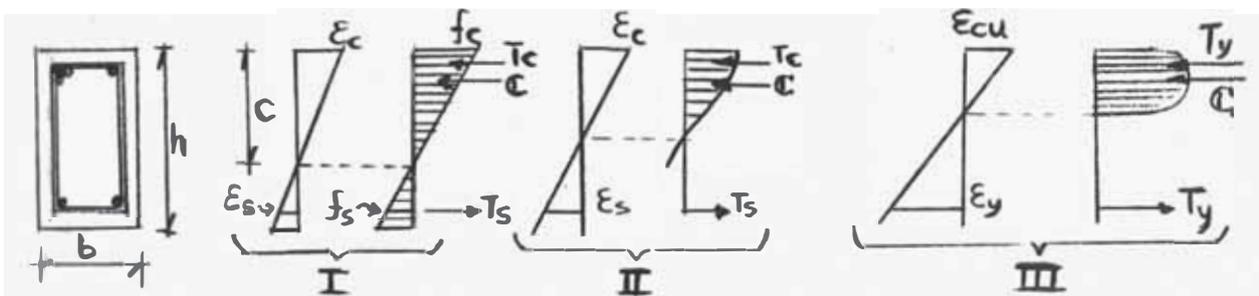
IVEL 4to.

.4.6.- SOLUCION OTROS NIVELES

6.4.7.- DISEÑO NIVEL S2

6.1 COMPORTAMIENTO DE VIGAS

Una viga de concreto armado sometida a flexión cuando las cargas aumentan desde cero hasta la rotura presenta diferentes aspectos que se le conoce como estados de resistencia. De esta manera, si suponemos una viga de sección rectangular reforzada longitudinalmente y transversalmente debido a los efectos de momentos y corrientes que desarrollan los esfuerzos característicos de tracción por flexión y de tracción diagonal en una sección de momento positivo, tendremos :



I).- Estado ELástico.- Corresponde al comportamiento de la viga cuando el concreto aún no está fisurada.

II).- Estado Agrietado.- Representa el comportamiento durante el desarrollo del agrietamiento de la zona positiva más solicitada de la viga hasta que entre al período de plastificación, antes de la rotura.

III).- Estado de Rotura.- El esfuerzo en la armadura ha llegado al límite de fluencia f_y y posteriormente la deformación en la fibra más comprimida supera la máxima de rotura produciendo la desintegración de la zona comprimida. Se le conoce como falla dúctil.

Si la viga ha sido sobreamada se llega primero a la deformación por rotura de la fibra más comprimida, sin que el acero alcance el esfuerzo f_y produciendo la falla frágil.

El comportamiento descrito justifica la utilización del refuerzo longitudinal

Por otra parte, la existencia de esfuerzos de corte combinados con

los esfuerzos de flexión producen los esfuerzos principales de tracción que en la zona Positiva son horizontales y aproximadamente iguales a los esfuerzos de flexión y resistidos eficazmente por el refuerzo longitudinal. Por el contrario, cerca de los apoyos las secciones se hallan sometidas a esfuerzos de flexión pequeños y fuerzas contantes elevadas de forma que los esfuerzos principales tienden a igualarse a los de corte y son inclinados aproximadamente a 45° , razón por la cual se les conoce como esfuerzo de tracción diagonal y de acuerdo a la consideración de que el concreto resiste limitadamente a la tracción; pueden aparecer por acción de las cargas, grietas diagonales, cuyo desarrollo es necesario controlar por medio de refuerzo transversal.

En el análisis del comportamiento se ha supuesto que el concreto y el acero trabajan como una unidad, de allí que la deformación en el concreto es la misma que la del acero en dicho nivel. Significa que no se admite ninguna posibilidad de deslizamiento entre los dos materiales. De esta manera la transferencia de esfuerzos de uno a otro se realiza por esfuerzos rasantes a la armadura en el contacto con el concreto y se conocen con el nombre de esfuerzos de adherencia. En varillas corrugadas hay una mayor resistencia a la extracción por la acción de tope de la corrugación en comparación a las varillas lisas.

Una consideración más, consecuencia del comportamiento y que deberá tenerse en cuenta en el momento del diseño es el análisis de deflexiones que depende fundamentalmente del estado de agrietamiento (o de las cargas) de la zona traccionada y es función de la curva esfuerzo deformación del concreto. Además, al tener presente que la viga se someterá a cargas permanentes de larga duración, se deformará con el tiempo y es producida por el flujo plástico del concreto.

6.2 M E T O D O S D E C A L C U L O

Conocido el comportamiento se considera un esquema de cálculo que lo interprete y para ello se considera el valor de la resistencia a la rotura como base. Además contiene las hipótesis siguientes.

- A) Solidaridad elástica entre el concreto y el acero.
- B) Ley de Bernoulli respecto a la conservación de las secciones planas, durante la flexión hasta el instante de la rotura.
- C) No existen tensiones parásitas, introducidas en el concreto por cierta contracción cuando endurece al aire.
- D) El concreto no trabaja a tracción lo que equivale a suponer la sección estructural.
- E) Se supone que en el instante de rotura, la armadura se halla solicitada a un esfuerzo igual al de fluencia, independiente de la cuantía.
- F) Hipótesis relativa a la forma del diagrama de esfuerzo de compresión en el concreto en el instante de rotura. Hay dos soluciones. Una adopta la distribución real de esfuerzo (curvilíneo); o bien, un diagrama equivalente con forma geométrica definida (rectangular, trapezoidal, parabólica, etc), que interprete el volumen real de esfuerzos sin cambiar el valor ni la posición de la resultante. La otra, hace una simplificación suponiendo que el diagrama es triangular admitiendo la proporcionalidad entre deformaciones y esfuerzos (Ley de Navier), adoptando las hipótesis del Estado II.

La primera solución conduce al cálculo por el método de rotura.

La segunda lleva al cálculo por el método elástico en función de esfuerzos de trabajo.

El método elástico, además utiliza coeficientes de seguridad aplicados a los esfuerzos y no contempla el problema de redistribución de esfuerzos por flujo plástico.

El método de rotura usa coeficientes de seguridad más precisos por ser aplicados a las cargas y trabaja evitando la simplificación.

El método de rotura es el que usamos en el diseño.

6.3 PROCEDIMIENTO DE CALCULO POR EL METODO DE ROTURA

6.3.1.- DISEÑO POR FLEXION .-

6.3.1.1.- NOTACION : Del Reglamento del ACI 318-63

A_s = Area del refuerzo de tracción

A'_s = Area del refuerzo de compresión

A_{sf} = Area del refuerzo requerido para desarrollar la resistencia a la compresión de las porciones del ala que sobresalen en secciones T.

a = Profundidad del diagrama rectangular de esfuerzos.

b = Ancho de la cara de compresión.

b' = Ancho del alma en secciones de T.

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de tracción.

d' = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo de compresión.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo.

k_1 = Factor igual a 0.85 para resistencias hasta de 280 Kg/cm².

M_u = Momento resistente de rotura.

$$p = A_s / bd$$

$$p' = A'_s / bd$$

p_b = Cuantía de refuerzo que produce las condiciones de falla balanceada definida por :

$$p_b = \frac{0.85 k_1 \frac{f'_c}{f_y}}{6,000 + f_y} \times \frac{6,000}{6,000 + f_y}$$

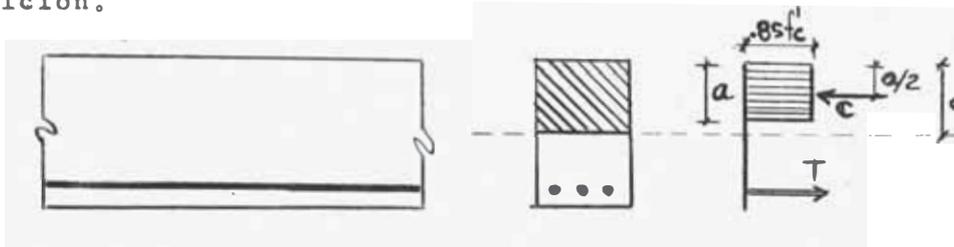
$$p_f = A_{sf} / b'd$$

$$p_w = A_s / b'd$$

ϕ = Factor de reducción de capacidad = 0.9

6.3.1.2.- CALCULO DE VIGAS RECTANGULARES

Se considera la distribución equivalente rectangular de esfuerzo de compresión en el concreto, sin suponer ninguna simplificación que modifique la resultante en magnitud y posición.



Se supone que la rotura de la viga se produce cuando la fibra extrema de compresión llega a la deformación relativa de 0.003. El rectángulo de esfuerzos de la zona comprimida considerado en el ancho b de la viga, representa un volumen de esfuerzos de igual valor a la resultante de compresión C situada a una distancia $a/2$ de la fibra más comprimida y con esfuerzo uniforme igual a $0.85 f'_c$.

Luego : $C = 0.85 f'_c ab$.

La fuerza de tracción, que forma con la anterior, el par de flexión, se supone provista solamente por la armadura y se expresa por : $T = A_s f_s$.

El valor de f_s depende del porcentaje de armadura. Para fundamentar el cálculo y proyectar vigas con propiedades de ductilidad, es necesario imponer una limitación a la cuantía la que debe ser menor de aquella máxima necesaria que da lugar recién al esfuerzo f_y en el momento de rotura. Esta máxima indica la condición balanceada y su cuantía está representada por p_b . Para cuantías muy pequeñas, las vigas se rompen por agotarse simultáneamente la resistencia a rotura del concreto y del acero. Una cuantía menor no cumple ningún propósito útil, pues la viga de concreto simple sería más resistente.

A.- VIGAS RECTANGULARES CON ARMADURA EN TRACCION UNICAMENTE

A₁.- Momento resistente a la rotura.- Será calculado por :

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

A₂.- Altura del rectángulo de compresión :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{4,200}{0.85 \times 210 \times 30} \quad A_s = 0.7843 A_s$$

A₃.- Cuantía de refuerzo :

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

que no excederá de 0.75 p_b que produce la condición de falla balanceada.

$$\text{Luego : } p_{\text{máx.}} = 0.75 p_b = 0.75 \times 0.85 k_1 \frac{6,000}{6,000 + f_y} \times \frac{f'_c}{f_y}$$

Reemplazando k₁ = 0.85 y f_y = 4,200 kg/cm².

$$\text{Se obtiene : } p_{\text{máx.}} = 0.759 \times 10^{-4} f'_c$$

Para una calidad de concreto de f'_c = 210 kg/cm²

$$p_{\text{máx.}} = 0.016$$

A₄.- Condiciones mínimas de refuerzo longitudinal :

La mínima cantidad de armadura a colocar, es aquella que proporciona una viga de concreto armado tan resistente por lo menos como la misma viga sin armadura.

El Reglamento del ACI especifica :

$$p_{\text{min.}} = 14/f_y = 14/4,200 = 0.0033$$

a menos que la armadura sea en cualquier sección, por lo menos superior en un tercio a la requerida por el cálculo. O sea : A_{smin.} = 4 A_s/3.

A₅.- Cuantía de deflexiones :

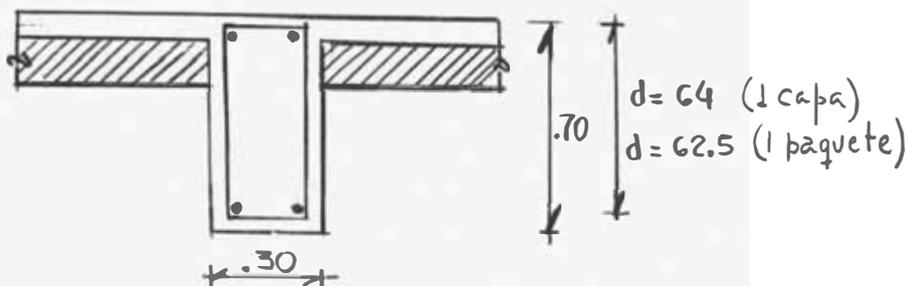
$$p = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \frac{210}{4,200} = 0.009$$

El Reglamento exige la verificación de deflexiones cuando se sobrepasa ésta cuantía o cuando el límite de fluencia especificado f_y exceda de 2,800 kg/cm².

El Reglamento recomienda un control del agrietamiento para asegurar un servicio adecuado. Su cálculo se realiza en condiciones de servicio.

A₆.- Momento máximo que garantiza la falla por tracción.

Tenemos la sección rectangular :



$$\text{De } A_1 : M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

Reemplazando a de A_2 , y $p_{m\acute{a}x.}$ de A_3 , se obtiene :

$$M_{um\acute{a}x.} = 0.234 f'_c b d^2$$

$$M_{um\acute{a}x.} = 60.4 \text{ Ton-m. (1 capa de refuerzo), y}$$

$$M_{um\acute{a}x.} = 57.6 \text{ Tn-m. (1 paquete de refuerzo)}$$

Si los valores resultantes de las envolventes de momentos son menores a los obtenidos, la sección trabaja con acero en tracción únicamente y se garantiza la falla dúctil. En caso contrario, se debe tratar como vigas rectangulares con refuerzo en compresión.

B.- VIGAS RECTANGULARES CON ARMADURA EN COMPRESION

B₁.- Momento resistente de la sección :

$$M_{u1} + M_{u2} = \phi [(A_s - A'_s) f_y (d - a/2) + A'_s f_y (d - d')]$$

donde, M_{u1} es el momento resistente último de la sección con el porcentaje máximo de refuerzo en la zona de tracción solamente.

M_{u2} es el momento excedente que deberá resistirse únicamente con refuerzo adicional en compresión y tracción.

B₂.- Fluencia del acero de compresión A'_s :

Se requiere que :

$$p - p' \gg (p - p')_{\min.}$$

donde : $(p-p')_{\text{mín.}} = 0.85k_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{d'}{d} \frac{6000}{6000-f_y}$

B₃.- Fluencia del acero de tracción A_s

Se debe cumplir que : $(p-p') \leq 0.75 p_b$

6.3.1.3.- CALCULO DE VIGAS DE SECCION T

Está constituida por un alma y una o dos alas gruesas que sobresalen del alma, disponiendo así de un área grande de concreto en la zona comprimida, que integra una losa, y de una pequeña en la zona de tracción, que contiene la armadura.

Resiste con efectividad el momento cuando la losa está a compresión. En el diseño la acción del conjunto se considera separadamente.

C₁.- Ancho efectivo de alas.- Condiciones del Reglamento.

$$b \leq L/4 \quad \therefore b \leq \begin{cases} 8.75/4 = 2.20 \text{ m.} \\ 8.35/4 = 2.10 \text{ m.} \\ 7.55/4 = 1.90 \text{ m.} \\ 5.00/4 = 1.25 \text{ m.} \end{cases}$$

$$b \leq 16t + b' = 16 \times 20 + 40 = 360 \text{ cm.}$$

$$b \leq B = 560 \text{ cm.}$$

C₂.- Momento último resistente de la sección T.

$$M_u = M_{Uf}' + M_{Uw}' = \phi \left[A_{sf} f_y (d-t/2) + (A_s - A_{sf}) f_y (d-a/2) \right]$$

donde : M_{Uf}' es el par resistente que equilibra la compresión del ala que sobresale del alma y M_{Uw}' es el par resistente que equilibra la compresión en el alma.

C₃.- Comprobación si se diseña como sección T.

Se encuentra :

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b k_1}$$

Si $c > t$ se diseña como T

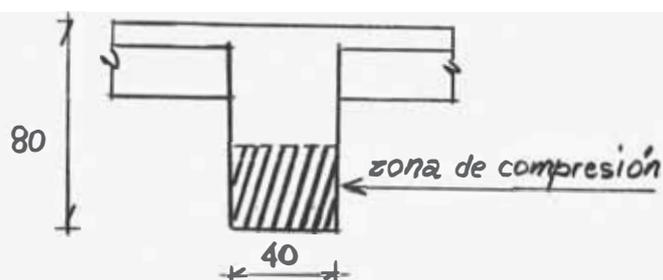
Si $c \leq t$ se diseña como rectangular de ancho b

Esta comprobación solamente se hará para la zona de momento positivo, porque la compresión afecta las alas. En caso de momento negativo la sección trabaja como rectangular de ancho b' .

C₄.- Condición que garantiza la falla dúctil :

$$(P_w - P_f) \leq P_{m\acute{a}x.} = 0.75 p_b$$

C₅.- Momento Máximo que toman las vigas en zonas de momentos negativos : trabaja como rectangular de ancho 40 cms.



$$P_{m\acute{a}x.} = 0.75 p_b = 0.016$$

$$a = \frac{p f_y d}{0.85 f'_c} = \frac{0.016 \times 4.2 \times 74}{0.85 \times 0.21} = 27.68 \text{ cm.}$$

$$M_u = \phi 0.85 f'_c a b' (d - a/2) = 107 \text{ Tn.}$$

Valor bastante mayor a los obtenidos de las envolventes, con lo cual la altura de viga puede considerarse menor en el diseno.

Si utilizamos $h = 0.70 \text{ m.}$ $d = 0.64$ y $a = 0.24$

$$M_u = 0.9 \times 0.85 \times 210 \times 24 \times 40 (64 - 12) = 80 \text{ Tn-m.}$$

.3.2.- C A L C U L O D E A D H E R E N C I A S .-

6.3.2.1.- NOTACION

D = Diámetro nominal de la barra

\sum_o = Suma de perímetros de todas las barras efectivas que cruzan la sección si son del mismo tamano.

Para combinaciones usar $4A_s/D$, con el diámetro de la varilla mayor.

- j = Relación entre la distancia del centroide de compresión al centroide de tracción y el peralte d .
- M_u = Resistencia máxima de adherencia.
- V_u = Fuerza cortante total máxima

6.3.2.2.- ESFUERZO DE ADHERENCIA

Se producen al nivel de la armadura, al variar la tensión con el momento, tendiendo a separar el refuerzo del concreto, siendo resistido por la adherencia entre ambos en función del perímetro Σ_o de las barras en el punto considerado. Las secciones críticas se producen en las caras internas de las columnas, en los puntos donde terminan las barras y en los puntos de inflexión. Deben verificarse que el número de barras y su diámetro, es adecuado para que el esfuerzo no sobrepase al admisible.

En el instante de falla :

$$\mu_u = \frac{V_u}{\phi \Sigma_o j d}$$

no mayor a $6.4 \sqrt{f'_c}/D \leq 56$, para barras inferiores
ó $4.5 \sqrt{f'_c}/D \leq 39$, para barras superiores.

6.3.2.3.- ANCLAJE DE VARILLAS

Es la longitud embebida necesaria para asegurar la transferencia al concreto, de los esfuerzos de adherencia sin producir desgarramiento de concreto antes de que el refuerzo longitudinal llegue al esfuerzo de fluencia. Se consigue prolongando las barras, mas allá del límite útil con un tramo recto o curvo, con o sin gancho terminal.

De acuerdo al Reglamento, cuando el esfuerzo de adherencia no es adecuado se desarrollará el esfuerzo con la longitud de anclaje mínima, tomando el 80% del esfuerzo permisible.

La longitud de anclaje en las partes rectas se obtiene con la expresión :

$$L_{dmín.} = \frac{A_s f_y}{\sum_o \times 0.8 \mu_u} \text{ ----- (I)}$$

Para un solo tipo de varilla :

A_s es el área de acero de una varilla (o del total)

\sum_o es el perímetro de la varilla (o del total)

Luego para una varilla :

$$A_s = \pi D^2 / 4 \mu_u \text{ y } \sum_o = \pi d \text{ de donde } \frac{A_s}{\sum_o} = \frac{D}{4}$$

$$\text{En (I)} \quad L_{dmín.} = \frac{D f_y}{4 \times 0.8 \mu_u} \text{ ----- (II)}$$

dependiendo solamente del diámetro de la varilla.

Para una combinación de varillas, se usa la misma expresión considerando el mayor diámetro y $\sum_o = \frac{4A_s}{D}$

$f_y = 4,200$	Barra	D (cm.)	ESFUERZOS μ_u		0.8 μ_u		$L_d = \frac{D f_y}{4 \times 0.8 \mu_u}$	
			$\frac{4.5 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 39$	$\frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 56$	CAPA SUPERIOR	CAPA INFERIOR	CAPA SUP. (cm)	CAPA INF. (cm)
	5/8"	1.588	41.1	58.4	31.2	44.8	53.4	37.2
	3/4"	1.905	34.2	48.7	27.4	39.0	73.0	51.3
	7/8"	2.223	29.3	41.7	23.4	33.4	99.8	69.9
	1"	2.540	25.7	36.5	20.6	29.2	129.5	91.3

6.3.2.4.- EMPALME DE VARILLAS

Cuando en obras se utilizan longitudes de varillas mayores a las existentes, es necesario el empalme, uniendo las barras por soldadura o traslapando sus extremos en la longitud necesaria. Los traslapes se realizan superponiendo las varillas en una longitud:

$$l_e = D f_y / 4 \mu_u$$

La transmisión se realiza por adherencia. El ACI recomienda evitar traslapes en zonas de tracción.

6.3.2.5.- DETENCION DE VARILLAS Y RECUBRIMIENTO

Las varillas se dispondrán a lo largo de la viga y se detendrán conforme no se requieran por haber disminuído suficientemente el momento de flexión. Otra alternativa, es doblarla para usarla en otras secciones de momentos diferentes. Esto no lo usaremos.

En la detención se tendrá en cuenta las recomendaciones del Reglamento.

El recubrimiento de las barras tiene por objeto protegerlas contra la oxidación. Puede ser, por tanto, menor en los elementos interiores que en los expuestos a la intemperie. Se usan los especificados por el Reglamento.

6.3.3.- DISEÑO POR CORTE .-

6.3.3.1.- NOTACION

A_g = Area total de la sección

A_v = Area total del refuerzo en el alma en tracción, dentro de una distancia S .

S = Espaciamiento de los estribos en dirección paralela a la del refuerzo longitudinal.

v_{uc} = Esfuerzo cortante que toma el concreto.

v_u = Esfuerzo cortante nominal en la rotura como medida de la tracción diagonal.

V_u = Fuerza cortante total en la rotura.

V_{us} = Fuerza cortante de la rotura que toma refuerzo en el alma.

ϕ = Factor de reducción de capacidad = 0.85.

6.3.3.2.- CALCULO DE ESTRIBOS

Para completar el cálculo es preciso determinar, ahora, la armadura de corte para absorber las tensiones .

principales de tracción que actúan en el alma de la viga. La experiencia demuestra que si, en lugar de colocar barras inclinadas a 45°, se ponen estribos, es decir, barras normales a la armadura principal, que se extienden en toda la altura de la viga. El Reglamento exige que se coloque una cantidad mínima de estribos aún cuando del cálculo no resulten necesarios, Sirven también para formar con el resto del refuerzo una canastilla que evite su desplazamiento durante el vaciado y vibrado del concreto. Además confina al concreto dándole mayor ductilidad. Se considera sección crítica por corte, a la distancia "d" de la cara del apoyo.

A.- Fuerza cortante resistida por la sección sin armadura transversal.

$$V_{uc} = v_{uc} bd$$

y el esfuerzo : $v_{uc} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c}$

B.- Cortante que debe absorber el refuerzo transversal:

$$V_{us} = V_u - V_{uc}$$

C.- Separación estructural de estribos :

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_{us}}$$

cuando $V_{ud} > V_{uc}$

D.- Disposiciones reglamentarias necesarias a la distancia "d" del apoyo :

$v_u \leq 2.65 \phi \sqrt{f'_c}$ para que la sección sea efectiva con armadura transversal.

Límites de S :

Si: $v_u \leq 1.6 \phi \sqrt{f'_c}$ $S \leq d/2$

Si: $v_u > 1.6 \phi \sqrt{f'_c}$ $S \leq d/4$

Por cuantía mínima : $S \leq \frac{A_v}{0.0015 b}$

6.3.4.- C A L C U L O D E D E F L E X I O N E S Y
G R I E T A S

6.3.4.1.- NOTACION

Δ_{id} = Deformación instantánea por carga muerta

Δ_{il} = Deformación instantánea por carga viva

Δ_a = Deformación diferida

I = Momento de inercia de la sección

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

E_s = Módulo de elasticidad del acero

M = Momento flector de servicio

w = Espesor de grietas

f_s = Esfuerzo en el acero

A = Area del concreto que circunda una barra

6.3.4.2.- C A L C U L O D E D E F L E X I O N E S

Las flechas en estructuras de concreto armado dependen de las propiedades elásticas e inelásticas del concreto y del acero, como asimismo de la contracción y de la fluencia. Los métodos existentes son aproximados pero se consideran satisfactorios como garantía contra deflexiones excesivas. Se aplican considerando los momentos flectores producidos por el peso Propio y sobrecargas de servicio.

El Reglamento Americano acepta que se calculen las deflexiones que ocurren inmediatamente después de la aplicación de las cargas de trabajo, Por los métodos usuales para deflexiones elásticas. El momento de inercia está basado en la sección transformada :

Si $pf_y \leq 35 \text{ kg/cm}^2$, usar la sección completa

Si $pf_y > 35 \text{ kg/cm}^2$, usar la sección agrietada.

En vigas contínuas, el momento de inercia es el promedio de los obtenidos en las regiones de momentos positivos y negativos.

La deformación diferida, producida a largo plazo por acción del flujo plástico del concreto, se calcula en función de la deformación inicial por carga muerta. De acuerdo a esto:

$$\begin{aligned}\Delta_a &= 2 \Delta_{iD} \text{ cuando } A'_s = 0 \\ \Delta_a &= 1.2 \Delta_{iD} \text{ cuando } A'_s = 0.5 A_s \\ \Delta_a &= 0.8 \Delta_{iD} \text{ cuando } A'_s = A_s\end{aligned}$$

Para casos intermedios, se interpola.

Las deflexiones máximas permitidas por el Reglamento son :

Para techos que no tengan enlucidos de yeso $\Delta_{iL} = L/180$

Para techos que tienen enlucidos de yeso $\Delta_{iL} = L/360$

Para pisos que no soportan tabiquería $\Delta_{iL} = L/360$

Para techos o pisos ligados a tabiquería $\Delta_{iL} + \Delta_a = L/360$

6.3.4.3.- CALCULO DE AGRIETAMIENTO

La fisuración se produce por que el concreto no puede acompañar a la deformación del acero traccionado a los esfuerzos normales de trabajo. Si es excesivo, afea la apariencia de los elementos estructurales y posibilita el ataque de la armadura por el medio ambiente. Es indispensable controlar su magnitud a fin de que quede comprendida dentro de los límites que la experiencia ha indicado como aceptables para la abertura máxima de las fisuras. El ancho de grietas es función de los esfuerzos en el acero, de la distribución de varillas, de recubrimiento, entre otros.

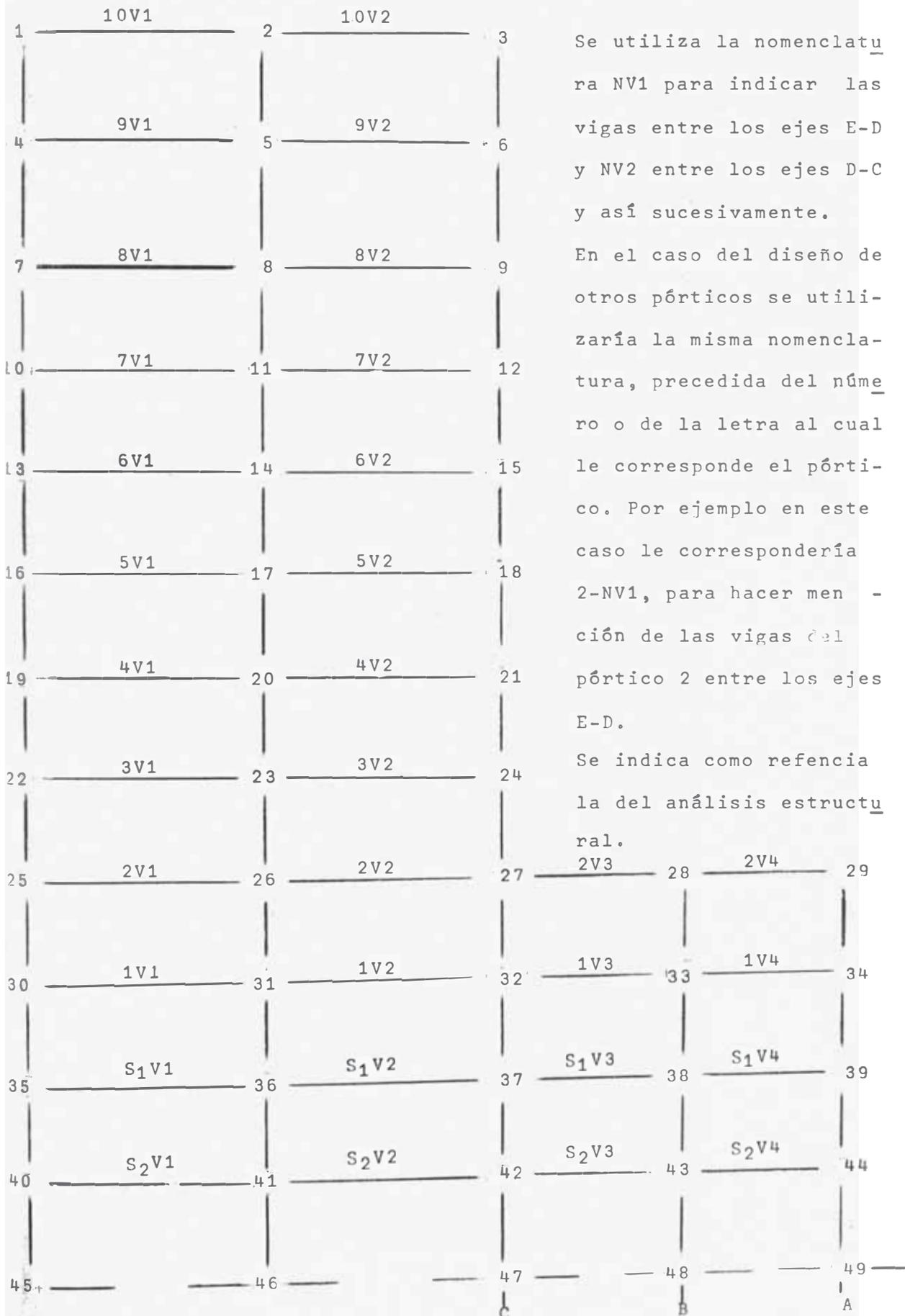
Se calcula con la expresión empírica de Kaar y Mattock:

$$w_{m\acute{a}x} = 0.115 \sqrt[4]{A} f_s \times 10^{-6}, \text{ en pulgadas.}$$

A, es igual al área efectiva de concreto dividida entre el N° de barras. El centroide del área de concreto es el mismo que le corresponde al refuerzo longitudinal.

S O L U C I O N : V I G A S P R I N C I P A L E S D E L
P O R T I C O 2 - 2

5.4.1.- N O M E N C L A T U R A D E V I G A S .-



** VIGA	MOM. IZQ. Tn-m	MOM. DER. Tn-m	MOM. SECC. CENTRAL Tn-m
10V1	11.9	39.0	26.2
10V2	41.0	12.8	27.7
9V1	25.0	72.8	46.7
9V2	75.1	27.7	52.2
8V1	40.2	62.0	40.1
8V2	67.0	45.5	43.7
7V1	36.1	43.2	29.6
7V2	46.9	41.1	32.8
6V1	34.0	44.1	30.5
6V2	48.0	38.6	32.0
5V1	36.3	43.4	28.5
5V2	48.0	40.6	31.8
4V1	37.8	41.6	28.2
4V2	46.3	41.0	30.5
3V1	35.3	42.8	28.0
3V2	45.2	41.0	31.3

* Han sido obtenidos de la envolvente total; los momentos en apoyos, en las caras internas de las columnas y el momento central en la sección de máximo positivo.

** Las vigas son de 30 x 70 rectangulares, a excepción de las correspondientes al nivel S2 que son de sección T de 40 x 80. Al respecto podemos utilizar una sección menor que tomaremos en consideración en el diseño.

** VIGA	MOM. IZQ. Tn-m	MOM. DER. Tn-m	MOM. SECC. CENTRAL Tn-m
2V1	34.7	44.5	28.0
2V2	40.2	46.5	30.0
2V3	26.2	26.5	21.4
2V4	24.3	1.6	11.5
1V1	40.8	53.9	35.0
1V2	48.2	56.0	37.5
1V3	39.0	41.4	34.4
1V4	37.5	3.5	20.0
S1V1	42.8	52.0	24.1
S1V2	49.9	54.8	36.5
S1V3	41.0	42.3	33.2
S1V4	35.0	9.2	16.8
S2V1	46.0	65.5	45.5
S2V2	57.5	65.9	48.3
S2V3	46.2	47.3	52.5
S2V4	41.7	7.5	23.3

4.3.- CALCULO DE AREAS DE ACERO .-

Presentamos el procedimiento de cálculo aplicado a un nivel típico como es el nivel 4to. Siendo similar el cálculo para todas las vigas, damos los resultados en cuadros.

Las vigas se tratarán como si trabajaran con refuerzos en tracción únicamente y en el cuadro de resultados hacemos hincapié de aquellas que no cumplen con las condiciones para este tipo de vigas, para ser diseñadas adecuadamente.

NIVEL 4to.

A.- VIGA 4V1.- Rectangular de 30 x 70 con calidades de concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y del acero $f_y = 4,200$

A₁.- SECCION E, en la cara interna de la columna.

a) Momento actuante : $M_u^- = 37.8 \text{ Tn-m}$

b) Peralte efectivo : $d = 64$, se asume una capa de refuerzo

c) Cálculo del refuerzo :

- tanteamos : $a = 13.6 \text{ cm}$.

- brazo del par resistente : $d - a/2 = 57.2 \text{ cm}$.

- área de acero : $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)}$

reemplazando valores : $A_s = \frac{37.8 \times 10^5}{0.9 \times 4,200 \times 57.2} = 17.5 \text{ cm}^2$

- comprobación de a :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

reemplazando valores :

$$a = \frac{17.5 \times 4,200}{0.85 \times 210 \times 30} = 13.7 \text{ cms.}$$

que verifica al asumido.

A₂.- SECCION D, en la cara interna de la columna.

a) Momento actuante : $M_u^- = 41.6 \text{ Tn-m}$

b) Peralte efectivo . $d = 64$ (una capa de refuerzo)

c) Cálculo del refuerzo :

- tanteamos : $a = 15 \text{ cm}$.

- brazo del par resistente : $d - a/2 = 56.5$

- área de acero :

$$A_s = \frac{41.6 \times 10^5}{0.9 \times 4,200 \times 56.5} = 19.5 \text{ cm}^2$$

- comprobación de a :

$$a = 0.7843 \times 19.5 = 15.0 \text{ cm.}$$

que verifica al asumido.

A₃.- SECCION CENTRAL

a) Momento actuante : $M_u^+ = 28.2 \text{ Tn-m.}$

b) Peralte efectivo : $d = 64$ (una capa de refuerzo)

c) Cálculo del refuerzo :

- tanteamos : $a = 10 \text{ cm.}$

- brazo del par resistente : $d - a/2 = 59.0$

- área de acero :

$$A_s = \frac{28.2 \times 10^5}{0.9 \times 4,200 \times 59.0} = 12.6 \text{ cm}^2$$

- comprobación de a :

$$a = 0.7843 \times 12.6 = 9.9 \text{ cm.}$$

B .- VIGA 4V2

B₁.- SECCION D, en la cara interna de la columna.

a) Momento actuante : $M_u^- = 46.3 \text{ Tn-m}$

b) Peralte efectivo : $d = 64$ (una capa de refuerzo)

c) Cálculo del refuerzo :

- tanteamos : $a = 16.8 \text{ cm.}$

- brazo del par resistente : $d - a/2 = 55.6$

- área de acero :

$$A_s = \frac{46.3 \times 10^5}{0.9 \times 4,200 \times 55.6} = 22.0 \text{ cm}^2$$

- comprobación de a :

$$a = 0.7843 \times 22.0 = 17.3 \text{ cm.}$$

que verifica al asumido.

B₂.- SECCION C, en la cara interna de la columna

a) Momento actuante : $M_u^- = 41.0 \text{ Tn-m}$

b) Peralte efectivo : $d = 64$ (una capa de refuerzo)

c) Cálculo del refuerzo :

- tanteamos : $a = 15.0$ cm.

- brazo del par resistente : $d - a/2 = 56.5$

- área de acero :

$$A_s = \frac{41.0 \times 10^5}{0.9 \times 4,200 \times 56.5} = 19.2 \text{ cm}^2$$

- comprobación de a :

$$a = 0.7843 \times 19.2 = 15.1 \text{ cm.}$$

que verifica al asumido.

B₃.- SECCION CENTRAL

a) Momento actuante : $M_u^+ = 30.5$ Tn-m

b) Peralte efectivo : $d = 64$ (una capa de refuerzo)

c) Cálculo del refuerzo :

- tanteamos : $a = 10.8$ cm.

- brazo del par resistente : $d - a/2 = 58.6$ cm.

- área de acero :

$$A_s = \frac{30.5 \times 10^5}{0.9 \times 4,200 \times 58.6} = 13.8 \text{ cm}^2$$

- comprobación de a :

$$a = 0.7843 \times 13.8 = 10.8 \text{ cm.}$$

que verifica al asumido.

6.4.4.- DATOS DE DISEÑO

VIGA	SECCION IZQUIERDA					SECCION DERECHA					SECCION CENTRAL							
	LUZ m	MOM. Tn-m	As cm ²	P	PTO. INF. m	Vu	Xv m	MOM Tn-m	As cm ²	P	PTO. INF. m	Vu	Xv m	MOM. Tn-m	As cm ²	P	PTO. INF. IZQ. m.	PTO. INF. DER. m.
10V1	8.35	11.9	6.4	0.0033	0.95	19.0	3.30	39.0	18.1	0.0094	2.45	27.0	4.75	26.2	11.6	0.0060	0.75	1.80
10V2	8.75	41.0	19.2	0.0100	2.25	28.2	4.80	12.8	6.4	0.0033	0.95	21.4	3.60	27.7	12.4	0.0065	1.80	0.75
9V1	8.35	25.0	11.3	0.0059	1.10	39.8	3.60	72.8	41.2	0.0220	2.75	49.8	4.80	46.7	22.6	0.0121	0.90	1.60
9V2	8.75	75.1	44.7	0.0238	2.65	51.5	5.05	27.7	12.4	0.0065	1.10	42.0	3.80	52.2	26.2	0.0140	1.70	0.90
8V1	8.35	40.2	18.8	0.0098	1.50	41.8	3.80	62.0	32.8	0.0175	2.40	46.8	4.40	40.1	18.8	0.0098	1.30	1.65
8V2	8.75	67.0	36.7	0.0196	2.25	48.5	4.60	45.5	21.6	0.0115	1.55	44.5	4.00	43.7	20.8	0.0108	1.70	1.40
7V1	8.35	36.1	16.6	0.0086	1.65	34.0	3.85	43.2	20.4	0.0106	2.15	25.5	4.05	29.6	13.2	0.0069	1.55	1.65
7V2	8.75	46.9	22.4	0.0119	2.15	36.8	4.25	41.1	19.2	0.0100	1.80	36.0	4.05	32.8	14.9	0.0078	1.70	1.65
6V1	8.35	34.0	15.5	0.0081	1.55	33.6	3.75	44.1	21.1	0.0110	2.10	36.1	4.10	30.5	13.8	0.0072	1.50	1.65
6V2	8.75	48.0	23.4	0.0125	2.05	36.8	4.15	38.6	18.1	0.0099	1.70	35.8	3.95	32.0	14.5	0.0076	1.80	1.60
5V1	8.35	36.3	16.7	0.0094	1.60	29.1	3.85	43.4	20.5	0.0107	2.00	35.3	4.05	28.5	12.8	0.0067	1.60	1.70
5V2	8.75	48.0	23.4	0.0125	2.05	37.0	4.20	40.6	19.0	0.0099	1.75	36.0	4.05	31.8	14.4	0.0075	1.75	1.65
4V1	8.35	37.8	17.5	0.0091	1.75	34.0	3.85	41.6	19.5	0.0102	2.00	34.8	3.95	28.2	12.6	0.0066	1.64	1.66
4V2	8.75	46.3	22.0	0.0117	2.00	36.7	4.13	41.0	19.2	0.0100	1.78	35.5	3.95	30.5	13.8	0.0072	1.76	1.72

- 1.- Dimensiones de vigas : 30 x 70; en el nivel S₂ las vigas son de sección T.
- 2.- Luz de vigas : entre ejes.
- 3.- Momentos : en las caras de la menor dimensión de columnas. El mismo criterio para cortantes V_u
- 4.- Punto de inflexión : a los ejes de columnas.
- 5.- X_y : distancia de la cara de columnas al punto de corte cero.

SECCION DERECHA

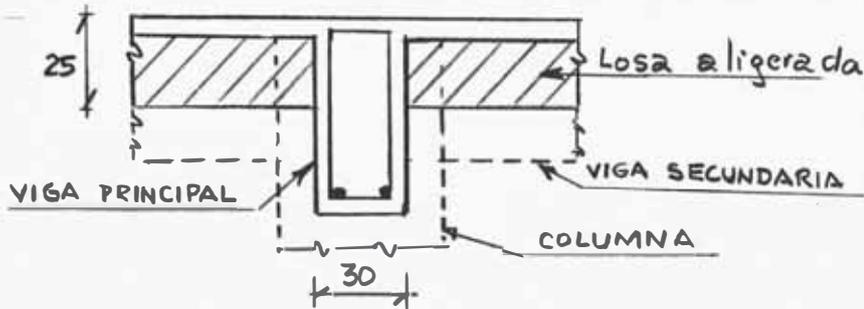
SECCION IZQUI RDA

VIGA	LUZ m.	SECCION IZQUI RDA				SECCION DERECHA				SECCION								
		MOM. Tn-m	AS Cm ² .	P	PTO. INF. m.	Vu Tn	Xv m.	MOM. Tn-m	AS Cm ² .	P	PTO. INF. m.	Vu Tn	Xv m.	MOM. T -cm	AS Cm ² .	P	PTO. INF. IZQ. M. DER. M.	
3V1	8.35	35.3	16.2	0.0084	1.62	34.0	3.75	42.8	20.1	0.0105	2.02	35.2	3.97	28.0	12.5	0.0065	1.62	1.75
3V2	8.75	45.2	21.4	0.0114	2.03	35.8	4.15	41.0	19.2	0.0100	1.82	34.8	4.00	31.3	14.2	0.0074	1.74	1.72
2V1	8.35	34.7	15.9	0.0083	1.64	32.5	3.73	44.5	21.0	0.0109	2.14	25.5	4.12	28.0	12.5	0.0075	1.58	1.80
2V2	8.75	40.2	18.8	0.0098	1.84	35.0	3.94	46.5	22.2	0.0118	2.05	37.5	4.14	30.0	13.5	0.0070	1.69	1.90
2V3	7.55	26.2	11.6	0.0060	1.67	25.8	3.52	26.5	11.8	0.0062	1.65	26.2	3.57	21.4	9.4	2.0050	1.45	1.25
2V4	5.00	24.3	10.7	0.0057	2.19	22.5	3.30	1.6	6.4	0.0033	0.40	13.5	1.90	11.5	6.4	0.0033	1.24	0.23
1V1	8.35	40.8	19.1	0.0099	1.55	40.5	3.70	53.9	26.6	0.0142	2.05	43.6	4.15	35.0	16.0	0.0083	1.55	1.80
1V2	8.75	48.2	23.4	0.0125	1.85	43.7	3.95	56.0	27.9	0.0149	2.17	45.0	4.12	27.5	17.3	0.0090	1.68	1.83
1V3	7.55	39.0	18.1	0.0094	1.66	40.2	3.52	41.4	19.4	0.0102	1.71	41.0	3.68	34.4	15.7	0.0083	1.50	1.20
1V4	5.00	37.5	17.3	0.0091	2.62	33.2	3.43	3.5	6.4	0.0033	0.45	24.2	2.10	20.0	8.7	0.0046	1.02	0.30
S1V1	8.35	42.8	20.1	0.0105	1.60	41.0	3.74	52.0	26.2	0.0140	2.05	43.2	3.98	34.1	15.7	0.0082	1.58	1.80
S1V2	8.75	49.9	25.1	0.0134	1.81	43.6	3.95	54.8	28.0	0.0149	2.00	45.0	4.08	36.5	16.8	0.0087	1.78	1.90
S1V3	7.55	41.0	19.2	0.0100	1.69	41.0	3.56	42.3	19.9	0.0105	1.75	41.3	3.65	33.2	15.1	0.0080	1.53	1.25
S1V4	5.00	35.0	16.0	0.0083	2.47	32.7	3.25	9.2	6.4	0.0033	0.59	24.7	2.14	16.8	7.3	0.0039	1.06	0.58
S2V1	8.35	46.0	-----	-----	1.43	52.0	3.77	65.5	-----	-----	2.25	54.8	4.14	45.5	-----	-----	1.32	1.78
S2V2	8.75	57.5	-----	-----	1.95	53.2	3.92	65.9	-----	-----	2.30	55.0	4.15	48.3	-----	-----	1.65	1.76
S2V3	7.55	46.2	-----	-----	1.46	50.0	3.51	47.5	-----	-----	1.45	49.0	3.58	52.5	-----	-----	1.35	1.08
S2V4	5.00	41.7	-----	-----	2.85	40.6	3.35	7.5	-----	-----	0.82	29.5	2.08	23.3	-----	-----	1.00	0.37

5.- D I S E Ñ O D E L N I V E L 4

6.4.5.1.-CARACTERISTICAS DE LAS VIGAS

Sección transversal : 30 x 70



6.4.5.2.- CONSIDERACIONES ADOPTADAS

- a) No se doblan barras por que la longitud de varillas es de 9.15 m., resultando insuficiente de acuerdo a las luces de vigas y a la vez cumplir con los requisitos de doblado y anclaje en apoyos. Además el doblado contribuye a aumentar costos de obra. Desde el punto de vista del diseño existiría dependencia para encontrar combinaciones de varillas.
- b) Se utilizan barras rectas cortadas en puntos que se indican para cada caso.
- c) Las secciones de los apoyos interiores se diseñan para el mayor de los momentos, por razones prácticas y obtener una mejor distribución de esfuerzos de adherencia.
- d) Se usarán, si es posible para todos los casos, refuerzos de 1/2" para estribos por tener cortantes altos. Además se evita posibilidad de pandeo por el peralte de vigas y se obtienen separaciones que ofrecen ventajas en el vaciado en comparación a \emptyset de 3/8".
- e) Para momentos de diseños, semejantes o cercanos, se usará la misma distribución de acero.
- f) En caso de empalmes, se harán en zonas de tracción nula.

- g) Se usarán varillas en paquetes en las secciones que se requieran para evitar problemas de montaje, vaciado y vibración, ocasionados cuando se tiene más de una capa de refuerzo.
- h) En todos los detalles de diseño, se tendrán en cuenta las exigencias mínimas del Reglamento ACI 318-63.

6.4.5.3.- ESPECIFICACIONES

Las calidades de materiales a usar son :

Para el concreto : $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Para el acero : $f_y = 4,200$ para refuerzo longitudinal
 $f_y = 2,800$ para refuerzo transversal.

Recubrimiento libre : 4 cm.

La separación libre entre varillas no será menor que el diámetro nominal de la varilla, 1 1/3 veces el tamaño del agregado grueso ó : 5 cm.

Las barras en paquetes, en caso de cortado se hará de acuerdo al Reglamento a una distancia de 40 D una de otra.

6.4.5.4.- APLICACION DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO AL NIVEL 4

A).- VIGA 4V1

A₁.- SECCION E₁ en la cara interna de la columna.

- 1) Momento actuante negativo : $M_u = 37.8 \text{ Tn-m}$
- 2) Area de acero correspondiente : $A_s = 17.5 \text{ cm}^2$
- 3) Barras a usar : 2 $\emptyset 1''$ + 2 $\emptyset 7/8''$, equivale $A_s = 17.9$
- 4) Colocación de refuerzo : Una capa con un ancho necesario de $b = 27.5 \text{ cm}$.
- 5) Distancia del punto de inflexión negativo al eje del apoyo E : 1.75 m.
- 6) Area de acero mínima que pasa a zonas de compresión :
 $A_s/3 = 17.5/3 = 5.86 \text{ cm}^2$.



- 7) Barras que cubren la cantidad anterior : $2 \phi 7/8''$, equivalente a $A_s = 7.76 \text{ cm}^2$ que por lo menos llegará hasta una distancia : $\frac{L}{16} = \frac{7.65}{16} = 0.48 \text{ m. } \delta d=0.64\text{m.}$ la mayor, más allá del punto de inflexión, o sea a : $1.75 + 0.64 = 2.39 \text{ m.}$ del eje E.
- 8) Luego , primero se cortarán dos varillas : $2 \phi 1''$ y segundo, se presentan dos posibilidades, una, cortar los $2 \phi 7/8''$ a las distancias mínimas especificadas en 7; y otra, pasarlas hasta el apoyo de la sección D. Como el sismo no es crítico la primera posibilidad se ajusta a la realidad y en la zona que no requiere refuerzo se puede colocar dos varillas de un diámetro menor como $2 \phi 1/2''$ para propósito de montaje con empalmes mínimos. Presentamos las dos soluciones.
- 9) Criterios para cortar varillas :
- a) Hallar el momento resistente para $A_s = 7.76 \text{ cm}^2$, luego, en la envolvente de Momentos correspondiente, el punto donde coincide el momento resistente y actuante pertenece al teórico de corte. Si le agregamos la distancia $d = 0.64 \text{ m.}$ obtenemos el punto de cortado práctico.
- b) Dividimos el diagrama de momentos en tres partes y donde el primer tercio corta a la envolvente tenemos el teórico. Aumentando "d" tendremos el práctico. Como es difícil que el número de varillas coincida con el $A_s/3$ y casi siempre es mayor, es más real usar el primero. El segundo evita cálculos y puede ser más práctico.
- 10) Cortado de varillas. Primer criterio :
- Momento resistente para $2 \phi 7/8''$ (corresponde al punto de corte teórico de los $2 \phi 1''$).

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

- Cálculo de a : $A_s = 7.76$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = 0.7843 \times 7.76 = 6.09 \text{ cm.}$$

Brazo del par resistente : $d - a/2 = 61 \text{ cm.}$

- Momento resistente :

$$M_u = 0.9 \times 7.76 \times 4,200 \times 61 = 17.9 \text{ Tn-m}$$

- En el diagrama de envolventes :

Punto teórico de corte : 1.00 m. (del eje E)

Punto práctico de corte : $1.00 + 0.64 = 1.64 \text{ m.,}$
(del eje E) que es muy cercano al punto de inflexión.

- Punto de corte está en zona de tracción

11) Verificación por adherencia :

a) En la cara interna del apoyo E.-

- Fuerza de corte actuante : $V_u = 34.0 \text{ Tn.}$

- Perímetro para varillas de diámetro diferente :

$$\sum_0 = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 17.9}{2.54} = 28.17$$

- Esfuerzo de adherencia : $\mu_\mu = \frac{V_u}{\phi \sum_0 j d}$

Considerando : $\phi = 0.85$ (factor de reducción)

$j = 0.875$ (considerando constante)

$$\text{Luego : } \mu_\mu = \frac{34,000}{0.85 \times 28.17 \times 0.875 \times 64} = 25.4 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo permisible de adherencia (varilla de capa superior)

$$\mu_{\mu \text{máx.}} = \frac{4.5 \sqrt{f'_c}}{D} = 25.7 \text{ kg/cm}^2$$

- Se tiene un esfuerzo de adherencia adecuado.

b) En el punto de cortado de varillas: 1.65m del eje E.

- Fuerza de corte en dicho punto

$$V_u = 34.0 \frac{3.85 - 1.30}{3.85} = 22.5 \text{ Tn.}$$

obtenido de una semejanza de triángulos del diagrama de fuerza cortante.

- Perímetro de 2 ϕ 7/8" : $\sum_o = 13.96$

- Esfuerzo de adherencia :

$$\mu_u = \frac{22,500}{0.85 \times 13.96 \times 0.875 \times 64} = 33.9 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo de adherencia permisible (varillas de 7/8" de capa superior) es : 29.3 kg/cm²

- El esfuerzo de adherencia por flexión es crítico.

- Se debe comprobar la longitud de desarrollo; del cuadro:

$$L_{d\text{mín.}} = 99.8 \text{ cm} = 1.00 \text{ m. para } \phi \text{ 7/8"}$$

- En consecuencia, si deseamos cortar los 2 ϕ 7/8", debemos de cortarlos a una distancia mínima de :

$$1.65 + 1.00 = 2.65 \text{ m. del eje E}$$

la cual resulta mayor a la obtenida en 7 por el Reglamento.

23) Para completar el diseño verificaremos el artículo 918 del Reglamento respecto al cortado de varillas en zonas de tracción. Se debe cumplir por lo menos una de las condiciones siguientes :

a) Condición de momentos en el primer punto de corte :

- Momento actuante = 2.5 Tn-m

- Momento resistente = 17.9 Tn-m

- Luego se verifica que $M_a < M_R / 2$

b) Condición de fuerza cortante :

- Cortante actuante = 22.5 Tn

- Mitad del cortante máximo = $(1.3 \phi \sqrt{f'_c})bd = 30.7 \text{ Tn.}$

- Luego se verifica que $V_a < V_{\text{máx.}} / 2$

c) Condición de perímetro :

- Perímetro requerido en el punto de cortado a partir del cual se mide $L_d = 1.00 \text{ m. como mínimo.}$

$$\sum_o = \frac{A_s f_y}{\phi L_d \times 0.8 \mu_u} = \frac{7.76 \times 4,200}{0.85 \times 100 \times 0.8 \times 29.3} = 16.4 \text{ cm.}$$

- Perímetro existente : $\sum_0 = 13.96$ cm.

- No cumple con el requisito de $\sum_{a} < \sum_{0} \text{real} / 2$

En cualquier diseño basta con cumplir una de las condiciones. En caso contrario, o, no cortar varillas en zonas de tracción o cumplir con una condición más de colocación de estribos en exceso, adicionales, a cada lado en 3/4 partes del peralte cumpliendo con la cuantía mínima del 0.15% y con una separación no mayor a $d/8r_b$ donde r_b es relación de áreas de varillas cortadas, al total.

13) Resultados por flexión :

Corta 2 \emptyset 1" a una distancia mínima de 1.65 m. del eje E

Cortar 2 \emptyset 7/8" a una distancia mínima de 2.65 m. del eje E.

4) Diseño por fuerza cortante :

a) Cortante en la cara interna de la columna : $V_{ua} = 34.0$ Tn.

b) Distancia del punto de cortante nulo a la cara del apoyo: 3.85 m.

c) Cortante a la distancia $d = 0.64$ m. de la cara del apoyo:

$$V_{ud} = 34.0 \frac{3.85 - 0.64}{3.85} = 28.3 \text{ Tn.}$$

d) Esfuerzo cortante que resiste el concreto :

$$v_{uc} = 0.50 \emptyset \sqrt{f'_c} = 0.50 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.16 \text{ Kg/cm}^2$$

e) Fuerza cortante que toma el concreto :

$$V_{uc} = v_{uc} bd = 6.16 \times 30 \times 64 = 11.8 \text{ Tn.}$$

f) Como $V_{ud} > V_{uc}$, requiere de estribos.

g) Esfuerzo cortante a la distancia "d": $v_{ud} = 14.7 \text{ kg/cm}^2$

h) Esfuerzo que indica si la sección es adecuada :

$$v_u = 2.6 \emptyset \sqrt{f'_c} = 32 \text{ kg/cm}^2$$

mayor a v_{ud} . Verifica.

i) Limitaciones de espaciamiento S :

- Esfuerzo que controla la separación máxima de estribos :

$$v_u = 1.6 \emptyset \sqrt{f'_c} = 19.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Se tiene : } v_{ud} < 1.6 \emptyset \sqrt{f'_c}$$

$$\text{Luego : } S_{\text{máx.}} = d/2 = 32 \text{ cm.}$$

-Separación máxima por cuantía mínima (depende del refuerzo a utilizar) :

$$S = \frac{A_v}{0.0015 b}$$

Para ϕ 3/8" (dos barras) :

$$S = \frac{2 \times 0.713}{0.0015 \times 30} = 31.7 \text{ cm.}$$

Para ϕ 1/2" (dos barras) :

$$S = \frac{2 \times 1.267}{0.0015 \times 30} = 56.2 \text{ cm.}$$

j) Criterio estructural de espaciamento :

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - V_{uc}}$$

k) Separación S para estribos de 1/2" con $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$

$$S = \frac{0.85 \times 2.534 \times 2,800 \times 64}{V_u - V_{uc}} = \frac{386,000}{V_u - V_{uc}}$$

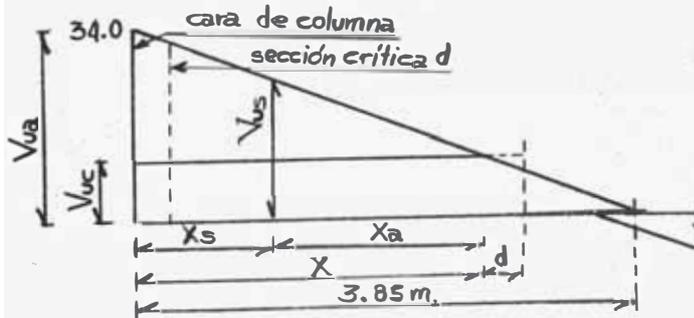
donde V_u es el cortante en la sección estudiada, en kgs.

l) Espaciamento en la sección crítica "d" :

$$V_{ud} - V_{uc} = 283 - 11.8 = 16.5 \text{ Tn.}$$

$$S_d = \frac{386,000}{16,500} = 23.4 \text{ cm.}$$

m) Longitud teórica a estribar X :



Por semejanza de triángulo : $X = 3.85 \times \frac{34.0 - 11.8}{34.0}$

$$X = 2.51 \text{ m.}$$

n) Longitud real por estribar de acuerdo al Reglamento:

$$X + d = 2.51 + 0.64 = 3.15 \text{ m. de la cara del apoyo}$$

o) Distribución de refuerzo transversal en la longitud real por estribar :

Procederemos no encontrando las separaciones, sino más bien nos damos la separación para hallar la distancia X_s de la sección a partir del cual podremos utilizar tal separación. Luego, en una sección cualquiera ubicada después de la distancia d :

$$V_{us} - V_{uc} = \frac{\phi A_v f_y d}{S} = \frac{386,000}{S}$$

donde S en cm.

Del diagrama de corte :

$$V_{us} - V_{uc} = V_{ua} \frac{X_a}{3.85}$$

en función del cortante en la cara del apoyo y de la distancia hasta donde el cortante es nulo.

Igualando las dos expresiones, se tiene :

$$X_a = \frac{386,000}{V_{ua}} = \frac{3.85}{S}$$

Pero $X_a = X - X_s$ del gráfico

de donde :

$$X_s = X - \frac{386,000 \times 3.85}{V_{ua} \times S}$$

Expresión que simplifica el cálculo de estribos, donde asumiendo valores de S podemos encontrar la posición de la sección . Por ejemplo :

Para $S = 25$ cm.

$$X_s = 2.51 - \frac{386,000 \times 3.85}{34,000 \times 25} = 2.51 - 1.75 = 0.76 \text{ m.}$$

Para $S = 30$ cm. $X_a = 1.46$ m.

15) Resultados por fuerza cortante :

Como no podemos utilizar otras dimensiones mayores a 30 cm. por razones de diseño y por no ser costumbre usar separaciones intermedias, adoptamos la siguiente distribución :

<u>Estribo</u>	<u>Longitud cubierta</u>	<u>Longitud Acumulada</u>
1 @ 0.05	0.05	0.05
1 @ 0.10	0.10	0.15
1 @ 0.15	0.15	0.30
3 @ 0.20	0.60	0.90
2 @ 0.25	0.50	1.40
6 @ 0.30	1.80	3.20

o sea 14 \square de 1/2" de 1.85 metros de longitud cada uno.

SECCION D₁ en la cara interna de la columna.

- 1) Momento actuante negativo : $M_u = 41.6 \text{ Tn-m}$
- 2) Area de acero correspondiente : $A_s = 19.5 \text{ cm}^2$
- 3) Barras a usar : 2 ϕ 1" + 3 ϕ 7/8, equivale a $A_s = 21.7 \text{ cm}^2$

Es un apoyo continuo, se usa el mayor de los momentos para el A_s .

4) Colocación del esfuerzo :

tres grupos : 2 paquetes de 1 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8" c/u.
1 varilla de 7/8"



5) Distancia del punto de inflexión negativo al eje del apoyo D : 2.00 m.

6) Area de acero mínima que pasa a zonas de compresión $A_s/3 = 6.5 \text{ cm}^2$

7) Barras que cubren la cantidad anterior : 2 ϕ 7/8", equivalente a $A_s = 7.76 \text{ cm}^2$ que por lo menos llegará hasta una distancia $\frac{L}{16} = \frac{7.65}{16} = 0.48$ ó $d = 0.625 \text{ m.}$, la mayor, más allá del punto de inflexión.

O sea a : $2.00 + 0.625 = 2.625 \text{ m. del eje D.}$

8) Primero se cortarán 2 ϕ 1" + 1 ϕ 7/8" , pasan 2 ϕ 7/8"

9) Aplicación del criterio de cortado de varillas :

- Momento resistente para 2 \emptyset 7/8" (corresponde al punto teórico de cortado de 2 \emptyset 1" + 1 \emptyset 7/8")

- Cálculo de a : $a = 6.09$ cm.

- Brazo del par resistente : $d - a/2 = 62.5 - 3 = 59.5$

- Momento resistente :

$$M_u = 0.9 \times 7.76 \times 4,200 \times 59.5 = 17.5 \text{ Tn-m.}$$

- En el diagrama de envolventes

Punto teórico de corte : 1.14 m. (del eje D)

Punto práctico de corte : $1.14 + 0.625 = 1.77$ (del eje D)

Adoptamos punto práctico de corte : 1.80 m.

- Punto de corte : está en zona de tracción.

10) Verificación por adherencia :

a) En la cara interna del apoyo D.-

- Fuerza de corte actuante : $V_u = 34.8$ Tn.

- Perímetro para varillas de diámetro diferente

$$\sum_o = \frac{4 A_s}{D} = \frac{4 \times 21.75}{2.54} = 34.25 \text{ cm.}$$

Esfuerzo de adherencia :

$$\mu_\mu = \frac{V_u}{\emptyset \sum_o j d} = \frac{34,800}{0.85 \times 34.25 \times 0.875 \times 62.5} = 21.8 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo permisible (varillas de 1" de capa superior)

$$\mu_\mu = 25.7 \text{ Kg/cm}^2$$

- Es adecuado por adherencia.

b) En el punto de cortado de varillas a un 1.80 m. del eje D

- Fuerza de corte en dicho Punto

$$V_u = 34.8 \frac{3.94 - 1.45}{3.94} = 22.0 \text{ Tn.}$$

- Perímetro de 2 \emptyset 7/8" : $\sum_o = 13.96$

- Esfuerzo de adherencia

$$\mu_\mu = \frac{22,000}{0.85 \times 13.96 \times 0.875 \times 62.5} = 33.9 \text{ Kgs/cm}^2$$

- Esfuerzo permisible (varillas de 7/8" de capa superior)

$$\mu_{\mu} = 29.3 \text{ kg/cm}^2$$

- El esfuerzo de adherencia por flexión es crítico.
- Se debe comprobar la longitud de anclaje; del cuadro para varillas de 7/8"

$$L_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x.}} = 1.00 \text{ m.}$$

- En consecuencia los 2 \emptyset 7/8" se deben cortar a una distancia m\u00ednima : $1.80 + 1.00 = 2.80$ m. del eje D que resulta mayor a la obtenida en (7) por el Reglamento.

11) Verificaci\u00f3n por cortado en zona de tracci\u00f3n :

a) Condici\u00f3n de momentos en el primer punto de corte :

- Momento actuante = 2.8 Tn-m.
- Momento resistente = 17.5 Tn-m.
- Se verifica que $M_{\text{actuante}} < (1/2) M_{\text{resistente}}$

b) Condici\u00f3n de fuerza cortante :

- Cortante actuante = 22.0 Tn.
- Motad del cortante m\u00e1ximo = $1.3 \emptyset \sqrt{f'_c} bd = 30.7$ Tn.
- Se verifica que $V_{\text{actuante}} < \frac{1}{2} V_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{ximo}}$

c) Condici\u00f3n de per\u00edmetro :

- No cumple con el requisito de $\sum \sigma_{\text{actuante}} < \frac{1}{2} \sum \sigma_{\text{real}}$

El Reglamento exige el cumplimiento de uno de ellos, por lo menos.

- 12) Condici\u00f3n del Reglamento para cortado de varillas que forman paquetes de refuerzo : $40D = 40 \times 2.22 = 88.8$ cm.
- 13) Segundo punto de corte m\u00ednimo de acuerdo a la condici\u00f3n anterior : $1.80 + 0.89 = 2.69$ m. menor a la obtenida en (10).
- 14) Resultados por flexi\u00f3n :
- Cortar 2 \emptyset 1" + 1 \emptyset 7/8" a una distancia m\u00ednima de 1.80 m. del eje D.
- Cortar 2 \emptyset 7/8" a una distancia m\u00ednima de 2.80 m. del eje D.

5) Diseño por fuerza cortante :

a) Cortante en la cara interna del apoyo : $V_{ua} = 34.8$ Tn.

b) Distancia del punto de cortante nulo a la cara del apoyo :
3.94 m.

c) Cortante a la distancia $d = 0.625$ del apoyo.

$$V_{ud} = 34.8 \frac{3.94 - 0.625}{3.94} = 29.3 \text{ Tn.}$$

d) Fuerza cortante que toma el concreto :

$$V_{uc} = v_{uc} bd = 6.16 \times 30 \times 62.5 = 11.6 \text{ Tn.}$$

e) Como $V_{ud} > V_{uc}$, requiere de estribos

f) Esfuerzo cortante a la distancia $d = 62.5$ cm.

$$v_{ud} = \frac{29,300}{30 \times 62.5} = 15.6 \text{ kg/cm}^2 < 2.6 \phi \sqrt{f'_c} = 32.0 \text{ kg/cm}^2$$

La sección es adecuada.

g) Limitaciones de espaciamiento S :

$$\text{- Se tiene } v_{ud} = 15.6 < 1.6 \phi \sqrt{f'_c} = 19.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Luego } S_{\text{m} \acute{a}x.} = \frac{d}{2} = 31.2 \text{ cm.}$$

- Separación por cuantía mínima

$$\text{Para } \phi = 1/2'' \quad S = \frac{2 \times 1.267}{0.0015 \times 30} = 56.2 \text{ cm.}$$

h) Criterio estructural de diseño : $\square 1/2''$ con $f_y = 2,800$ kg/cm²

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - V_{uc}} = \frac{0.85 \times 2.534 \times 2,800 \times 62.5}{V_u - V_{uc}} = \frac{376,930}{V_u - V_{uc}}$$

i) Espaciamiento en la sección crítica "d"

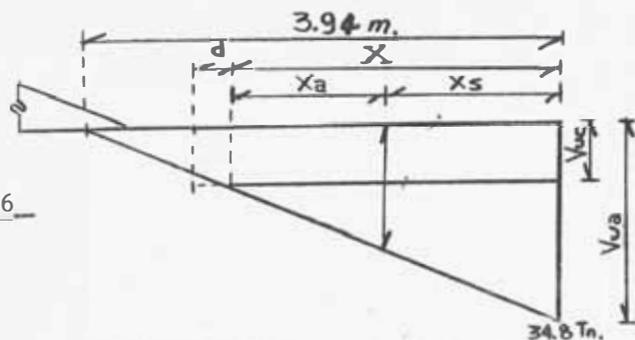
$$V_{ud} - V_{uc} = 29.3 - 11.6 = 17.7 \text{ Tn.}$$

$$S_d = \frac{376,930}{17.7} = 21.3 \text{ cm.}$$

j) Longitud teórica a estribar X :

$$X = 3.94 \frac{34.8 - 11.6}{34.8}$$

$$X = 2.63 \text{ m.}$$



k) Longitud real estribada :

$$x + d = 2.63 + 0.625 = 3.25 \text{ m. de la cara del apoyo.}$$

ℓ) Distribución de refuerzo transversal en la longitud real por estribar :

$$\text{- En una sección cualquiera : } V_{us} - V_{uc} = \frac{376.93}{S}$$

$$\text{del diagrama de corte } V_{us} - V_{uc} = V_{ua} \times \frac{X_a}{3.94}$$

$$\text{de donde } X_a = \frac{376.93 \times 3.94}{34.8 \times S} = \frac{42.68}{S}$$

- Posición de una sección para una separación establecida

$$X_s = X - \frac{42.68}{S}$$

- Ejemplo :

$$\text{Para } S = 25 \quad X_a = 1.71 \quad X_s \quad 2.63 - 1.71 = 0.92 \text{ m.}$$

$$\text{Para } S = 30 \quad X_a = 1.42 \quad X_s \quad 2.63 - 1.42 = 1.21 \text{ m.}$$

16) Resultados por fuerza cortante.- Distribución de estribos :

<u>Estribos</u>	<u>Longitud cubierta</u>	<u>Longitud acumulada</u>
1 @ 0.05	0.05	0.05
1 @ 0.10	0.10	0.15
1 @ 0.15	0.15	0.30
4 @ 0.20	0.80	1.10
2 @ 0.25	0.50	1.60
6 @ 0.30	1.80	3.40

0 sea \square de 1/2" de 1.85 m. de longitud.

3.- SECCION CENTRAL DE MOMENTO POSITIVO .-

1) Momento actuante positivo : $M_u = 28.0 \text{ Tn-m.}$

2) Area de acero correspondiente : $A_s = 12.6 \text{ cm}^2$

3) Barras a usar : $3 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4" + 1 \text{ } \emptyset \text{ } 7/8$, equivale a $A_s = 12.43 \text{ cm}^2$.

4) Colocación del refuerzo : una capa con un ancho necesario de $b = 26.0 \text{ cm.}$



5) Distancia del punto de inflexión positivo al eje del apoyo E:
1.64 m.

Distancia del punto de inflexión positivo al eje del apoyo D:
1.66 m.

6) Area de acero mínimo que pasa a zonas de compresión (apoyos):

$$\frac{1}{4} A_s = \frac{12.6}{3} = 3.15 \text{ cm}^2$$

7) Barras que cubren la cantidad anterior : 2 \emptyset 3/4" equivalente a $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$ que se introducirá por lo menos 0.15 m. en los apoyos.

8) Se cortará 1 \emptyset 3/4" + 1 \emptyset 7/8"

9) Aplicación del criterio de cortado de varillas.

- Momento resistente para 2 \emptyset 3/4" (corresponde al punto teórico de cortado de 1 \emptyset 3/4" + 1 \emptyset 7/8").

- Cálculo de a : $a = 4.47 \text{ cm}$.

- Brazo del par resistente : $d - a/2 = 64 - 2.23 = 61.77$

- Momento resistente :

$$M_u = 0.9 \times 5.70 \times 4,200 \times 61.77 = 13.3 \text{ Tn-m.}$$

- En el diagrama de envolventes

Puntos teóricos de corte : 2.30 m. (del eje E)

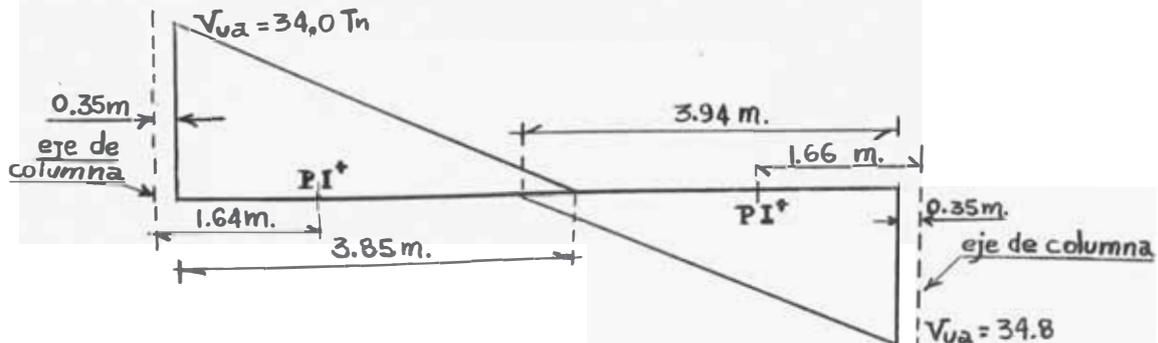
2.34 m. (del eje D)

Puntos prácticos de corte: $2.30 - 0.64 = 1.66$ (del eje E)

$2.34 - 0.64 = 1.77$ (del eje D)

- Los Puntos de corte están en zona de tracción.

10) Verificación por adherencia :



- En el punto de inflexión positivo cercano al :

$$\text{apoyo E : } V_u = 34.0 \frac{3.85-1.29}{3.85} = 22.6 \text{ Tn.}$$

$$\text{apoyo D : } V_u = 34.8 \frac{3.94-1.31}{3.94} = 23.2 \text{ Tn.}$$

- En estos Puntos existe un perímetro $\sum_o = 11.97$ (2 ϕ 3/4")

- Esfuerzo de adherencia :

$$\mu_\mu = \frac{V_u}{\phi \sum_o j d} = \frac{23,200}{0.85 \times 11.97 \times 0.875 \times 64} = 40.8 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo permisible (varillas de 3/4" de capa inferior)

$$\mu_\mu = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} = 48.7 \text{ kg/cm}^2 < 56 \text{ kg/cm}^2$$

- Es adecuado por adherencia en los dos casos.

11) Verificación por cortado en zona de tracción

a) Condición de momentos :

- Momento actuante = 1 Tn-m

- Momento resistente = 13.3 Tn-m.

- Se verifica que $M_{actuante} < \frac{1}{2} M_{resistente}$

b) Condición de fuerza cortante :

- Fuerza de corte actuante = $34.8 \times \frac{3.94 - 1.30}{3.94} = 23.7 \text{ Tn.}$

- Mitad del cortante máximo = 30.7 Tn.

- Se verifica que V_u actuante $< \frac{1}{2} V_{m\acute{a}x.}$

c) Condición de perímetros :

- Perímetro requerido en el punto de cortado a partir del cual se mide $L_d = 1.65 \text{ m.}$ como mínimo:

$$\sum_o = \frac{A_s f_y}{\phi L_d \times 0.8 \mu_\mu} = \frac{5.70 \times 4,200}{0.9 \times 198 \times 0.8 \times 41.7} = 3.7 \text{ cm.}$$

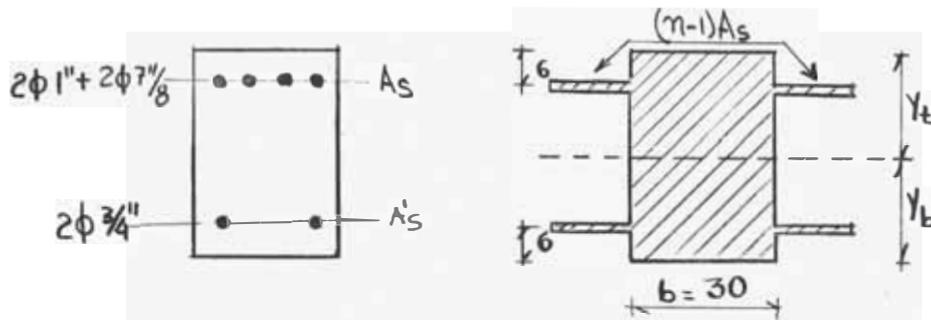
- Perímetro existente : $\sum_o = 11.97 \text{ cm.}$

- Perímetro adecuado : $\sum_o \text{ actuante} < \frac{1}{2} \sum_o \text{ real}$

VERIFICACION DE DEFLEXIONES :

1) En la sección E :

a) Comprobación del agrietamiento empleando el criterio de la sección transformada sin fisurar (por ilustración) :



- Módulo de elasticidad del concreto :

$$E_c = 16,000 \sqrt{f'_c} \quad \text{en concreto normal.}$$

Para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 230,000 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de elasticidad del acero :

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

- Relación modular n :

$$n = E_s / E_c = 2'100,000 / 230,000 = 8.7 = 9.$$

Luego en la sección transformada, las aletas de concreto :

$$A_{c1} = (n-1)A_s = 8 \times 17.9 = 143.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{c2} = (n-1)A'_s = 8 \times 5.7 = 45.6 \text{ cm}^2.$$

- Momento de inercia de la sección transformada : Respecto al eje que pasa por la fibra inferior

AREA	A	Y	AY	AY ²	h ² /12	I ₀ =h ² A/12
A _C	2100.0	35	73,500	2,572,500	408.3	857,500
A _{C1}	143.2	6	860	5,160	0.0	0.000
A _{C2}	45.6	64	2,918	186,778	0.0	0.000
Σ	2298.8		76,278	2,764,438		857,500

$$I_t = I_0 + A_y^2 = 3'621,938 \text{ cm}^4$$

- Posición del centro de gravedad de la sección transformada:

$$y_t = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{76,278}{2298.8} = 33.2 \text{ cm.}$$

$$y_b = h - y_t = 70.0 - 33.2 = 36.8 \text{ cm.}$$

- Momento de inercia de la sección transformada respecto al eje que pasa por su centro de gravedad :

$$I_G = I_t - A_t y_t^2 = 3'621,938 - 2298.8 \times (33.2)^2 = 1'088,109 \text{ cm}^4$$

$$I_G = 10.88 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

- Si la sección no estuviera agrietada, se emplea la expresión siguiente de esfuerzos en el concreto :

$$f_{ct} = \frac{My_t}{I_G}$$

- Cálculo del momento de servicio M : de los cuadros de resultados de Takabeya se tiene :

$$\text{SITUACION A : MOMENTO POR C.M.} = -20.48 \text{ Tn-m.}$$

$$\text{SITUACION B : MOMENTO POR C.V}_{DI} = -9.73$$

$$\text{SITUACION C : MOMENTO POR C.V}_{DII} = 0.14$$

$$\text{Condición desfavorable : } M = -30.21 \text{ Tn-m.}$$

- Esfuerzo de tracción en el concreto :

$$f_{ct} = \frac{30.21 \times 10^5 \times 33.2}{10.88 \times 10^5} = 92.2 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo máximo por tracción del concreto :

$$\text{Aproximadamente : } f_t = 2 \sqrt{f'_c} = 2 \sqrt{210} = 29.0 \text{ kg/cm}^2$$

- Se considera entonces que la viga está AGRIETADA.

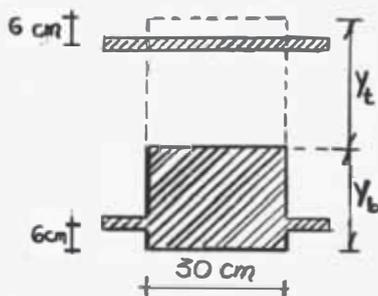
b) Comprobación del agrietamiento empleando el criterio ACI :

- Valor del esfuerzo $p f_y$:

$$p f_y = \frac{17.9}{30 \times 64} \times 4,200 = 39.2 \text{ kg/cm}^2$$

- Siendo $p f_y > 35 \text{ kg/cm}^2$, la sección debe considerarse agrietada.

c) Momento de Inercia de la sección agrietada :



En la sección transformada :

Acero en tracción : $A_s = 17.9 \text{ cm}^2$

en concreto: $nA_s = 9 \times 17.9 = 161 \text{ cm}^2$.

Acero en compresión: $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$

en concreto : $(n-1)A_s' = 8 \times 5.70 = 45.6 \text{ cm}^2$

Area	A	y	A_y	A_y^2	I_o
A_C	$30y_b = 616.5$	$y_b/2 = 10.3$	$15y_b^2 = 6334.5$	65,245	21,696
A_{C1}	161.0	64	10,304.0	659,456	0.000
A_{C2}	45.6	6	273.6	1,642	0.000
Σ	823.1			726,343	21,696

Suma de áreas : $\Sigma A = 206.6 + 30 y_b$

Suma de A_y : $\Sigma A_y = 10,578 + 15 y_b^2$

De $y_b = \frac{\Sigma A_y}{\Sigma A}$ se obtiene : $15 y_b^2 + 206.6 y_b - 10,578 = 0$

de donde $y_b = 20.55 \text{ cm}$.

Momento de inercia respecto a la fibra inferior :

$$I_t = I_o + A_y^2 = 748.039$$

Momento de inercia respecto al eje neutro :

$$I_G = I_t - A_t y_b^2 = 748,039 - 833.1 \times (20.55)^2 = 400,444 \text{ cm}^2$$

$$I_E = 4.0 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

2.- En la sección D :

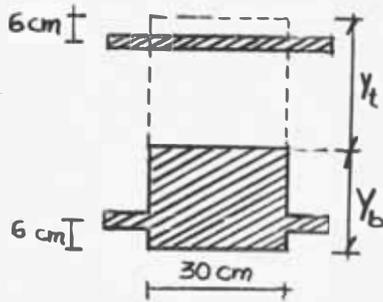
a) Comprobación del agrietamiento por el criterio del ACI.

- Valor de $p f_y = \frac{21.75}{30 \times 62.5} \times 4,200 = 48.7 \text{ kg/cm}^2$

- Siendo $p f_y > 35 \text{ kg/cm}^2$ se considera la sección agrietada.

b) Momento de inercia de la sección agrietada :

En la sección transformada :



Acero a tracción : $A_s = 21.75 \text{ cm}^2$

en concreto : $A_s = 9 \times 21.75 = 19.58 \text{ cm}^2$.

Acero en compresión : $A'_s = 5.70 \text{ cm}^2$.

en concreto : $(n-1) A'_s = 8 \times 5.70 = 45.6$

Area	A	y	Ay	Ay^2	I_o
A_C	$30y_b = 657.9$	$y_b/2 = 11.0$	$15y_b^2 = 7,213.9$	79,100	26,367
A_{C1}	195.8	62.5	12,237.5	764,844	0.000
A_{C2}	45.6	6.0	273.6	1,642	0.000
Σ	899.3		19,725.0	845,586	26,367

$$\Sigma A = 241.4 + 30 y_b$$

$$\Sigma Ay = 12,511.1 + 15 y_b^2$$

De $y_b = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A}$ se obtiene $30y_b^2 + 241.4 y_b - 12,511 = 0$

de donde : $y_b = 21.93 \text{ cm}$.

Momento de inercia efectivo a la fibra inferior :

$$I_t = I_o + Ay^2 = 871,953$$

Momento de inercia respecto al eje neutro :

$$I_G = I_t - A_t y_b^2 = 871,953 - 899.3(21.93)^2 = 439,457 \text{ cm}^4$$

$$I_D = 4.4 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

3.- En la sección Central :

a) Comprobación del agrietamiento por el criterio del ACI :

- Valor de $p f_y$: $p f_y = \frac{12.43}{30 \times 64} \times 4,200 = 27.2 \text{ kg/cm}^2$

- Es menor a 35 kg/cm^2 , se considera la sección transformada :

Transformada completa.

b) Momento de inercia de la sección transformada :
considerando el refuerzo $A'_s = 0$

Acero a tracción : $A_s = 12.43$

en concreto: $(n-1)A_s = 8 \times 12.43 = 99.4 \text{ cm}^2$

- Momento de inercia respecto al eje que pasa por la fibra inferior :

Area	A	Y	AY	AY ²	I _o
A _C	2,100.0	35	73,500.0	2'572,500	857,500
A _{C1}	99.4	6	596.6	3580.00	0.000
∑	2,199.4		74,096.6	2'576,080	857,500

$$I_t = I_o + A_y^2 = 3'433,580$$

$$y_t = \frac{74,096.6}{2199.4} = 33.7 \text{ cm.}$$

- Momento de inercia respecto al eje pasa por su centro de gravedad :

$$I_G = I_t - A_t y_t^2 = 3'433,580 - 2199.4 (33.7)^2$$

$$= 3'433,580 - 2'497,055 = 936,525$$

$$I_{ED} = 9.37 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

4.- Momento de inercia promedio de la viga 4V1 :

$$I_p = \frac{I_E + I_D + I_{ED}}{3} = \frac{(4.0 + 4.4 + 9.4) 10^5}{3}$$

$$I_p = 5.93 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

5.- Deflexiones en la sección central :

- Diagrama de momentos por cargas de servicio (de Takabeya) :

Por C.M.- Sección E : -20.48

Sección D : -22.80

Sección Central : 32.94

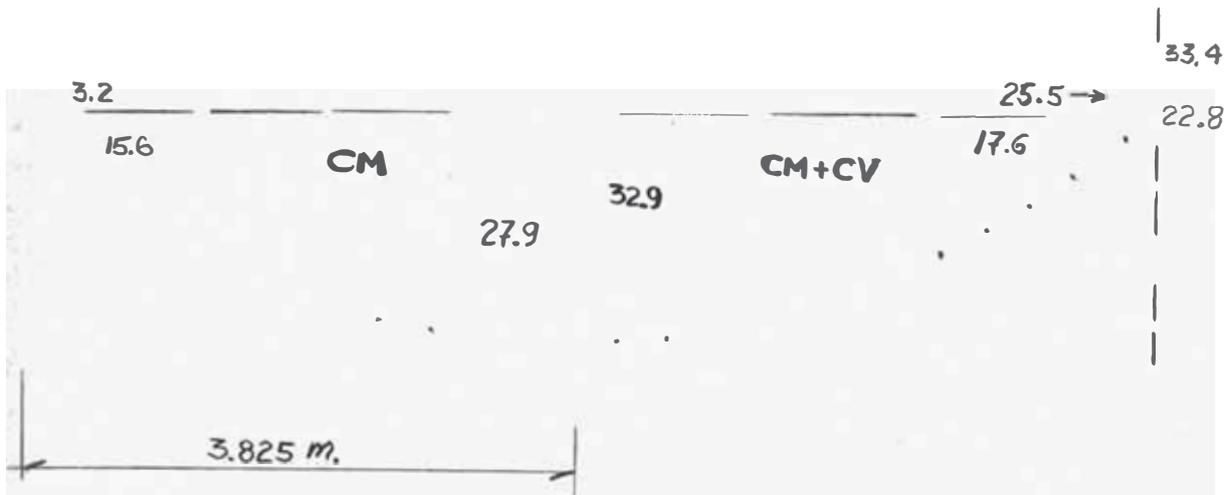
Por C.V.- Sección E : -9.73 + 0.14 = -9.73 (desfavorable)

Sección D : 9.03 + 1.57 = 10.60

Sección Central : 15.34 + 0.00 = 15.34

columna

cara interna col.



DIAGRAMAS DE MOMENTOS POR CARGAS DE SERVICIO

- Deflexiones por el método de Area - Momento :

a) El área de momentos por carga muerta (CM) a la izquierda de la sección central :

$$\Delta' = (1/EI) \left(\frac{2}{3} \times 27.9 \times 3.825 \times \frac{5}{8} \times 3.825 - 15.6 \times 3.825 \times \frac{3.825}{2} \right)$$

$$\Delta' = \frac{64.85}{EI}$$

b) El área de momentos por CM a la derecha de la sección central :

$$\Delta'' = (1/EI) \left(178.97 - 17.6 \times 3.825 \times \frac{3.825}{2} \right) = \frac{50.22}{EI}$$

c) Deflexión promedio en la sección central :

$$\Delta_{iD} = \frac{64.85 + 50.22}{2 EI} = \frac{57.53}{EI} \text{ (en m.)}$$

- Magnitud de EI; E es el módulo de elasticidad

E_c , e I es el momento de inercia promedio :

$$E_c I_p = 2.3 \times 5.93 \times 10^3 = 13.64 \times 10^2 \text{ Tn-m}^2$$

- Deflexión por CM en la sección central :

$$\Delta_{iD} = \frac{57.53}{13.64 \times 10^3} = 0.0042 \text{ m} = 0.42 \text{ cm.}$$

Deflexiones diferidas adicionales después de 5 años :

a) Sección central :

$$\Delta'_s = 0, \text{ luego : } \Delta_a = 2\Delta_{iD}$$

b) Sección E :

$$A'_S = 0.319 A_S , \text{ interpolando } \Delta_a = 1.49 \Delta_{iD}$$

c) Sección D :

$$A'_S = 0.262 A_S , \text{ interpolando } \Delta_a = 1.59 \Delta_{iD}$$

d) Promedio de deformaciones diferidas:

$$\Delta_a = \frac{(2 + 1.49 + 1.59)}{3} \Delta_{iD} = 1.69 \Delta_{iD}$$

$$\Delta_a = 1.69 \times 0.42 = 0.71 \text{ cm.}$$

- El Reglamento indica que : $(\Delta_{iL} + \Delta_a) \leq L/360$

donde Δ_{iL} es la deformación instantánea por carga viva.

Como la CV < CM, la deflexión $\Delta_{iL} < \Delta_{iD}$. Si considera-

mos, entonces, $(\Delta_{iD} + \Delta_a) \leq L/360$ estamos en un caso conservador y seguro contra deflexiones.

- Deflexión total : $\Delta_t = 0.42 + 0.71 = 1.13 \text{ cm.}$

- Deflexión admisible :

$$\Delta_t = \frac{L}{360} = \frac{765}{360} = 2.13 \text{ cm.}$$

A5.- CALCULO DE GRIETAS

1) Expresión de Kaar Mattock

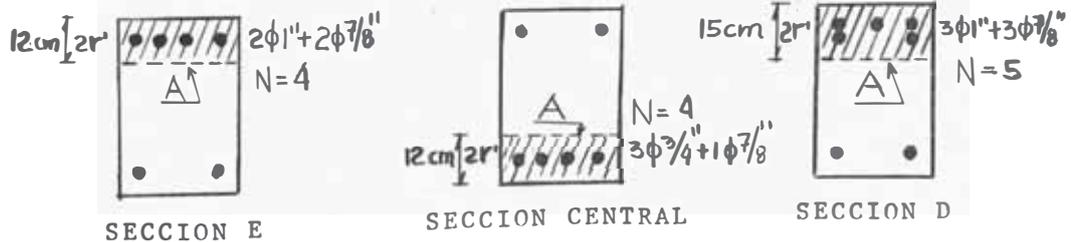
$$W_{m\acute{a}x.} = 0.115 \sqrt{A} f_s \times 10^{-6} \quad (\text{pulg.})$$

$W_{m\acute{a}x.}$ = máximo espesor de grietas

f_s = esfuerzo en el acero, con la carga, para la cual será determinado el ancho de grietas.

$A = \frac{2r'b}{N}$, donde r' es el recubrimiento, b el ancho de viga y N # de varillas.

2) Secciones de la viga :



3) Momentos elásticos por CM + CV (de Takabeya)

Eje E : $-20.48 - 9.73 = -30.21$

Eje D : $27.80 + 10.60 = 33.40$

Eje Central : $32.94 + 15.34 = 48.28$

Graficando obtendremos en las caras internas de las columnas :

Sección E : -23.2 Tn-m.

Sección D : -25.5 Tn-m.

Sección Central : 16.5 Tn-m.

4) Esfuerzos f_s :

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} \quad \text{donde } j = 0.875$$

- Sección E :

$$f_s = \frac{23.2 \times 10^5}{17.89 \times 0.875 \times 64} = 2316 \text{ kg/cm}^2 = 33,085 \text{ p.s.i.}$$

- Sección D :

$$f_s = \frac{25.5 \times 10^5}{21.75 \times 0.875 \times 62.5} = 2,144 \text{ kg/cm}^2 = 30,629 \text{ p.s.i.}$$

- Sección Central :

$$f_s = \frac{16.5 \times 10^5}{12.43 \times 0.875 \times 64} = 2,370 \text{ Kg/cm}^2 = 33,856 \text{ p.s.i.}$$

5) Areas de concreto efectivas : $A = 2r^2b/N$

- Sección E :

$$A = \frac{2 \times 6 \times 30}{4} = 90 \text{ cm}^2 = 13.95 \text{ pulg}^2$$

- Sección D :

$$A = \frac{2 \times 7.5 \times 30}{5} = 90 \text{ cm}^2 = 13,95 \text{ pulg}^2$$

- Sección Central :

$$A = \frac{2 \times 6 \times 30}{5} = 90 \text{ cm}^2 = 13.95 \text{ pulg}^2$$

6) Espesor de grietas :

- Sección E :

$$w_E = 0.115 \sqrt[4]{13.95 \times 33,085 \times 10^{-6}} = 0.0074 \text{ pulg} = 0.19 \text{ mm.}$$

- Sección D :

$$w_D = 0.115 \times 1.933 \times 33,085 \times 10^{-6} = 0.0068 \text{ pulg.} = 0.17 \text{ mm.}$$

Sección central

$$W_{SC} = 0.115 \times 1.933 \times 33856 \times 10^{-6} = 0.0075 \text{ pulg.} = 0.19 \text{ mm.}$$

7.- Espesor máximo de grietas : $W_{m\acute{a}x} = 0.38 \text{ mm.}$ para elementos interiores, de acuerdo al ACI.

B.- VIGA 4V2 .-

Los resultados obtenidos en el desarrollo del diseño se presentan en el cuadro de la siguiente página.

C.- DIBUJO .-

La representación del diseño se muestra en un plano de la viga donde se indica la posición y el tipo de refuerzo longitudinal y transversal, empalmes, dimensiones, etc. Para ello se ha tenido en cuenta :

- 1) La mejor utilización del refuerzo longitudinal para evitar retaceos. Por esta razón algunas varillas ubicadas en zonas negativas son cortadas a distancias un poco mayores a las obtenidas en el diseño.
- 2) La mejor utilización de refuerzo de montaje en una longitud de 3.05 mts., tercera parte de una varilla.
- 3) Empalmes mínimos de varillas en zonas de compresión.
- 4) Algunas varillas en zonas positivas se utilizan en su longitud total.

Es importante tener en cuenta la adecuada utilización de varillas por ser utilizadas en vigas típicas.

6.4.7.- DISEÑO NIVEL S₂ : VIGAS T

Las vigas del nivel S₂, conforman con la losa maciza, secciones T. La contribución de la losa en la resistencia a la compresión sólo es efectiva en zonas de momentos positivos, vale decir en secciones intermedias. En zonas de apoyos, el análisis y diseño corresponderá a secciones rectangulares de ancho b = .40 m. con idéntico desarrollo a las vigas antes diseñadas. De esta manera tendremos :

VIGA S₂V1 (h = .70 y b' = .40)

SECCION CENTRAL DE MOMENTO POSITIVO.-

De la pág. 310 el ancho efectivo de alas según las Normas de A.C.I. es b = 2.10 m. Se verificará si la sección trabaja como T. Para ello consideramos que se trata de una viga rectangular de ancho b = 2.10 m.

a) Momento actuante : $M_u^+ = 45.5 \text{ Tn-m.}$

b) Refuerzo A_s : tanteamos un valor de a (a = 6 cm. < t = 20)

- Altura efectiva : d = 64 , luego d - a/2 = 61 cm.

- $A_s = 45.5 \times 10^5 / .9 \times 4200 \times 61 = 19.8 \text{ cm}^2$

- Verificando $a = 19.8 \times 4200 / .85 \times 210 \times 210 = 2.2 \text{ cm} \ll t$

Luego la sección trabaja como RECTANGULAR.

Observando los M_u^+ de las otras vigas podemos deducir que en ningún caso trabaja como T.. Todas se estudiarán como rectangulares variando únicamente el ancho b.

c) El área de concreto de la sección efectiva sería entonces :

$A_{cf} = 210 \times 20 + 44 \times 40 = 5960 \text{ cm}^2.$

Cuantía de refuerzo : $P = A_s / A_{cf} = 19.8 / 5960 = 0.0033$

que es aproximadamente a $P_{\text{mín.}}$

d) Varillas : 3Ø7/8" + 3Ø3/4" con A_s = 20.12 cm² (una capa)

e) Area de acero que pasa a los apoyos : A_s/4 = 4.95 cm²

Por razones de adherencia deben pasar 3Ø3/4" (8.52 cm²)

f) El M_u resistente para 3Ø3/4" es de 20.4 Tn-m

g) Los puntos prácticos de cortado de $7\phi 3/4"$ serán : a 1.40 m. del eje E y 1.75 m. del eje D.

DISEÑO	SECCION E	SECCION D
Momento actuante: M_u	46.0 Tn-m	65.5 Tn-m
Peralte : d	64.0 (1 capa)	64.0 (1 capa)
Area de acero A_s	21.0 cm ²	31.8 cm ²
Cuantía p.	0.008	0.0125
Varillas a usar	11 $\phi 5/8"$ (21.8 cm ²)	11 $\phi 3/4"$ (31.3 cm ²)
Ancho necesario	b = .52 m.	b = .565 m.
Varillas que pasan	4 $\phi 5/8"$ (7.9 cm ²)	4 $\phi 3/4"$ (11.4 cm ²)
Pto: Inflexión + d	2.10 m (al eje)	2.90 m (al eje)
Mom: resist(corte de ϕ)	18.4 Tn-m.	26.6 Tn-m.
Pto: corte práctico m.	1.60 m. (al eje)	1.95 m. (al eje)
V_{ua} ----- Σ_o	52.0 Tn ---- 55.0 cm	54.8 Tn ----- 66.0 cm
μ_u ----- $\mu_{um\acute{a}x.}$	19.9 ----- 39.0	17.5 ----- 34.2
V_u (pto. de corte)	34.45 Tn.	35.0 Tn.
Σ_o (pto. de corte)	20.00 cm.	24.00 cm.
μ_u (punto de corte)	36.2 kg/cm ²	30.6 kg/cm ²
V_{ud} ----- V_{ud}	43.0 Tn --- 14.5	46.4 Tn ----- 15.7
V_{uc} ----- $V_u = 1.6\phi \sqrt{f'_c}$	18.3 Tn --- 19.7	18.3 Tn ----- 19.7
$S_{m\acute{a}x}$ por V_u y $p_{m\acute{i}n}$	32.0 ----- 42.0	32.0 ----- 42.0
S a la distancia d	15.6 cm.	13.8 cm.
long. estribada x+d	3.05 m.	3.40 m.
Distribución de 	2a.05, 5a.10, 3a.15	2a.05, 7a.10, 4a.15
	2a.20, 1a.25, 5a.30	1a.20, 1a.25, 6a.30

OBSERVACIONES :

- 1.- Las varillas teóricamente deben colocarse en el ancho $b=2.10$ m. Como estos pueden confundirse con el de la losa preferimos distribuirla en el ancho que le corresponde a la columna o sea .60 m. Se facilita también el estribado y la armadura es efectiva.
- 2.- Como la zona en compresión tiene $b=40$ la sección efectiva por flexión considerada es de 40×64 .
- 3.- Solo hay un punto de corte.
- 4.- Al calcular estribos es importante conocer el área de concreto que resiste el cortante. Para ello si consideramos la sección resultante con $b=2.10$, la viga no requiere ser estribada. Por otra parte, generalmente, el alma de la viga se considera (con criterio conservador), ser la única zona a resistir el cortante. En el diseño estimamos cierta participación de la losa y para precisarla tomamos como referencia al ancho de columna.
- 5.- Debemos anotar que el problema de deflexiones se minimiza con la inercia de este tipo de secciones, pues siendo $pf < 35$ (sección central) debe considerarse como sección no agrietada.

VIGA S₂V₂

A) SECCION CENTRAL DE MOMENTO POSITIVO :

Con los datos $b = 2.2 \text{ m.}$, $M_u^+ = 48.3 \text{ Tn-m}$ se tendrá $A_s = 20.4$. Usar $3\phi 7/8" + 3\phi 3/4"$ con $A_s = 20.12$. Se pasarán $3 \phi 3/4"$ a los apoyos y los otros se cortarán a 1.6 m. (del eje D) y a 1.65 m. (del eje C).

B) SECCION D.-

Para $M_u = 57.5 \text{ Tn-m}$ se obtiene $10\phi 3/4"$. Cortar $7\phi 3/4"$ a 1.70 m. del eje D. En el punto de corte se cumple que M_u actuante es menor a la mitad del M_u resistente (5 tn-m es menor a 13.3 Tn-m.) Distribución de estribos de $1/2"$: $2a.05, 7a.10, 4a.15, 1a.20$ y $6a.30$.

C) SECCION C.-

Para $M_u = 65.9$ se tendrá $11\phi 3/4"$. Cortar $7\phi 3/4"$ a 1.95 m. del eje C. Distribución de estribos de $1/2"$: $2a.05, 7a.10, 4a.15, 1a.20, 1a.25, 6a.30$.

VIGA S ₂ V3		VIGA S ₂ V4	
SECCION CENTRAL DE MOMENTO POSITIVO	$M_u = 52.5 \text{ Tn-m}$ Refuerzo: $6\phi 7/8"$ Cortar $3\phi 7/8"$ a: 1.5 m del eje C., y 1.25 m. del eje B	SECCION CENTRAL DE MOMENTO POSITIVO	$M_u = 23.3 \text{ Tn-m}$ Refuerzo: $5\phi 3/4"$ Cortar $3\phi 3/4"$ a: 0.6 m. del eje B.
SECCION C	$M_u = 46.2 \text{ Tn-m}$ Refuerzo: $8\phi 3/4"$ Cortar $4\phi 3/4$ a 1.5 (eje C) 1/2": $2a.05, 5a.10, 3a.15, 2a.20, 1a.25, 5a.30$	SECCION B	$M_u = 41.7 \text{ Tn-m}$ Ref.: $2\phi 7/8" + 4\phi 3/4"$ Cortar $2\phi 7/8 + 1\phi 3/4$ (1.7) 1/2": $1a.05, 2a.10, 1a.20, 1a.25, 3a.20$
SECCION B	$M_u = 45.5 \text{ Tn-m}$ Refuerzo: $2\phi 7/8" + 5\phi 3/4"$ Cortar $2\phi 7/8" + 2\phi 3/4"$ a 1.45 m. (eje B) 1/2": $2a.05, 5a.10, 3a.15, 2a.20, 1a.25, 5a.30$	SECCION A	$M_u = 7.5 \text{ Tn-m}$ Ref.mín: $3\phi 3/4"$ (vienen del eje B) 1/2": $1a.05, 2a.10, 1a.20, 1a.25, 3a.30$

C A P I T U L O V I I

D I S E N O D E C O L U M N A S

7.1.- COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS

A.- POSIBILIDAD I (CM+CV) PORT. PRINC.
A.- POSIBILIDAD I (CM+CV) PORT. SECUND.

7.2.1
POSIBILIDAD DE CARGAS. B.- POSIBILIDAD II (CM+CV) PORT. PRINC.
B.- POSIBILIDAD II (CM+CV+S) PORT. SECUND.
C.- POSIBILIDAD III (CM+CV+S) PORT. PRINC
C.- POSIBILIDAD III (CM+CV) PORT. SECUND.

7.2.2.- REDUCCIONES (CRITERIOS)

7.2.3.- MOMENTOS Y FUERZAS NORMALES POR SISMO EN EL SENTIDO SECUNDARIO

7.2
ESFUERZOS
DE
DISEÑO
COLUMNAS
E-2

7.2.4.- MOMENTOS Y FUERZAS NORMALES POR CM Y CV EN EL SENTIDO SECUNDARIO

7.2.5.- MOMENTOS POR CM, CV EN DI, DII Y PLENA, Y SISMO EN EL SENTIDO PRINCIPAL

7.2.6.- MOMENTOS DE DISEÑO EN LAS POSIBILIDADES I II Y III.

7.2.7.- FUERZAS NORMALES POR CM Y CV EN EL SENTIDO PRINCIPAL.

7.2.8.- REDUCCIONES DE CARGA VIVA (APLICACION)

7.2.9.- FUERZAS NORMALES DE DISEÑO

7.3.1.- NOTACION

7.3.2.- METODO DE DISEÑO

- DISPOSICION DE LA ARMAD
- PROCEDIMIENTO
- DETALLES MINIMOS
- REF. TRASVERSAL

7.3.3.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

7.3
DISEÑO
DE
COLUMNAS

7.3.4.- DISEÑO REF. LONG

7.3.4.1.- APLICACION DEL PROCEDIMIENTO APLICADO A LA COL. 10C2E.

A.- POSIBILIDAD I
B.- POSIBILIDAD II
C.- POSIBILIDAD III
D.- DISTRIB. DEL REF.
E.- REF. TRANSVERSAL.

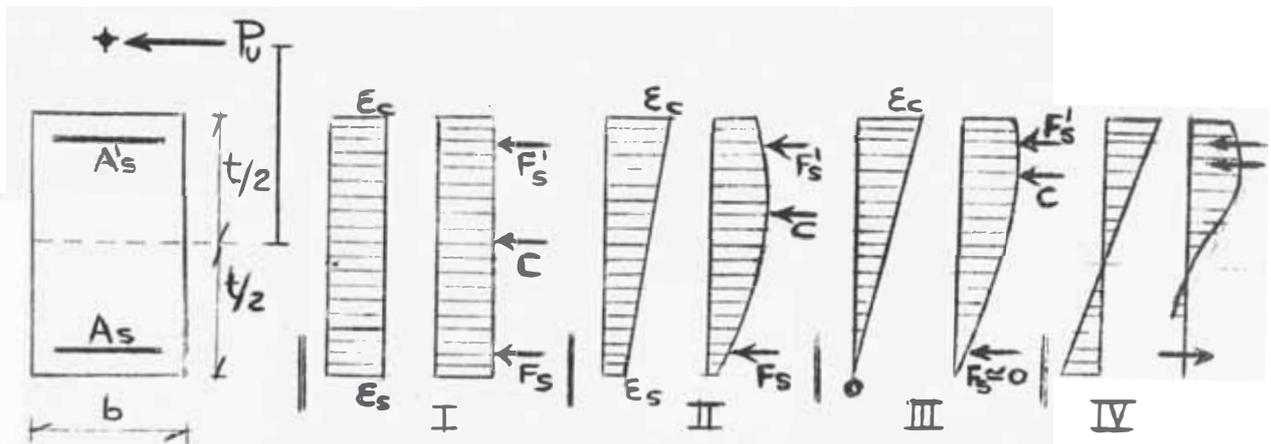
7.3.4.2.- RESULTADOS

7.1.- COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos estructurales que están sometidos fundamentalmente a la acción de esfuerzos normales combinados con momentos flectores, concepto conocido como flexión compuesta. Particularmente se le llama flexo-compresión por el signo del esfuerzo normal.

Si estudiamos el comportamiento de una columna, sometida a la acción de fuerzas en sus extremos sobre un mismo eje, pero con sentidos contrarios en cada extremo de columna, podemos representar, para posiciones diferentes del eje de fuerzas y valores crecientes de las mismas, estados de resistencias.

De esta forma, tendremos :



- ESTADO I.- Compresión simple : cuando las fuerzas son centradas respecto al centro de gravedad de la sección. En este caso la excentricidad $e=0$ y las deformaciones ϵ producidas en las fibras extremas son iguales.
- ESTADO II.- Flexo-compresión : falla por compresión, cuando se introduce una excentricidad pequeña al desplazar las fuerzas una distancia "e". Se produce el momento $M=Pe$ originando de deformaciones de compresión diferentes en las fibras extremas. La sección está sometida a esfuerzo de compresión.
- ESTADO III.- Flexo-compresión : falla por compresión, en el límite de deformación por compresión e inicio de deformación por

tracción en la fibra más alejada de las fuerzas.

ESTADO IV.- Flexo-compresión con deformaciones por tracción.

Se produce para valores mayores de excentricidad, originando diagrama de deformaciones de doble triángulo. En ésta situación si la deformación por tracción es menor a aquella que produce la fluencia del acero de tracción, la rotura es por compresión; si la deformación es mayor a la de fluencia, es por tracción. Luego, la situación que separa los dos tipos de falla corresponde a aquella excentricidad que provoca en el instante de rotura, una deformación igual a la que inicia la fluencia del acero.

En la descripción del comportamiento, se asumen las hipótesis relativas :

- 1° Que las secciones planas permanecen planas después de aplicadas las cargas.
- 2° Que los esfuerzos dependen solamente de las deformaciones.
- 3° Que el concreto no trabaja a tracción.
- 4° La aceptación del diagrama rectangular equivalente a la distribución real de esfuerzos.

7.2.- ESFUERZOS DE DISEÑO

En el capítulo V se hallaron los momentos para la combinación de cargas muertas (CM) y vivas (CV) en las diferentes situaciones en el sentido del pórtico principal 2 correspondiéndole la siguiente expresión de diseño a la rotura : $1.5CM+1.8CV$, independiente de sollicitaciones por cargas laterales tales como acciones sísmicas. Si bien es válido para el análisis en el sentido principal, por otra parte sabemos que las columnas pueden estar sometidas a flexión no solamente en un sentido sino en dos, conocida como flexión oblicua que es la biaxial cuando la referimos a dos ejes perpendiculares. En relación a esto, nuestras columnas presentan esfuerzos pequeños por cargas de gravedad en el sentido secundario siendo importantes las de sismo.

or lo tanto puede presentarse una situación crítica en el sentido secundario expresado por la condición de diseño: $1.25(CM+CV+S)$. De esta manera se plantean diferentes posibilidades de carga en procura de la condición más desfavorable que solamente podemos establecer con los resultados del diseño y no con el mayor de los máximos de los momentos obtenidos, o para cargas axiales, porque en columnas la falla se produce para un par de valores de "P" y de el "M" máximo y el "P" máximo porque pertenecen a condiciones diferentes de cargas no representando la condición real.

7.2.1.- POSIBILIDADES DE CARGAS.-

A.- POSIBILIDAD I.- Expresión de diseño : $1.5CM+1.8CV$

(CM+CV) en el sentido del pórtico principal, y
(CM+CV) en el sentido del pórtico secundario.

Posibilidad que se convierte en flexión uniaxial en el sentido del pórtico principal ya que las cargas de gravedad en el pórtico secundario son despreciables.

B.- POSIBILIDAD II.- Expresión de diseño : $1.25(CM+CV+S)$

(CM+CV) en el sentido del pórtico principal, y
(CM+CV+S) en el sentido del pórtico secundario.

C.- POSIBILIDAD III.- Expresión de diseño : $1.25(CM+CV+S)$

(CM+CV+S) en el sentido del pórtico principal, y
(CM+CV) en el sentido del pórtico secundario.

Posibilidad que se convierte en flexión uniaxial.

Se prevee, no es crítica respecto a la posibilidad I.

Es importante donde el sismo también lo sea.

Para cada una de las posibilidades debemos obtener un momento y una carga axial, pero existiendo diferentes situaciones de cargas vivas tales como Damero I, Damero II y Cargas Plenas que nos dan pares de valores de momento y carga en cada caso (después de considerar el

mayor en uno de los extremos de columnas), con lo cual la condición más crítica no está precisada; y aunque el mayor momento puede determinarse con la mayor curvatura originada, cargando únicamente el tramo adyacente, ó por las situaciones de damero; a la vez, la carga axial no es la máxima por lo cual no puede decirse que sea la condición más desfavorable. En cambio, la condición de carga nos dá doble curvatura disminuyendo generalmente el momento, pero se tiene la máxima carga axial que aunque se aleja de lo real por su improbabilidad, se acondiciona aplicando procedimientos de reducción. Este último criterio es el más usado y la reducción de cargas se hace de acuerdo a recomendaciones establecidas en una fórmula con dos limitaciones, basadas en las sobrecargas y en el área de influencia sin mayores justificaciones. Pero no estamos lejos de la verdad si pensamos que realmente controla la falla por compresión dominante y evita sobre diseñar la columna justamente por compresión.

Con el propósito de realizar un buen diseño y obtener resultados que aclaren lo expresado anteriormente, aplicaremos todas las variantes de diseño a los niveles superiores donde la falla puede producirse por flexión dominante, con reducciones o no de cargas, ajustándonos a situaciones probables en los pisos inferiores.

7.2.2.- REDUCCIONES .-

Conforme a lo expresado :

- 1° Cuando diseñemos para las situaciones en DAMERO, NO SE HARA REDUCCION porque consideramos que el nivel se encuentra cargado en un 50%.
- 2° Aparte de la Azotea (Niv. 10), NO SE HARA REDUCCION DE CARGAS en el Nivel 9 y Nivel 8 que de acuerdo a la función que cumplen, la carga plena es probable.
- 3° Las columnas diseñadas con la situación de CARGAS PLENAS, SE REDUCIRA LA CARGA AXIAL.

7.2.3.- MOMENTOS Y FUERZAS NORMALES POR SISMO EN EL SENTIDO SECUNDARIO

PARA EL EJE E2 DE COLUMNAS

Han sido obtenidas del análisis sísmico por Muto (Ver Cap. V)

NIVEL	M O M E N T O S				Tn-m		* F U E R Z A		N O R M A L	Tn
	MOMENTO SUPERIOR		MOMENTO INFERIOR		S	1.25 S	1.25 S	ACUMULADA		
	Ss	1.25 Ss	SI	1.25 SI						
10	6.62	8.28	6.60	8.25	1.02	1.28	1.28	10		
9	4.84	6.05	4.31	5.39	0.53	0.66	1.94	9		
8	10.83	13.54	15.45	19.31	1.10	1.38	3.32	8		
7	13.47	16.84	11.02	13.78	0.04	0.05	3.37	7		
6	14.22	17.78	11.63	14.54	0.30	0.38	3.75	6		
5	16.30	20.38	13.34	16.68	0.34	0.43	4.18	5		
4	15.96	19.95	13.06	16.33	0.16	0.20	4.38	4		
3	14.53	18.16	11.89	14.86	0.03	0.04	4.42	3		
2	9.09	11.36	11.01	13.76	0.02	0.03	4.45	2		
1	4.35	5.44	17.40	21.75	0.11	0.14	4.59	1		

* Las fuerzas normales son muy pequeñas respecto a las cargas de gravedad. No deberían de considerarse por razones prácticas pero las mantendremos como orientación.

2.4.- MOMENTOS Y FUERZAS NORMALES POR CARGA MUERTA Y VIVA EN EL SENTIDO SECUNDARIO PARA EL EJE E2 DE COLUMNAS.

Han sido obtenidos del análisis estructural por CROSS (Ver Cap.V) y utilizando factores que representan la relación de carga muerta a carga total y lograr valores para la POSIBILIDAD I de diseño. Aunque la influencia es despreciable por la cual se afirmó que tal posibilidad se convierte en flexión uniaxial en el sentido principal; lo consideramos como ilustración para cualquier circunstancia en que la influencia sea apreciable. Este procedimiento lo hemos aplicado para fuerzas normales. Por otro lado, de acuerdo a la magnitud de las cargas se puede considerar un factor de aumento de cargas, común. Esto lo presentamos para el caso de momentos y para cargas normales. Se usó 1.65 como promedio de los factores conocidos y observamos en el cuadro siguiente que los resultados para fuerzas normales en los dos casos son aproximadamente semejantes y es más sencillo usar un factor común para determinar esfuerzos en pórticos secundarios donde las cargas de gravedad son de menor importancia. Los coeficientes de carga muerta se han determinado de la manera siguiente :

Nivel 10 : $CM=0.71$ T/m y $CV=0.050$ T/m. Luego $COEF. = \frac{CM}{CM+CV} = 0.934$

Nivel 9, 8 y 7 : $CM=0.83$ T/m y $CV=0.250$ T/m. Luego $COEF.=0.769$

Nivel del 7 al 2 : $CM=0.83$ T/m y $CV=0.150$ T/m. Luego $COEF.=0.843$

N	M O M E N T O S				F U E R Z A S N O R M A L E S											
	1.25(CM+CV)		CM + CV		1.65(CM+CV)		COEF. DE									
	M.S	M.I	M.S	M.I	M.SUP.	M.INF	CM+CV	CM	CV	1.5CM	1.8CV	1.5CM+	1.8CV	1.65(CM+CV)		
10	0.16	0.05	0.13	0.04	0.21	0.07	4.44	0.934	4.15	0.29	6.23	0.52	6.75	7.32	10	
9	0.13	0.09	0.10	0.07	0.17	0.12	6.60	0.769	5.08	1.52	7.62	2.74	10.36	10.89	9	
8	0.28	0.21	0.22	0.17	0.36	0.28	6.28	0.769	4.83	1.45	7.25	2.61	9.86	10.36	8	
7	0.11	0.14	0.09	0.11	0.15	0.18	5.66	0.847	4.79	0.87	7.19	1.57	8.76	9.34	7	
6	0.16	0.13	0.13	0.10	0.21	0.17	5.68	0.847	4.81	0.87	7.22	1.57	8.79	9.37	6	
5	0.21	0.19	0.17	0.15	0.28	0.25	5.68	0.847	4.81	0.87	7.22	1.57	8.79	9.37	5	
4	0.18	0.15	0.14	0.14	0.23	0.23	5.68	0.847	4.81	0.87	7.22	1.57	8.79	9.37	4	
3	0.18	0.15	0.14	0.12	0.23	0.20	5.68	0.847	4.81	0.87	7.22	1.57	8.79	9.37	3	
2	0.19	0.24	0.15	0.19	0.25	0.31	5.67	0.847	4.80	0.87	7.20	1.57	8.77	9.35	2	
1	0.19	0.09	0.15	0.07	0.25	0.12	6.26	0.769	4.81	1.45	7.22	2.61	9.83	10.33	1	

7.2.5 .- MOMENTOS POR CARGA MUERTA, CARGA VIVA EN DAMERO I Y SISMO EN
EL SENTIDO PRINCIPAL PARA EL EJE E2 DE COLUMNAS.

		Obtenidos en el análisis estructural por Takabeya (Capítulo V)											
NIV	CM	CV		1.5CM+1.8CV		1.25(CM+CV)		S		1.25 S		1.25(CM+CV+S)	
	MOM.SUP MOM.INF	MOM.SUP MOM.INF	MOM.SUP MOM.INF	M.SUP. M.INF.									
10	7.35 7.22	1.44 -0.54	13.62 9.86	10.99 8.35	0.41 0.32	0.51 0.40	11.50 8.75						
9	4.17 3.30	00.00 1.85	6.26 8.28	5.21 6.44	0.64 0.52	0.80 0.65	6.01 7.09						
8	13.73 10.87	11.49 1.63	41.28 19.24	31.53 15.63	1.21 0.65	1.51 0.81	33.04 16.44						
7	8.77 9.62	- 1.46 4.02	10.53 21.67	9.14 17.05	1.02 0.80	1.28 1.00	10.42 18.05						
6	9.18 7.97	4.92 0.66	22.63 13.15	17.63 10.79	0.97 0.80	1.21 1.00	18.84 11.79						
5	11.99 10.84	-0.85 4.70	16.46 24.72	13.93 19.43	1.08 0.78	1.35 0.98	15.28 20.41						
4	9.74 11.12	5.02 0.32	23.65 17.26	18.45 14.30	0.85 0.85	1.06 1.06	19.51 15.36						
3	8.54 9.95	- 0.70 4.46	11.55 22.96	9.80 18.01	0.64 0.30	0.80 1.00	10.60 19.01						
2	8.24 9.70	4.88 -0.10	22.04 14.37	17.15 12.00	0.58 0.63	0.73 0.79	17.88 12.79						
1	8.65 6.47	-0.49 4.73	12.10 18.22	10.20 14.00	0.26 0.53	0.33 0.66	10.53 14.66						

7.2.5 .- MOMENTOS POR CARGA MUERTA, CARGA VIVA EN DAMERO II Y SISMO EN EL SENTIDO
PRINCIPAL PARA EL EJE E2 DE COLUMNAS.

NIV	CM		CV		1.5CM+1.8CV		1.25(CM+CV)		S		1.25 S		1.25(CM+CV+S)	
	MOM.SUP.	MOM.INF	MOM.SUP	MOM.INF	MOM.SUP	M.INF	M.SUP.	M.INF.	M.SUP.	M.INF.	M.SUP.	M.INF.	M.SUP.	M.INF.
10	7.35	7.22	1.07	4.81	12.96	19.49	10.53	15.04	0.41	0.32	0.51	0.40	11.04	15.49
9	4.17	3.30	3.58	0.97	12.70	6.69	9.69	5.34	0.64	0.52	0.80	0.65	10.49	5.99
8	13.73	10.87	-1.45	4.63	17.99	24.64	15.35	19.38	1.21	0.65	1.51	0.81	16.86	20.19
7	8.77	9.62	4.78	0.24	21.76	14.86	16.94	12.33	1.02	0.80	1.28	1.00	18.22	13.33
6	9.18	7.97	-0.43	3.13	12.91	17.59	10.88	13.88	0.97	0.80	1.21	1.00	12.09	14.88
5	11.99	10.84	6.35	0.25	29.42	16.71	22.93	13.86	1.08	0.78	1.35	0.98	24.28	14.84
4	9.74	11.12	-0.39	4.88	13.91	25.46	11.69	20.00	0.85	0.85	1.06	1.06	12.75	21.06
3	8.54	9.95	4.74	-0.09	21.34	14.77	16.60	12.33	0.64	0.80	0.80	1.00	17.40	13.33
2	8.84	9.70	-0.32	7.52	12.68	28.09	10.65	21.53	0.58	0.63	0.73	0.79	11.38	22.32
1	8.65	6.47	7.38	0.32	26.26	10.29	20.04	8.49	0.26	0.53	0.33	0.66	20.37	9.15

7.2.5 .- MOMENTOS POR CARGA MUERTA, CARGA VIVA PLENA Y SISMO EN EL SENTIDO
PRINCIPAL PARA EL EJE E2 DE COLUMNAS.

NIV.	CM		CV	1.5CM+1.8CV		1.25(CM+CV)		S		1.25 S		1.25(CM+CV+S)		
	MOM.SUP.	MOM.INF.		M.SUP.	M.INF.	M.SUP.	M.INF.	M.SUP.	M.INF.	M.SUP.	M.INF.	M.SUP.	M.INF.	
10	7.35	7.22	2.51	4.27	15.55	18.52	12.34	14.36	0.41	0.32	0.51	0.40	12.85	14.76
9	4.17	3.30	3.58	2.82	12.70	10.02	9.69	7.65	0.64	0.52	0.80	0.65	10.49	8.30
8	13.73	10.87	10.04	6.26	38.67	27.57	29.71	21.41	1.21	0.65	1.51	0.81	31.22	22.22
7	8.77	9.62	3.22	4.26	19.13	22.10	15.11	17.35	1.02	0.80	1.28	1.00	16.39	18.00
6	9.18	7.97	4.44	3.79	21.77	18.78	17.03	14.70	0.97	0.80	1.21	1.00	18.24	15.70
5	11.99	10.84	5.50	4.95	27.89	24.27	21.86	19.74	1.08	0.78	1.35	0.98	23.21	20.72
4	9.74	11.12	4.63	5.20	22.95	26.04	17.96	20.40	0.85	0.85	1.06	1.06	19.02	21.46
3	8.54	9.95	4.04	4.37	20.08	22.80	15.73	17.90	0.64	0.80	0.80	1.00	16.53	18.90
2	8.84	9.70	4.56	7.42	21.46	27.97	16.75	21.40	0.58	0.63	0.73	0.79	17.48	22.19
1	8.65	6.47	6.89	5.05	25.38	18.80	19.43	14.40	0.26	0.53	0.33	0.66	19.76	15.06

7.2.6 - MOMENTOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS DEL EJE E2.

P O S I B I L I D A D I

1.5CM + 1.8CV en el sentido del pórtico principal.
1.5CM + 1.8CV en el sentido del pórtico secundario

N	SITUACION DAMERO I		SITUACION DAMERO II		SITUACION C.V PLENA	
	S. PRINCIPAL		S. PRINCIPAL		S. PRINCIPAL	
	H ₂ - M	S. SECUNDARIO	1	S. SECUNDARIO	H ₂ - 1	S. SECUNDARIO
10	13.62 - 9.86	0.21	19.44 - 12.96	0.21	18.52 - 15.55	0.21
9	8.28 - 6.26	0.17	12.70 - 6.69	0.17	12.70 - 10.02	0.17
8	41.28 - 19.24	0.36	24.64 - 17.99	0.36	38.67 - 27.57	0.36
7	21.67 - 10.53	0.18	21.76 - 14.86	0.18	22.10 - 19.13	0.18
6	22.63 - 13.15	0.21	17.59 - 12.91	0.21	21.77 - 18.78	0.21
5	24.72 - 16.46	0.28	29.42 - 16.71	0.28	27.89 - 24.27	0.28
4	23.65 - 17.66	0.23	25.46 - 13.91	0.23	26.04 - 22.95	0.23
3	22.96 - 11.55	0.23	21.34 - 14.77	0.23	22.80 - 20.08	0.23
2	22.04 - 14.37	0.31	28.09 - 12.68	0.31	27.97 - 21.46	0.31
1	18.22 - 12.10	0.25	26.26 - 10.29	0.25	25.38 - 18.80	0.25

NOTA - a) De acuerdo a la relación de momentos la posibilidad diseño es uniaxial en el sentido principal.
b) Los momentos en cada nivel por carga plena son muy semejantes a uno de los dos daderos.

P O S I B I L I D A D I I

1.25 (CM + CV) en el sentido del pórtico principal.
1.25 (CM + CV + S) en el sentido del pórtico secundario

N	SITUACION DAMERO I		SITUACION DAMERO II		SITUACION C.V PLENA	
	S. PRINCIPAL		S. PRINCIPAL		S. PRINCIPAL	
	H ₂ - M	S. SECUNDARIO	2 - 1	S. SECUNDARIO	- 1	S. SECUNDARIO
10	10.99 - 8.35	8.41	15.04 - 10.53	8.41	14.36 - 12.34	8.41
9	6.44 - 5.21	5.52	9.69 - 5.34	5.52	9.69 - 7.65	5.52
8	31.53 - 15.63	19.59	19.38 - 15.35	19.59	29.71 - 21.41	19.59
7	17.05 - 9.14	13.92	16.94 - 12.33	13.92	17.35 - 15.11	13.92
6	17.63 - 10.79	14.70	13.88 - 10.88	14.70	17.03 - 14.70	14.70
5	19.43 - 13.93	16.89	22.93 - 13.86	16.89	21.86 - 19.74	16.89
4	18.45 - 14.30	16.55	20.00 - 11.69	16.51	20.40 - 17.96	16.51
3	18.01 - 9.80	15.04	16.60 - 12.33	15.04	17.90 - 15.73	15.04
2	17.15 - 12.00	14.00	21.53 - 10.65	14.00	21.40 - 16.75	14.00
1	14.00 - 10.20	21.94	20.04 - 8.49	21.94	19.43 - 14.40	21.94

NOTA - a) El sismo constituye el 98% del valor del momento en el sentido secundario
b) La posibilidad del diseño es biaxial.
c) Los momentos en cada nivel por carga plena en el sentido principal son muy semejantes a uno de los daderos.

P O S I B I L I D A D I I I

1.25 (CM + CV + S) en el sentido del pórtico principal.
1.25 (CM + CV + S) en el sentido del pórtico secundario

N	SITUACION DAMERO I		SITUACION DAMERO II		SITUACION C.V PLENA	
	S. PRINCIPAL		S. PRINCIPAL		S. PRINCIPAL	
	2 - 1	S. SECUNDARIO	2 - 1	S. SECUNDARIO	2 - 1	S. SECUNDARIO
10	11.50 - 8.75	0.16	15.44 - 11.04	0.16	14.76 - 12.85	0.16
9	7.09 - 6.01	0.13	10.49 - 5.99	0.13	10.49 - 8.30	0.13
8	33.04 - 16.44	0.28	20.19 - 16.86	0.28	31.22 - 22.22	0.28
7	18.05 - 10.42	0.14	18.22 - 13.33	0.14	18.00 - 16.39	0.14
6	18.84 - 17.79	0.16	14.88 - 12.09	0.16	18.24 - 15.70	0.16
5	20.41 - 15.28	0.21	24.28 - 14.84	0.21	23.21 - 20.72	0.21
4	19.51 - 15.36	0.18	21.06 - 12.75	0.18	21.46 - 19.02	0.18
3	19.01 - 10.60	0.18	17.40 - 13.33	0.18	18.90 - 16.53	0.18
2	17.88 - 12.79	0.24	22.32 - 11.38	0.24	22.19 - 17.48	0.24
1	14.66 - 10.53	0.19	20.37 - 9.15	0.19	19.76 - 15.06	0.19

NOTA - a) De acuerdo a la relación de momentos la posibilidad de diseño es uniaxial en el sentido principal.
b) Los momentos en cada nivel por carga plena son muy semejantes a uno de los daderos.
c) Los momentos son menores respecto a los obtenidos en la posibilidad I. No es crítico.

7.2.7 .- FUERZAS NORMALES POR CARGA MUERTA Y CARGA VIVA EN EL SENTIDO
PRINCIPAL PARA EL EJE E2 DE COLUMNAS

Se incluye peso de columnas que no habían sido consideradas por emplear cortantes en vigas. No se toma en cuenta las fuerzas normales por sismo porque son nulas.

NIV.	POR CARGA MUERTA					DAMERO I		DAMERO II		C.V PLENA		
	COL.	hL(m)	PCOL	1.5PCOL	CM	1.5M	CV	1.8CV	CV	1.8CV	CV	1.8CV
10	40x40	2.80	1.07	1.61	10.51	15.76	2.48	4.46	-0.19	-0.34	2.29	4.12
9	40x40	4.15	1.59	2.39	13.81	20.72	-1.06	-1.91	11.57	20.83	10.51	18.92
8	60x40	2.40	1.38	2.07	14.86	22.29	12.10	21.78	-0.65	-1.17	11.45	20.61
7	60x40	2.40	1.38	2.07	15.35	23.03	-0.31	-0.56	7.54	13.57	7.25	13.01
6	60x40	2.40	1.38	2.07	15.19	22.79	7.38	13.28	-0.32	-0.58	7.06	12.70
5	70x50	2.40	2.02	3.03	15.41	23.12	-0.24	-0.43	7.42	13.36	7.18	12.93
4	70x50	2.40	2.02	3.03	15.50	23.25	7.43	13.37	-0.20	-0.36	7.23	13.01
3	70x50	2.40	2.02	3.03	15.31	22.97	-0.25	-0.45	7.41	13.34	7.16	12.89
2	70x50	2.40	2.02	3.03	15.11	22.67	7.33	13.19	-0.26	-0.47	7.07	12.72
1	70x50	2.60	2.18	3.27	15.02	22.53	-0.31	-0.56	11.98	21.56	11.67	21.00

7.2.8.- REDUCCION DE CARGA VIVA

- Area de influencia de la columna E2 :

$$A_T = 4.35 \times 5.68 = 24.7 \text{ m}^2 > 15 \text{ m}^2$$

Luego por tener $CV < 500 \text{ Kgs/m}^2$ y área de influencia mayor a 15m^2 , se requiere de reducción de sobrecarga.

No se reduce cargas vivas de azotea.

- Criterio de reducción de acuerdo al reglamento :

a) $\% R = 0.8 A_T = 0.8 \times 24.7 = 19.8\%$

b) $\% R = 100 \frac{CM+CV}{4.33 CV}$ que aplicado a los niveles tendremos .

Niv. 9 y 8 : $R = 100 \frac{3.78 + 2.93}{4.33 \times 2.93} = 52.9\%$

Niv. 7 al 2 : $R = 100 \frac{3.78 + 1.76}{4.33 \times 1.76} = 72.7\%$

Niv. 1 : $R = 100 \times \frac{3.78 + 2.93}{4.33 \times 2.93} = 52.9\%$

c) Limitación de reducción : máxima 60%

- De acuerdo a los criterios anteriores y considerando las cargas acumuladas por nivel, se tomarán también los coeficientes efectivos de carga viva de la manera siguiente :

Niv. 10 .- factor 1.00 indica no hay reducción

Niv. 9 .- Coeficiente : 0.802

Niv. 8 .- Coeficiente : 0.605

Niv. 7 .- Coeficiente : 0.407

Niv. 6 al 1 .- Coeficiente : 0.400 por la limitación del 60%

- Como anteriormente habíamos manifestado que la función que desempeña los últimos niveles influye en el criterio de reducción. Es razón que nos permite subir los coeficiente efectivos de carga a 1.00 en los niveles 9 y 8 con lo cual la reducción empezaría en el nivel 7 adoptando lo siguiente :

Niv. 10 .- Coeficiente : 1.00
 Niv. 9 y 8 .- Coeficiente : 1.00
 Niv. 7 .- Coeficiente : 0.802
 Niv. 6 .- Coeficiente : 0.605
 Niv. 5 .- Coeficiente : 0.407
 Niv. 4 al 1 .- Coeficiente . 0.400

7.2.9.- FUERZAS NORMALES DE DISEÑO PARA COLUMNAS DEL EJE E2

P O S I B I L I D A D I I I :

1.25(CM+CV+S) en el sentido del pórtico principal

1.25(CM+CV) en el sentido del pórtico secundario.

N	CON	CV	DAMERO I	CON	CV	DAMERO II	CON	CV	PLENA
10			23.13			19.79			22.90
9			49.30			61.75			73.54
8			92.58			89.09			106.01
7			120.18			126.51			143.03
6			157.22			153.92			171.75
5			185.71			191.99			199.68
4			224.45			220.85			231.51
3			252.45			258.85			263.20
2			290.09			287.02			294.58
1			319.02			331.32			328.65

CONCLUSIONES

- a) Las situaciones de carga viva no influyen mayormente en el valor del momento. El problema se simplifica a considerar la situación de carga viva plena, únicamente. Lo mismo sucede para la fuerza normal con diferencias menores al 3%.
- b) La posibilidad I ofrece valores de momentos y cargas hasta un 20% mayores a los obtenidos en la posibilidad II; pero aquella

presenta flexión uniaxial a diferencia de la flexión biaxial que presenta ésta última que fundamentalmente se debe al sismo en el sentido secundario. Se consideran críticas las dos posibilidades.

- c) La posibilidad III pierde interés respecto a la posibilidad I. Si el sismo fuera importante para las columnas en el sentido principal tendríamos flexión uniaxial quizá más crítica que la posibilidad I.

7.3.- DISEÑO DE COLUMNAS

7.3.1.- NOTACION

A_{st} = Area de acero

b = Dimensión de columna perpendicular al sentido de la flexión.

C_m = Factor de corrección de equivalencia de momentos.

e = excentricidad de la carga de diseño medida hasta el eje del centroide de la sección.

E_c = módulo de elasticidad del concreto. $E_c = 4300 w^{1.5} \sqrt{f'_c}$

E_s = módulo de elasticidad del acero.

EI = rigidez de flexión de elementos a compresión.

f = factor de magnificación de momentos para columnas

f'_c = resistencia cilíndrica a la compresión.

f_y = esfuerzo de fluencia del acero.

gt = t menos recubrimiento al centroide del esfuerzo

h = distancia libre para elementos en compresión

I_g = momento de inercia de la sección total de concreto respecto al eje del centroide.

I_s = momento de inercia del refuerzo respecto al eje del centroide

k = factor de longitud efectiva para elementos en compresión.

$K = P_u / f'_c b t$ $m = f_y / 0.85 f'_c$

M_C = Momento de diseño a usar para elementos en compresión

M_1 = valor del menor momento de diseño en el extremo de columna, calculado por los métodos convencionales de análisis de pórticos, positivo si es de una curvatura y negativo con doble

curvatura.

M_2 = valor del mayor momento de diseño en el extremo de columna, siempre positivo.

P_t = cuantía de refuerzo

P_c = carga crítica

P_u = carga axial de diseño para elementos en compresión

r = radio de giro de la sección total para elementos compresión

R_m = relación de momento máximo de diseño por carga muerta al momento máximo total.

t = dimensión de columna en el sentido de la flexión.

7.3.2.- METODO DE DISEÑO

Se emplean los abacos del A.C.I. de la publicación SP-17A con la modificación presentada en el nuevo reglamento A.C.I - 318-71 que describe un procedimiento aproximado para el diseño por efectos de la esbeltez basado en el concepto de la magnificación de los momentos. Los momentos calculados se multiplican por un "amplificador de momentos" que es una función de la carga axial P_u y la carga crítica de la columna P_c .

Se consideran las siguientes provisiones :

- a) La longitud no arriostrada h de un elemento en compresión se tomará como la distancia libre entre los elementos que proporcionan apoyo lateral.
- b) El radio de giro puede tomarse igual a 0.3 veces la dimensión total en la dirección en la cual se está considerando la estabilidad para los elementos rectangulares en compresión.
- c) Para los elementos en compresión arriostrados contra desplazamientos laterales, el factor de longitud efectiva k se tomará como 1.0, a menos que un análisis muestre que puede usarse un menor valor. Para elementos en compresión que no están arriostrados contra desplazamientos laterales, la longitud efectiva K se determinará mediante un método racional con la debida consideración de la fisuración y el resfuerzo en el cálculo de la rigidez relativa y será mayor que 1.0.

El A.C.I. propone computar la longitud efectiva de una manera más o menos estandar usando los gráficos de alineamiento de Jackson y Moreland los cuales permiten una determinación gráfica del valor de K para una columna de sección constante en un pórtico de crujía múltiples.

d) Para los elementos en compresión arriostrados contra desplazamientos laterales, los efectos de la esbeltez pueden ignorarse cuando Kh/r es menor que : $(34 - 12 M_1/M_2)$. Para los elementos en compresión que no están arriostrados contra desplazamientos laterales, los efectos de la esbeltez pueden despreciarse cuando kh/r es menor que 22. Para todos los elementos en compresión con kh/r mayor que 100 se hará un análisis racional. Los límites inferiores indican que muchos elementos en compresión gruesos y suficientemente restringido pueden desarrollar esencialmente la resistencia total de la sección. El límite superior se impone para columnas que se diseñan por éste método porque representa el rango superior de los ensayos.

e) Los elementos en compresión se diseñan usando la carga axial de diseño y un momento magnificado M_c definido por la ecuación :

$$M_c = fM_2 \text{ ----- (1)}$$

$$\text{donde : } f = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c} > 1.0 \text{ ----- (2)}$$

$$\text{y } P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kh/r)^2} \text{ ----- (3)}$$

M_2 es el mayor de los momentos en los extremos de la columna.

También se toma :

$$EI = \frac{E_c I_g / 5 + E_s I_s}{1 + R_m} \text{ ----- (4)}$$

o, de manera conservadora :

$$EI = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + R_m} \text{ ----- (5)}$$

En la ecuación (2), para los elementos arriostrados contra desplazamientos laterales y sin cargas transversales entre los apoyos C_m puede formarse como :

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M_1/M_2) \geq 0.4 \text{ ----- (6)}$$

Para todos los demás casos $C_m = 1.0$

Como se puede observar el diseño de columnas que toma en cuenta los efectos de esbeltez se basa en el concepto de un amplificador de momentos, "f", que magnifica los momentos de las columnas considerando los efectos de las cargas axiales en estos momentos. La sección de la columna se diseña luego para la carga axial y el momento aumentado. En la aplicación, "f" es una función de la relación entre la carga axial de la columna y la carga crítica supuesta para la columna, la relación entre los momentos en los extremos y la configuración de la deformada de las columnas. Al calcular f, el factor C_m es un factor de corrección de equivalencia de momentos.

Al definir la carga crítica el problema principal es la selección del parámetro de rigidez EI, que aproxime en forma razonable las variaciones de la rigidez por el agrietamiento, las deformaciones diferidas y la no linealidad de la curva de esfuerzo-deformaciones del concreto. Las ecuaciones (4) y (5) aproximan los límites inferiores de EI para las secciones que se encuentran en la práctica y por consiguiente son conservadores y se derivaron para efectos más pronunciados de carga axial.

La ecuación (4) particularmente debe aplicarse para columnas con gran cantidad de refuerzo. La (5), es más simple de usar pero subestima grandemente la influencia del refuerzo en las columnas fuertemente reforzadas. En muchos casos podría apli-

carse cuando las cuantías de refuerzo son bajas o los efectos de esbeltez no son importantes.

Las deformaciones deferidas debidas a las cargas de larga duración tienden a reducir el valor efectivo de EI. Esto se toma en cuenta dividiendo el término de EI por $(1+R_m)$ donde R_m es la relación entre momento por carga muerta al momento total.

- f) Cuando los elementos en compresión están sometidas a flexión respecto de los dos ejes principales el momento respecto de cada eje se amplificará por "f", calculado considerando las condiciones de restricción correspondientes a dicho eje.
- g) Cuando las excentricidades reales calculadas son menores que la mínima excentricidad, M_2 en la ecuación (1) se basará en la excentricidad mínima y el valor de $C_m = 1.0$.

7.3.3.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO

a) Disposición de la armadura.-

- Cuando el diseño es uniaxial (solamente es un eje) y el momento actúa con una excentricidad que provoca la falla por tracción dominante, es conveniente colocar el refuerzo en dos caras para distribuir el momento adecuadamente.
 - Cuando el diseño es uniaxial con falla por compresión dominante o excentricidad pequeña se colocará el refuerzo en cuatro caras para distribuir adecuadamente la fuerza de compresión en toda la sección.
 - Cuando el diseño es biaxial (en dos sentidos) la distribución de armadura debe ser uniforme en las cuatro caras.
- En nuestro caso como la flexión biaxial es crítica haremos la distribución en cuatro caras. Para el cálculo asumiremos una armadura inicial para una posibilidad de carga aplicando el procedimiento de tanteo hasta obtener la real de dise

ño requerida. Luego basada en esta armadura se diseñará para verificar u obtener la real de diseño correspondiente. Se utilizará la fórmula de las inversas del profesor Boris Bresler.

b) Procedimiento de diseño.-

Se establecen las condiciones de restricción y de acuerdo a las rigideces relativas se calcula el factor de longitud efectiva para determinar si la columna trabaja como columna corta o como columna larga. En el primer caso no se requiere magnificar el momento. En el segundo caso se encuentra la carga crítica, luego con las condiciones de curvatura y los momentos, el valor C_m , y por consiguiente obtendremos "f". Luego en cualquiera de los dos casos se tiene el momento de diseño y se encuentra la relación e/t .

En las tablas del SP-17A, de acuerdo a la calidad de los materiales y el valor "g" se observa e_b/t y se compara con el real para determinar si la falla es por tracción (cuando $e/t > e_b/t$), o por compresión (cuando $e/t < e_b/t$). Aunque esto para el diseño no es necesario nos da una idea precisa sobre el comportamiento de la columna.

Luego, para efectos del diseño entramos a los abacos con el valor $K - P_u/f'_c b t$ y e/t de la sección. Se obtiene la cuantía p_t y luego el área de acero. Para un valor de "g" real, se interpola en los abacos. Esto se hace en cuanto la flexión sea uniaxial. Si la flexión es biaxial, el primer valor de área de tanteo hallado conforme lo descrito, es aumentado convenientemente y considerado en varillas comerciales y encontrar los valores k en los dos sentidos para finalmente determinar la capacidad soportante con la fórmula de las inversas :

$$\frac{1}{K_u} = \frac{1}{K_{ux}} + \frac{1}{K_{uy}} - \frac{1}{K_{uo}}$$

y $P_u = K_u f'_c b t \geq P_u$ actuante

c) Detalles mínimos de diseño.-

Sección rectangular (lado mínimo) ----- 20 cm.

Area mínima de la sección (A_g) ----- 625 cm²

Cuantía p_t ----- $0.01 \leq p_t \leq 0.08$

Número mínimo de varillas : 4

Recubrimiento del concreto : 4 cm. o $1 \frac{1}{2}$ veces el tamaño de la piedra.

Excentricidad mínima = 0.1 t

Separación entre varillas debe ser mayor a :

- $1 \left(\frac{1}{2} \right)$ veces el tamaño de la piedra
- 1.5D (D diámetro de varilla)
- 4 cm.

Para las cuantías de acero se recomienda no usar más del 6% cuando el diseño es crítico por sismo.

En general se recomienda no usar más del 4% siendo la cuantía 2% adecuada en todos los casos.

d) Refuerzo Transversal.-

Se coloca para evitar el pandeo de la armadura principal y su desplazamiento durante la colocación del concreto. Por otra parte dan capacidad de confinamiento del concreto dando mayor ductilidad sobre todo cerca a los nudos lo cual es muy necesario.

Todas las barras longitudinales estarían encerradas y arriadas lateralmente por estribos de diámetro no menor de 1/4" espaciadas a distancias establecidas por los criterios siguientes :

a) Para los 2/3 centrales de la columna.

- 16 diámetros de las barras longitudinales
- 48 diámetros del estribo a usar
- La menor dimensión de la columna

La selección del diámetro del estribo, en la práctica,

se hace en función de las barras longitudinales. Así tenemos que \square de 1/4" se usa hasta diámetros de 3/4" de varillas longitudinales ; de 3/8" hasta 1" de \emptyset longitudinal y de 1/2" para \emptyset de 1" o mas.

- b) Los nudos de las columnas se confinarán hasta 1/6 de su longitud, no menos de 45 cm, ni la dimensión mayor de la columna. El confinamiento se hará por medio de estribos especiales cuando :

$\frac{P}{A_g} > 0.12 f'_c$, de lo contrario se aplicará el primer criterio. P es la máxima carga de compresión que se espera actuará sobre el miembro durante un sismo. A_g , es el área total de la sección.

Si se requiere confinamiento puede utilizarse ya sea refuerzo circular en espiral o anillos rectangulares. La cantidad de refuerzo transversal necesario para el confinamiento será igual a la indicada por el ACI para zunchos en espiral continuo, o el doble de esta valor para columnas con estribos. El espaciamiento no será mayor a 10 cm. ni menos de lo necesario para colocar el concreto. El diámetro mínimo de la armadura transversal será de 3/8" y deben formar un lazo completo y tener un anclaje adecuado.

7.3.4.- DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL.

7.3.4.1.- APLICACION DEL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO A LA COLUMNA

10 C 2 E.

La columna 10C2E de sección 30x40 fue diseñada en las tres posibilidades resultando insuficiente su capacidad soportante. Se optó por cambiar a 40x40, cuyo proceso de diseño presentamos :

A.- POSIBILIDAD I.-

CONDICION DE DISEÑO :

1.5CM+1.8CV en el pórtico principal

1.5CM+1.8CV en el pórtico secundario

A.1.- SITUACION DE CARGAS VIVAS :

EN DAMERO I

1.- Carga en columna :

SIN REDUCIR

2.- Momentos últimos en el pórtico principal :

$$M_2 = 13.62 \text{ Tn-m}$$

$$M_1 = 9.86$$

El mayor de los momentos por CM : $M_{CM} = 11.03 \text{ Tn-m}$.

Se considera restringida o sea SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL.

3.- Momentos últimos en el pórtico secundario :

No se toman en cuenta por ser muy pequeños.

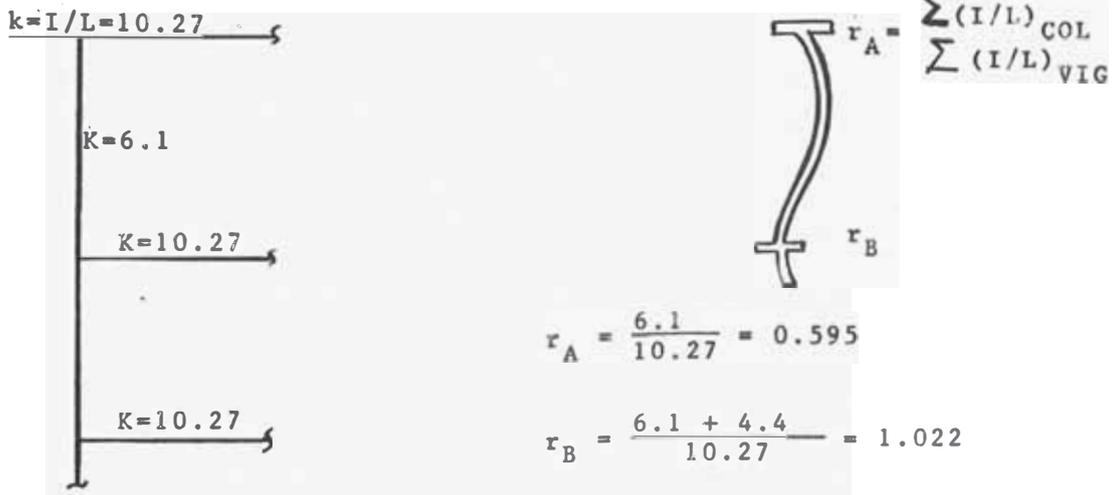
4.- Carga última de diseño :

$$P_u = 28.58 \text{ Tn.}$$

5.- Solución con FLEXION UNIAXIAL

a) Longitud efectiva : kh

- Rigideces de vigas y columnas .



- Con los valores r_A y r_B vamos a las cartas de alineamiento de Jackson y Moreland correspondiente a desplazamiento lateral restringido y obtenemos :

$$k = 0.74$$

- Longitud efectiva : $kh = 0.74 \times 2.8 = 2.075$ m.
b) Radio de giro : $r = 0.3t = 0.74 \times 2.8 = 2.075$ m.
c) Esbeltez :

$$\frac{kh}{r} = \frac{2.075}{12} = 17.3$$

- d) Expresión mínima de esbeltez :

$$34-12 M_1/M_2 = 34-12 \times \frac{9.86}{13.26} = 25.3$$

$$\text{Luego } \frac{kh}{r} < 25.3$$

El diseño es por columna corta.

- e) Excentricidad : $e = \frac{M}{P} = \frac{13.26}{28.58} = 0.478$ m.
f) Relación : $e/t = \frac{0.478}{0.4} = 1.20$

FALLA POR TRACCION

- g) Cálculo del área de acero :

$$\text{- Cálculo de } K : K = \frac{P_u}{f'_c b t} = \frac{28.58}{0.21 \times 40 \times 40} = 0.085$$

$$\text{- Cálculo de } g : g = \frac{40-13}{40} = 0.675$$

Con recubrimiento de 6.5 cm. al centro de gravedad del refuerzo.

$$\text{- Con } f'_c = 210 \text{ kgs/cm}^2 = 3.0 \text{ K.S.}\dot{i}.$$

$$\text{y } f'_c = 2800 \text{ kgs/cm}^2 = 40.0 \text{ K.S.}\dot{i}$$

y considerando refuerzo distribuido en 4 caras en contramos en la tabla No. 2 de la publicación SP-17A que la cuantía es : $p = 0.022$

h) Cálculo de la carga resistente correspondiente al A_{st} de barras

- De acuerdo al área encontrada, consideramos:

$$8\phi 1" \text{ correspondiente a } A_s = 40.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se obtiene } p_t = 0.0253$$

$$\text{con } m = \frac{f_y}{0.85f'_c} = 15.7, p_t m = 0.40$$

- Cálculo de K, con distribución de refuerzo en cuatro caras

$$\text{Tabla N}^\circ 1 : \text{ con } g = 0.6, K = 0.087$$

$$\text{Tabla N}^\circ 2 : \text{ con } g = 0.7, K = 0.097$$

$$\text{Interpolando : con } g = 0.675 \text{ se tendrá } K = 0.0945$$

- Cálculo de la carga resistente: $P_u = Kf'_c b t$

$$P_u = 0.0945 \times 0.21 \times 40 \times 40 = 31.75 \text{ Tn.}$$

- Las tablas # 77 y # 78 se pueden usar si se deseará encontrar el refuerzo en dos caras.

A.2.- SITUACION DE CARGAS VIVAS :

EN DAMERO II

1.- Carga en columna :

SIN REDUCIR

2.- Momentos últimos en el pórtico principal :

$$M_2 = 19.49 \text{ Tn-m}$$

$$M_1 = 12.96$$

El mayor de los momentos por CM : $M_{CM} = 11.03 \text{ Tn-m.}$

Se considera SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL.

3.- Momentos últimos en el pórtico secundario: no se toman en cuenta.

4.- Carga última de diseño : $P_u = 23.78 \text{ Tn.}$

5. Solución con FLEXION UNIAXIAL

a) Expresión mínima de esbeltez:

$$34 - 12 M_1/M_2 = 34 - 12 \times 12.46/19.49 = 26$$

como las condiciones de restricción son idénticas al pro-

blema anterior, se tiene $kh/r = 17.3$

Por lo tanto la columna trabaja como COLUMNA CORTA.

b) Excentricidad : $e = \frac{M}{P} = \frac{19.49}{23.78} = 0.82$

- relación $e/t = 0.82/0.40 = 2.05$

FALLA POR TRACCION

c) Area de acero :

- Valor K : $K = \frac{P_u}{336} = \frac{23.78}{336} = 0.0706$

- En la tabla # 2, se tiene :

$$p_t = 0.035$$

- Area de acero : $A_{St} = 0.035 \times 40 \times 40 = 56.0 \text{ cm}^2$

- En varillas : $10 \phi 1" + 2 \phi 7/8" \text{ con } A_s = 58.33 \text{ cm}^2$

d) Carga resistente :

- $p_t = 58.33/40 \times 40 = 0.0364$

- cálculo de K :

Tabla # 1 : con $g = 0.6$, $K = 0.060$

Tabla # 2 : con $g = 0.7$, $K = 0.072$

con $g = 0.675$: $K = 0.068$

- cálculo de la carga resistente :

$$P_u = 0.068 \times 336 = 22.85 \text{ Tn aproximado a la carga actuante.}$$

- Se recomienda usar $12 \phi 1"$ equivalente a $A_s = 60.60 \text{ cm}^2$.

A.3.- SITUACION DE CARGAS VIVAS :

PLENAS

1.- Carga en columna :

SIN REDUCIR

Por estar bajo azotea.

2.- Momentos últimos en el pórtico principal :

$$M_2 = 18.52$$

$$M_1 = 15.55$$

- Se considera RESTRINGIDO CONTRA DESPLAZAMIENTO LATERAL.

3.- Momentos últimos en el pórtico secundario no se toman en cuenta.

4.- Carga última de diseño : $P_u = 28.24$ Tn.

5.- Solución con FLEXION UNIAXIAL

a) Expresión mínima de esbeltez:

$$34-12 M_1/M_2 = 34-12 \times 15.55/18.52 = 24.0$$

mayor a la esbeltez de la columna: 17.3

Por lo tanto se diseña como COLUMNA CORTA

b) Excentricidad : $e = \frac{M}{P} = \frac{18.52}{28.24} = 0.655$

- relación: $e/t = 0.655/0.40 = 1.64$

FALLA POR TRACCION

c) Area de acero :

- Valor K : $K = \frac{P_u}{336} = \frac{28.24}{336} = 0.084$

- En la tabla # 2, se tiene : $p_t = 0.037$

- Area de acero : $A_{st} = 0.037 \times 40 \times 40 = 59.20$

- En varillas : 12 \emptyset 1" con $A_s = 60.60$ cm²

d) Carga resistente :

- $p_t = 60.6/40 \times 40 = 0.0379$

- Valores de K :

Tabla # 1 con $g = 0.6$, $K = 0.080$

Tabla # 2 con $g = 0.7$, $K = 0.091$

con $g = 0.675$, $K = 0.088$

- Carga resistente :

$$P_u = 0.088 \times 336 = 29.57 \quad \text{¡CONFORME}$$

B.- POSIBILIDAD II .-

CON FLEXION BIAXIAL.

CONDICION DE DISEÑO :

1.25(CM+CV) en el sentido del pórtico principal

1.25(CM+CV+S) en el sentido del pórtico secundario.

B.1.- SITUACION DE CARGAS VIVAS :

EN DAMERO I

B.1.1.- SENTIDO PRINCIPAL.-

1.- Carga en columna : SIN REDUCIR

2.- Momentos últimos : $M_2 = 10.99$ Tn-m.

$$M_1 = 8.85$$

El mayor momento por carga muerta : $M_{CM} = 9.19$ Tn-m

Se considera SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL.

3.- Carga última de diseño : $P_u = 24.41$.

4.- Solución considerando únicamente flexión en éste sentido :

a) Expresión mínima de esbeltez: $34-12 \times 8.35/10.99=25$
mayor a la esbeltez de la columna: 17.3. Por lo tanto se diseña como COLUMNA CORTA.

b) Excentricidad : $e = \frac{M}{P} = \frac{10.99}{24.41} = 0.45$

- relación $e/t = 0.45/0.40 = 1.13$

FALLA POR TRACCION

B.1.2.- SENTIDO SECUNDARIO.-

1.- Carga en columna : SIN REDUCIR

2.- Momentos últimos : $M_2 = 8.44$ Tn-m.

$$M_1 = 8.30$$

Momento por carga muerta, se desprecia : $M_{CM} = 0$

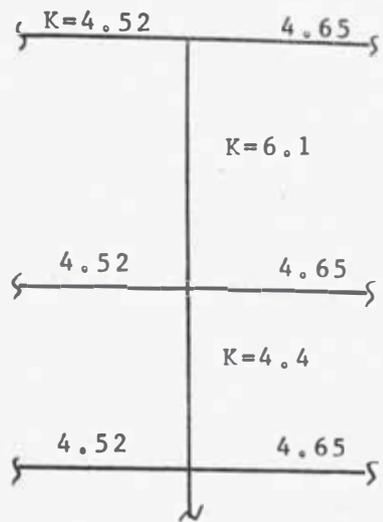
Hay DOBLE CURVATURA y se considera CON DESPLAZAMIENTO LATERAL porque no hay elementos estructurales que restrinjan la deformación, que no sean las columnas.

3.- Carga última de diseño : $P_u = 24.41$ Tn-m.

4.- Solución considerando flexión únicamente en éste sentido.

a) Longitud efectiva : kh

- Rigideces de vigas y columnas



$$r_A = \frac{\sum (I/L)_{COL}}{(I/L)_{VIG}} = \frac{6.1}{9.17} = .665$$

$$r_B = \frac{6.1 + 4.4}{9.17} = 1.145$$

- De las cartas de alineamiento obtenemos $k = 1.28$
- Longitud efectiva : $kh = 1.28 \times 3.00 = 4.84 \text{ m.}$

b) Radio de giro : $r = 0.3t = .12 \text{ m.}$

c) Esbeltez : $\frac{kh}{r} = \frac{4.84}{.12} = 40.3 > 22$

DEBE DISEÑARSE COMO COLUMNA LARGA.

d) Módulo de elasticidad : $E_c = 4300 w^{1.5} \sqrt{f'_c}$
 $E_c = 2.2 \times 10^6 \text{ T/m}^2$ para $f'_c = 210 \text{ Kgs/Cm}^2$

e) Momento de inercia de la columna :

$$I_g = 213.33 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

f) Producto : $EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + R_m)}$

- $R_m = \frac{M_{CM}}{M_T} = 0$

- $EI = \frac{220,000 \times 213.33 \times 10^4}{2.5} = 187.7 \times 10^8 \text{ Kgs-cm}^2$

g) Carga crítica : $P_c = \frac{\pi^2 E_c I_g}{(hk)^2}$

$$P_c = \frac{(3.14)^2 \times 187.7 \times 10^5}{(484)^2} = 790.0 \text{ Tn.}$$

h) Factor de amplificación : $f = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_c}}$

$$f = \frac{1}{1 - \frac{24.41}{0.0}} = \frac{1}{0.97} = 1.03 \text{ (3\% de aumento)}$$

h) Momento magnificado : $M = \phi M_2$

$$M = 1.03 \times 8.44 = 8.7 \text{ Tn-m.}$$

5.- Excentricidad : $e = \frac{M}{P} = \frac{8.70}{24.41} = 0.357$

- relación $e/t = 0.357/0.40 = 0.90$

FALLA POR TRACCION

B.1.3.- DISEÑO POR FLEXION BIAxIAL.-

1.- Tantear $12\phi 1"$ en las cuatro caras :

- $A_{st} = 60.72 \text{ cm}^2$

- $p_t = 0.038$

2.- Sentido principal : $e/t = 1.13$ y $p_t = 0.038$

1 : $g = 0.6$ $K_p = 0.114$

2 : $g = 0.7$ $K_p = 0.130$

Interpolando para $g = 0.675$; $K_p = 0.126$

3.- Sentido secundario : $e/t = 0.90$ y $p_t = 0.038$

1 : $g = 0.6$ $K_s = 0.150$

2 : $g = 0.7$ $K_s = 0.170$

Interpolando para $g = 0.675$; $K_s = 0.165$

4.- Cálculo de K_o (equivalente a carga concéntrica)

- $P_o = \phi(0.85 A_g f'_c + A_s f_y) = \phi(0.85 b t f'_c + A_s f_y)$

- $K_o = \frac{P_o}{f'_c b t} = \phi(0.85 + A_s f_y / f'_c b t)$

$$K_o = 0.7(0.85 + A_s f_y / f'_c b t)$$

- $K_o = 0.7(0.85 + 60.72 \times 2800 / 210.40 \times 40) = 0.949$

5.- Fórmula de las INVERSAS : $1/K = 1/K_p + 1/K_s - 1/K_o$

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{0.126} + \frac{1}{0.165} - \frac{1}{0.949} = 12.943$$

6.- Carga resistente : $P_o = K f'_c b t$

$$P_u = \frac{336}{12.943} = 25.96 \text{ Tn} \quad ; \text{ CONFORME}$$

B.2.- SITUACION DE CARGAS VIVAS :

EN DAMERO II

B.2.1.- SENTIDO PRINCIPAL.-

1.- Carga en columna : SIN REDUCIR

2.- Momentos últimos : $M_2 = 15.04$ Tn-m.

$$M_1 = 10.53$$

El mayor momento por CM : $M_{CM} = 9.19$ Tn-m.

SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

3.- Carga última de diseño : $P_u = 21.07$ Tn.

4. Solución considerando flexión en és sentido :

a) $34-12 \times 10.53/15.04 = 25.6 > 17.3$, esbeltex de la columna. Luego se comporta como COLUMNA CORTA.

b) - Excentricidad $e = M/P = 15.04/21.07 = 0.715$

- Relación $e/t = 0.715/0.40 = 1.788$

FALLA POR TRACCION

B.2.2.- SENTIDO SECUNDARIO.-

1.- Carga en columna : SIN REDUCIR

2.- Momentos últimos : $M_2 = 8.44$ Tn-m.

$$M_1 = 8.30$$

Momento por carga muerta : $M_{CM} = 0$

Hay doble CURVATURA y se considera CON DESPLAZAMIENTO LATERAL.

3.- Carga última de diseño : $P_u = 21.07$ Tn.

4.- Solución considerando flexión únicamente en éste sentido.

a) Longitud efectiva : $kh = 4.84$ m.

b) Esbeltex : $kh/r = 40.3 > 22$

DEBE DISEÑARSE COMO COLUMNA LARGA

c) Producto $EI = 187.7 \times 10^8$ Kg-cm²

d) Carga crítica : $P_c = 790.0 \text{ Tn.}$

e) Factor de amplificación : $f = \frac{1}{1 - \frac{407}{790.0}} = 1.025$

f) Momento magnificado : $M = 1.025 \times 8.44 = 8.65 \text{ Tn-m.}$

g) - Excentricidad : $c = 8.65/21.07 = 0.41$

- relación $e/t = 0.41/0.40 = 1.025$ (FALLA POR TRACCIÓN).

8.2.3.- DISEÑO POR FLEXION BIAxIAL.-

1.- Tantear $12\phi 1" + 4\phi 7/8"$ en las cuatro caras :

- $A_{st} = 76.32 \text{ cm}^2$

- $p_t = 0.0477$

2.- Sentido principal : $e/t = 1.788$ y $p_t = 0.0477$

1 : $g = 0.6$ $K_p = 0.091$

2 : $g = 0.7$ $K_p = 0.100$

Interpolando para $g = 0.675$, $K_p = 0.097$

3.- Sentido secundario : $e/t = 1.025$ y $p_t = 0.0477$

1 : $g = 0.6$ $K_p = 0.160$

2 : $g = 0.7$ $K_p = 0.172$

Interpolando para $g = 0.675$ $K_g = 0.169.$

4.- Cálculo de K_o

$K_o = 0.7(0.85 + 76.32 \times 2800 / 210 \times 1600) = 1.04$

5.- Fórmula de las INVERSAS :

$P_u = 336 / 15.26 = 22.0 \text{ Tn}$ ¡CONFORME

B.3.- SITUACION DE CARGAS VIVAS :

CARGAS PLENAS

B.3.1.- SENTIDO PRINCIPAL.-

1.- Carga en columna : SIN REDUCIR (Azotea)

2.- Momentos últimos : $M_2 = 14.36 \text{ Tn-m}$

$M_1 = 12.34$

El mayor momento por CM : $M_{CM} = 9.19 \text{ Tb-m.}$

DOBLE CURVATURA Y SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

3.- Carga última de diseño : $P_u = 24.18 \text{ Tn.}$

4.- Con flexión en ésta dirección :

a) $34 - 12 \times 12.34/14.36 = 23 > 17.3$

SE COMPORTA COMO COLUMNA CORTA.

b) - Excentricidad : $e = 14.36/24.18 = 0.60$

- relación $e/t = 0.60/0.40 = 1.5$

FALLA POR TRACCION

B.3.2.- SENTIDO SECUNDARIO.-

1.- Carga en columna : SIN REDUCIR

2.- Momentos últimos : $M_2 = 8.44 \text{ Tn-m.}$

$M_1 = 8.30$

Momento : $M_{CM} = 0$

DOBLE CURVATURA Y CON DESPLAZAMIENTO LATERAL

3.- Carga última de diseño : $P_u = 24.18 \text{ Tn}$

4.- Con flexión en ésta dirección :

a) Longitud efectiva : $kh = 4.84 \text{ m.}$

b) Esbeltez : $kh/r = 40.3 > 22$

DEBE DISEÑARSE COMO COLUMNA LARGA

c) Carga crítica : $P_c = 790.0 \text{ Tn.}$

d) Factor de amplificación : $f = \frac{1}{1 - \frac{24.18}{790.0}} = 1.03$

e) Momento magnificado : $M = 1.03 \times 8.44 = 8.7 \text{ Tn-m.}$

f) - Excentricidad : $e = 8.7/24.18 = 0.36$

- relación $e/t = 0.36/0.40 = 0.90$

FALLA POR TRACCION

B.3.3.- DISEÑO POR FLEXION BIAxIAL.-

1.- Tantear $12\phi 1" + 4\phi 7/8"$ en las cuatros caras :

- $A_{st} = 76.32 \text{ cm}^2$

- $p_t = 0.0477$

2.- Sentido principal : $e/t = 1.5$ y $p_t = 0.0477$

$$\# 1 : g = 0.6 \quad K_s = 0.182$$

$$\# 2 : g = 0.7 \quad K_s = 0.200$$

Interpolando para $g = 0.675$, $K_s = 0.195$

4.- Cálculo de K_o :

$$K_o = 0.7(0.85 + 76.32 \times 2800 / 210 \times 1600) = 1.04$$

5.- Fórmula de las INVERSAS

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{0.112} = \frac{1}{0.195} = \frac{1}{0.04} = 13.10$$

6.- Carga resistente : $P_u = Kf'_c b t$

$$P_u = \frac{336}{13.10} = 25.6 \text{ Tn} \quad \text{¡CONFORME}$$

C.- POSIBILIDAD III.-

CON FLEXION UNIAXIAL

CONDICION DE DISEÑO :

- 1.25(CM + CV + S) en el sentido del pórtico principal
- 1.25(CM + CV) en el sentido del pórtico secundario.

C.1 SITUACION DE CARGAS VIVAS.-

EN DAMERO I

- 1.- Carga en columna : SIN REDUCIR
- 2.- Momentos últimos en el pórtico principal $\cdot M_2 = 11.50 \text{ Tn-m}$
 $M_1 = 8.75$

Momento por CM : $M_{CM} = 9.19 \text{ Tn-m.}$

SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL .

- 3.- Carga última de diseño : $P_u = 23.13 \text{ Tn.}$
- 4.- Momentos últimos en el pórtico secundario se desprecian.
- 5.- Con flexión en el sentido principal solamente.

a) Expresión mínima de esbeltez :

$$34 - 12 \times 8.75 / 11.50 = 25 > 17.3$$

DISEÑAR COMO COLUMNA CORTA.

b) - Excentricidad : $e = 11.50 / 23.13 = 0.497$

- relación $e/t = 0.497 / .40 = 1.245$

FALLA POR TRACCION

c) Area de acero :

- $K = P_u/336 = 23.13/336 = 0.069$

- En la # 2, se tiene : $p_t = 0.016$

- Area de acero : $A_{st} = 0.016 \times 40 \times 40 = 25.6 \text{ cm}^2$

- En varillas : 6Ø1" con $A_{st} = 30.30 \text{ cm}^2$

d) Carga resistente :

- $p_t = 30.30/40 \times 40 = 0.019$

- Cálculo de K : distribuído en cuatro caras

1 : $g = 0.6$ $K = 0.065$

2 : $g = 0.7$ $K = 0.070$

Interpolando para $g = 0.675$ $K = 0.069$

- Cálculo de la carga resistente :

$P_u = 0.069 \times 336 = 23.18 \text{ Tn}$; CONFORME

C.2.- SITUACION DE CARGAS VIVAS .-

EN DAMERO II

1.- Carga en columna : SIN REDUCIR

2.- Momentos últimos en el pórtico principal : $M_2 = 15.44 \text{ Tn-m}$

$M_1 = 11.04$

Momento por CM : $M_{CM} = 9.19 \text{ Tn-m}$.

SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

3.- Carga última de diseño $P_u = 19.80 \text{ Tn}$.

4.- No se toman en cuenta los momentos en el pórtico secundario.

5.- Considerando flexión en el pórtico principal solamente :

a) Expresión de esbeltez : $34-12 \times 11.04/15.44 = 25 > 17.3$

SE DISEÑA COMO COLUMNA CORTA

b) - Excentricidad : $e = 15.44/19.80 = 0.78$, $e/t = 1.95$

FALLA POR TRACCION

c) Area de Acero :

- $K = 19.80/336 = 0.059$

- En la tabla # 2 : $p_t = 0.028$ y $A_{st} = 44.8 \text{ cm}^2$

- En varillas : 10 \emptyset 1" con $A_{st} = 50.60 \text{ cm}^2$

d) Carga resistente :

- $p_t = 50.60/40 \times 40 = 0.0317$

- K con distribución de varillas en cuatro caras :

1 con $g = 0.6$ $K = 0.065$

2 con $g = 0.7$ $K = 0.072$

Interpolando para $g = 0.675$ $K = 0.070$

- Cálculo de la carga resistente :

$$P_u = 0.070 \times 336 = 23.52 \text{ Tn} \quad \text{¡CONFORME}$$

C.3.- SITUACION DE CARGAS VIVAS :

CARGAS PLENAS

1.- Carga en columna : SIN REDUCIR

2.- Momentos últimos en el pórtico principal : $M_2 = 14.76 \text{ Tn-m}$

$$M_1 = 12.85$$

Momento por CM : $M_{CM} = 9.19 \text{ Tn-m}$

SIN DESPLAZAMIENTO LATERAL

3.- Carga última de diseño : $P_u = 22.90 \text{ Tn}$.

4.- Los momentos en el pórtico secundario no se toman en cuenta.

5.- Con flexión únicamente en el sentido principal, se tiene :

$$a) 34 - 12 \times 12.85/14.76 = 23.5 > 17.3$$

COLUMNA CORTA

b) - Excentricidad : $e = 14.76/22.90 = 0.645$, $e/t = 1.61$

FALLA POR TRACCION

c) Area de acero :

$$- K = 22.90/336 = 0.068$$

- En la tabla # 2 : $p_t = 0.026$ y $A_{st} = 41.6 \text{ cm}^2$

- En varillas 8 \emptyset 1" + 2 \emptyset 7/8" con $A_{st} = 48.13 \text{ cm}^2$

d) Carga resistente :

$$- p_t = 48.13/40 \times 40 = 0.030$$

- K con distribución de varillas en cuatro caras :

1 con $g = 0.6$ $K = 0.069$

2 con $g = 0.7$ $K = 0.075$

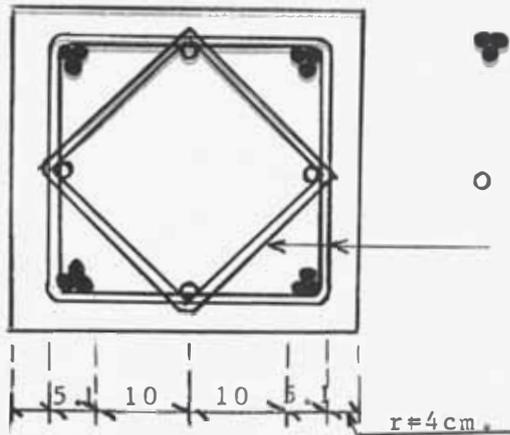
Interpolando para $g = 0.0675$, $K = 0.073$

- Carga resistente :

$P_u = 0.073 \times 336 = 24.50 \text{ Tn}$ ¡CONFORME

D.- DISTRIBUCION DEL REFUERZO LONGITUDINAL.-

El diseño de la posibilidad II nos ha dado la condición crítica y se obtiene el refuerzo longitudinal : $12\phi 1" + 4\phi 7/8"$ que debe distribuirse en las cuatro caras de la columna de la manera siguiente :



● paquete de 3 $\phi 1"$ en toda la longitud de la columna con diámetro equivalente de 4.45 cm.

○ 4 $\phi 7/8"$

□ de $3/8"$

E.- REQUERIMIENTO PARA EL REFUERZO TRANSVERSAL.-

1) Refuerzo especial : $\frac{P}{A_g} = \frac{24,180}{1,600} = 15.1 \text{ Kg/cm}^2$

$0.12f'_c = 0.12 \times 210 = 25.2 \text{ Kgs/cm}^2$

Luego $(P/A_g) < 0.12f'_c$ y NO REQUIERE ESTRIBOS ESPECIALES

2) Espaciamiento máximo de estribos :

- 16 ϕ Varillas Long. = $16 \times 2.54 = 40.6 \text{ cm.}$

- 48 ϕ □_s = $48 \times 3/8 \times 2.54 = 45.72 \text{ cm.}$

- La menor dimensión de la columna = 40.0 cm.

3) Usar □ $3/8"$ 1 .05, 4 .10, 3 .20 y resto a .30 en cuadro extremo.

RESULTADOS DEL DISEÑO PARA LA COLUMNA 10C2E

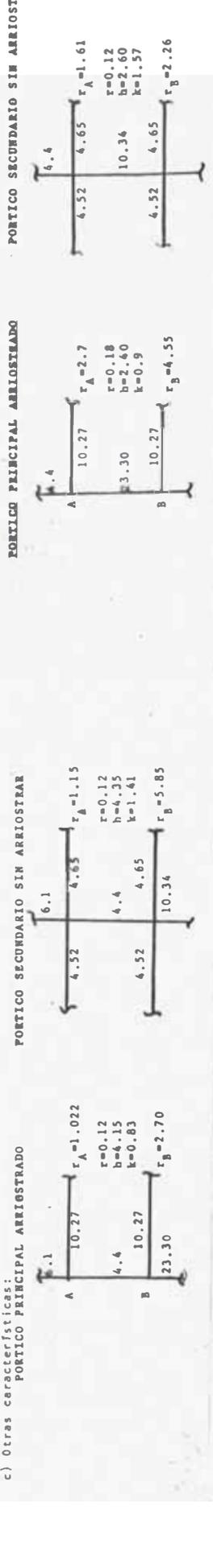
DISEÑO	POSIBILIDAD I		POSIBILIDAD II				POSIBILIDAD III		
	1.5CM + 1.8CV	1.25 (CM+CV) 1.25 (CM+CV+S)	PORTICO PRINCIPAL PORTICO SECUNDARIO	P.PRINC DAM. I	P.SECUN C.PLENA	P.PRINC DAM. II	P.SECUN C.PLENA	1.25 (CM+CV+S) 1.25 (CM+CV) PORT. P. PORT. S.	
FLEXION	UNIAXIAL								
DIRECC.	BIAXIAL								
CV	DAMERO I	DAMERO II	C.PLENA	P.PRINC DAM. I	P.SECUN C.PLENA	P.PRINC DAM. II	P.SECUN C.PLENA	PORTICO PRINCIPAL DAM. II	C.PLENA
f	1.0	1.0	1.0	1.0	1.03	1.0	1.03	1.0	1.0
M	13.62	19.49	18.52	10.99	8.70	15.04	8.65	14.36	15.44
Pv	28.58	23.78	28.24	24.41		21.07		24.18	19.80
e/t	1.20	2.05	1.64	1.13	0.90	1.79	1.025	1.5	1.95
FALLA	TRACCION	TRACCION	TRACC.	TRACCION	TRACC.	TRACCION	TRACC.	TRACCION	TRACC.
∅	8∅1"	12∅1"	12∅1"	12∅1"	12∅1"	12∅1"+4∅7/8"	12∅1"+4∅7/8"	12∅1"+4∅7/8"	10∅1"
Puresis	31.75	23.85	29.57	25.96		22.00		25.60	23.52
Pt	0.025	0.038	0.038	0.038		0.048		0.048	0.032

- 1.- Se consideró que la columna en el sentido del pórtico principal está restringido contra desplazamientos laterales. No siendo así en el sentido del pórtico secundario por lo que $C_m = 1.0$.
- 2.- El factor de magnificación "f" que toma en cuenta el pandeo de columnas es la unidad o muy cercano, siendo el aumento prácticamente despreciable.
- 3.- La situación crítica de diseño está dada por la posibilidad I y dentro de ella una de las variaciones de carga viva es prácticamente igual a la condición de carga plena. La posibilidad III, como se había previsto, no es crítica debido a que las columnas no toman sismo en el sentido del pórtico principal.
- 4.- La cuantía es aproximadamente del 5%. Se considera un poco alta pero no crítica de acuerdo a las recomendaciones.

POSIBILIDAD III

DISEÑO	POSIBILIDAD I		POSIBILIDAD II		POSIBILIDAD III		POSIBILIDAD IV	
	1.5CM+11.8CV	1.25(CM+CV) PORTICO PRINCIPAL 1.25(CM+CV) PORTICO SECUNDARIO	1.25(CM+CV) PORTICO PRINCIPAL 1.25(CM+CV) PORTICO SECUNDARIO	1.25(CM+CV+S) P.PRINCIPAL 1.25(CM+CV) P.SECUNDARIO				
FLEXION	UNIAXIAL							
DIRECC.	PORTICO PRINCIPAL				PORTICO SECUNDARIO			
CV	DAM. I	C.PLENA AN. II	C. PLENA AN. II	C. PLENA AN. II	DAM. I	DAM. II	C. PLENA AN. II	C. PLENA AN. II
M ₂	6.28	12.70	6.44	6.18	9.69	6.18	7.09	10.49
M ₁	6.26	6.69	5.21	5.48	5.34	5.48	6.01	5.99
M _{CM}	6.26	6.26	5.21	0.00	5.21	0.00	5.21	5.21
P _J	60.14	78.08	51.24	63.69	65.48	65.48	49.30	61.75
R _{H/F}	28.70	28.70	48.80	48.80	28.70	48.80	28.70	28.70
Esbeltez mínima.	25.00	27.70	24.30	22.00	18.80	22.00	23.80	27.20
COL.	LARGA	LARGA	LARGA	LARGA	LARGA	LARGA	LARGA	LARGA
E _c	125.50	125.50	114.20	187.70	121.90	187.70	108.80	125.30
x	108	108	108	108	108	108	108	108
P _c	780	1045	953	540.8	1013.0	540.8	900.0	1045.0
e	1.00	1.00	1.00	1.13	1.00	1.13	1.00	1.00
H	8.28	12.70	6.44	6.80	9.69	6.95	7.09	10.49
e	0.138	0.165	0.126	0.132	0.157	0.113	0.144	0.170
e/t	0.344	0.410	0.395	0.332	0.392	0.283	0.370	0.415
FALLA	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.
A _{st}	15.6	23.44	15.6	31.67	35.79	15.6	60.80	30.40
P _t	0.01	0.0147	0.01	0.0196	0.0224	0.01	0.0253	0.0127
K	0.277	0.251	0.250	0.288	0.290	0.370	0.265	0.223
K ₀	0.757	0.780	0.780	0.780	0.780	0.780	0.780	0.780
uresist	93.0	84.0	84.0	69.0	74.2	88.0	70.5	75.0
g	407/8"	407/8"	407/8"	407/8"	407/8"	407/8"	407/8"	407/8"

NOTA.- a) En los casos donde f < 1.0 debido a valores de Cm, se consideró f = 1.0.
 b) El diseño crítico está dado por la posibilidad II con cargas plenas semejantes a uno de los daderos.
 c) Otras características:



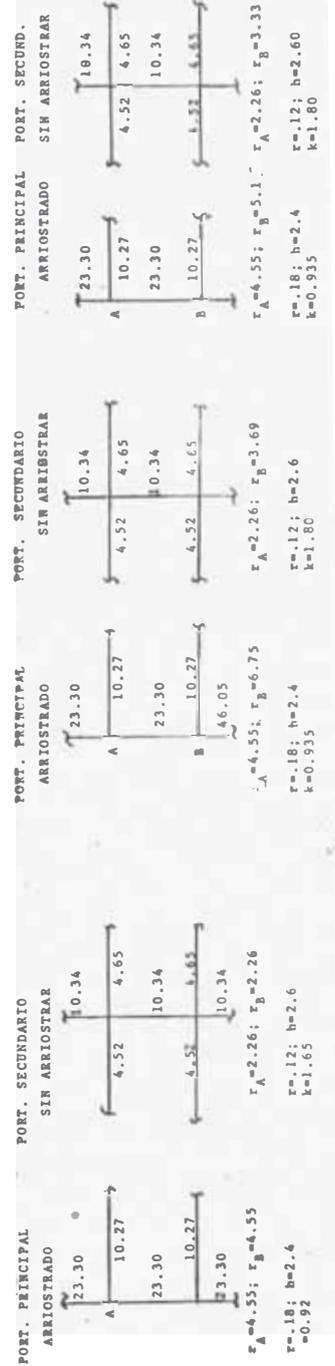
POSIBILIDAD I

POSIBILIDAD II

POSIBILIDAD III

POSIBILIDAD IV

DISERO	POSIBILIDAD I I				POSIBILIDAD II			
	1.25(CM+CV)	1.25(CM+CV)	1.25(CM+CV)	1.25(CM+CV)	1.25(CM+CV)	1.25(CM+CV)	1.25(CM+CV)	1.25(CM+CV)
FLEXION	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L
DIRECC.	P.PRINC.	P.PRINC.	P.PRINC.	P.PRINC.	P.PRINC.	P.PRINC.	P.PRINC.	P.PRINC.
CV	DAM. I	DAM. II	C.PLENA	CARGAS PLENAS	DAM. I	DAM. II	C.PLENA	CARGAS PLENAS
M2	17.05	16.94	16.95	17.35	16.95	17.63	17.94	17.03
M1	9.14	13.92	13.92	15.11	13.92	10.79	14.67	14.70
MCR	14.43	00.00	00.00	14.43	00.00	13.77	00.00	13.77
Pu	123.55	129.88	129.88	146.40	160.97	157.67	175.50	196.27
kN/r	12.26	35.85	35.85	12.26	35.85	12.35	39.00	12.35
ESBELTE MINIMA.	27.50	22.00	22.00	23.50	22.00	26.60	22.00	23.60
COL.	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA
Ec Ig 108	281.60	281.60	281.60	281.60	281.60	281.60	281.60	281.60
Pc	1508.60	1508.60	1508.60	1508.60	1508.60	1267.64	1267.64	1267.64
f	1.0	1.09	1.09	1.0	1.11	1.0	1.145	1.0
M	17.05	18.48	18.48	17.35	18.81	17.63	20.54	17.03
e	0.138	0.15	0.144	0.12	0.13	0.11	0.128	0.088
e/t	0.23	0.374	0.22	0.36	0.20	0.326	0.183	0.32
FALLA	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.
Ast	60.80	60.80	60.80	70.94	81.07	70.94	86.46	131.70
Pt	0.0254	0.0254	0.0254	0.0295	0.0338	0.0295	0.036	0.055
K	0.481	0.336	0.496	0.344	0.533	0.383	0.591	0.412
Ko	0.832	0.832	0.832	0.874	0.914	0.861	0.931	1.107
Puresis.	130.5	130.5	130.5	150.00	166.2	170.0	182.0	204.0
φ	1281"	1281"	1281"	1401"	1681"	1481"	1481" + 407/8"	2681"

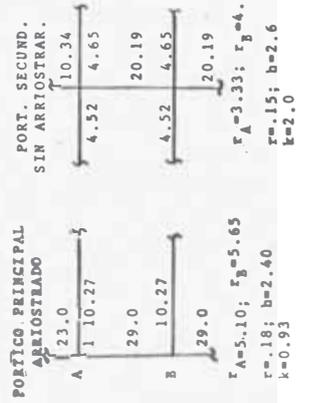


DISEÑO DE LA COLUMNA 4CEZ

0 x 60

(50 x 60)

DISEÑO	POSIBILIDAD II		POSIBILIDAD II		POSIBILIDAD II		POSIBILIDAD II									
	1.25(CM+CV) 1.25(CM+CV+S)	PORTICO PRINCIPAL PORTICO SECUNDARIO														
<p>PLEXION</p> <p>DIRECC. P.PRINC. P.SEC. P.PRINC. P.SEC. P.PRINC. P.SEC. P.PRINC. P.SEC.</p> <p>CV DAM. II C.PLENA CARGAS PLENAS DAM. I C.PLENA CARGA PLENA DAM. I C.PLENA CARGA PLENA DAM. II C.PLENA C.PLEMAS</p>	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L	B I A X I A L									
M ₂	20.00	20.12	20.40	20.12	18.01	18.33	17.90	18.33	21.53	14.00	21.40	14.00	20.00	21.84	19.43	21.84
M ₁	11.69	16.51	17.96	16.51	9.80	15.01	15.73	15.01	10.65	11.55	16.75	11.55	8.49	5.63	14.40	5.63
M _{CM}	13.90	00.00	13.90	00.00	12.44	0.00	12.44	0.00	12.13	0.00	12.13	0.00	10.81	0.00	10.81	0.00
P _u	225.31	235.99	256.97	267.72	291.57	299.13	336.01	333.34								
h/r	12.40	34.67	12.40	34.67	12.40	36.70	12.40	36.70	12.40	36.70	12.40	36.70	36.0	31.20	36.0	31.20
SBELTEZ MINIMA	27.00	22.00	23.40	22.00	27.50	22.00	23.50	22.00	28.00	22.00	24.60	22.00	28.9	22.0	25.1	22.00
COL.	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA	CORTA	LARGA
E _c I g	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00	550.00
P _c	2005.5	2005.5	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30	1773.30
f	1.00	1.126	1.00	1.134	1.00	1.17	1.00	1.18	1.00	1.20	1.00	1.20	1.00	1.158	1.00	1.156
M	20.00	22.66	20.40	22.82	18.01	21.45	17.90	21.63	21.53	16.80	21.40	16.80	20.04	25.29	19.43	25.25
e	0.088	0.10	0.0862	0.0965	0.0695	0.083	0.0666	0.0805	0.0735	0.0574	0.0713	0.056	0.0595	0.0750	0.0581	0.0755
e/r	0.147	0.20	0.144	0.193	0.116	0.166	0.111	0.161	0.123	0.115	0.119	0.112	0.10	0.15	0.10	0.15
FALLA	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.	COMP.
A _{st}	60.80	60.80	60.80	60.80	60.80	60.80	60.80	60.80	60.80	68.56	111.43	111.43	111.43	111.43	111.43	111.43
P _t	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0229	0.0371	0.0371	0.0371	0.0371	0.0371	0.0371
K	0.549	0.488	0.549	0.488	0.588	0.517	0.598	0.524	0.578	0.587	0.597	0.612	0.731	0.654	0.731	0.644
K _o	0.784	0.784	0.784	0.784	0.784	0.784	0.784	0.784	0.784	0.808	0.942	0.942	0.942	0.942	0.942	0.942
P _{uresist}	240.0	243.0	266.0	274.0	292.4	292.4	306.0	306.0	342.0	342.0	342.0	342.0	342.0	342.0	342.0	342.0
θ	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"	1281"



C A P I T U L O V I I I

P A R E D E S D E C O N C R E T O

8.1.1.- DESCRIPCION

8.1.2.- METRADO

8.1.3.1.- NOTACION

A.- DISEÑO POR COMPRESION

B.- ARMADURA MINIMA

C.1 PUNTO DE FALLA
BALANCEADA

C.2 PUNTO DE FALLA
POR COMP. PURA

C.3 PTO. DE FALLA PO
FLEXION PURA

C.4 PTO. AUXILIAR DE
FALLA POR TRACCIO

C.5 PTO. AUXILIAR DE
L POR COMP.

C.6 RESULTADOS PARA
de 1"

C.7 RESULTADOS PARA
 ϕ de 5/8"

C.8 FUERZA Y MOMENTOS
TUANTES

C.9 COMPROBACION COMO
VIGA

C.10 COMENTARIO

D.- DISEÑO POR CORTE

E.- CURVA DE INTERACCION

A.- DISEÑO POR COMPRESION

B.- ARMADURA MINIMA

C._ DISEÑO POR FLEXION

D. DISEÑO POR CORTE

8.1
CAJA DE
ASCENSOR

8.1.3.2 C.-
PLACAS DE
CONCRETO DISEÑO
POR
FLEXION

8.1.3.-
DISEÑO

8.2
DISEÑO
DE
PLACA I

8.1.- CAJA DE ASCENSOR

8.1.1 DESCRIPCION.-

La caja para el ascensor consiste de paredes de concreto desde la base de cimentación hasta el piso último llegando con cuatro columnas en forma de "L" en sus esquinas, al techo de la caseta de máquinas

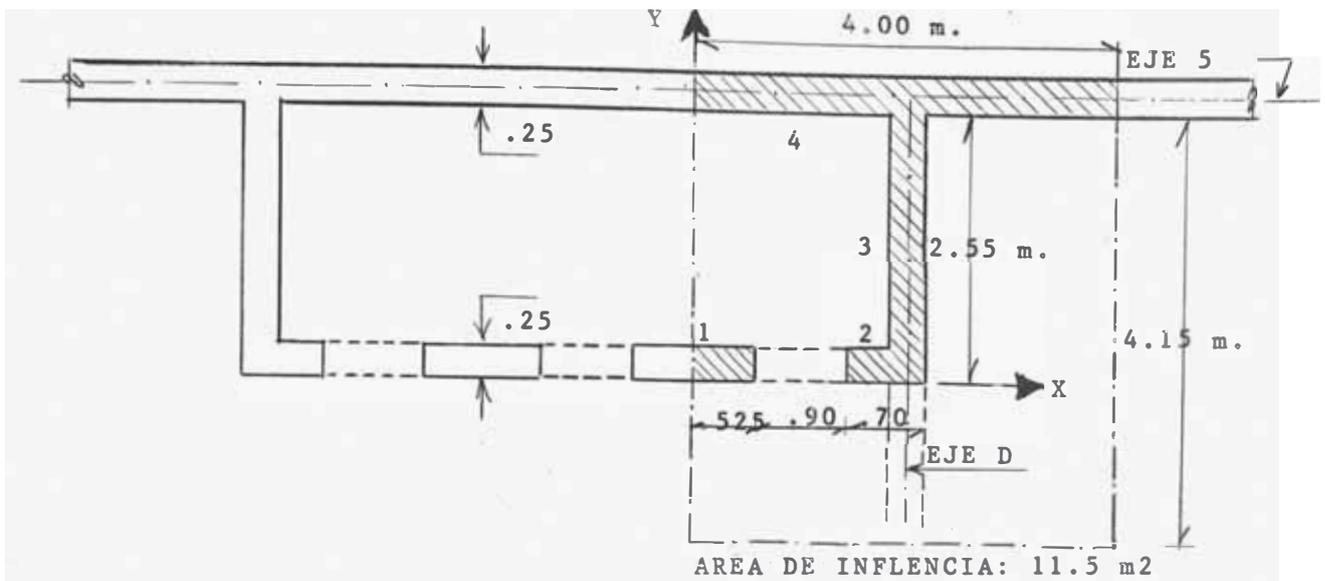
La parte anterior tiene tres aberturas que sirven de entrada al ascensor

La parte posterior pertenece a la placa 5. El espesor considerado es de 0.25 m. En el análisis sísmico no se tomó en cuenta el ascensor en su totalidad como efectivo para tomar sismo; en la dirección principal solamente la placa posterior perteneciente al eje 5 y en la dirección secundaria la placa lateral ubicada en el eje D y con influencia de la placa 5. Por lo tanto, consideramos que el diseño de la placa posterior del ascensor no será crítico por flexión ni por sismo debido a su enorme inercia por ser parte de la placa 5; luego el diseño es por compresión fundamentalmente. En cambio, la placa lateral considerada aisladamente, está sometida a cortantes y momentos por sismo comportándose como una columna sometida a flexocompresión. El refuerzo obtenido del diseño por compresión será verificado por flexión; considerada la placa, conservadoramente, aislada y como columna. Se dice que es conservador puesto que la placa lateral no trabaja aisladamente sino como parte del conjunto rígido que es el ascensor, por lo tanto, con gran participación de la placa 5 y no solamente con la influencia de 4.00 tomado en el análisis sísmico.

Se ha estimado que la capacidad del ascensor es de aproximadamente 40 personas y el peso de cada ascensor de 650 Kgs. (1,950 Kgs. por tres ascensores) haciendo un total de 4,500 Kgs. de sobrecarga.

El metrado del ascensor se presenta en el CAPITULO 2 (2.8 METRADO DEL ASCENSOR). Presentamos un nuevo metrado sobre la placa lateral

con una influencia de 2.0 m. a cada lado. El refuerzo obtenido será el mismo para todo el conjunto del ascensor.



Se estudiará el comportamiento de la zona achurada.

Luego :

$$A = 400 \times 25 + 255 \times 25 + 97.5 \times 25 = 18,813 \text{ cm}^2$$

Centro de gravedad del área achurada

i	A	Y	AY
1	1312.5	12.5	16,406.3
2	1125.0	12.5	14,062.5
3	6375.0	127.5	812,812.5
4	10000.0	267.5	2'675,000.0
Σ	18812.5		3'518,281.3
$Y_G = \frac{3'518,281.3}{18812.5} = 191 \text{ cm.}$			

Cargas totales sobre el área achurada de placa :

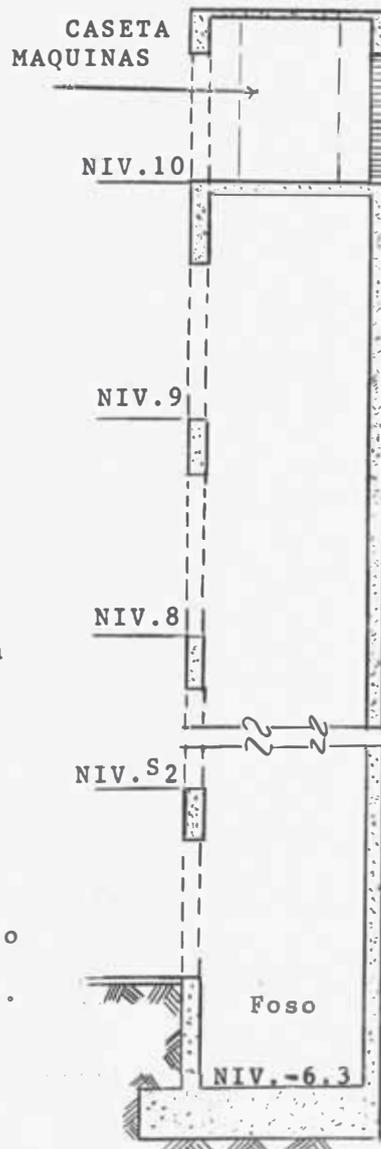
De servicio : $P_S = 328,026 \text{ kg.}$

De rotura : $P_U = 443,283 \text{ kg.}$

Por metro de muro se tendrá :

$P_S = 328,026 / 7.53 = 43,563 \text{ kg/m. de muro}$

$P_U = 443,283 / 7.53 = 58,870 \text{ kg/m de muro.}$



8.1.3.- DISEÑO DE LA CAJA DE ASCENSORES

8.1.3.1.- NOTACION.-

A_g = Area de la sección transversal

f'_c = resistencia a la compresión especificada del concreto

h = espesor del muro

l_c = distancia vertical entre pisos

P_u = carga axial de compresión.

ϕ = factor de reducción de capacidad

D = ancho de placa

8.1.3.2.- DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO.-

De acuerdo al Reglamento del A.C.I. 318-71 los muros deben ser diseñados para resistir todas las cargas a que están sujetas, incluyendo cargas laterales, axiales, excéntricas, etc.

Cuando la carga resultante cae dentro del tercio central de la sección puede considerarse que es concéntrica y la pared puede diseñarse por compresión usando la expresión empírica :

$$P_u = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{l_c}{40h} \right)^2 \right]$$

Cuando la carga cae fuera del tercio central de la sección la placa debe ser diseñada para la combinación de carga axial con flexión.

A.- DISEÑO POR COMPRESION.-

- Area de la sección $A_g = 18,812 \text{ cm}^2$

- Carga resistente última :

$$P_u = 0.55 \times 0.70 \times 210 \times 18,812.5 \left[1 - \left(\frac{290}{40 \times 25} \right)^2 \right]$$

$$P_u = 1393 \quad T_n > 443,283 \quad \text{¡ CONFORME}$$

- No se requiere armadura por compresión

B.- ARMADURA MINIMA.-

- Armadura horizontal.- Se especifica que :

$$A_{sh} = 0.0025bh = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

\emptyset 3/8" @ .22 en dos capas

\emptyset 1/2" @ 0.40 en dos capas.

- Separación máxima : se especifica que no sea mayor

$$a : \frac{D}{5} = \frac{280}{5} = 56 \text{ cms.}$$

$$1.5h = 1.5 \times 25 = 37.5 \text{ (valor que manda)}$$

$$18" = 45 \text{ cms.}$$

- Armadura vertical.- Se especifica :

$$A_{sv} = 0.0015bh = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

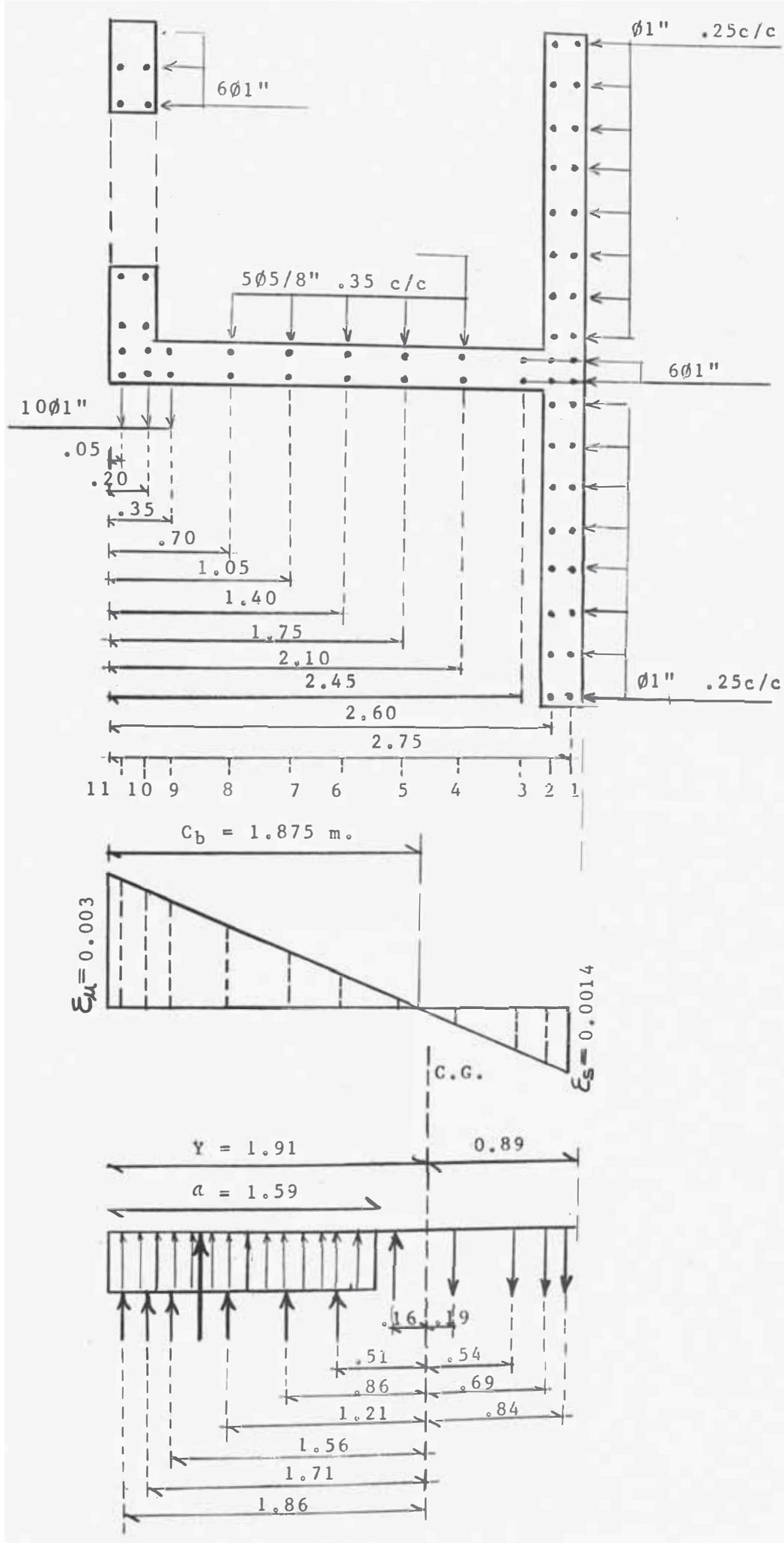
\emptyset 3/8" @ 38 cm. en dos capas

con separación máxima de $3h = 75 \text{ cm}$ o $18" = 45 \text{ cm}$. (manda)

C.- DISEÑO POR FLEXION.-

Considerando que : $2.80/6 = 0.47 \text{ m}$. indica la máxima excentricidad que debe tener la carga para adoptar el diseño anterior; el momento por sismo es : $M_u = 1,258 \times 1.25 = 1572.5 \text{ T-m}$. en el primer piso y la máxima carga es $P_u = 443.283 \text{ T}$ con la cual la excentricidad $e = M/P = 3.5 \text{ m}$. lo que significa que trabaja con flexo-compresión pero con flexión dominante. Seguidamente construiremos la curva de interacción entre cargas y momentos.

El diseño más desfavorable es cuando se origina compresión en la zona de menor área. Estimamos una cuantía del 1% en la zona de tracción, y $\emptyset 5/8" .35$ en zonas intermedias.



Se calculará la capacidad resistente de la sección para diferentes modos de falla para obtener la curva de interacción

C.1 .- Punto de falla balanceada :

1) Se debe cumplir :

- En el extremo en compresión : deformación del concreto :

$$\epsilon_{uc} = 0.003$$

- En la varilla extrema en tracción : deformación del acero:

$$\epsilon_s = 0.0014$$

2) Considerando que la posición de la varilla extrema está a 2.75 m. de la fibra extrema en compresión, la posición del eje neutro respecto a ésta última está dado por la expresión siguiente :

$$C_b = 2.75 \cdot \frac{0.003}{0.003 + 0.0014} = 1.875 \text{ m.}$$

obtenido con semejanza de triángulo.

3) La altura del rectángulo de esfuerzos será :

$$a_b = k_1 C_b = 0.85 \times 1.875 = 1.59 \text{ m}$$

4) El área de compresión está dividida en dos partes, una con altura de a_b y espesor $b = .25 \text{ m.}$, otra con altura de $.25 \text{ m.}$ y ancho de $b' = .45 + .525 = .975 \text{ m.}$

Luego la fuerza de compresión será .

$$C_c = 0.85 f'_c a b = 0.85 \times 210 \times 1.59 \times 25 + 0.85 \times 210 \times 25 \times 97.5$$

$$C_c = 1144.63 \text{ Tn}$$

5) Deformaciones :

$$\epsilon_1 = 0.003 \left(\frac{2.75}{1.875} - 1 \right) = 0.00140 \text{ (FLUYE)}$$

$$\epsilon_2 = 0.003 \left(\frac{2.60}{1.975} - 1 \right) = 0.00116$$

$$\begin{aligned}\epsilon_3 &= 0.003 \left[(2.45/1.875) - 1 \right] = 0.00092 \\ \epsilon_4 &= 0.003 \left[(2.10/1.875) - 1 \right] = 0.000360 \\ \epsilon_5 &= 0.003 \left[1 - (1.75/1.875) \right] = 0.000201 \\ \epsilon_6 &= 0.003 \left[1 - (1.40/1.875) \right] = 0.000759 \\ \epsilon_7 &= 0.003 \left[1 - (1.05/1.875) \right] = 0.00132 \\ \epsilon_8 &= 0.003 \left[1 - (.70/1.875) \right] = 0.001981 \text{ (FLUYE)} \\ \epsilon_9 &= 0.003 \left[1 - (.350/1.875) \right] = 0.002439 \text{ (FLUYE)} \\ \epsilon_{10} &= 0.003 \left[1 - (.25/1.875) \right] = 0.00260 \text{ (FLUYE)} \\ \epsilon_{11} &= 0.003 \left[1 - (.05/1.875) \right] = 0.00292 \text{ (FLUYE)}\end{aligned}$$

6) Esfuerzos : $f = \epsilon E$, siendo $E = 2.0 \times 10^6 \text{ Kgs/cm}^2$

$$f_1 = 2,800 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$f_2 = 0.00116 \times 2.0 \times 10^6 = 2,320$$

$$f_3 = 0.00092 \times 2.0 \times 10^6 = 1,840$$

$$f_4 = 0.00036 \times 2.0 \times 10^6 = 720$$

$$f_5 = 0.000201 \times 2.0 \times 10^6 = 402$$

$$f_6 = 0.000759 \times 2.0 \times 10^6 = 1,518$$

$$f_7 = 0.00132 \times 2.0 \times 10^6 = 2,640$$

$$f_8 = f_9 = f_{10} = f_{11} = 2,800 \text{ Kgs/cm}^2$$

7) La carga resistente total y el momento último resistente se obtiene de la siguiente tabulación. (Ver pág. siguiente)

La posición de la fuerza de compresión está dado por :

$$y_c = \frac{97.5 \times 25 \times 12.5 + 159 \times 25 \times 79.5}{97.5 \times 25 + 159.0 \times 25} = 53.97 \text{ cm.} = 0.54 \text{ m.}$$

Al centro plástico : $1.91 - 0.54 = 1.37 \text{ m.}$

i	Carga Resistente: $P_u = A_s f_s + C_c$ (Tn)	Posición al C.G.	Momento M_i (Tn-m)
1	$P_1 = 90.90 \times 2.800 = - 254.52$	- 0.84	213.80
2	$P_2 = 90.90 \times 2.320 = - 210.89$	- 0.69	145.51
3	$P_3 = 10.10 \times 1.840 = - 18.58$	- 0.54	10.03
4	$P_4 = 3.95 \times 0.720 = - 2.84$	- 0.19	0.54
5	$P_5 = 3.95 \times 0.402 = 1.59$	+ 0.16	0.25
6	$P_6 = 3.95 \times 1.519 = 6.00$	+ 0.51	7.06
7	$P_7 = 3.95 \times 2.640 = 10.43$	+ 0.86	8.97
8	$P_8 = 3.95 \times 2.800 = 11.06$	+ 1.21	13.38
9	$P_9 = 10.10 \times 2.800 = 28.28$	+ 1.56	44.12
10	$P_{10} = 35.40 \times 2.800 = 99.12$	+ 1.71	169.50
11	$P_{11} = 35.40 \times 2.800 = 99.12$	+ 1.86	184.36
12	$C_c = 1144.63$	+ 1.37	1568.14
$P_u = 910.22$		$M_u = 2361.16$	

C-2.- Punto de falla por Compresión Pura.-

Corresponde a $M_u = 0$

$$P_o = 0.85 f_c' A_g + \sum A_s f_y$$

$$P_o = 0.85 \times 21 \times 18,812.5 + 292.55 \times 2.8 = 3358.03 + 819.14$$

$$P_o = 4177.17 \text{ Tn}$$

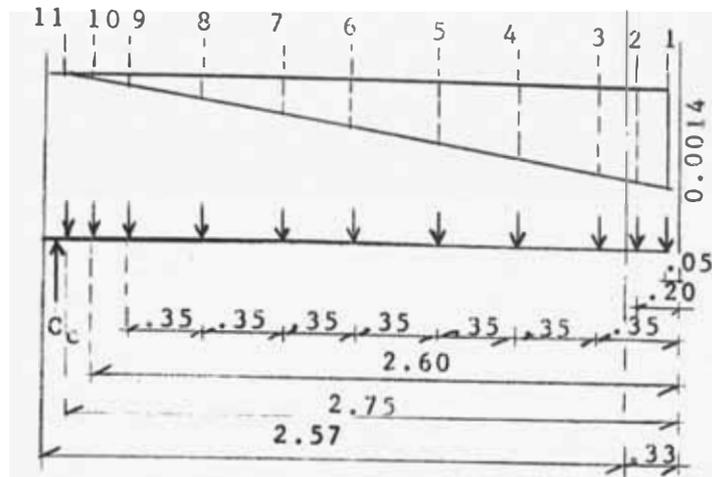
C-3.- Punto de falla por flexión pura (COMO VIGA).-

Corresponde a $P_u = 0$

- 1) Consideramos que el eje neutro se encuentra entre cero y 0.25 m. de la fibra extrema comprimida.

Digamos : $C = 0.05 \text{ m.}$

$$a = 0.85 \times 0.05 = 0.0425 \text{ m.}$$



2) Deformaciones :

$$\epsilon_1 = 0.0014 \left[1 - (0.05/2.75) \right] = 0.00138$$

$$\epsilon_2 = 0.0014 \left[1 - (0.20/2.75) \right] = 0.00130$$

$$\epsilon_3 = 0.0014 \left[1 - (0.35/2.75) \right] = 0.00122$$

$$\epsilon_4 = 0.0014 \left[1 - (0.70/2.75) \right] = 0.00104$$

$$\epsilon_5 = 0.0014 \left[1 - (1.05/2.75) \right] = 0.00087$$

$$\epsilon_6 = 0.0014 \left[1 - (1.40/2.75) \right] = 0.00069$$

$$\epsilon_7 = 0.0014 \left[1 - (1.75/2.75) \right] = 0.00051$$

$$\epsilon_8 = 0.0014 \left[1 - (2.10/2.75) \right] = 0.00033$$

$$\epsilon_9 = 0.0014 \left[1 - (2.45/2.75) \right] = 0.00015$$

$$\epsilon_{10} = 0.0014 \left[1 - (2.60/2.75) \right] = 0.00008$$

$$\epsilon_{11} = 0.0000$$

3) Esfuerzos : $f = \epsilon E$, siendo $E = 2.0 \times 10^3 \text{ Tn/cm}^2$

$$f_1 = 0.00138 \times 2.0 \times 10^3 = 2.760$$

$$f_2 = 0.00130 \times 2.0 \times 10^3 = 2.600$$

$$f_3 = 0.00122 \times 2.0 \times 10^3 = 2.440$$

$$f_4 = 0.00104 \times 2.0 \times 10^3 = 2.080$$

$$f_5 = 0.00087 \times 2.0 \times 10^3 = 1.740$$

$$f_6 = 0.00069 \times 2.0 \times 10^3 = 1.380$$

$$f_7 = 0.00051 \times 2.0 \times 10^3 = 1.020$$

$$f_8 = 0.00033 \times 2.0 \times 10^3 = 0.660$$

$$f_9 = 0.00015 \times 2.0 \times 10^3 = 0.300$$

$$f_{10} = 0.00008 \times 2.0 \times 10^3 = 0.160$$

$$f_{11} = 0.00$$

4) Fuerzas en Varillas : $F = A_s f_s$

$F_6 = 3.95 \times 1.380 = 5.45$	$F_6 = 3.95 \times 1.380 = 5.45$
$F_1 = 90.90 \times 2.760 = 250.00$	$F_7 = 3.95 \times 1.020 = 4.03$
$F_2 = 90.90 \times 2.600 = 236.63$	$F_8 = 3.95 \times 0.660 = 2.61$
$F_3 = 10.10 \times 2.440 = 24.64$	$F_9 = 10.10 \times 0.300 = 3.03$
$F_4 = 3.95 \times 2.080 = 8.22$	$F_{10} = 35.40 \times 0.160 = 5.66$
$F_5 = 3.95 \times 1.740 = 6.87$	$F_{11} = 35.40 \times 0.0 = 0.00$

$$\sum F = 548.02 \text{ Tn.}$$

5) Centro de gravedad de las Barras Traccionadas respecto a la fibra extrema comprimida :

$$Y_{CG} = \frac{\sum FX}{\sum F}$$

i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Un.
F	250.88	236.63	24.64	8.22	6.87	5.45	4.03	2.61	3.03	5.16	0.00	Tn
X	2.75	2.60	2.40	2.10	1.75	1.40	1.05	0.70	0.35	0.20	0.05	m.
FX	689.92	615.29	59.14	17.26	12.02	7.63	4.23	1.83	1.06	1.11	0.00	Tn-

$$Y_{CG} = \frac{1409.44}{548.02} = 2.57 \text{ m.}$$

6) Altura del rectángulo de esfuerzo : a

- Sabemos $C_c = T$, por equilibrio

$$\text{También } C_c = 0.85f'_c b a = 0.85 \times 0.21 \times 122.5 a = 21.87 a \text{ Tn.}$$

$$\text{Luego : } 21.87 a = 548.02$$

$$a = \frac{548.02}{21.87} = 25.05 \text{ cm} \approx t$$

Se puede considerar que trabaja como SECCION RECTANGULAR

6) Recalculando para $C = 25.0$ se obtiene :

- Fuerza resultante de Barras Traccionadas : $\sum F = 534.25 \text{ Tn.}$

- Posición de la fuerza resultante respecto a la fibra más comprimida $Y_c = 2.61 \text{ m.}$

- Altura del rectángulo de esfuerzo $a = 24.4$

7) Momento resistente de la sección respecto al centro plástico:

$$M_u = T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = 534.25 \left(2.61 - \frac{0.244}{2} \right)$$

$$M_u = 1324.94 \text{ Tn-m.}$$

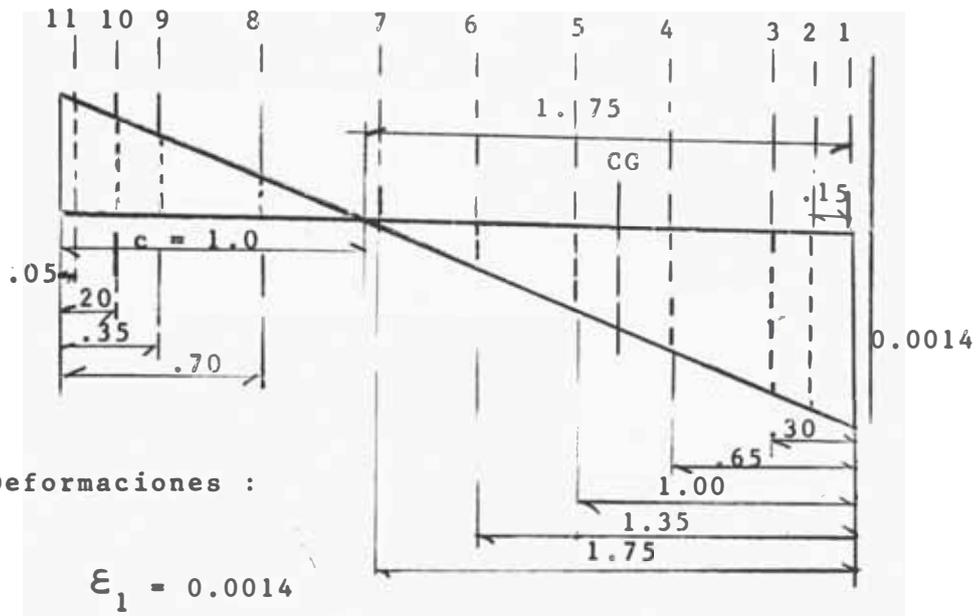
C-4.- Punto auxiliar de falla por Tracción.-

Corresponde a un punto que falla primero por fluencia del acero. Nos suponemos una deformación tal que la posición del eje Neutro respecto a la fibra más comprimida, sea menor a la correspondiente a la falla balanceada.

$$\text{Digamos : } C = 1.00 \text{ m.} \quad a = 0.85 \times 1.0 = 0.85 \text{ m.}$$

$$\text{Fuerza de compresión : } C_c = 0.85 \times 0.21 \times 85 \times 25 + 0.85 \times 0.21 \times 25 \times 97.5$$

$$C_c = 814.41 \text{ Tn.}$$



1) Deformaciones :

$$\begin{aligned}
 \epsilon_1 &= 0.0014 \\
 \epsilon_2 &= 0.0014 \left[1 - (0.15/1.75) \right] = 0.00128 \\
 \epsilon_3 &= 0.0014 \left[1 - (0.30/1.75) \right] = 0.00116 \\
 \epsilon_4 &= 0.0014 \left[1 - (0.65/1.75) \right] = 0.00088 \\
 \epsilon_5 &= 0.0014 \left[1 - (1.00/1.75) \right] = 0.00060 \\
 \epsilon_6 &= 0.0014 \left[1 - (1.35/1.75) \right] = 0.00032 \\
 \epsilon_7 &= 0.0014 \left[1 - (1.70/1.75) \right] = 0.00004 \\
 \epsilon_8 &= 0.0014 \times (1.00-0.70/1.75) = 0.00024 \\
 \epsilon_9 &= 0.0014 \times (1.00-0.35/1.75) = 0.00052 \\
 \epsilon_{10} &= 0.0014 \times (1.00-0.20/1.75) = 0.00064 \\
 \epsilon_{11} &= 0.0014 \times (1.00-0.05/1.75) = 0.00076
 \end{aligned}$$

2) Esfuerzos :

$$\begin{aligned}
 f_1 &= 2.8 \text{ tn/cm}^2 \\
 f_2 &= 0.00128 \times 2.0 \times 10^3 = 2.56 \\
 f_3 &= 0.00116 \times 2.0 \times 10^3 = 2.32 \\
 f_4 &= 0.00088 \times 2.0 \times 10^3 = 1.76 \\
 f_5 &= 0.00060 \times 2.0 \times 10^3 = 1.20 \\
 f_6 &= 0.00032 \times 2.0 \times 10^3 = 0.64 \\
 f_7 &= 0.00004 \times 2.0 \times 10^3 = 0.08 \\
 f_8 &= 0.00024 \times 2.0 \times 10^3 = 0.24 \\
 f_9 &= 0.00052 \times 2.0 \times 10^3 = 1.02 \\
 f_{10} &= 0.00064 \times 2.0 \times 10^3 = 1.28 \\
 f_{11} &= 0.00076 \times 2.0 \times 10^3 = 1.52
 \end{aligned}$$

3) Carga resistente y Momento último :

i	$P_u = A_s f_s + C_c$ (Tn.)	d_i (m)	M_u (tn-m)
1	$P_1 = 90.90 \times 2.800 = - 254.52$	- 0.84	+ 213.80
2	$P_2 = 90.90 \times 2.560 = - 232.70$	- 0.69	+ 160.56
3	$P_3 = 10.10 \times 2.320 = - 23.43$	- 0.54	+ 12.65
4	$P_4 = 3.95 \times 1.760 = - 6.95$	- 0.19	+ 1.32
5	$P_5 = 3.95 \times 1.200 = - 4.74$	+ 0.16	- 0.76
6	$P_6 = 3.95 \times 0.640 = - 2.53$	+ 0.51	- 1.29
7	$P_7 = 3.95 \times 0.080 = - 0.32$	+ 0.86	- 0.28
8	$P_8 = 3.95 \times 0.240 = + 0.95$	+ 1.21	+ 1.15
9	$P_9 = 10.10 \times 1.020 = + 10.30$	+ 1.56	+ 16.07
10	$P_{10} = 35.40 \times 1.280 = + 45.31$	+ 1.71	+ 77.48
11	$P_{11} = 35.40 \times 1.520 = + 53.81$	+ 1.86	+ 100.09
12	$C_c = + 814.41$	+ 1.65	+ 1343.78
	$P_u = 399.59$		$M_u = 1924.57$

La posición de la fuerza de compresión respecto al centro plástico se determinó primero respecto a la fibra extrema más comprimida.

$$Y_c = \frac{97.5 \times 25 \times 12.5 + 85 \times 25 \times 42.5}{97.5 \times 25 + 85 \times 25} = 0.26 \text{ m.}$$

Luego al centro plástico : $Y_{cp} = 1.91 - 0.26 = 1.65 \text{ m.}$

C-5.- Punto auxiliar de falla por Compresión.-

Se calcula para una posición del eje neutro mayor al correspondiente a la falla balanceada. Nos determina un punto donde falla primero el concreto por aplastamiento antes de que el refuerzo fluya. No se computa porque la compresión no es crítica en nuestro diseño.

C-6.- RESULTADOS :

FALLA	P_u	M_u	* ϕP_u	ϕM_u
BALANCEADA	910.22	2361.16	629.54	1652.81
COMPRESION	4177.17	0.00	2924.02	0.00
FLEXION	0.00	1324.94	0.00	927.46
"TRACCION"	399.59	1924.57	279.71	1347.20

ϕ = factor de reducci3n en columnas = 0.70

C-7.- RESULTADOS OBTENIDOS PARA ϕ 5/8" :

FALLA	P_u	M_u	ϕP_u	ϕM_u
BALANCEADA	1066.49	1893.58	746.54	1325.51
COMPRESION	3712.09	0.00	2598.46	0.00
FLEXION	0.00	565.30	0.00	395.71
"TRACCION"	643.51	1571.00	450.46	1100.00

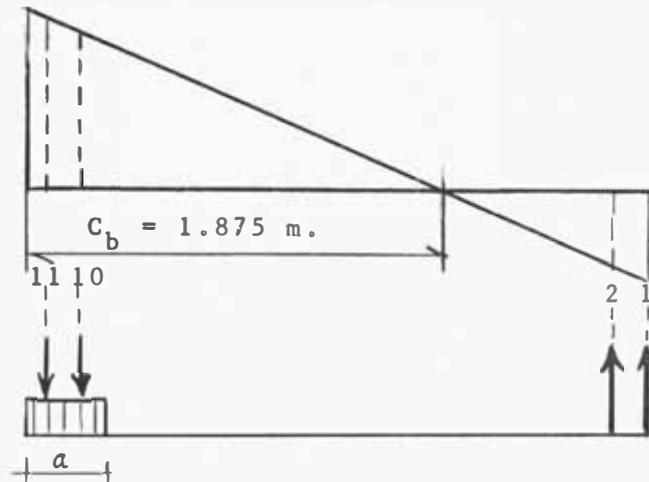
C-8.- FUERZAS NORMALES Y MOMENTOS

ENTREPISO	FUERZA NORMAL (tn)	MOMENTOS (Tn-m)
10	33.17	- 53.75
9	64.76	-107.50
8	94.61	- 98.50
7	115.94	-152.50
6	136.00	-165.00
5	154.12	-130.00
4	178.26	- 60.00
3	201.03	192.50
2	227.03	460.00
1	251.41	812.50
S1	278.34	1572.50
S2	343.84	1572.50

Los valores han sido multiplicado por 1.25, factor de aumento de carga cuando el sismo es cr3tico.

C-9.- DISEÑO DE LA PLACA CONSIDERADA COMO VIGA

Su pondremos la condición de falla balanceada y refuerzo únicamente en los extremos para simplificar. Encontraremos el área de acero en tracción para resistir el momento de $M_u = 1572.5 \text{ T-m}$. El refuerzo en compresión será el mismo utilizado en los cálculos anteriores.



- Consideremos que se trata de una sección rectangular de ancho $52.5 + 70.0 = 122.5 \text{ cm}$. ; se asume $a = t = 25 \text{ cm}$. y el peralte efectivo $d = 280 - 12.5 = 267.5 \text{ cm}$.

- Area de acero :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{1572.5 \times 10^5}{0.9 \times 2800 (267.5 - 12.5)} = 245 \text{ cm}^2$$

- Eje Neutro : $T = \phi A_s f_y = 0.85 f'_c b c k_1 + F_{10} + F_{11}$

Se toma en cuenta la contribución del refuerzo en compresión.

Se tendrá entonces :

$$C = \frac{A_s f_y - F_{10} - F_{11}}{0.85 f'_c b k_1} = \frac{245 \times 2800 - 2 \times 99,120}{0.85 \times 210 \times 122.5 \times 0.85} = \frac{486,760}{17,500} = 27.8 \text{ cm}$$

$$a = 0.85C = 23.7 < 25$$

- Con la contribución del refuerzo en compresión, trabaja la sección como rectangular y para resistir el momento debemos disponer de un área de $245 \text{ cm}^2 (\phi 1" @ 0.18)$ solamente en el extremo en tracción.

C-10.- COMENTARIO.-

De la curva de interacción observamos que la placa fundamentalmente se comporta a flexión asemejándose a una gran viga en voladizo interpretación que se obtiene al comparar los resultados del diseño en los dos casos. Se deduce entonces que no siendo crítica la carga de compresión el factor de reducción de $\phi = 0.70$ que toma en cuenta el comportamiento fundamentalmente a la compresión del concreto no es real en nuestro caso debiendo emplearse un valor igual o cercano a $\phi = 0.9$.

Por otra parte vemos que los entrepisos S_1 y S_2 están fuera de la curva lo cual significa aparentemente que requieren de un área de acero mayor a la considerada. Al respecto debemos hacer las observaciones siguientes :

- a) Con el criterio de $\phi \approx 0.9$ la placa en su base requiere de la misma distribución de refuerzo adoptada.
 - b) Es importante anotar que se ha considerado un momento por sismo igual al del entrepiso 1 al no poderse encontrar directamente del análisis sísmico por la forma como se realizó tal estudio. Si observamos los entrepisos S_1 y S_2 vemos que la placa del ascensor en estudio está acompañada de muros de concreto de gran magnitud en los ejes A, C y E. En ellos se supone la concentración casi total de todos los efectos del sismo, razón por la cual podemos afirmar que el momento real en S_1 y S_2 son menores a los considerados en nuestro diseño. De acuerdo a estos se usará la distribución siguiente para refuerzo vertical :
- 1) La distribución combinada de $\phi 1"$ con $\phi 5/8"$ hasta el entrepiso 1.
 - 2) La distribución de $\phi 5/8"$ desde el entrepiso 1 hasta el entrepiso 5.
 - 3) La distribución de $\phi 3/8"$ desde el entrepiso 5 hasta el último piso.

D.- DISEÑO POR CORTE.-

- Esfuerzo de corte nominal : $v_u = \frac{V_u}{\phi h d}$

El peralte efectivo : $d = 2800 - 23.0 = 257.0$ cm.

donde 23.0 es la posición del refuerzo resultante considerado como viga (ver C.3). En otro caso donde la flexión no sea tan dominante se adopta $d = 0.8D$

El cortant

N	10	9	8	7	6	5	4	3	2	,S ₁ S
V(Tn)	3.5	25.9	9.7	25.0	40.7	47.1	67.3	94.3	112.7	199.7
1.25V	4.4	32.4	12.1	31.3	50.1	58.9	84.1	117.9	140.9	249

La expresión anterior no podemos aplicarla porque significa depreciar la contribución al cortante de cierta parte de la placa.

- El área de placa es : $A_g = 18,812.5$ cm²

- El esfuerzo de corte máximo que resiste el concreto es :

$$v_u = 0.53\phi \sqrt{f'_c} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.53 \text{ Kgs/cm}^2$$

- Corte admisible : $v_u = 6.53 \times 18,812.5 = 123,000$ Kgs.

que es aproximadamente el 50% del máximo actuante (pisos inferiores).

Luego necesita estribos horizontales estructurales hasta el segundo piso.

- Separación de estribos : $S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - V_{uc}}$

Consideramos $\phi 5/8$ " : $A_v = 2 \times 1.98 = 3.96$ cm²

$$S = \frac{0.85 \times 3.96 \times 2800 \times 257.0}{249,600 - 123,000} = 19.1 \text{ cm.}$$

Usar $\phi 5/8 @ .19$ hasta el entrepiso 1

Se observa que el requerimiento es excesivo en comparación al estipulado por el reglamento. De allí la importancia de precisar adecuadamente las fuerzas de sismo. Por razones del método y su aplicación se puede usar con criterio práctico.

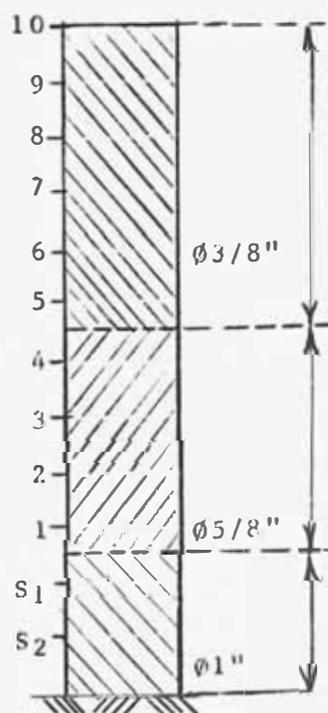
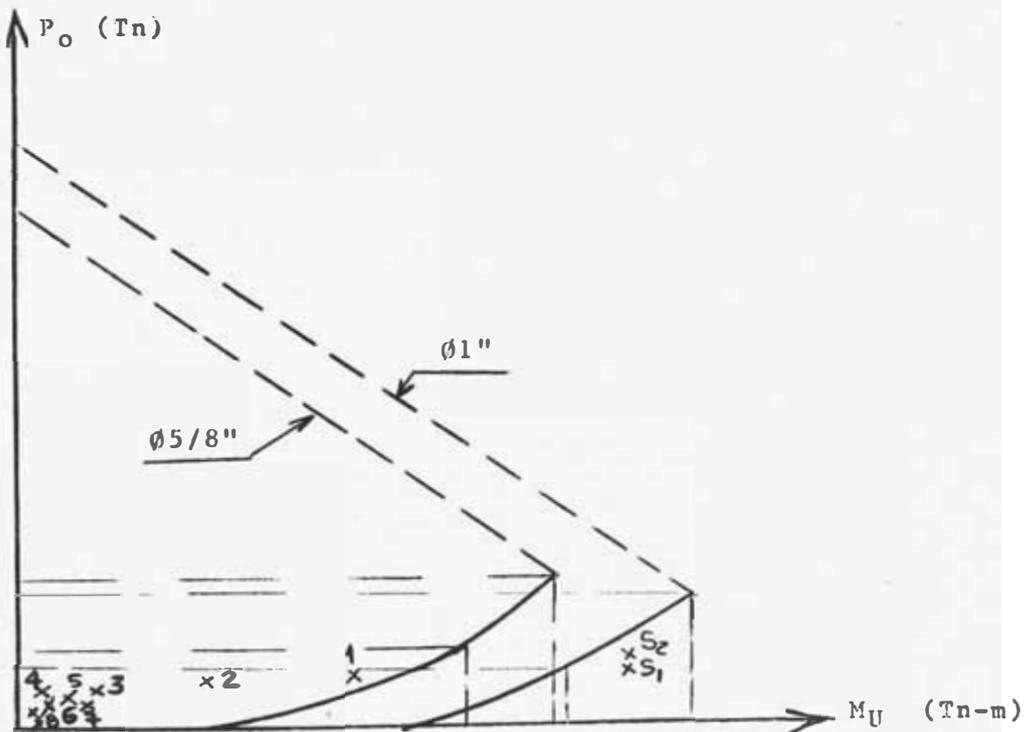
- Separación en el entrepiso 2 : para $\phi 3/8''$

$$s = \frac{0.85 \times 1.40 \times 2800 \times 257.0}{140,900 - 123,000} = 47.8 \text{ cm.}$$

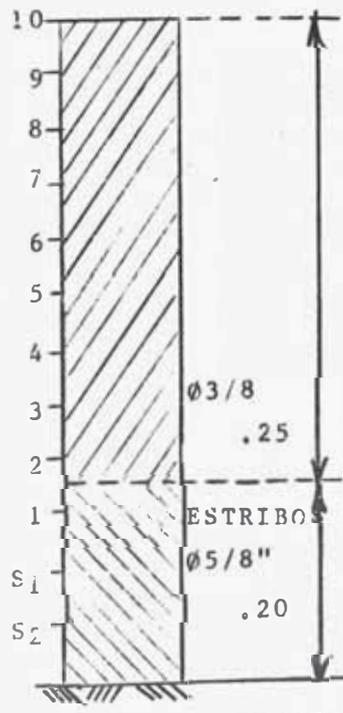
Usar armadura mínima $\phi 3/8'' @ .22$

ó $\phi 1/2'' @ .40$

E.- CURVA DE INTERACCION



ARMADURA VERTICAL



ARMADURA HORIZONTAL

METRADO DE CARGAS VERTICALES PARA LA PLACA DEL EJE I

CARGA PERMANENTE				SOBRECARGA			TOTAL
DESCRIPCIÓN	PARCIAL DE SERVICIO		ACUMULADA	PARCIAL DE SERVICIO	ACUMULADA		REDUCIDA Y ULTIMA
	SERVICIO	ULTIMA			SERVICIO	ULTIMA	
rotea: 460x2.95x18.3 -- 24833		x1.5		100x2.95x18.3	x1.8	(S.R.)	
.8: 3x.25x.5x2.95x2400- 2655							
aba : .25x18.3x1x2400-10980							5399 45867
	40468	40468	70200	5399	5399	9718	9718 79918
lig: 560x2.95x18.3 ---- 30232				00x2.95x18.3		(S.R.)	
.8: 3x.25x.5x2.95x2400- 2655							
laca: .25x18.3x3.5x2400-38430							32392 144177
	71317	111785	167678	26993	32392	58306	58306 225984
lig 560x2.95x18.3 ---- 30232						(S.R.)	
.8: 3x.25x.5x2.95x2400- 2655							
laca: .25x18.3x4.83x2400-53252							59385 257310
	86140	197925	296888	26993	59385	106893	106893 403781
Aligerado ----- 30232				00x2.95x18.3		(.802)	
Viga Secundaria ----- 2655							
Placa: .25x18.3x3.1x2400- 34038							606116 325466
	66925	264850	397275	16196	75581	136046	109109 506384
IDEM. Niv. 7						(.605)	
							5552 387300
	66925	331775	497663	16196	91777	165199	9994 597608
IDEM. Niv. 6						(.407)	
							4394 442645
	66925	398700	598050	16196	107973	194351	79101 677151
IDEM. Niv. 5						(.400)	
							4966 515293
	66925	465625	698438	16196	124169	223504	8940 787840
IDEM. Niv. 4						(.400)	
							5614 588696
	66925	532550	798825	16196	140365	252657	101063 899888
IDEM. Niv. 3						(.400)	
							62624 662099
	66925	599475	899213	16196	156561	281810	112124 1'011,937
IDEM. Niv. 2						(.400)	
							6910 735503
	66925	666400	999600	16196	172757	310963	12438 1'123,985
Aligerado ----- 30232				500x2.95x18.3		(.400)	
Viga Secundaria ----- 2655							
Placa: .25x18.3x3.3x2400 36234							79900 815421
	69121	735521	1'103,282	26993	199750	359550	14382 1'247,102
Alig: 580x2.95x18.3 ---- 31312				700x2.95x18.3		(S.R.)	
V.S: 3x.4x.8x2.95x2400-- 6797							237530 1'043,002
Placa: .25x18.3x2.9x2400 31842							427554 1'635,762
	69951	805472	1'208,208	37780	237530	427554	427554 1'174,844
Placa	31842	837314	1'255,971	-----	237530	427554	427554 1'683,525

8.2.- DISEÑO DE LA PLACA 1

A.- DISEÑO POR COMPRESION.-

- Area de la sección : $A_g = 25 \times 1830 = 45,750 \text{ cm}^2$

- Carga resistente última :

$$P_U = 0.55\phi f'_c A_g \left[1 - (\lambda_c/40h)^2 \right]$$

con $\lambda_c = 2.90 \text{ m.}$

$$h = 0.25$$

$$P_U = 3388.2 \text{ Tn} > 1,635.8 \text{ Tn.}$$

No se requiere armadura por compresión.

Significa que no hay requerimiento de estribos laterales.

B.- ARMADURA MINIMA.-

- Armadura horizontal.- Se especifica :

$$A_{sh} = 0.0025bh = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m de altura}$$

O sea $\phi 3/8" @ .22$ en dos capas

o $\phi 1/2" @ .40$ en dos capas

Separación máxima : $37.5 \text{ cm} (1.5h)$:

- Armadura vertical :

$$A_{sv} = 0.0015bh = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m de ancho}$$

O sea $\phi 3/8" @ 38 \text{ cm}$ en dos capas.

Separación máxima : $45 \text{ cm.} (18")$

C.- DISEÑO POR FLEXION .-

Los momentos por sismo son de gran magnitud y el diagrama corresponde al de un elemento en voladizo. En nuestro caso predomina la flexión; la mayor excentricidad se presenta en el primer piso con $e = 4.3 \text{ m.}$ mayor a $D/6 = 3.05 \text{ m.}$ para que se diseñe únicamente por compresión. Por lo tanto debe verificarse

se por flexión. En estos casos el reglamento propone utilizar las provisiones relativas a flexo compresión lo cual supone - mos correcto para placas esbeltas donde puedan cumplirse las hipótesis que suponen un comportamiento que para el caso de placas no está aún definido. Consideramos que las secciones no permanecen planas después del giro sino que pueden alabearse a través de toda la sección y también pueden existir problemas de pandeo lateral. También pensamos que, el sistema de pisos es suficiente arriostramiento que evita en algo tal distorsión y si los desplazamientos son demasiado pequeños se prevee una gran capacidad resistente de parte de la placa que sumada a su gran inercia (que equivale a un gran peralte) se puede considerar como efectiva. En todo caso si la consideramos como una viga a flexión pura, despreciando la carga (lo cual no es correcto pero es conservador) y por razones de giros y desplazamientos despreciables; en condición de falla balanceada, con peralte $d = 0.8D$ y distribución no lineal de esfuerzos resulta en $\phi 3/8'' @ 64$ cm. en dos capas, distribución ampliamente cubierta por la armadura mínima.

En el otro sentido la placa puede considerarse esbelta y puede diseñarse a flexo compresión. Si la suponemos como columnas en los ejes, situación muy conservadora porque no se comporta en franjas sino como un solo conjunto, tendremos que en los pisos inferiores el diseño es por compresión para lo cual hemos encontrado que no es crítica. Aquí encontramos otra incongruencia respecto a la armadura mínima que para el caso de columnas es el $0.01bh$ muy diferente y más grande que la estipulada para placas. En el piso 9º la flexión es crítica. Se tiene :

$$P = \frac{144,177}{18.30} = 7900 \text{ Kgs.}$$

El momento : $M = 6.85 + 1.91 = 8.76$ T-m (sismo y carga vertical) fue calculado para una inercia 2.35 veces mayor a la que estamos considerando. Por lo tanto $M = 8.76/2.35 = 3.73$ T-m.

$$e = \frac{M}{P} = 0.472 \quad e/t = \frac{47.7}{25} = 1.89$$

$$\text{Además : } K = \frac{7900}{0.85 \times 210 \times 100 \times 25} = 0.017$$

En el diagrama de interacción le corresponde casi el eje de abscisas con una cuantía muy pequeña menor al 0.003. Podría interpretarse como comportamiento por flexión fundamentalmente (tal vez como viga).

Si calculamos para el refuerzo existente $4\phi 3/8'' + 4\phi 5/8''$ como viga se tiene un momento resistente de $M_u = 5.9 \text{ T-m}$.

Resultado.- Usar la armadura mínima $\phi 3/8'' @ .35$ y $4\phi 5/8''$ en la intersección de la placa con los ejes secundarios.

Usar la misma armadura para la placa 5 a excepción de la zona correspondiente a la caja de ascensor.

D.- DISEÑO POR CORTE.-

- De acuerdo a lo establecido por las normas ACI 318-70 el esfuerzo de corte horizontal, en el plano de la placa, se calcula con :

$$v_u = \frac{V_u}{\phi h d}$$

h = espesor de placa

d = 0.8 D, siendo D la longitud horizontal de la placa

V_u = es el mayor cortante. Por sismo en el primer piso

$$V = 138.3 \text{ Tn.}$$

$$v_u = \frac{138.3 \times 1.25 \times 1000}{0.85 \times 25 \times 0.8 \times 1830} = 5.56 \text{ Kgs/cm}^2$$

El esfuerzo de corte resistido por el concreto V_c será el menor de los siguientes valores :

$$v_c = 0.87 \sqrt{f'_c} + \frac{NU}{4Dh} \text{ ----- (I)}$$

$$v_c = 0.159 \sqrt{f'_c} + \frac{D(0.331 \sqrt{f'_c} + 0.2 N_u/Dh)}{(M_u/V_u) - (D/2)} \text{ ---- (II)}$$

Para $f'_c = 210$

$$M_u = 735,503 \times 1.25 = 919,379 \text{ Kgs (en el niv. 1)}$$

$$M = 3188.24 \times 10^5 \text{ Kg-m.}$$

$$V = 138.3 \times 10^3 \text{ Kg.}$$

Se tiene, considerando el factor de reducción de capacidad

$$\phi = 0.85 :$$

$$\text{En I } v_{uc} = 15 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$\text{En II } v_{uc} = 10.9 \text{ Kgs/cm}^2 > v_u = 5.56 \text{ Kgs/cm}^2$$

Se recomienda, solamente cuando N_u es compresión, que puede tomarse como esfuerzo en el concreto :

$$v_u = 0.53\phi \sqrt{f'_c} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.53 \text{ Kgs/cm}^2$$

Se deduce entonces que no se requiere de estribos estructurales. Se colocará la armadura mínima.

- Comprobación por corte en el sentido transversal (en la dirección secundaria). Es equivalente a la verificación por corte que se hace en losas.

$$\text{Esfuerzo resistente del concreto : } v_c = 6.53 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$\text{Fuerza resistente : } V_c = v_c b d = 6.53 \times 253 \times 22 = 33,760 \text{ Kgs.}$$

valor superior al corte generado por sismo en la parte de muro considerada : $v_u = 2920 \times 1.25 = 3700 \text{ Kgs.}$

$$\text{En los pisos superiores } v_u = 4850 \times 1.25 = 6,100 \text{ Kgs.}$$

¡CONFORME!

C A P I T U L O I X

D I S E Ñ O D E L A C I M E N T A C I O N

I
X

C

I
M
E
N
T
A
C
I
O
N

9.1.- CONSIDERACIONES GENERALES

9.2.1.- DEFINICION

9.2.2.- TEORIA GENERAL

9.2.3.- DISTRIBUCION DE ARMADURA

9.2.4 - METODOS DE CALCULO

9.2.-
VIGA-PARED

9.2.5.- VIGA
PARED DEL EJE E

- A.- CARACT. GEOMETRICAS
- B.- DIMENSIONAMIENTO
- C.- CARGAS
- D.- POSICION DE LA RESULTANTE
- E.- DATOS DE DISEÑO

9.2.6.- VIGA-PARED EJE E
METODO DE DISCHINGER.

- A.- NOTACION
- B.- COEFICIENTES
- C.- PROCEDIMIENTO

9.2.7.- VIGA-PARED EJE E
POR EL PROCEDIMIENTO DEL
REGLAMENTO FRANCES

- A.- NOTACION
- B.- PROCEDIMIENTO
- C.- SOLUCION: M.R.

9.2.8.- COMENTARIO

9.2.9.- DISEÑO POR CORTE-FRICCION

9.2.10.- RESUMEN DE DISEÑO

9.2.11.- VERIFICACION POR APLASTAMIENTO

9.2.12.- DISEÑO DE LA CIMEN-
TACION CORRIDA.

- A.- DATOS
- B.- SOLUCION

9.3.- ZAPATAS
DE
FUNDACION

9.3.1.- DEFINICIONES

9.3.2.- TEORIA GENERAL

9.3.3.- DISEÑO DE ZAPATAS
AISLADAS CON CARGAS CEN -
TRADAS.

- A.- NOTACION
- B.- DISEÑO
- C.- SOLUCION: Z2D
- D.- RESULTADOS:
Z2C y Z2B

9.3.4.- DISEÑO ZAPATA CORRIDA DE PLACA EJE 1

9.3.5.- DISEÑO CIMENTACION DE LA CAJA ASCENSOR

9.1.- C O N S I D E R A C I O N E S G E N E R A L E S

Debido a la existencia del sótano, la CIMENTACION PERIMETRAL, requiere en principio de MUROS DE SOSTENIMIENTO para resistir la acción del empuje de tierras. Pero básicamente estos muros deben de resistir la carga vertical de compresión transmitida por las columnas que llegan a ellos en las fachadas principal y posterior. En consecuencia se ha deducido que el comportamiento se acerca al de una VIGA-PARED que además proporciona una notable rigidez a la estructura y soporta con efectividad el empuje de tierras.

9.2.- V I G A S - P A R E D

9.2.1.- DEFINICION.-

Son los elementos simples o continuos de concreto armado en las cuales la altura de la sección transversal es mayor que la mitad de la luz y el ancho es pequeño en comparación a la altura.

9.2.2.- TEORIA GENERAL.- ESTUDIA LA VIGA-PARED INVERTIDA.-

Bajo el comportamiento esencialmente elástico la limitación anterior ($H \gg L/2$) separa el análisis para piezas prismáticas realizada con la teoría clásica de la flexión de aquella que requiere un estudio particular que considera la acción local proveniente de la transmisión de la carga al interior de las mismas.

En efecto, el diseño usual se basa en la hipótesis de la distribución lineal, condición que no se cumple para vigas de gran altura tal como se ha demostrado con estudios teóricos y experimentaciones fotoelásticas. La distribución real depende de las condiciones de apoyo, de la manera como se transfiere la carga a la viga y de la relación altura-luz.

Al aumentar la relación H/L (o a mayores alturas) el eje neutro baja (ver fig. 1) y decrece el espesor de la zona traccionada y cuando $H/L > 2$ hay inversión de esfuerzos. En la fig. 2 se repro-

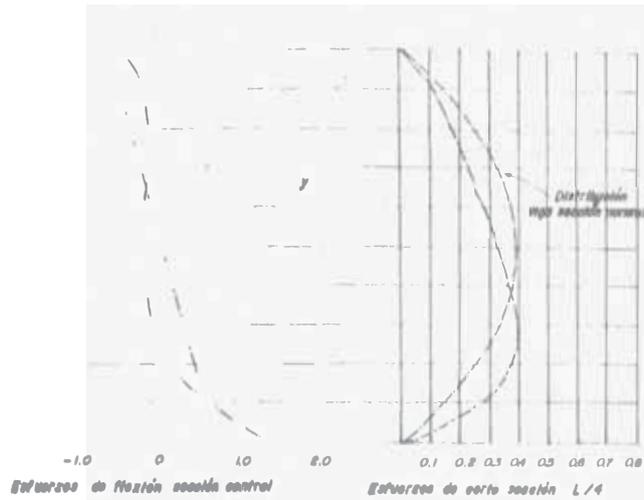
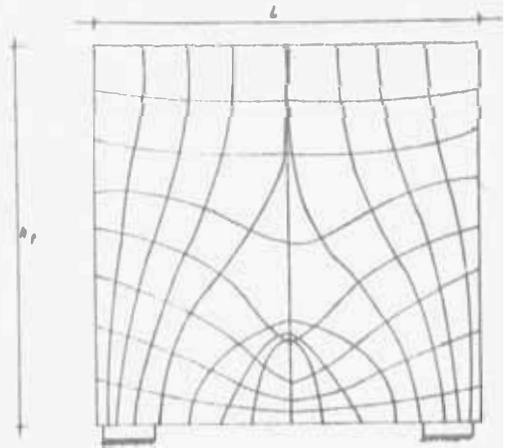


FIG. 1
esfuerzos en función de y/h para $h_f/L = 1$



Isostáticas de compresión y tracción para vigas de sección rectangular simplemente apoyada de $h_f/L = 1$

FIG. 2

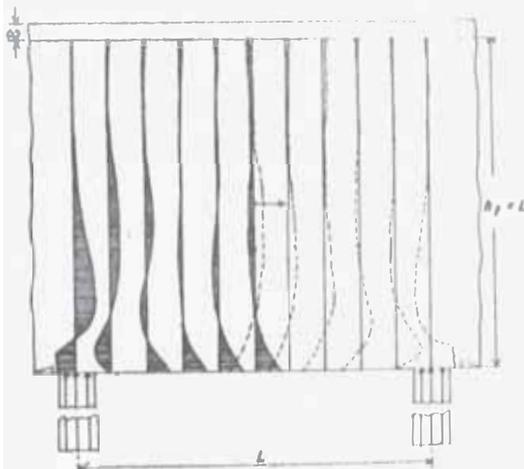


Diagrama de esfuerzos de flexión en tramo intermedio de viga continua sección rectangular

FIG. 3.1

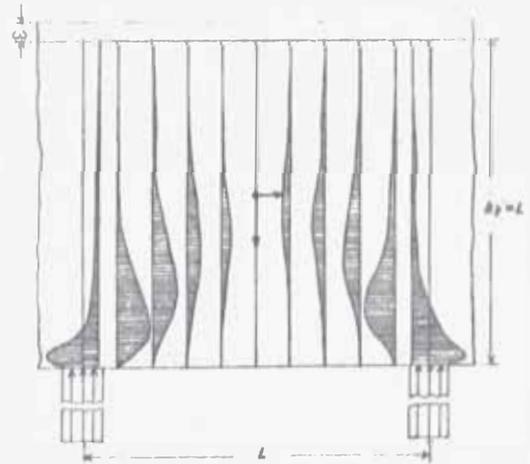


Diagrama de esfuerzos de corte en tramo intermedio de viga continua sección rectangular

FIG. 3.2

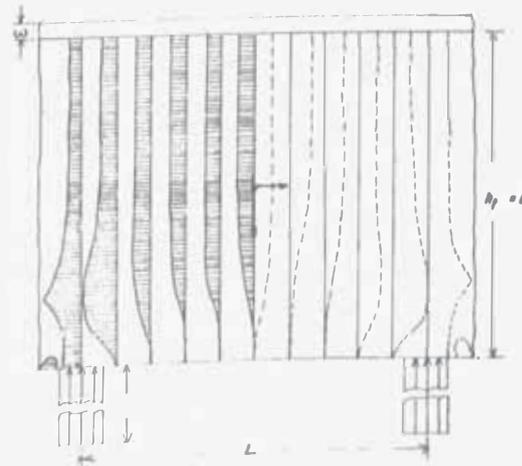


Diagrama de esfuerzos de compresión en tramo intermedio de viga continua sección rectangular.

FIG. 3.3

duce las isostáticas de una viga simplemente apoyada con la relación $H/L = 1$ sometida a una carga uniformemente repartida en la parte superior. Las fuerzas de compresión se inician verticales en la parte superior y se inclinan hacia los apoyos cuya concentración origina el mayor esfuerzo de compresión en esta zona. En la parte inferior y con tendencia horizontal se originan los esfuerzos de tensión normal a la sección que actúan como un tensor evitando mayores inclinaciones de los esfuerzos de compresión en los apoyos.

La fig. 3 muestra los esfuerzos normales (de flexión), tangenciales (de corte) y verticales (de compresión) para secciones de un tramo intermedio de una viga continua.

Se observa que los esfuerzos normales presentan una distribución distorsionada y diferente a las vigas de peralte normal; pierde importancia en magnitud respecto a los otros esfuerzos y es más importante en la zona inferior. La distribución de esfuerzos cortantes es diferente respecto a las secciones pequeñas y adquiere importancia en los apoyos en la zona inferior. El esfuerzo de compresión es máximo en los apoyos, siendo más importante que los anteriores por la manera como se transmite la carga a la viga.

9.2.3.- DISTRIBUCION DE ARMADURA.-

La descripción de la fig. 3 se ha deducido considerando que el comportamiento del material es elástico e isótropo. Para el caso del concreto armado la fisuración modifica tal comportamiento. Es importante la distribución de armadura en la prevención de las fisuras y para ello se debe determinar las zonas críticas. De acuerdo a la teoría, la zona crítica de compresión se produce en los apoyos al transmitirse una gran carga a través de un área pequeña. Debe pasarse una armadura ligeramente inclinada (hasta 30°) u horizontal (acompañada de otra vertical) para absorber los esfuerzos principales de tracción. El refuerzo vertical no debe ser menor que aquella necesaria por temperatura, contracción o de fisu-

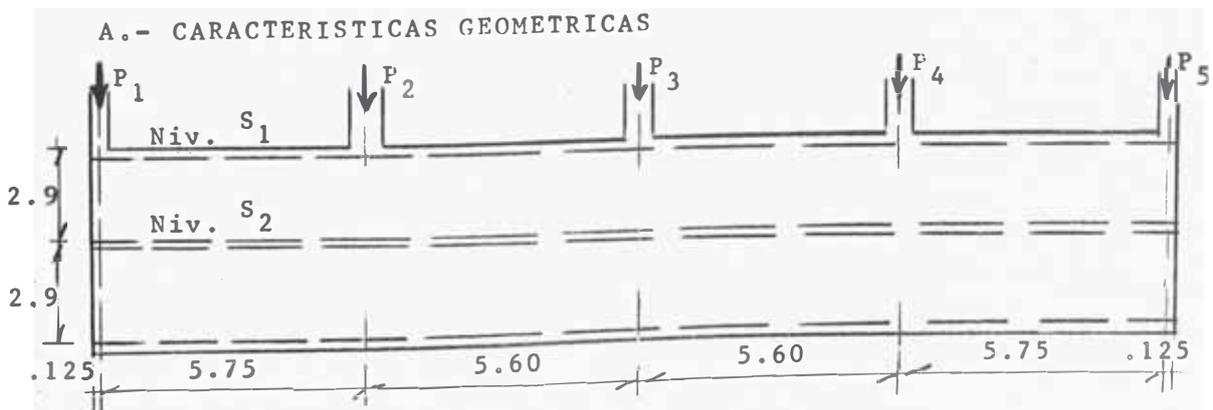
ración (se sugiere que sean los mismos que en paredes). Se recomienda que el refuerzo horizontal y vertical se repartan en toda la altura y en ambas caras formando canastilla. En vigas continuas se debe colocar refuerzo negativo debidamente anclado.

9.2.4.- METODOS DE CALCULO.-

Los procedimientos de cálculo se basan generalmente en los estudios realizados por FRANZ DISCHINGER que de acuerdo con la teoría elástica obtiene coeficientes que permiten evaluar los esfuerzos de tracción y compresión en secciones centrales y en los apoyos. Se obtienen áreas de acero y la posición de la armadura.

Sin embargo, el REGLAMENTO FRANCÉS indica un procedimiento para el CALCULO DE LA ARMADURA EN VIGAS-PARED. Por otra parte, la teoría reciente de CORTE-FRICCIÓN puede darnos luz para este tipo de diseños. Así lo estimamos por que en primer lugar la transferencia de la carga se realiza a través de las caras de columna y el cizallamiento puede ocasionar grietas en tal dirección; en segundo lugar siendo los apoyos secciones críticas por compresión y corte las isostáticas de tracción principal funcionan como tensores que sostienen las isostáticas de compresión que se concentran en los apoyos, situación que puede generar fallas por tracción (que es la diagonal en vigas ordinarias) con grietas internas en dirección de las isostáticas de compresión. Para prever tal fisuración se coloca armadura perpendicular a la supuesta grieta. Presentaremos este diseño como ilustración. Su adopción depende de experimentaciones que se puedan realizar.

9.2.5.- VIGA - PARED DEL EJE E



- Se considera 0.50 m. adicionales que toma en cuenta aproximadamente la altura del cimiento corrido.
- Las columnas son de dimensión 50 x 60 a excepción de los muros de encuentro en los ejes 1 y 5 que se consideran como columnas de 25 x 235.

B.- DIMENSIONAMIENTO COMO MURO DE CONTENCION :

No debe ser menor a :
$$\frac{\text{Luz entre arriostres}}{25} = \frac{290}{25} = 11.6 \text{ cm.}$$

ni menor a 20 cm.

previamente se ha considerado $b = 25$ cm. con lo cual se consigue un mejor empotramiento de las columnas por cimentar.

Existen otros criterios: por compresión del concreto, utilizando los gráficos de DISCHINGER o las expresiones dadas por el REGLAMENTO FRANCES. Se verificarán en los diseños respectivos, aunque diremos que hay gran diferencia siendo en aquel mayor que en éste último.

C.- CARGAS.-

- 1.- Se consideran las cargas axiales que transmiten las columnas y la carga repartida correspondiente al peso propio. Las cargas axiales que se consideran son las obtenidas en el metrado de cargas. De esta manera se tiene que $P_2 = P_3 = P_4$ e igual al TIPO VIII de COLUMNAS del CAPITULO II siendo la carga que llega a la cimentación :

$$P_2 = P_3 = P_4 = 286,452 \text{ Kgs. en servicio}$$

$$P_2 = P_3 = P_4 = 449,440 \text{ Kgs. en rotura}$$

Creemos no cometer errores que puedan influir al considerar primero, el metrado original; y segundo, igualar las cargas

Las cargas de las esquinas (muros concurrentes) en principio se consideran iguales ($P_1=P_5$), lo cual es muy cierto por la simetría; y por otra, no serán corregidas de manera que tomen su carga real porque del metrado (ver CAPITULO IX) se considera una influencia de 2.35 m. estando del lado de la seguridad porque el área que se toma en cuenta es :

$$A = 0.5 \times 5.9 \times 2.35 = 6.94 \text{ m}^2$$

y la real es de forma triangular de valor :

$$A = 0.5 \times 0.5 \times 5.9 \times 0.5 \times 8.7 = 6.40 \text{ m}^2$$

Luego :

$$P_1 = P_5 = \frac{1'174,844}{18,30} \times 2,35 = 150,862 \text{ en servicio}$$

$$P_1 = P_5 = \frac{1'683,525}{18,30} \times 2,35 = 216,181 \text{ en rotura.}$$

2.- La carga repartida por peso propio :

$$W_{p.p.} = 0.25 \times 5.80 \times 2400 = 3480 \text{ Kg/m.}$$

Considerando un 30% como peso adicional por zapata de acuerdo a recomendaciones prácticas, se tendrá :

$$W_{p.p.} = 3480 \times 1.3 = 4524 \text{ Kg/m.}$$

que será utilizado para hallar las dimensiones del cimiento.

D.- POSICION DE LA RESULTANTE DE LA CARGA TOTAL.-

Cuando no existe simetría física ni de cargas se debe hallar la posición de la resultante de la carga total y hacerla coincidir con la resultante del terreno para obtener una distribución uniforme de presiones. Nuestro caso presenta simetría física y de cargas.

E.- DATOS DE DISEÑO :

- 1.- Carga de trabajo del terreno : $\sigma_t = 5.00 \text{ Kgs/cm}^2$.
- 2.- Altura total de diseño $h_t = 6.30 \text{ m}$. pero se distribuirá la armadura hasta $h = 5.80 \text{ m}$.
- 3.- Presión neta :
 - De servicio :

$$P_1 = P_5 = 150,862 \times 2 = 301,724$$

$$P_2 = P_3 = P_4 = 286,452 \times 3 = 859,356$$

$$= 1'161,080 \text{ Kgs.}$$

$$W = \frac{1'161,080}{22.95} + 3480 = 50,592 + 3480 = 54,072 \text{ Kgs/m.}$$

- De rotura :

$$P_1 = P_5 = 216,181 \times 2 = 432,362$$

$$P_2 = P_3 = P_4 = 449,440 \times 3 = 1'348,320$$

$$= 1'780,682 \text{ Kgs.}$$

$$W_u = \frac{1'780,682}{22.95} + 3480 \times 1.5 = 77,590 + 5220 = 82,810 \text{ Kg/m.}$$

4.- Calidad de materiales : $f'_c = 175 \text{ Kgs/cm}^2$ y $f_y = 2800 \text{ Kgs/cm}^2$

9.2.6.- VIGA - PARED POR EL METODO DE DISCHINGER.-

A.- NOTACION.-

b = espesor de la viga pared

β = relación de altura a luz de viga-pared

c = ancho del apoyo

ϵ = relación de ancho del apoyo a luz de viga-pared.

C = fuerza de compresión en la sección central del tramo

C' = fuerza de compresión de la sección del eje del apoyo

d = distancia del punto de aplicación de C al borde inferior

d₀ = distancia del punto de aplicación de T al borde inferior

d' = distancia del punto de aplicación de T' al borde inferior.

d'_o = distancia del punto de aplicación de C' al borde inferior.

h_t = altura total de viga-pared incluyendo altura de cimentación.

L = Luz total de viga-pared

T = fuerza de tracción en la sección central del tramo

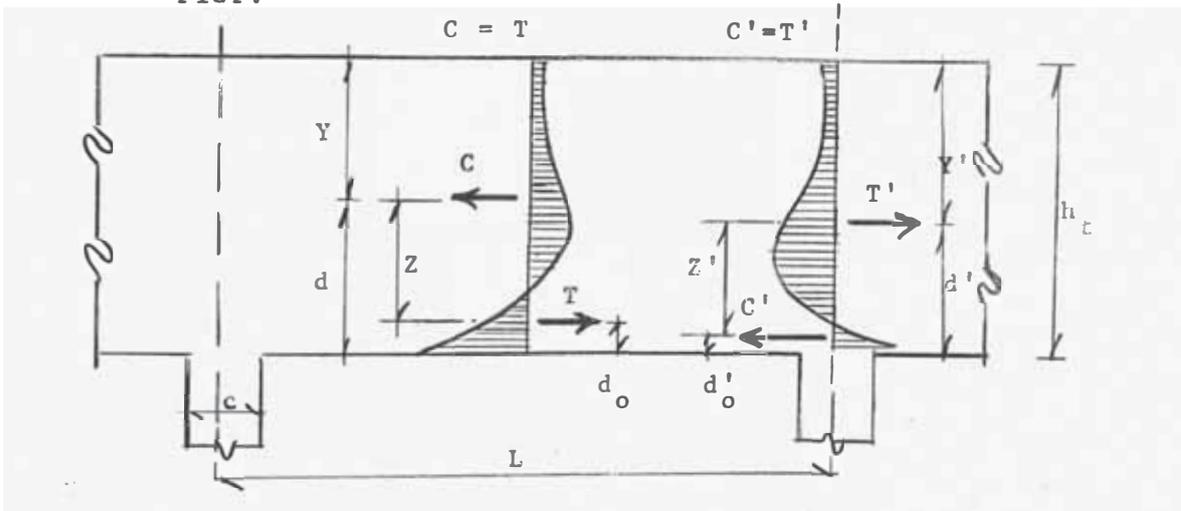
T' = fuerza de tracción en la sección del eje del apoyo.

$$Z = (d - d_o) \leq (2/3)h_t$$

$$Z' = (d - d'_o) \leq (2/3)h_t$$

y = distancia del punto de aplicación de C al borde superior.

y' = distancia del punto de aplicación de C' al borde superior.



B.- COEFICIENTES OBTENIDOS PARA $h_t = L$

$\mathcal{E} = C/L$	SECCION CENTRAL			SECCION EN EJE DE APOYOS		
	C	d	d_o	T'	d'	d'_o
1/2	0.072	0.435	0.054	0.072	0.435	0.054
1/5	0.086	0.462	0.060	0.162	0.370	0.030
1/10	0.088	0.466	0.061	0.212	0.341	0.018
1/20	0.089	0.467	0.062	0.248	0.306	0.010

Para calcular las fuerzas multiplicar por WL

Para obtener distancias multiplicar por L .

Los coeficientes han sido obtenidos del libro "ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS" de CARLOS FERNANDEZ CASADO.

C.- PROCEDIMIENTO :

1.- Ancho mínimo por compresión : Usamos 1 foll to "DESIGN OF DEEP GIRDERS" de la PORTLAND CEMENT ASOCIATION.

$$\epsilon = \frac{C}{L} = \frac{0.50}{5.75} = 0.087 = \frac{1}{11.5} \quad (\text{es el mayor, si es m s p qu ño s más crítico por compr_ sión}).$$

$$\beta = \frac{h_L}{L} = \frac{6.30}{5.75} = 1.095 \approx 1.00 > \frac{2}{5} \quad (\text{VIGA DE GRAN AL-TURA})$$

Al centro del tramo :

$$\begin{aligned} \text{Borde inferior (viga invertida)} &= -1.0 \frac{W}{b} \quad (\text{Tr cción}) \\ \text{Bord superior} &= +0.1 \frac{W}{b} \quad (\text{Compresión}) \end{aligned}$$

Al centro del apoyo :

$$\begin{aligned} \text{Borde inferior} &= 9.00 \frac{W}{b} \quad (\text{Compresión}) \\ \text{Bord uperior} &= -0.10 \frac{W}{b} \quad (\text{Tr cción}) \end{aligned}$$

El ancho mínimo se obtiene con l coefici nte máximo y con la resistencia máxima del concreto. A í :

$$f'_c = (\text{COEF})_{\text{máx}} \frac{W_u}{b}$$

d donde

$$b_{\text{mín}} = 9.00 \times \frac{828.10}{175} = 42.5 \text{ cm.}$$

Valor que escapa a recomendacion s prácticas y lejado notoriamente del criterio del REGLAMENTO FRANCES.

Mantendremos el espesor adoptado con l propósito d comparar.

2.- Diseño de la Armadura .-

Se hará basado en el cuadro d coeficientes interpolando para casos intermedios. Post riormente calcularemos los brazos de palanca de las fuerz s para determinar las áreas de acero.

- Tramos Interiores :

a) Sección central:

$$E = 1/11.2$$

$$B = 1.0$$

se tiene:

$$C = 0.0881WL_1 = 0.0881 \times 82,810 \times 5.60 = 40,860 \text{Kgs.}$$

$$d = 0.466L_1 = 0.466 \times 5.60 = 2.61 \text{ m.}$$

$$d_o = 0.061L_1 = 0.061 \times 5.60 = 0.34 \text{ m.}$$

$$Z = d - d_o = 2.61 - 0.34 = 2.27 \text{ m.} < \frac{2}{3} \text{ ht} = 4.2 \text{ m.}$$

$$De \quad C = T = A_s f_y$$

$$\text{Se tiene: } A_s = \frac{40,860}{2800} = 14.60 \text{ cm}^2 \quad (p = \frac{15}{50 \times 630} \cong 0.0005)$$

b) Sección del apoyo

$$T' = 0.217 \times 82,810 \times 5.60 = 100,631 \text{Kgs.}$$

$$d' = 0.337 \times 5.60 = 1.89 \text{ m.}$$

$$d'_o = 0.0175 \times 5.60 = 0.10 \text{ m.}$$

$$Z' = d' - d'_o = 1.89 - 0.10 = 1.79 \text{ m.}$$

$$\text{Se tendrá } A_s = \frac{100,631}{2800} = 35.94 \text{ cm}^2 \quad (p = \frac{36.90}{50 \times 630} = 0.0012)$$

- Tramos Exteriores:

$$E = \frac{c}{L} = \frac{0.25}{5.75} = \frac{1}{23}$$

a) Sección del apoyo:

$$T' = 0.248 \times 82,810 \times 5.75 = 118,087$$

$$d' = 0.306 \times 5.75 = 1.76 \text{ m.}$$

$$d'_o = 0.010 \times 5.75 = 0.0575$$

$$Z' = 1.76 - 0.0575 = 1.70 \text{ m.}$$

$$\text{Se tendrá: } A_s = \frac{118,087}{2,800} = 42.17 \text{ cm}^2$$

b) Sección central:

$$C = 0.089 \times 82,810 \times 5.75 = 42,378 \text{Kgs.}$$

$$d = 0.467 \times 5.75 = 2.69 \text{ m.}$$

$$d_o = 0.062 \times 5.75 = 0.36 \text{ m.}$$

$$Z = 2.69 - 0.36 = 2.33 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{42,378}{2800} = 15.10 \text{ cm}^2$$

La sección central en todos los tramos tienen el mismo requerimiento de acero y es menor al de los apoyos en los cuales también es igual salvo una variación del 12% entre los apoyos internos y externos.

Se observa que las cuantías son bastante menores que el mínimo porcentaje usual de $14/f_y = 0.005$ requerido en vigas ordinarias. La sección transversal es tan grande que requeriría un excesivo aumento de acero para cumplir con la mínima relación lo que significa lo discutible que es adoptar este mínimo. Si se compara con el mínimo obtenido de multiplicar el hallado por $4/3$ se tendrían cuantías aún menores que aquellas requeridas para placas que estimamos las más recomendables.

Un tanteo realizado considerando la viga-pared como una viga continua como ha sido tratado en muchos casos nos lleva a la conclusión de que es INCORRECTO. En nuestro caso las características w , ϵ , β son iguales para todos los tramos lo que significa que lo hallado es válido para todos ellos. Ahora bien, una distribución de momentos por los métodos usuales o el uso de coeficientes del A.C.I que aparentemente muy bien pueden aplicarse a nuestro caso, implica una variación de momentos de un apoyo interno a un externo hasta en un 60% y considerando que los brazos de palanca Z son iguales en los dos casos, la fuerza de tensión T depende únicamente del momento y el área de acero también, que consecuentemente variaría en un 60%. Ello aparte de que el área de acero requerida por momentos antes de la variación del 60% es diferente hasta un 25% en la sección de los apoyos de aquel hallado por los coeficientes. En la sección central se tiene un 100% de diferencia en las áreas encontradas sin contar la variación por momento de un tramo respecto a otro.

3.- Esfuerzo cortante:

Del concreto

$$\bar{v}_c = v_c \left(\frac{1+5\beta}{3} \right) = 2v_c \text{ para } \beta = 1$$

donde v_c es el esfuerzo cortante en vigas ordinarias

$$\therefore \bar{v}_c = 2 \times 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 11.9 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ para } f'_c = 175$$

La fuerza cortante:

$$\bar{V}_c = 11.9 \times b \times d = 11.9 \times 25(630-30) = 178,500 \text{ Kgs.}$$

Cortante que actúa:

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{82,812 \times 5.75}{2} = 238,085 \text{ Kgs} > \bar{V}_c$$

Requiere de estribos

Usando Estribos de $\phi 1/2''$ de dos ramas $A_v = 2 \times 1.267 = 2.534$

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V - \bar{V}} = \frac{0.85 \times 2.534 \times 2800 \times 600}{59,585} = 61 \text{ cm.}$$

con $\phi 3/8''$ $A_v = 2 \times 0.71 = 1.42$ $S = 34.0 \text{ cm}$

Area de acero mínimo:

$$A_{s_{\min}} = 0.0015 b S = 0.0015 \times 25 \times 34 = 1.27 \text{ cm}^2 \text{ cubierto por los } 2\phi 3/8'' \text{ satisfactoriamente tal espaciamiento.}$$

4.- Armadura horizontal de repartición:

$$A_{s_h} = 0.0025 b S = 0.0025 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2/\text{metro}$$

para encontrar el real espaciamiento consideramos $\phi 3/8''$ en dos caras

Luego:

$$S = \frac{2 \times 0.71}{6.25} \times 100 = 22.8 \text{ cm}$$

5.- Armadura total en la sección del apoyo exterior:

$$\text{Horizontal: } 42.17 + 6.25 \times 6 = 79.7 \text{ cm}^2$$

Vertical: $\phi 3/8'' @ 34 \text{ cm.}$

6.- Distribución de la armadura.

Cuando se trabaja con este método la recomendación es:

- En el centro del tramo:

El centro de gravedad de la armadura estará a d_o del borde inferior abarcando $0.1L$

- En los ejes de los apoyos:

El centro de gravedad de la armadura, estará a la distancia d' del borde inferior, abarcando $0.2L$

- El doblado se realiza con un \sphericalangle de 60° con la horizontal.

9.2.7 .- VIGA PARED POR EL PROCEDIMIENTO DEL REGLAMENTO FRANCES.

A.- NOTACION.

A = área de acero de tracción
A' = área de acero de compresión
b = espesor de viga pared
 f_c = esfuerzo de compresión máximo de servicio
 f'_c = resistencia de compresión a la rotura
 f_y = esfuerzo de fluencia del acero
 f_t = esfuerzo de tracción máximo de servicio
 h_t = altura total de viga
L = longitud de viga
 M_o = momento isostático
 V_o = corte isostático
 v_o = esfuerzo de corte
w = presión neta en servicio
 w_u = presión neta en rotura
S = separación de estribos

B.- PROCEDIMIENTO

- 1) El cálculo de la armadura principal se realiza en función de los momentos y esfuerzos de corte correspondiente a la viga considerada como isostática:

$$M_o = \frac{1}{8} wL^2$$

$$V_o = \frac{wL}{2}$$

Esfuerzo tangencial: $v_o = \frac{3}{2} \frac{V_o}{bh_t}$

- 2) En viga continua de varios tramos:

- Armadura de tracción para momento positivo

a.- Tramos intermedios:

$$\Lambda = 0.60 \frac{M_o}{h_t f_y} \left(1 + \frac{h_t}{L}\right) \quad \text{si } \frac{L}{2} \leq h_t < L$$

$$\Lambda = 1.20 \frac{M_o}{L f_y} \quad \text{si } h_t \geq L$$

b.- Tramos extremos:

$$A = 0.70 \frac{M_o}{h_t f_y} \left(1 + \frac{h_t}{L}\right) \quad \text{si } \frac{L}{2} \leq h_t < L$$

$$A = 1.40 \frac{M_o}{h_t f_y} \quad \text{si } h_t \geq L$$

- Armadura de compresión

a.- Sin barras levantadas:

Cuando $v_o \leq 2.4 f_t$

$$A' = 0.60 \frac{M_o}{h_t f_y} \quad \text{si } \frac{L}{2} \leq h_t < L$$

$$A' = \frac{2.40 M_o}{(L+3h_t) f_y} \quad \text{si } h_t > L$$

b.- Con barras levantadas:

Cuando $v_o > 2.5 f_t$

$$A' = 0.50 \frac{M_o}{h_t f_y} \quad \text{si } \frac{L}{2} \leq h_t < L$$

$$A' = \frac{2M_o}{(L+3h_t) f_y} \quad \text{si } h_t > L$$

En todas las expresiones se ha considerado método de rotura pero son válidas para esfuerzo de trabajo considerando carga, momento, corte y esfuerzo admisibles de servicio.

- Armadura secundaria:

Se determina en función de $v_o = \frac{3}{2} \frac{V_o}{bh_t}$

a.- Armadura horizontal: se reparte en dos caras de la viga en la altura comprendida entre las armaduras principales inferior y superior.

Se determina con:

$$A_h = 0.15 \frac{V_o L}{h_t f_y} \quad \text{si } \frac{L}{2} \leq h_t < L$$

$$A_h = 0.15 \frac{V_o}{f_y} \quad \text{si } h_t > L$$

Cuando $h_t > L$, A_h se reparte sobre una altura L mientras en la altura $(h_t - L)$ se coloca : $\frac{A_h}{2} \left(\frac{h_t}{L} - 1\right)$

b.- Armadura vertical: está formada por estribos verticales y se determina como en vigas corrientes para cubrir todo el diagrama de corte.

Cuando $\frac{L}{2} \leq h_t < L$ calcular $v_o = \frac{3V_o}{2bh_t} = \frac{3WL}{4bh_t}$

cuando $h_t > L$ calcular $v_o = \frac{3w}{8b}$ que equivale a considerar $h_t = L$ y $v_o = \frac{WL}{4}$ constante en todo el tramo.

3) Espesor de vigas-pared: con cargas y esfuerzos de servicio

$b \geq \frac{L}{2} \sqrt[3]{\frac{W}{100f_c h_t}}$ si $\frac{W}{f_c h_t} < \frac{1}{52}$

cubre falla por pandeo.

$b \geq \frac{3}{2} \frac{wL}{f_c h_t}$ si $\frac{w}{f_c h_t} \geq \frac{1}{52}$

cubre peligro de rotura por compresión.

Las expresiones no consideran refuerzo longitudinal.

Puede usarse la segunda expresión siempre que exista armadura longitudinal.

C.- SOLUCION.- METODO DE ROTURA

$h_t = 6.30m$ considerando 0.50m de altura de cimiento

$W = 54,072 \text{ Kg/m}$ (de servicio)

$W_u = 82,810 \text{ Kg/m}$ (de rotura)

$f'_c = 175 \text{ Kgs/cm}^2$

$f_c = 0.40f' = 70 \text{ Kgs/cm}^2$ (El reglamento americano considera $0.45f'_c$).

$f_y = 2800 \text{ Kgs/cm}^2$

TRAMO EXTERIOR: $L = 5.75m$.

1.- Verificación del espesor b:

Valor de la expresión: $\frac{W}{f_c h_t} = \frac{54,072 \times 10^{-2}}{70 \times 630} = 0.0123 < \frac{1}{52} =$

$= 0.0192$

Luego:

$$b > \frac{L}{2} \sqrt[3]{\frac{w}{100f_c h_t}} = \frac{5.75}{2} \sqrt[3]{.000123} = 2.87 \times 0.0496 = 0.141m.$$

se tiene $b = 25 > b_{\min} = 14.1$

2.- Momento flector: considerando tramo isostático.

$$M_o = \frac{WL^2}{8} = \frac{82,810 \times 5.75^2}{8} = 342,246 \quad \text{Kg-m.}$$

3.- Fuerza de corte:

$$V_o = \frac{WL}{2} = \frac{82,812 \times 5.75}{2} = 238,085 \text{Kg}$$

4.- Esfuerzo cortante:

$$v_o = 1.5 \frac{V_o}{bh_t} = 1.5 \times \frac{238,085}{25 \times 630} = 22.67 \text{ Kg/cm}^2$$

5.- Armaduras: se usarán las expresiones correspondientes a la condición de $h_t > L$

a) Armadura principal:

- De tracción: $A = 1.4 \frac{M_o}{h_t f_y} = \frac{1.4 \times 342,246}{6.30 \times 2800} = 27.2 \text{ cm}^2$

Colocar $14\phi 5/8'' = 27.75 \text{ cm}^2$ en una altura de $0.1h_t = 63 \text{cm}$

- De compresión:

Se tiene $f'_c = 175 \text{Kgs/cm}^2$

Considerando que el esfuerzo de tracción es el 10% del esfuerzo de compresión, o sea 17.5 Kg/cm^2 .

El esfuerzo $v_o = 22.67 < 2.5f'_c = 2.5 \times 17.5 = 43.75 \text{Kg/cm}^2$

lo cual indica que NO ES NECESARIO LEVANTAR BARRAS en zona de momentos negativos. Pasar las barras positivas.

Armadura: $A' = \frac{2.40M_o}{(L+3h_t)f_y} = \frac{2.40 \times 342,246}{(5.75+3 \times 6.3)2800} = 11.9 \text{ cm}^2$

Colocar $10\phi 1/2'' = 12.6 \text{ cm}^2$ en una altura de 63 cm . en zona de compresión para momento positivo.

b) Armadura secundaria:

- Horizontal: $A_h = 0.15 \frac{V_o}{f_y} = 0.15 \times \frac{238,085}{2800} = 12.75 \text{cm}^2$

Colocar $18\phi 3/8" = 12.76\text{cm}^2$ en una altura de $h_t = 5.75\text{m}$ o sea $\phi 3/8" @ 64\text{ cm}$ en dos caras.

En la altura restante: $6.30 - 5.75 = 0.55\text{ m}$ se coloca ra:

$$A = \frac{Ah}{2} \left(\frac{h_t}{L} - 1 \right) = 0.7\text{ cm}^2 \text{ (considerar } 2\phi 3/8")$$

- Vertical: se determina considerando $h_t = L$

$$y v_o = \frac{3w}{86} = \frac{3 \times 82,812 \times 10^{-2}}{8 \times 25} = 12.42\text{ Kgs/cm}^2$$

usando el criterio para vigas corrientes:

La fuerza cortante que debe tomar el acero es:

$$V_{us} = \frac{A_v f_y d}{S}$$

según expresión del A.C.I. El Rgto Francés considera que toda la fuerza de corte la tomará el acero lo cual es muy conservador. Dividiendo entre la sección bd , y tomando $V_{us} = V_o$, tendremos

$$v_o = \frac{V_o}{bd} = \frac{A_v f_y}{Sb}$$

de donde:

$$\frac{A_v}{S} = \frac{v_o b}{f_y} = \frac{12.42 \times 25}{2800} = 0.111\text{ cm}$$

$$\text{Con } \phi 3/8" \quad S = \frac{2 \times 0.713}{0.111} = 12.8\text{ cm.}$$

$$\text{Con } \phi 1/2" \quad S = \frac{2 \times 1.267}{0.111} = 22.8\text{ cm.}$$

Formando estribos.

La cantidad de armadura vertical es grande comparada a la horizontal y la razón, como se ha manifestado antes, se debe al despreñar la cortante que toma el concreto. De esta manera la posibilidad de fisuración es por lo tanto remota y la transferencia de la carga al alma de la viga debe ser realmente satisfactoria.

TRAMOS INTERIORES: $L = 5.65\text{ m}$.

Consideraremos el momento flector y fuerza cortante idénticos al caso anterior:

1.- $M_o = 342,246 \text{ Kg-m}$

2.- $V_o = 238,085 \text{ Kg.}$

3.- Armadura:

a) Principal de tracción:

$$A = 1.2 \frac{M_o}{L f_y} = \frac{1.2 \times 342,246}{5.65 \times 2800} = 26.0 \text{ cm}^2$$

Colocar $14 \phi 5/8" = 27.75$ en 63 cm.

b) Principal de compresión:

$$A' = \frac{2.40 M_o}{(L + 3h_t) f_y} = 11.95 \text{ cm}^2$$

Colocar $10 \phi 1/2" = 12.6 \text{ cm}^2$ en 63 cm. en zona de compresión para momento positivo.

Como en los dos tramos (o sea en todos) se obtiene la misma armadura se considera pasante a todo lo largo de la viga SIN DOBLAR BARRAS en zonas de apoyos de columnas.

c) Armaduras secundarias, es idéntico al caso anterior:

Horizontal: $\phi 3/8" @ 64 \text{ cm}$ en cada cara

Vertical: $\phi 1/2" @ 22.8 \text{ cm}$ en estribos cerrados.

Armadura total requerida.

$$\text{Horizontal : } 27.2 + 11.9 + 12.75 = 51.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vertical : } \phi 1/2 @ 22.8 \text{ cm.}$$

Comparando con los requerimientos mínimos para placas (A.C.I.) $A_h = 0.0025bh = 39.4 \text{ cm}^2$ y $A_v = 0.0015bl = 3.75 \text{ cm}^2$ ($\phi 3/8"$ con $s = 37 \text{ cm}$), es índice que la viga pared se constituye en un elemento rígido y con gran capacidad soportante y muy efectivo como elemento de arriostre (en el caso de sismos).

9.2.8. COMENTARIO

De los resultados del diseño por el método DISCHINGER se tiene armadura horizontal de 55% en exceso de la requerida por el REGLAMENTO FRANCÉS.

Esto sin contar un refuerzo adicional recomendado en aquel para los bordes extremos. (en el nivel de la losa como viga de borde y otra en la cimentación). Por otra parte, al distribuir la armadura detenida por el método de los coeficientes se debe colocar la positiva a la distancia $d_o = 0.34m$ por debajo del borde inferior de la losa abarcando $0.1L = 0.60 m$ (lo cual es correcto), y la negativa (de los apoyos) a la distancia $d' = 1.90 m$ abarcando $0.2L = 1.20m$ ($\phi 1/2'' @ .10$ en cada cara), en total hasta $3.10m$; o sea que prácticamente el refuerzo termina en el NS_2 y en la parte inferior, o sea en $6.30 - 3.10 = 3.20m$ debería colocarse armadura secundaria de repartición solamente. Esto no concuerda con la teoría porque significa que una parte es solicitada con el comportamiento supuesto y la otra parte no, y de hecho al considerar $h_t/L = 1$ se asume que debe comportarse de acuerdo a tal relación. Además la recomendación de inclinar barras a 60° no está de acuerdo con las isostáticas de tracción obtenidas experimentalmente. En otros casos para suplir la deficiencia anterior se ha colocado una armadura adicional calculada considerando la viga como continúa analizada como en vigas ordinarias, lo cual como se ha dicho antes significa considerar un 100% adicional de refuerzo.

En consecuencia consideramos que la armadura obtenida por el REGLAMENTO FRANCES da valores racionales, aún más si tomamos en cuenta que el comportamiento bajo flexión realmente pierde importancia respecto al de corte y de compresión, que no es tomado así en el método de los coeficientes. Por otra parte, se considera que el concreto resiste al corte de acuerdo a un coeficiente de aumento que en nuestro caso es dos, valor que acepta el ACI-318-71 para vigas pared con $h_t/L = 1$. Esto implica una distribución racional de estribos que es diferente a la estipulada por

el REGLAMENTO FRANCES que consideraremos exagerada pero es explicable ya que desprecia la resistencia del concreto al corte, el cual es tomado únicamente por el acero.

9.2.9 .- DISEÑO POR CORTE-FRICCIÓN

A.- NOTACION

A_{vf} = Area del refuerzo por corte fricción (cm²)

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

V_u = carga vertical última

v_u = esfuerzo nominal de corte último

$v_u = \frac{V_u}{b_d}$ que debe ser menor o igual a $0.2f'_c$ y no mayor a 56 kgs/cm².

ϕ = factor de reducción de capacidad: 0.85

μ = coeficiente de fricción del concreto: 1.4 (en este caso).

B.- HIPOTESIS DE CORTE-FRICCIÓN

Se basa en la resistencia al desplazamiento entre dos cuerpos en contacto debido a la fricción por rugosidad. La fuerza de fricción es proporcional a la fuerza normal al plano de deslizamiento que es tomada por la armadura.

C.- CRITERIO DE DISEÑO

El desplazamiento en nuestro caso es difícil, pero en tal dirección pueden existir fallas internas (fisuras) no localizadas, producto de la transmisión de esfuerzos al alma de la viga y la formación de grietas por tracción perpendiculares a los esfuerzos principales, estos los consideramos equivalentes a las fuerzas normales al plano de deslizamiento y por lo tanto deben ser resistidos por armadura horizontal.

Luego si consideramos: $V_u \frac{W_u L}{2} = 238,085$ Kgs.

el esfuerzo cortante: $v_u = \frac{238,085}{25 \times 600} = 15.9 \text{ Kgs/cm}^2$

Luego $v_u < 0.2f'_c = 0.2 \times 175 = 35 \text{ Kgs/cm}^2 < 56$

Area de acero:

$$A_{vf} = \frac{238,085}{0.85 \times 2800 \times 1.4} = 71.45 \text{ cm}^2$$

que se puede distribuir uniformemente en todo el largo de la viga. El esfuerzo vertical a usar es el mínimo que establece el reglamento para vigas pared, previa verificación del cortante que no debe exceder $2.12\sqrt{f'_c} = 30.7$

Nota.- El área de acero que se obtiene realmente considera la inexistencia de estribos verticales razón por la cual podría reducirse tal armadura. De esta manera es más concordante con los resultados obtenidos por el REGLAMENTO FRANCÉS. El uso del método es realmente simple y su adopción depende de pruebas experimentales y comparaciones con otros métodos racionales.

9.2.10.- RESUMEN DE DISEÑO

- A.- La armadura principal se dispondrá de acuerdo a lo obtenido por el reglamento Francés abarcando $0.1h_c$ y sin doblar. $14\phi 5/8$ " en 70 cm. en toda la longitud, debajo de la losa. $10\phi 1/2$ " cm en 60 cm en toda la longitud, borde de cimentación.
- B.- La armadura secundaria horizontal en la altura $h = 5.8$ en dos caras como en placas: $\phi 3/8$ " @ 22.5 cm.
- C.- La armadura secundaria vertical se dispondrá en dos caras con estribos cerrados $\phi 3/8$ " @ .30 concordante con las normas del A.C.I para vigas-pared.

9.2.11.- VERIFICACION POR APLASTAMIENTO

En los apoyos donde hay concentración de esfuerzos de compresión:

En rotura:

$$f_{au} = \frac{P_u}{(c+4b)b} = \frac{449,440}{(50+4 \times 25)25} = 120 \text{ Kgs/cm}^2$$

Esfuerzo admisible en rotura

$$f_a = 0.55 \phi f'_c \left[1 - \left(\frac{h_c}{40b} \right)^2 \right] = 61.3 \text{ Kgs/cm}^2$$

Considerando que el esfuerzo en exceso lo toma el acero de la columna:

$$A_s = \frac{(120-61.3)A_c}{\phi f_y} = \frac{58.7 \times 50 \times 60}{0.9 \times 2800} = 70 \text{ cm}^2$$

que es el área mínima del acero de la columna para transmitir los esfuerzos satisfactoriamente. El área existente es mayor y se recomienda anclarlo en la cimentación.

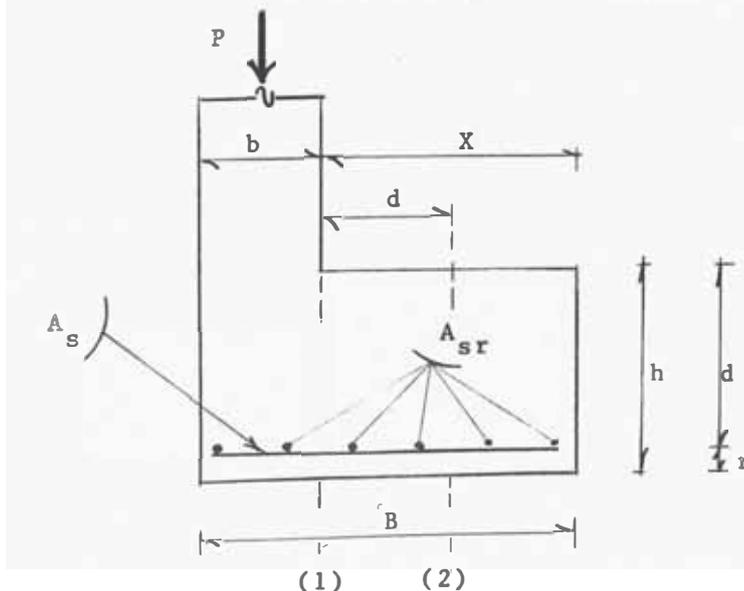
9.2.12.- DISEÑO DE LA CIMENTACION CORRIDA

A.- DATOS

- Carga de trabajo del terreno: $\sigma_t = 5.0 \text{ Kgs/cm}^2$
- Calidad del concreto : $f'_c = 175 \text{ Kgs/cm}^2$
- Calidad del acero : $f_y = 2800 \text{ Kgs/cm}^2$
- Carga a transmitir al terreno por metro de muro:

En servicio: $w = 50,592 + 4524 = 55,116 \text{ Kg/m}$ (incluye peso propio de muro más peso estimado de zapata.

En rotura: $w = 82,810 \text{ Kg/m}$. (incluye peso propio de muro sin incluir peso de zapata).



- En los cálculos anteriores se ha supuesto $h = 50$ cm, luego $d = 40$ cm considerando un recubrimiento al centro de gravedad de las varillas de $r = 10$ cm
- La teoría puede verse en zapatas aisladas,

B.- SOLUCION:

1.- Se estudia la zapata corrida en 1.00 m de largo. El resultado se usará igualmente en toda la longitud del cimiento.

2.- Ancho B .- se determina con cargas de servicio:

$$B = \frac{w}{100 \times \sigma_t} = \frac{55,116}{5 \times 100} = 100.23 \text{ cm.}, \text{ tomamos } 115 \text{ cm.}$$

Luego $x = 90$ cm.

3.- Presión neta.- Para el diseño del cimiento usamos el método de rotura:

$$\sigma_n = \frac{w_u}{100 \times B} = \frac{82,810}{100 \times 115} = 7.2 \text{ Kgs/cm}^2 = 72 \text{ Tn/m}^2$$

4.- Verificación por corte.- En la sección (2) a la distancia "d" de la cara del muro:

- Fuerza de corte: $V_u = \sigma_n (X-d) \times 100$

- Esfuerzo de corte:

$$v_u = \frac{V_u}{100d} = \sigma_n \left(\frac{X}{d} - 1 \right) = 7.2 \left(\frac{90}{40} - 1 \right) = 9.0 \text{ Kgs/cm}^2$$

que es mayor al admisible:

$$v_{c_u} = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 5.95 \text{ Kgs/cm}^2$$

cambiando: $h = 60$, $d = 50$ se tiene $v_u = 5.76 \text{ Kgs/cm}^2$ que satisface.

5.- Verificación por flexión: Se considera como un volado

- Momento flector en la sección crítica (1):

$$M_u = \frac{\sigma_n x^2}{2} = \frac{72 \times (0.90)^2}{2} = 29.16 \text{ T-m/m.}$$

- Area de acero:

tanteando $a = \frac{d}{8}$, $d - \frac{a}{2} = 0.9d$.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} = \frac{29.16 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 50} = 25.71 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b'} = \frac{25.71 \times 2800}{0.85 \times 175 \times 100} = 4.85$$

con $a = 4.4 \text{ cm}$ $d - \frac{a}{2} = 47.8$ $A_s = 24.2 \text{ cm}^2$
 $a = 4.65$ (CONFORME)

Cuantía: $p = \frac{A_s}{b' d} = \frac{24.2}{100 \times 50} = 0.0048 > p_{\text{mín}} = 0.002$

Espaciamiento: con $\phi 1''$ de $A_v = 5.06 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{5.06}{24.2} \times 100 = 20.9 \text{ cm.}$$

USAR $\phi 1''$ @ 20.5 cm.

- Acero de repartición: $A_{sr} = 0.002 b' h = 0.002 \times 100 \times 60$

(Para $X > h/2$) $A_{sr} = 12 \text{ cm}^2$

Espaciamiento: con $\phi 5/8''$ de $A_v = 1.98 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{1.98}{12} \times 100 = 16.5 \text{ cm}$$

USAR $\phi 5/8''$ @ 16.5 cm. (En la práctica es excesivo)

6.- Verificación por longitud de desarrollo.- Usaremos el 80% del esfuerzo máximo para no comprobar adherencia:

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \sum_o (0.8 \mu \mu)}$$

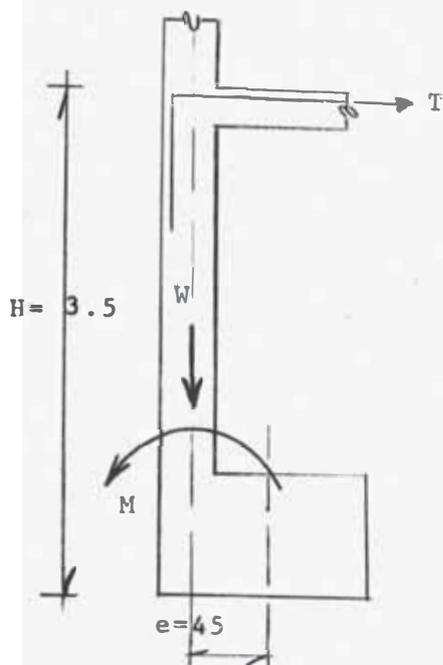
como $\mu \mu = \frac{6.4}{D} \sqrt{f'_c} = 33.85 \text{ Kgs/cm}^2$ ($\phi 1''$ de C.I.)

Para una varilla:

$$L_d = \frac{5.06 \times 2800}{0.85 \times 8 \times 0.8 \times 33.85} = 77.0 \text{ cm} < 90 \text{ cm}$$

hacia el otro lado las varillas deben anclarse hasta el nivel de cimentación.

7.- Armadura de atirantamiento.- Es el acero de tracción que absorbe los efectos de volteo por razones de excentricidad.



$$M_{\text{vuelco}} = T \cdot H$$

$$T = \frac{M_v}{H}$$

$$\text{Area de acero: } A_s = \frac{T}{f_y}$$

$$A_s = \frac{M_v}{H f_y} = \frac{w e}{H f_y}$$

$$A_s = \frac{82,810 \times 45}{350 \times 2800} = 3.80 \text{ cm}^2 / \text{m de muro } (\phi 3/8" @ 18.5 \text{ cm})$$

Solución: considerar el esfuerzo de la losa traslapada con el refuerzo vertical del muro una longitud mínima:

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \sum_o (0.75 \mu_w)} = \frac{0.71 \times 2800}{0.85 \times 3 \times 0.75 \times 56} = 19 \text{ cm}$$

con 20% adicional $L_d = 23.0 \text{ cm}$. USAR $L = 30 \text{ cm}$.

8.- Aplastamiento de la zapata:

$$\begin{aligned} \text{- Relación: } A &= \frac{\text{Area de contacto}}{\text{Area del cemento}} = \frac{100 \times b}{100 \times B} = \frac{b}{B} = \frac{25}{120} \\ &= 0.21 < 1/3 \end{aligned}$$

- Esfuerzo admisible en servicio:

$$\bar{f}_a = 0.375 f'_c$$

en rotura:

$$\bar{f}_{au} = 1.9 f_a = 1.9 \times 0.375 \times 175 = 125 \text{ Kgs/cm}^2$$

- Esfuerzo de aplastamiento producido en rotura:

$$f_{au} = \frac{w_u}{\text{Area de contacto}} = \frac{82,810}{100 \times 25} = 33 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ CONFORME}$$

9.3.- Z A P A T A S D E F U N D A C I O N

9.3.1.- DEFINICIONES

Son elementos estructurales que tienen por función transmitir los esfuerzos al terreno al nivel de la cimentación.

Se llama superficie de cimentación o de contacto a aquella por la cual se transmiten las cargas del cimiento al terreno de cimentación. Cuando la transmisión se realiza en toda la superficie ocupada por la estructura se denomina PLATEA DE CIMENTACION, y cuando se reparten en apoyos aislados se llaman ZAPATAS.

Cuando una zapata recibe la carga de una columna se llama ZAPATA INDIVIDUAL, de dos ó más : ZAPATA COMBINADA. Aquellas que reciben cargas de un muro se denominan ZAPATAS CONTINUAS (o CORRIDAS).

9.3.2.- TEORIA GENERAL

Para calcular zapatas se requiere de un análisis de la distribución de presiones en la superficie de contacto porque normalmente no es lineal. La teoría de la elasticidad explica, para cimentaciones rígidas que los suelos cohesivos presentan presiones de contacto mayores en los bordes que en el centro. En los suelos no cohesivos la situación es inversa. Por otra parte si la cimentación está a cierta profundidad, en los bordes se produce un efecto de confinamiento lateral que modifica las presiones en los bordes para los suelos anteriores disminuyendo las diferencias de presiones en el borde y el centro. Realmente las experimentaciones suponen condiciones teóricas pero permiten establecer limitaciones en la estimación de la distribución de presiones. Por simplificar, lo normal en el cálculo de zapatas rígidas comunes, es suponer una distribución lineal que se ha estimado es la que más de acerca a las variantes que puedan desarrollarse porque la hipótesis de

zapata rígida supone un hundimiento uniforme, si la carga es centrada, lo que es correcto para deformaciones muy pequeñas. En la práctica la mayoría de las zapatas individuales tienen suficiente rigidez como para situarse cerca de la hipótesis de cálculo.

9.3.3.- DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS SOMETIDAS A CARGAS CENTRADAS.

A.- NOTACION

A_z = Area de la zapata

A = dimensión de zapata cuadrada o la menor en zapata rec
tangular.

A_p = Area efectiva resistente al punzonamiento

A'_p = Area de punzonamiento en contacto con el terreno.

a = Menor dimensión de columna.

B = Mayor dimensión de zapata.

b = Mayor dimensión de columna

d = Peralte efectivo de zapata

f_a = Esfuerzo por aplastamiento

P_s = Carga de servicio

P_u = Carga de rotura

σ_t = Presión del terreno

σ_n = Presión neta

X = Longitud de volado de zapata

v_p = Esfuerzo por punzonamiento (v_p es el admisible)

v = Esfuerzo cortante

V_p = Fuerza de punzonamiento.

B.- DISEÑO

Las zapatas generalmente tienen la forma de la columna que sustentan; en casos excepcionales se transforman a cuad
dos o rectangulares. Se considera que las presiones son uniformes para la carga axial y desiguales para la carga excéntrica, mayores al borde cercano a la carga y menores en el lado opuesto. Pueden fallar por punzonamiento (fun

damentalmente) por flexión, por tracción diagonal, por adherencia

En la falla por punzonamiento la experimentación demuestra que se rompe por corte cuando se somete a una carga concéntrica y se punzona formando una pirámide cuya base menor es el contacto con la columna. Como el elemento es simétrico la distribución de esfuerzos resistentes es uniforme en el perímetro de la base. La experimentación ha demostrado también que, cuando la rotura se produce por flexión, ésta se desarrolla a lo largo de secciones de falla que bordean las caras de las columnas. Además a la fuerza de tracción le corresponde un momento que el volado ejerce sobre la sección de falla.

La armadura se distribuye uniformemente en cada dirección y extendida de extremo a extremo y pueden terminar o no en ganchos.

La verificación por cortante se realiza para preveer una posible falla por tracción diagonal pues al no usarse estribos debe tenerse una altura mínima para que el cortante sea completamente resistido por la sección de concreto.

Cuando se calculan zapatas hay que tener presente una posible falla por adherencia sobre todo en zapatas rígidas con vuelo pequeño y con barras de diámetro grande. Las secciones críticas coinciden con las de momentos.

C.- SOLUCION

ZAPATA AISLADA Z2D (en el cruce de ejes Z y D)

1.-DATOS DE DISEÑO:

- Presión del terreno $\sigma_t = 5 \text{ Kgs/cm}^2$
- Carga axial de servicio: $P_s = 557.10T_n$
- Carga axial de rotura: $P_u = 876.12T_n$

las cargas se han obtenido directamente del metrado del

capítulo II.

- Sección de columna: 60x90
- Refuerzo longitudinal de la columna 44φ1"
- Momento de rotura en la base = $M_u = 21.58$ T-m
obtenido de los resultados de momentos máximos para columnas (situación D II).
- Calidades de materiales:

$$f'_c = 175 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ Kgs/cm}^2$$

2.-VERIFICACION PREVIA PARA CONSIDERAR POSICION DE LA CARGA

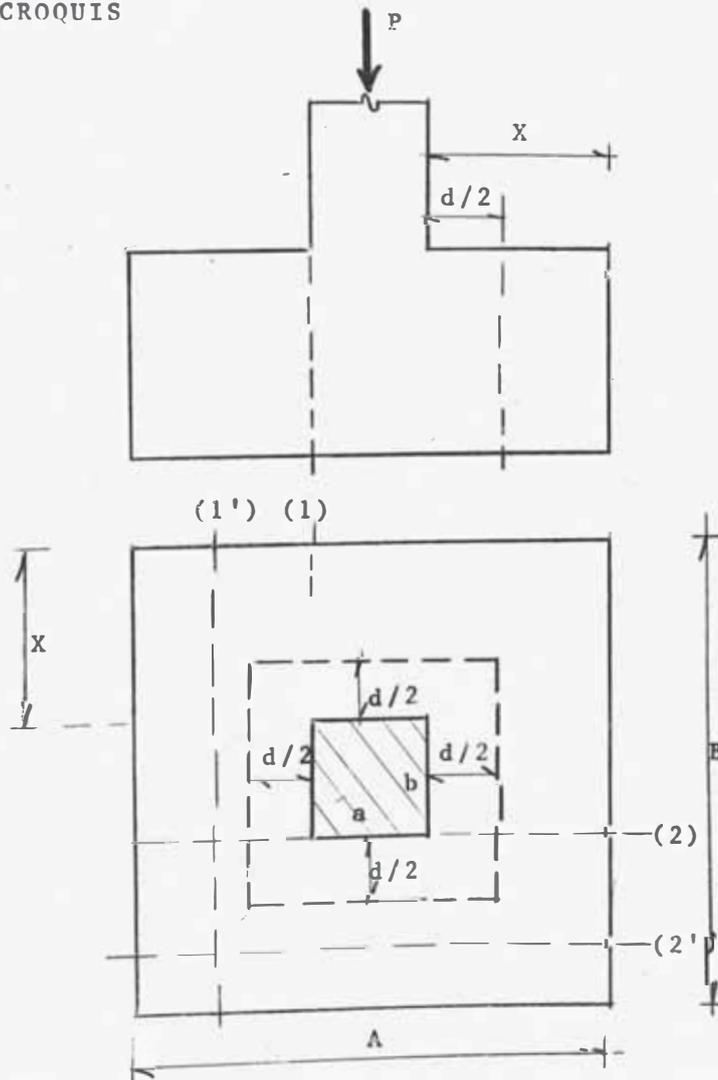
Excentricidad

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{2158}{876.12} = 2.5 \text{ cm.}$$

valor mucho menor a $0.1b = 0.1 \times 90 = 9.0 \text{ cm}$

Se considera la zapata centrada.

3.-CROQUIS



4.- AREA DE ZAPATA

Se considera la carga de servicio a transmitir al terreno más un peso estimado del 5% como peso propio de zapata.

$$\text{Luego: } P = P_s + 0.05P_s = 1.05 P_s$$

$$\text{y } A_z = \frac{1.05P_s}{\sigma_t} = \frac{1.05 \times 557.10}{50} = 11.7 \text{ m}^2$$

5.- DIMENSIONAMIENTO

De la figura se tiene:

$$(a+2x)(b+2x) = A_z$$

$$(0.6+2x)(0.9+2x) = 11.7 \text{ m}^2$$

tanteando $X = 1.35$ se obtiene $A_z = 11.88 \approx 11.7$

Luego $A = 3.30\text{m}$ y $B = 3.60 \text{ m}$.

6.- PRESION NETA

Para efectos del diseño de la zapata (en rotura)

$$\bar{\sigma}_n = \frac{P_u}{A \times B} = \frac{876.12}{3.3 \times 3.6} = 73.75 \text{ Tn/m}^2 = 7.375 \text{ Kgs/cm}^2$$

7.- DISEÑO POR PUNZONAMIENTO

Requiere de una altura mínima que vamos a determinar con el esfuerzo máximo:

- Esfuerzo máximo de punzonamiento: $\bar{v}_{p\mu}$

$$\bar{v}_{p\mu} = 1.06 \phi \sqrt{f'_c} = 1.06 \times 0.85 \sqrt{175} = 11.92 \text{ Kgs/cm}^2$$

- Fuerza resistente al punzonamiento:

$$V_{p\mu} = v_{p\mu} A_p$$

donde el área de punzonamiento está definido por el perímetro medio establecido por las normas A.C.I, a la distancia $d/2$ de la cara de la columna y el peralte efectivo de la zapata:

$$A_p = 2(a+d+b+d)d$$

$$\therefore \bar{v}_{p\mu} = v_{p\mu} \times 2(a+b+2d)d \text{ ----- (I)}$$

- Fuerza actuante de punzonamiento:

$$V_{p\mu} = P_u - \sigma_n A'_p = \sigma_n A_x B - \sigma_n (a+d)(b+d)$$

$$V_{pu} = \sigma_n [A_x B - (a+d)(b+d)] \text{ ----- (II)}$$

- Condición de punzonamiento: $\bar{V}_{p\mu} \geq V_{p\mu}$

$$\text{Luego } 2V_{p\mu} (a+b+2d)d \geq \sigma_n [A_x B - (a+d)(b+d)]$$

tanteando $d = 0.90$ m. se tiene:

$$\bar{V}_{p\mu} = 708,048 > V_{p\mu} = 677,025 ; \text{ CONFORME}$$

- Altura de punzonamiento: $h = d+10 = 90+10 = 100$ cm.

8.- VERIFICACION DEL PESO PROPIO DE ZAPATA:

$$P_z = 3.3 \times 3.6 \times 1.00 \times 24 = 28.42T \approx 0.05P_s = 27.86T_n$$

9.- VERIFICACION DE LA ALTURA POR LONGITUD DE DESARROLLO DE LAS VARILLAS DE LA COLUMNA

Para transferir la carga adecuadamente en la zapata, las varillas de la columna requieren de:

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \sum_o (\mu_{\mu})} = \frac{5.06 \times 2800}{0.85 \times 8 \times 33.3} = 62.7 \text{ cm. (CUMPLE)}$$

para una varilla de 1".

$$\text{El esfuerzo máximo de adherencia } \mu_{\mu} = \frac{6.4 \sqrt{f'_c}}{D} = 33.3 \text{ Kgs/cm}^2$$

10.- VERIFICACION POR TRACCION DIAGONAL (CORTANTE)

- Se realiza en la sección crítica (1'-1'), a la distancia "d" de la cara de la columna.

$$V_{ud} = \sigma_n B(x-d) = 73.75 \times 3.60(1.35-0.90) = 119.5T_n$$

- Esfuerzo de corte a la distancia "d" de la cara de columna:

$$v_{ud} = V_{ud} / Bd = 119.5 \times 1000 / 360 \times 90 = 3.7 \text{ Kgs/cm}^2$$

- Esfuerzo admisible de corte:

$$v_{uc} = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 5.95 \text{ Kgs/cm}^2 \text{ (CONFORME)}$$

11.- ARMADURA POR FLEXION

La armadura en cada dirección debe resistir el momento estático producido por la presión neta.

a) En la sección 1-1:

$$- M_u = \frac{1}{2} \phi \eta B X^2 = 0.5 \times 73.75 \times 3.60 \times (1.35)^2 = 241.94 \text{ Tn-m}$$

$$- A_s = M_u / \phi f_y (d - \frac{a}{2}) \quad \text{donde} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c B}$$

$$\text{tantear} \quad a = 5 \text{ cm} \quad d - \frac{a}{2} = 87.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{241.94 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 87.5} = 111.0 \text{ cm}^2$$

verificando:

$$a = \frac{111.0 \times 2800}{0.85 \times 175 \times 360} = 5.7 \text{ cm.}$$

USAR $\phi 1" @ 16.5 \text{ cm. (22}\phi)$

b) En la sección 2-2:

$$- M_u = 0.5 \times 73.75 \times 3.3 \times (1.35)^2 = 221.78 \text{ Tn-m}$$

$$\text{tantear} \quad a = 5.6 \text{ cm.} \quad d - \frac{a}{2} = 87.2$$

$$A_s = \frac{221.78 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 87.2} = 101 \text{ cm}^2$$

verificando:

$$a = \frac{107 \times 2800}{0.85 \times 175 \times 330} = 5.75 \text{ cm.}$$

USAR $\phi 1" @ 16.5 \text{ cm (20}\phi)$

12.- VERIFICACION POR ADHERENCIA:

Se comprobará la longitud mínima de desarrollo.

Para varillas de 1" de tiene $\mu_{\text{máx}} = 33.3 \text{ Kgs/cm}^2$

Luego:

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \sum \mu} = \frac{5.06 \times 2800}{0.85 \times 8 \times 33.3} = 62.7 \text{ cm} < 135 \text{ cm}$$

13.- COMPROBACION POR APLASTAMIENTO EN LA BASE DE COLUMNA

- Esfuerzo de aplastamiento:

$$f_{a\mu} = \frac{P_u}{ab} = \frac{876.120}{60 \times 90} = 162.5 \text{ Kgs/cm}^2$$

$$- \text{Relación: } \frac{ab}{AB} = \frac{60 \times 90}{330 \times 360} = 0.0454 < 1/3$$

Luego el esfuerzo admisible por aplastamiento:

$$\bar{f}_{a\mu} = 1.9 \times 0.375 \times 175 = 124 \text{ Kgs/cm}^2 < 162.5$$

Hay problemas en la transferencia de esfuerzos.

- Hay soluciones como colocar pedestal o aumentar bastones de refuerzo (dowels), para ello verificaremos si el exceso de esfuerzos pueden ser tomados por el refuerzo de la columna.

- Area de acero necesaria para tomar el exceso de esfuerzo:

$$A_s = \frac{(162.5-124)ab}{\phi f_y} = \frac{38.5 \times 60 \times 90}{0.9 \times 2800} = 82.5 \text{ cm}^2$$

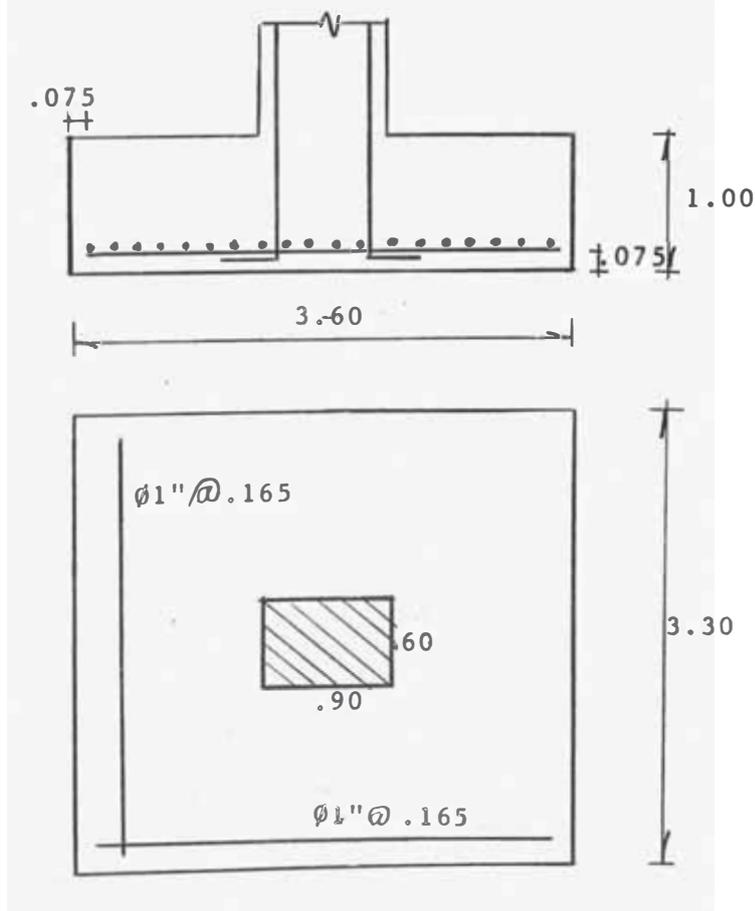
y el refuerzo existente es de $44\phi 1" = 223.0 \text{ cm}^2$ que son suficientes para transferir el exceso de esfuerzo.

- Si colocamos pedestal:

$A_{\text{pedestal}} = \frac{P}{f_{a\mu}} = \frac{876,120}{124} = 7060$ que significa aumentar $x' = 7.5 \text{ cm}$ a partir de las caras de columna en todo su perímetro con una altura de 10.0 cm ($x' < h \leq 2x'$)

14.- DISTRIBUCION DE LA ARMADURA

Se hará uniformemente en toda el área de zapata.



D.- RESULTADOS PARA ZAPATAS AISLADAS

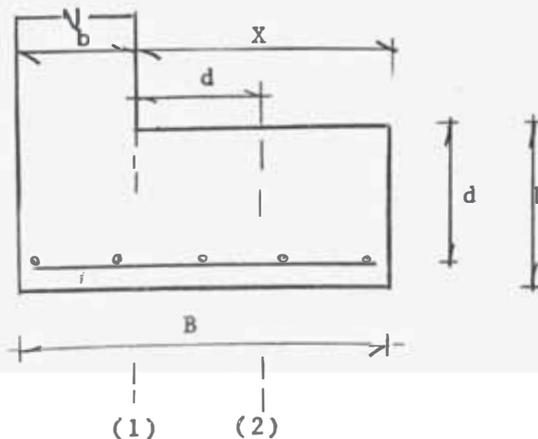
DISEÑO	U	Z2C	Z2B
CARGA DE SERVICIO: P_s	T_n	393.02	153.54
CARGA DE ROTURA: P_u	T_n	619.46	244.12
AREA MINIMA DE ZAPATA	m^2	8.25	3.23
DIMENSIONES DE ZAPATA	m^2	2.8x3.1	1.8x1.9
PRESION NETA: σ_n	T/m^2	71.4	71.4
ALTURA POR PUNZONAMIENTO: d	cm	75	55
VERIFICACION POR LONGITUD DE COLUMNA	cm	62.7($\phi 1''$)	48.0 ($\phi 7/8''$)
VERIFICACION POR CORTANTE: v_d	Kg/cm^2	3.34	2.6
ARMADURA PERPENDICULAR A "B"		$\phi 1'' @ 20.5$	$\phi 7/8'' @ 25.0$
ARMADURA PERPENDICULAR A "A"		$\phi 1'' @ 21.5$	$\phi 7/8'' @ 25.0$
VERIF. POR LONG. DE ANCLAJE	cm	62.7($\phi 1''$)	48.0($\phi 7/8''$)
APLASTAMIENTO: $f_{a\mu}$	Kg/cm^2	114.5 O.K.	204.0 (CRITICO)
DIMENSIONES DE COLUMNA	cm^2	60x90	30x40
AREA DE PEDESTAL	cm^2	-----	45x55
ALTURA DE PEDESTAL	cm^2	-----	10 cm.

9.3.4.- DISEÑO :

ZAPATA CORRIDA DE PLACA EJE 1 (entre ejes C-E)

1.- DATOS:

- Carga de trabajo del terreno: $\sigma_t = 5.0 \text{ Kgs/cm}^2$
- Carga de servicio: $w_s = \frac{1'174,844}{18.30} = 64,199 \text{ Kg/m.de muro}$
- Carga de rotura: $w = \frac{1683525}{18.30} = 91,996 \text{ Kg/m.de muro}$
no incluyen peso propio de zapata.



considerando 1,00 m de zapata y se asume $d = 60$ cm.

2.- Ancho B: $B = \frac{w_s}{100 \times \sigma_t} = \frac{64,199 \times 1.05}{100 \times 5} = 134.8$ cm

considerar $B = 135$ cm. y $X = 110$ cm.

3.- Presión neta:

$$\sigma_n = \frac{w}{100B} = \frac{91,996}{100 \times 135} = 6.81 \text{ Kgs/cm}^2$$

4.- Verificación por corte:

- Fuerza de corte en la sección 2.

$$V_{ud} = \sigma_n (X-d)100$$

- Esfuerzo de corte en la sección 2

$$v_{\mu d} = \frac{V_{ud}}{bd} = \sigma_n \left(\frac{X}{d} - 1 \right) = 6.81 \left(\frac{1.10}{.60} - 1 \right) = 5.65$$

que es menor al admisible:

$$v_{cu} = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 5.95 \text{ Kgs/cm}^2$$

5.- Verificación por flexión y cálculo de la armadura

- Momento flector en la sección 1

$$M_u = \frac{\sigma_n X^2}{2} = \frac{68.1 \times (1.1)^2}{2} = 41.15 \text{ Tn-m/m}$$

- Area de acero:

$$\text{tanteando } a = 5.0 \quad d - \frac{a}{2} = 56.7$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{41.15 \times 10^5}{0.9 \times 2800 \times 57.5} = 28.43 \text{ cm}^2$$

verificando

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b'} = \frac{28.43 \times 2800}{0.85 \times 175 \times 100} = 5.34 \text{ cm.}$$

$$\text{cuantía } p = \frac{28.43}{100 \times 60} = 0.00475 \quad (\text{altura correcta})$$

$$\text{espaciamento: } S = \frac{5.06}{28.43} \times 100 = 17.8 \text{ cm para } \phi 1''$$

USAR $\phi 1'' @ 17.5$ cm.

- Acero de repartición: $A_{sr} = 0.002b'd = 0.002 \times 135 \times 60 = 16$

valor teórico y mínimo por flexión. Para efectos de temperatura en la práctica se considera excesivo.

$$S = \frac{1.98}{16} \times 100 = 12.0 \text{ cm.}$$

equivale: $\phi 5/8'' @ 12.0$ cm (se considera excesivo).

6.- Verificación por longitud de desarrollo: (con 25% más)

Para ϕ de 1" se requiere $L_d = 77.0 \text{ cm} < 1.10 \text{ m}$

Anclar las varillas de la placa hasta el nivel inferior de cimentación.

7.- Armadura de atirantamiento: ver viga pared del eje E.

$$A_s = \frac{M_{\text{vuelco}}}{Hf_y} = \frac{w_e}{Hf_y} = \frac{91,996 \times 55}{360 \times 2800} = 5.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

USAR $\phi 1/2'' @ 0.25$

Se puede aprovechar refuerzo de la losa traslapada con el refuerzo del muro una longitud mínima.

$$L_d = \frac{1.27 \times 2800}{0.85 \times 4 \times 0.75 \times 56} = 25 \text{ cm} \quad \text{USAR } L = 30,0 \text{ cm.}$$

8.- Aplastamiento de la zapata:

- relación: $\frac{\text{Area de contacto}}{\text{Area de cimiento}} = \frac{b}{B} = \frac{25}{135} = 0.185 < 1/3$

- Esfuerzo admisible en servicio:

$$\overline{f_{au}} = 1.9 \times 0.375 f'_c = 125 \text{ Kgs/cm}^2$$

- Esfuerzo de aplastamiento:

$$f_{au} = \frac{91,996}{100 \times 25} = 36.8 \text{ Kgs/cm}^2 \quad (\text{CONFORME})$$

9.3.5.- DISEÑO

CIMENTACION DE LA CAJA DEL ASCENSOR.

Se considera CIMENTACION CORRIDA

1.-DATOS:

- Carga de trabajo del terreno: $\overline{f}_t = 50 \text{ Kgs/cm}^2$

- Calidad del concreto : $f'_c = 175 \text{ Kgs/cm}^2$

- Calidad del acero : $f_y = 2800 \text{ Kgs/cm}^2$

- Carga de servicio : $P_s = 43,563 \text{ Kgs/m. de muro}$

- Carga de rotura: $P_u = 58,870 \text{ Kgs/m. de muro}$

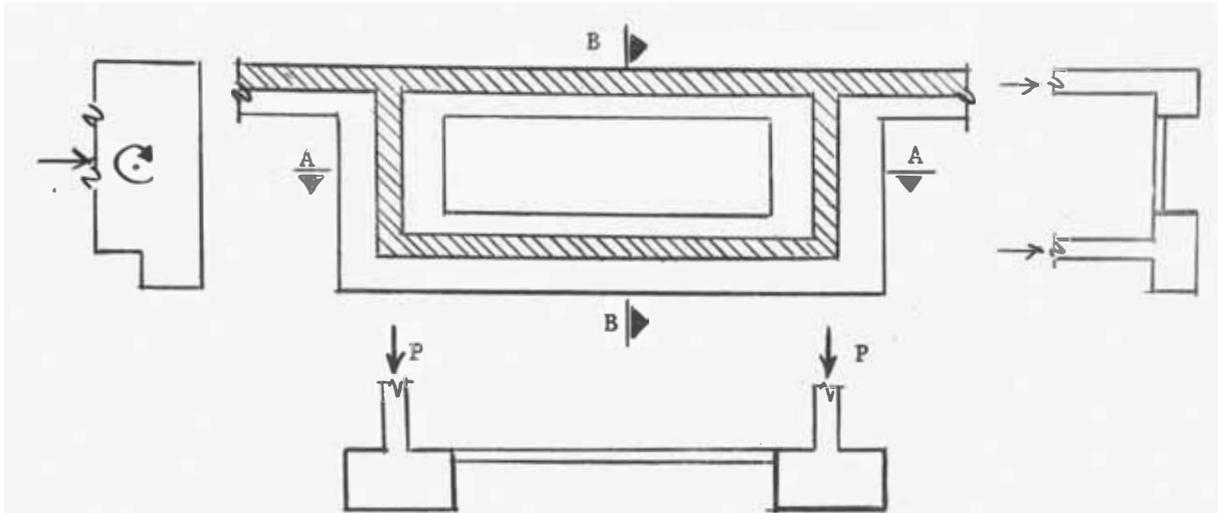
- Momento crítico de rotura en la pared lateral del ascensor:

$$M_u = 1572 \text{ T-m.}$$

- Espesor de las paredes del ascensor: $b = 25 \text{ cm}$, con refuerzo de 1"

- Considerar 5% del peso total de servicio como peso propio de zapata:

2.- CROQUIS



3.- Dimensionamiento de la zapata:

Considerando un metro de muro:

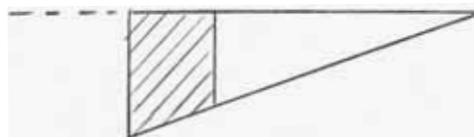
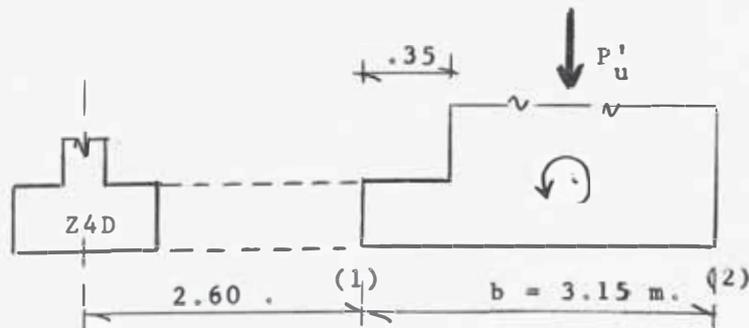
$$A_z = \frac{P_s + \text{peso propio zapata}}{\sigma_t} = \frac{43.563 \times 1.05}{50} = 0.92 \text{ m}^2$$

$$\text{Ancho: } B = \frac{9200}{100} = 92 \text{ cm, } \text{USAR } B = 95 \text{ cm.}$$

4.- Presión neta:

$$\sigma_n = \frac{P_u}{100B} = \frac{58,870}{100 \times 95} = 6.2 \text{ Kgs/cm}^2$$

5.- Comprobación de la placa lateral por momentos.



Por consideraciones sísmicas la zapata tratará de levantarse.

El esfuerzo mínimo en (2) debe ser:

$$p_2 = \frac{P_u^v}{2} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = 0 \quad \text{de donde } b_{\min} = 6e$$

También debemos indicar que las placas han sido diseñadas para resistir tal momento con lo cual el efecto sobre el terreno es mucho menor y se traduce en un aumento de presión. Si consideramos que se produce un 25%, tendremos:

$$e = \frac{0.25M_u}{P_u^v} = \frac{0.25 \times 1572 \times 1000}{443,283} = 0.89 \text{ m.}$$

se considera la carga de la placa lateral, más la influencia de placas adyacentes tal como les corresponde el momento $M_u = 1572 \text{ T-m.}$

$$\text{Luego } b_{\min} = 6e = 0.89 \times 6 = 5.34 \text{ m} > 3.15 \text{ m.}$$

Debemos de combinar el cimiento de la placa con la zapata Z4D. El diseño puede hacerse como zapata combinada.

6.- Diseño del cimiento corrido (2 tipos). Asumimos $d = 60 \text{ cm}$

(I) Excéntrica con $X = .70$

(II) Centrado con $X = .35$ a cada lado

En los dos casos $B = 95 \text{ cms.}$

En el tipo (I) no hay problemas por longitud de anclaje.

En el tipo (II) por tal razón se considerará $X = .50$

- Verificación por corte a la distancia $d = 60 \text{ cm.}$

$$v_{ud} = \sigma_n \left(\frac{x}{d} - 1\right) = 6.2 \left(\frac{70}{60} - 1\right) = 1.04 < v_{uc} = 5.95$$

- Verificación por flexión y armadura:

En la cara del muro:

$$M_u = \frac{\sigma_n x^2}{2} = \frac{62 \times (0.7)^2}{2} = 15.2 \text{ Tn-m/m.}$$

$$\text{y } A_s = 10.5 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 12 \text{ cm}^2 \quad \text{usar } \phi 7/8 @ .30$$

C A P I T U L O X

10.1 D I S E Ñ O D E E S C A L E R A S

10.2 D I S E Ñ O D E T A N Q U E E L E V A D O

10.3 D I S E Ñ O D E T A N Q U E C I S T E R N A

10.4 D I S E Ñ O D E M E Z C L A S

10.1 DISEÑO DE ESCALERAS

10.1.1.- TIPO DE ESCALERAS.-

Se tienen dos tipos de escaleras :

- a) Escalera típica en todos los niveles
- b) Escalera ortopoligonal solamente en el mezzanine.

10.1.2.- DISEÑO DE LA ESCALERA TIPICA.-

Se trata de una escalera con dos descansos y armado longitudinal. Es típico porque es idéntico en todos los niveles a excepción del primer tramo que está anclado en la cimentación. El diseño consiste, en transformar la escalera en una losa de espesor medio constante, lo que nos lleva primero a un cálculo de peso propio y posteriormente a la aplicación de los conceptos de vigas para definir dimensiones y calcular armaduras.

A) Especificaciones :

Piso terminado : 100 kg/m²

Sobrecarga : 400 kg/m²

Concreto : $f'_c = 210$ kg/cm²

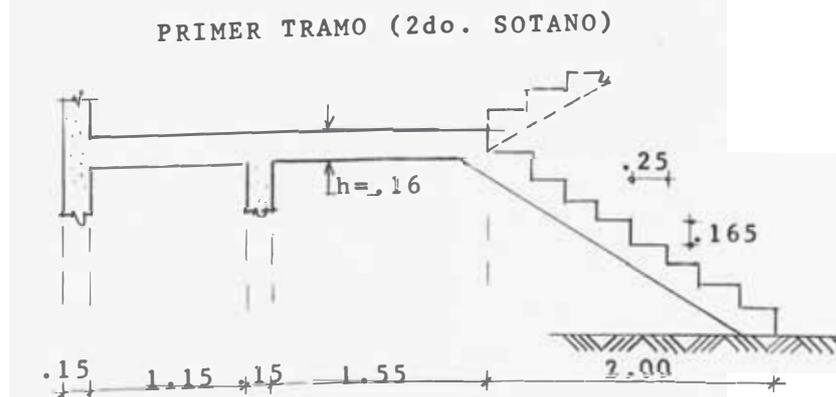
Acero : $f_y = 2,800$ kg/cm²

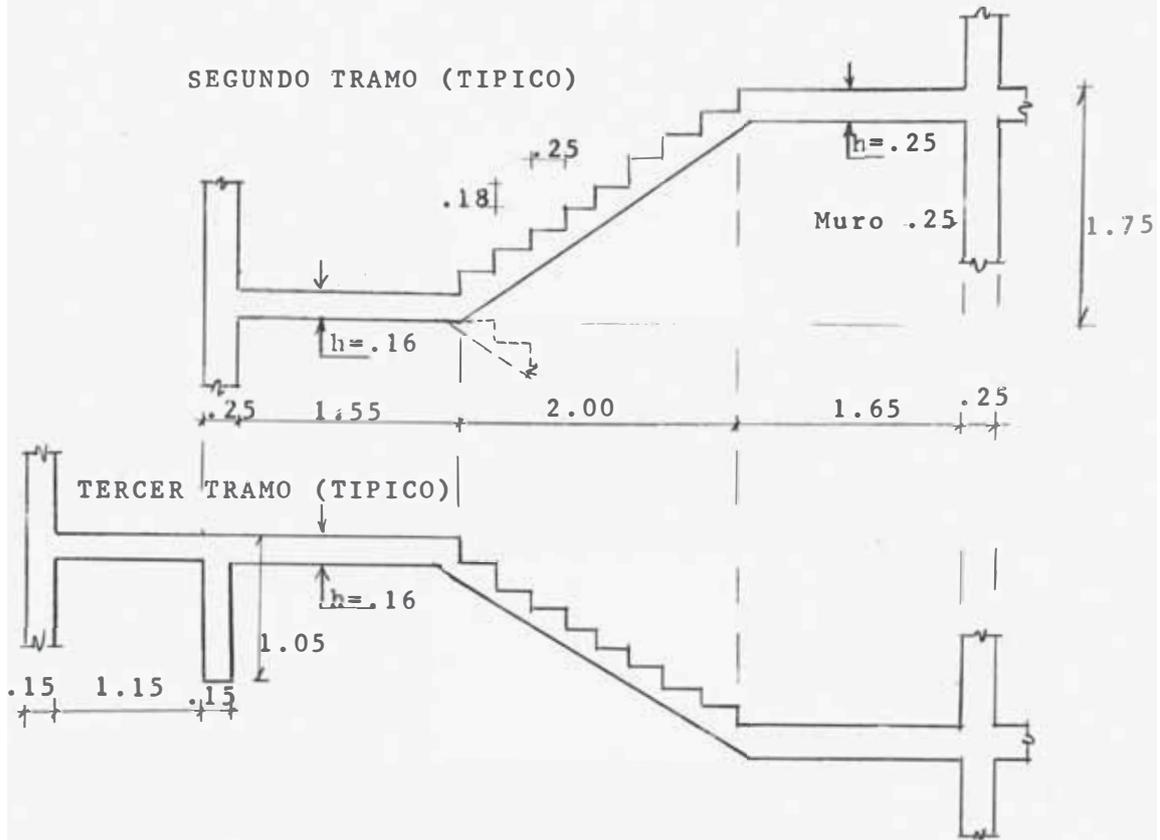
Dimensión del paso : $p = 25$ cm.

Dimensión del contrapaso : $c = 18$ cm a excepción de las escaleras del sótano donde $c = 16.5$ cm.

Recubrimiento : 3.0 cms.

B) Croquis :





C) Diseño del primer tramo :

1.- De la geometría de la escalera :

$$a = \sqrt{p^2 + c^2} = \sqrt{25^2 + 16.5^2} = 30 \text{ cm.}$$

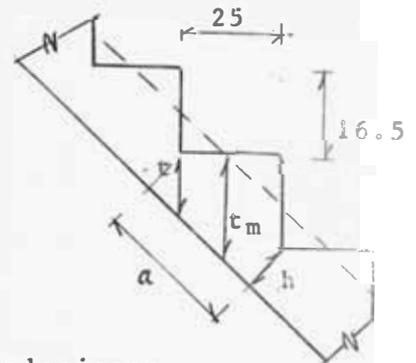
y $t = h/p = 30 \times 14/25 = 16.8$

donde h se aproxima de acuerdo a recomendaciones

prácticas : a) de L/20 a L/25 (de 17 a 14 cm.)

b) 3 a 4 cm/m. (10.7 a 14 cm.)

Luego $t_m = \frac{c}{2} + t = 25 \text{ cm.}$



2.- Metrado de cargas :

- rampa : cargas permanentes

peso propio : $0.25 \times 2400 = 600 \text{ kg/m}^2$

piso terminado ----- = 100 kg/m^2

D = 700 kg/m²

Sobrecarga : ----- L = 400 kg/m^2

Carga última : $w_u = 1.5 \times 700 + 1.8 \times 400 = 1770 \text{ kg/m}^2$

- Descanso : cargas permanentes

$$\text{peso propio : } .16 \times 2400 = 384 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{piso terminado -----} = 100 \text{ kg/m}^2$$

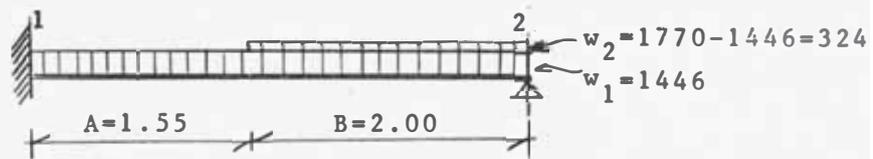
$$\underline{D = 484 \text{ kg/m}^2}$$

$$\text{Sobrecarga : -----L} = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga \u00faltima : } w_u = 1.5 \times 484 + 1.8 \times 400 = 1446 \text{ kg/m}^2$$

3.- Momentos de flexi\u00f3n :

Consideramos que el apoyo izquierdo por su rigidez, constituye un buen grado de empotramiento. Generalmente en escaleras es dif\u00edcil precisar las condiciones de apoyo. Admitiremos restricci\u00f3n en el apoyo 1 y para obtener un momento positivo real consideramos el apoyo simple en 2, para luego ajustar adecuadamente.



3.1.- Momento m\u00e1ximo negativo en 1 :

$$M_1' = -w_1 L^2 / 8 = -1446 \times 3.55^2 / 8 = -2280 \text{ kg-m.}$$

$$M_1'' = \frac{w_2 B}{8L^2} \left[12 \left(\frac{B}{2} + A \right)^2 L - 4 \left(\frac{B}{2} + A \right)^3 + \frac{B^3}{2} - 8 \left(\frac{B}{2} + A \right) L^2 \right]$$

$$M_1'' = -272.5 \text{ kg-m}$$

$$\text{Luego } M_1 = -2280 - 272.5 = -2552.5 \text{ kg-m/m.}$$

3.2.- Momento m\u00e1ximo positivo (a $x = 3L/8 = 1.33\text{m}$. del apoyo 2)

$$M' = 9w_1 L^2 / 128 = 1282 \text{ kg-m.}$$

$$M'' = \frac{w_2 B}{8L^3} \left[12 \left(\frac{B}{2} + A \right)^2 L - 4 \left(\frac{B}{2} + A \right)^3 + \frac{B^3}{2} \right] x - \frac{w}{2} x^2$$

$$M'' = 234 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Luego } M = 1282 + 234 = 1516 \text{ kg-m/m.}$$

4.- Dise\u00f1o por flexi\u00f3n

4.1.- Con cuant\u00eda m\u00e1xima $p = 0.01$ y materiales especificados, en la expresi\u00f3n $M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$, se tendr\u00e1 :

$$M_u = 23.22 b d^2 \text{ en kgs. y cms.}$$

Peralte mínimo por flexión para $b = 100$ cms.

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{M_u / 2322}$$

- Sección de $M_{\text{máx}}^-$: $d_{\text{mín.}} = \sqrt{2552.5 \times 100 / 2322} = 10.5$ cm.

y se tiene : $d = h - 3 = 14 - 3 = 11$ cms.

Luego los peraltes adoptados son adecuados.

4.2.- Areas de acero :

- Sección de $M_{\text{máx}}^-$: $A_s = 8.2 \text{ cm}^2/\text{m.} (\phi 1/2" @ 15,5)$

- Sección de $M_{\text{máx}}^+$: $A_s = 6.08 \text{ cm}^2/\text{m.} (\phi 1/2" @ 21).$

- Sección del apoyo 2 : Para tomar en cuenta alguna restricción, se considera por recomendación práctica:

$$M = 1770 \times 3.55^2 / 24 = 930 \text{ kg-m.}$$

$$A_s = 3.73 \text{ cm}^2/\text{m.} > A_{s\text{mín}} = .0025 \times 100 \times 11 = 2.75 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usar $\phi 3/8" @ 20$

4.3.- Acero de temperatura y repartición :

- Descansos : $A_{sr} = .002bd = 2.6 \text{ cm}^2/\text{m.} (\phi 3/8 @ 25)$

- Rampa : Usar $\phi 3/8"$ en cada grada

4.4.- Los puntos de cortado de varillas se harán a $L_{\text{rampa}}/8$ medidos horizontalmente a partir del arranque de la rampa.

4.5.- Debe proveerse de armadura adicional por efectos de torsión entre el descanso y la rampa, previéndose un posible agrietamiento. Usar $\phi 1/2" @ 30$.

4.6.- La armadura inferior del descanso se toma como la mitad de la armadura longitudinal positiva, lo que equivale a $\phi 3/8" @ 20$.

5.- Verificación por corte (crítico en el descanso):

$$V_1 = \frac{5w_1L}{8} + w_2B - \frac{w_2B}{8L3} \left[12\left(\frac{B}{2}+A\right)^2 - 4\left(\frac{B}{2}+A\right)^3 + B^3/2 \right]$$

$$V_1 = 3463 \text{ kgs.}$$

$$V_d = 3463 - 1446 \times 0.13 = 3275 \text{ kgs.}$$

$$\text{Esfuerzo de corte : } v_u = 3275/13 \times 100 = 2.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{uc} = 0.53 \phi \sqrt{f'_c} = 6.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (CONFORME)}$$

6.- Verificación por adherencia :

$$\text{Esfuerzo admisible : } \mu_u = 6.4 \sqrt{f'_c} / D = 72.8 \text{ kg/cm}^2 \text{ para } \phi$$

de 1/2" pero mayor a 56 kg/cm² (Máximo)

$$\text{Perímetro necesario : } \sum_o = v_u / \phi \mu_u j d = 5.96 \text{ cm.}$$

$$\text{Se dispone de : } \sum_o = \frac{A_s}{a_s} (\sum_{oa}) = 8.2 \times 4 / 1.27 = 25.8 \text{ cm.}$$

D) Diseño del segundo tramo (Típico):

1.- Se conserva $t_m = 25 \text{ cm.}$

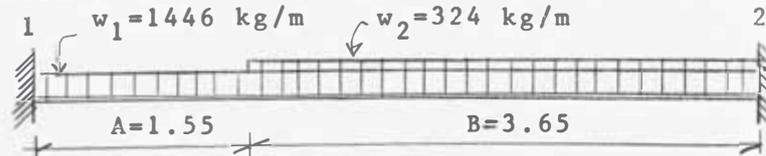
2.- Metrado :

- Rampa : $w_u = 1770 \text{ kg/m}^2$

- Primer descanso : $w_u = 1446 \text{ kg/m}$

- Segundo descanso : $w_u = 1770 \text{ kg/m}^2$

3.- Momentos de flexión : Consideramos apoyos prácticamente empotrados :



3.1.- Momento máximo negativo en 1 :

$$M'_1 = - w_1 \times L^2 / 12 = - 1446 \times 5.2^2 / 12 = - 3255 \text{ kg-m.}$$

$$M''_1 = \frac{w_2 B^3}{24L^2} \left[L - 3A - 6 \left(A + B/2 \right) \right] = - 478 \text{ kg-m.}$$

Luego $M_1 = - 3255 - 478 = - 3733 \text{ kg-m/m.}$

3.2.- Momento máximo negativo en 2 :

$$M'_2 = - 3255$$

$$M''_2 = \frac{w_2 B^3}{4L^2} \left[L + 2 \left(A + B/2 \right) + A \right] - w_2 B^2 / 2 + M'_1 = - 168 \text{ kg-m.}$$

Luego $M_2 = - 3255 - 668 = 3923 \text{ kg-m/m.}$

3.3.- Momento máximo positivo :

$$M' = w_1 L^2 / 24 = 1446 \times 5.2^2 / 24 = 1627 \text{ kg-m. en } X = 2.6 \text{ m.}$$

$$M'' = M_1'' + V_1' X - w_2 (X - A)^2 / 2$$

$$\text{donde : } V_1' = \frac{w_2 B^3}{4L^3} [L + 2(A + B/2) + A]$$

$$M'' = 290.5 \text{ kg-m.}$$

$$\text{Luego } M = 1627 + 290.5 = 1917.5 \text{ kg-m.}$$

4.- Diseño por flexión :

4.1.- Peraltes mínimos :

- Sección 1 de $M_{\text{máx}}^-$: Considerando una franja de $b=1.0\text{m}$.

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{3733 \times 100 / 2322} = 12.65 \text{ cms. } 13.0$$

- Sección 2 de $M_{\text{máx}}^-$:

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{3923 \times 100 / 2322} = 13.0 \text{ } 22.0 \text{ cms.}$$

- Sección de $M_{\text{máx}}^+$:

$$d_{\text{mín}} = \sqrt{1917.5 \times 100 / 2322} = 9.1 \text{ } 11.0 \text{ cms.}$$

4.2. Area de acero :

$$\text{- Sección 1 : } A_s = 12.65 \text{ cms}^2 / \text{m. } (\emptyset 1/2'' @ .10)$$

$$\text{- Sección 2 : } A_s = 7.3 \text{ cm}^2 / \text{m. } (\emptyset 1/2'' @ .17)$$

$$\text{- Sección } M_{\text{máx}}^+ \cdot A_s = 7.67 \text{ cm}^2 / \text{m. } (\emptyset 1/2'' @ .165)$$

5.- Verificación por corte : (Crítico en el primer descanso)

$$V_f = \frac{w_1 L}{2} + V_1' = 4119 \text{ kgs.}$$

$$V_d = 4119 - 1446 \times 0.13 = 4119 - 188 = 3931 \text{ kgs.}$$

$$\text{Esfuerzo de corte : } v_u = 3931 / 13 \times 100 = 3.02 < 6.5 \text{ kg/cm}^2$$

6.- Verificación por adherencia :

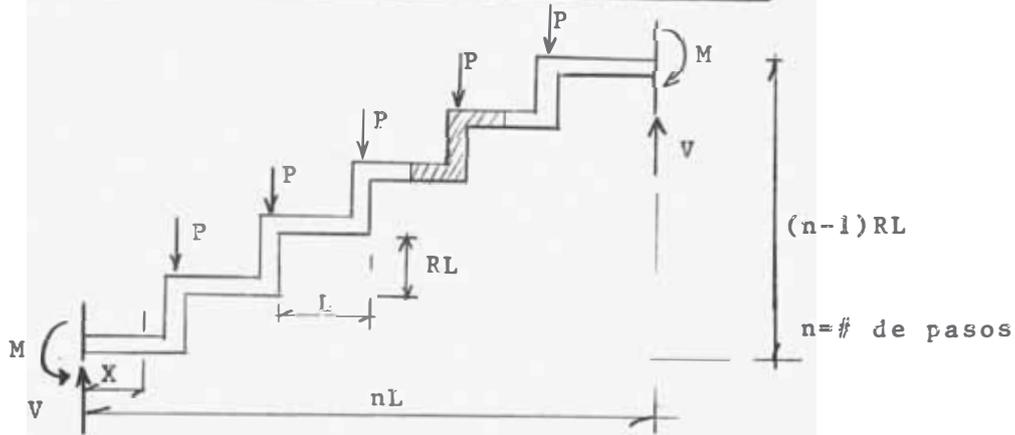
$$\sum_o = 4119 / .85 \times 56 \times .875 \times 13 = 7.62 \text{ cms.}$$

$$\text{Se dispone de } 12.65 \times 4 / 1.27 = 39.8 \text{ cms.}$$

E) Diseño del tercer tramo (Típico) :

Es idéntico al segundo tramo.

10.1.3.- DISEÑO DE LA ESCALERA ORTOPOLIGONAL .-



Las cargas de un paso y contrapaso se reemplazan por una concentrada ubicada en el eje del contrapaso.

A) Suponiendo que la escalera es simplemente apoyada :

$$\text{Corte } V = (n-1)P/2$$

$$\text{Momento producido en el primer paso : } X = L$$

$$M_1 = (n-1)PL/2$$

$$\text{Momento producido en el segundo paso : } X = 2L$$

$$M_2 = (n-1)P(2L)/2 - PL$$

$$\text{Momento producido en el paso } m : X = mL$$

$$M_m = PLm(n-m)/2$$

El momento máximo se obtiene considerando $m = n/2$, si n es par o $m = (n-1)/2$ si n es impar.

B) Los momentos hiperestáticos en los apoyos se encuentran en base al momento positivo máximo y aplicando el método de "Analogía de la columna" obteniéndose :

$$M^- = -\frac{1}{12} \times \frac{PLn(n^2 - 1)(1 + R)}{n + (n - 1)R}$$

$$\text{Para } n = 6 \text{ se tiene : } \frac{1 + R}{1 + \frac{n-1}{n}R} = 1$$

$$M^- = PL(n^2 - 1)/12$$

C) Aplicación :

C.1.- Como nuestro caso presenta un descanso intermedio conservadoramente, suponemos que equivale al desarrollo de tres

pasos con contrapasos. Como el primer paso forma parte del apoyo en sí, se tendrá :

No. de pasos : $n = 20$

No. de contrapasos : $n - 1 = 19$

Especificaciones :

Sobrecarga : 500 kg/m^2

Concreto : $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero : $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

C.2.- Metrado : cálculo de P_u :

Cargas permanentes :

Peso propio del paso : $0.10(0.25 + 0.10) 2400 = 84 \text{ kg/m}$.

Peso propio del contrapaso : $.10(.165 - .10) \frac{2400}{D} = 15.6 \text{ kg/m}$
 $D = 99.6 \text{ kg/m}$

Sobrecargas ----- $L = 0.25 \times 500 = 125.0 \text{ kg/m}$

Carga última por metro de ancho :

$P_u = 1.5 \times 99.6 + 1.8 \times 125 = 375 \text{ kg}$.

C.3.- Momentos de flexión :

En la sección de los apoyos

$M^- = - P_u L n^2 / 12$ (simplificada para $n = 20$)

$M^- = - 375 \times 0.25 \times 400 / 12 = - 3120 \text{ kg-m/m}$.

C.4.- Momento máximo positivo como simplemente apoyado :

$M_m^+ = PLm(n-m)/2$ donde $m = n/2 = 10$

$M_m^+ = 375 \times 0.25 \times 10 \times 10 / 2 = 4690 \text{ kg-m/m}$.

C.5.- Momento máximo positivo de diseño :

$M_{\text{máx.}}^+ = 4690 - 3120 = 1570 \text{ kg-m/m}$.

C.6.- Verificación del espesor :

$d_{\text{mín.}} = \sqrt{3120 \times 100 / 2322} = 11.5 \text{ cm} > 7.5$

Adoptamos para el paso : $h = 14 \text{ cm}$, luego $d = 11.5$

Y para el contrapaso : $h = 12.5 \text{ cms}$.

No es necesario recalcular los momentos, el diseño tomará en cuenta tal aumento.

C.7.- Areas de acero :

- Sección del apoyo :

$$A_s = \frac{3120 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 11.5} = 12.0 \text{ cm}^2$$

Usar estribos cerrados (con soldadura) de $\emptyset 1/2'' @ .10$

- Sección de momento positivo :

$$A_s = \frac{1570 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 11.5} = 6.0 \text{ cm}^2$$

Usar estribos cerrados (con soldadura) de $\emptyset 1/2'' @ .20$

C.8.- Adicionar armadura transversal con $\emptyset 3/8''$ en los extremos de los contrapasos para fijar dos estribos.

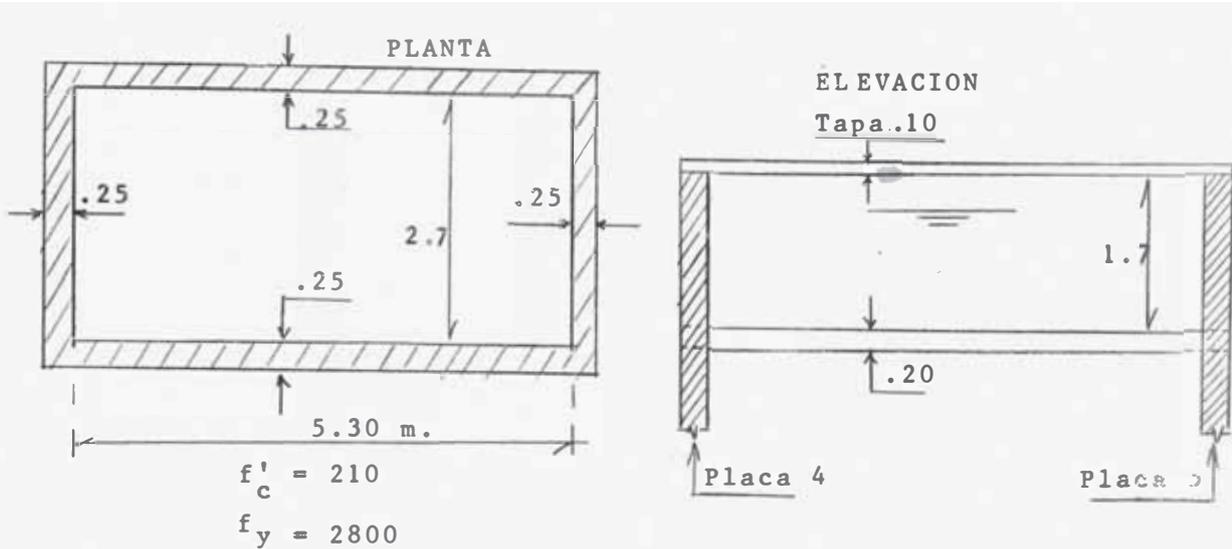
C.9.- El cambio del armado se hará a partir del sexto paso a partir de los dos extremos (obtenido del diagrama de momentos)

C.10.- No hay problemas de corte puesto que el concreto sólo resiste adecuadamente el actuante.

C.11.- Se recomienda rigidizar adecuadamente las vigas de los apoyos.

10.2 DISEÑO DE TANQUE ELEVADO

Se encuentra ubicado directamente sobre las escaleras y presenta las características geométricas siguientes :



10.2.1.- DISEÑO DE LA TAPA.-

Se diseñará como losa armada en un sentido y armadura de repartición en la dirección más larga :

A) Metrado de cargas :

- Peso propio : $0.10 \times 2400 = 240 \text{ kg/m}^2$
- Sobrecarga : $= 100$
- Carga de rotura : $w_u = 1.5 \times 240 + 100 \times 1.8 = 540 \text{ kg/m}^2$

B) Momentos de flexión :

- Apoyos : $M_u^- = w_u L^2 / 24 = 540 \times 2.7^2 / 24 = 164 \text{ kg-m}$
- Tramo : $M_u^+ = 540 \times 2.7^2 / 10 = 394 \text{ kg-m}$.

C) Cortantes : $V_u = 540 \times 2.7 / 2 = 729 \text{ kg}$.

$$V_{u \text{ adm.}} = .50 \times 0.85 \times 210 \times 100(10-3) = 4300 \text{ kg.}$$

D) Areas de acero : $A_s = M_u / \phi f_y (d + a/2)$

$$A_s = 394 \times 100 / .9 \times 2800 \times .9 \times 7 = 2.48 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\phi 3/8'' @ .25$$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.002 \times 100 \times 10 = 2 \text{ cm}^2 \quad (\phi 3/8'' @ .35)$$

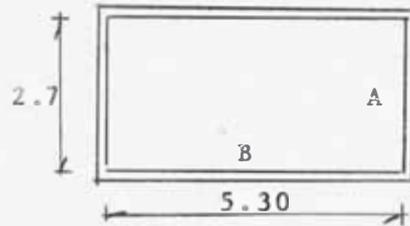
E) Usar acero de repartición $\emptyset 3/8''$ 30

10.2.2.- DISEÑO DEL FONDO.- (Losa armada en dos sentidos)

A) Usaremos el método 3 del

A.C.I. - 63 para momentos y cortantes en el caso 2, con la relación :

$$m = A/B = 2.7/5.3 = 0.51$$



B) Cargas :

- Peso propio : $0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$
 - Acabados : $= 100$
 - Peso del agua : $1000 \times 1.5 = 1500$
-
- D = 2080

C) Coeficientes de momentos :

$$C_A^- = 0.086 \quad C_A^+ = 0.037$$

$$C_B^- = 0.006 \quad C_B^+ = 0.002$$

D) Momentos de flexión :

$$M_A^- = 0.086 \times 2080 \times 2.7^2 = 1304 \text{ kg-m/m}$$

$$M_B^- = 0.006 \times 2080 \times 5.3^2 = 351 \text{ kg-m/m.}$$

$$M_A^+ = 0.037 \times 2080 \times 2.7^2 = 562 \text{ kg-m/m.}$$

$$M_B^+ = 0.002 \times 2080 \times 5.3^2 = 117 \text{ kg-m/m.}$$

E) Area de acero : Peralte efectivo $d = 16.5 \text{ cm.}$

$$A_{s(A)}^- = 3.5 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad \emptyset 3/8'' @ 20$$

$$A_{s(B)}^- = 0.94 \text{ cm}^2/\text{m.} < A_{s\text{mín}}$$

$$A_{s(A)}^+ = 1.5 \text{ cm}^2/\text{m.} < A_{s\text{mín}}$$

$$A_{s(B)}^+ = 0.31 \text{ cm}^2/\text{m.} < A_{s\text{mín}}$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.002bd = 0.002 \times 100 \times 16.5 = 3.3 \text{ cm}^2$$

F) Coeficientes de cortantes : $V_A = 0.94$ $V_B = 0.06$

G) Fuerzas de cortes :

$$V_A = 0.94 \times 2080 \times 2.7/2 = 2640 \text{ kg.}$$

$$V_B = 0.06 \times 2080 \times 5.3/2 = 330 \text{ kg.}$$

$$V_{adm.} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} \times 100 \times 16.5 = 10720 \text{ kg.}$$

10.2.3.- DISEÑO DE LAS PAREDES.-

A) Las paredes están sujetas a presión hidrostática y el diseño se basará en el método de los Coeficientes de la Portland Cement Association. Los coeficientes de momentos pueden calcularse para paños individuales fijados a lo largo de los extremos verticales, que luego son ajustados para admitir cierta rotación. Tales coeficientes se encuentran en tablas y están en función de condiciones de fijación y para relaciones de dimensiones horizontales a altura de paño.

En nuestro caso : $a = 1.70 \text{ m.}$, $b = 2.70 \text{ m.}$ y $c = 5.30 \text{ m.}$

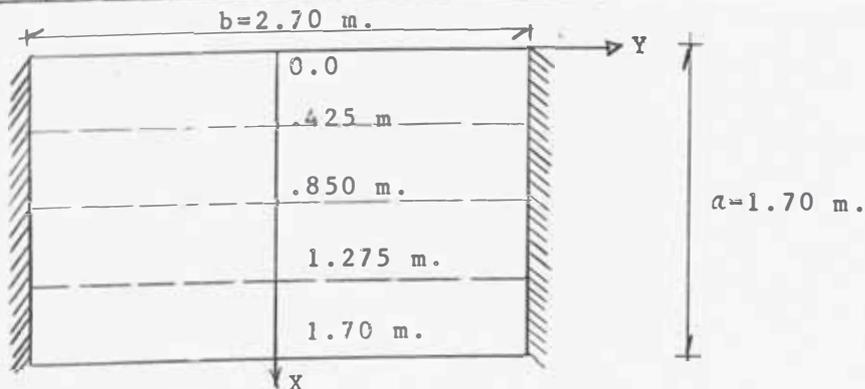
$$a > b/3 \text{ (debe armarse en dos sentidos).}$$

$$a < c/3 \text{ (debe armarse en un sentido).}$$

B) Coeficientes de momentos (Tabla III)

Lado corto : $b/a = 2.7/1.7 = 1.59$

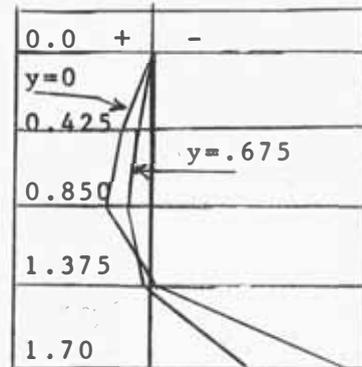
x/a	Y = 0		Y = b/4		y = b/4	
	M _x	M _y	M _x	M _y	M _x	M _y
0.00	.0000	+.0236	.000	+.0064	.000	-.047
0.25	+.0106	+.0213	+.005	+.0080	-.010	-.049
0.50	+.0160	+.0160	+.010	+.0090	-.009	-.044
0.75	-.0023	+.0050	+.002	+.0040	-.005	-.027
1.00	-.0690	-.0140	-.047	-.0096	.000	.000



C) Momentos verticales y armadura :

Momentos de rotura : $1.65(\text{coef. } x w x a^3) = 8100 x \text{ coef.}$

x/a	A NIVEL	Y = 0	Y=.675	Y=1.35
		MOMENTOS VERTICALES		
0.	0.	0.	0.	0.
0.25	0.425	+86	+40.5	-81
0.50	0.850	+130	+81.0	-73
0.75	1.275	-18.6	+16.0	-40
1.00	1.700	-560	-380.0	0



La mayor flexión se origina en la franja central y el mayor valor en la base de empotramiento.

Armadura mínima : $A_s = .002 \times 100 \times 25 = 5 \text{ cms}^2 (\emptyset 3/8'' @ .25, 2 \text{ capas})$

Momento resistente : $M_u = .9 \times 2.5 \times 2800 \times .9 \times 25 = 1420 < 560 \text{ kg-m.}$

El tanque se armará con $A_{s\text{mín}}$.

D) Momentos horizontales de armadura :

$M = 8100 x \text{ coef.} = 8100 x 0.049 = 397$ que es menor al mínimo.

Por lo tanto la armadura horizontal es igual al de repartición ($\emptyset 3/8'' @ 25$ en dos capas). No se requiere distribuir por continuidad con el paño adyacente que se armará también con $A_{s\text{mín}}$

E) Momentos y armadura en el lado largo : el vertical crítico

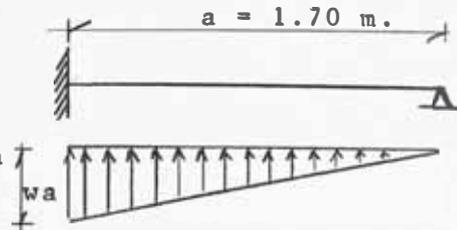
se produce suponiendo la franja central empotrada en el extremo inferior y articulado en el superior con una carga triangular:

lar:

Momento máximo en la base :

$$M = (-wa^3/15)1.65 = 540 \text{ kg-m/m} < M_{\text{mín}}$$

Usar $A_{s\text{mín}} \emptyset 3/8'' @ .25$ en 2 capas.



F) Cortante : De la figura se tiene que la reacción en el empo-

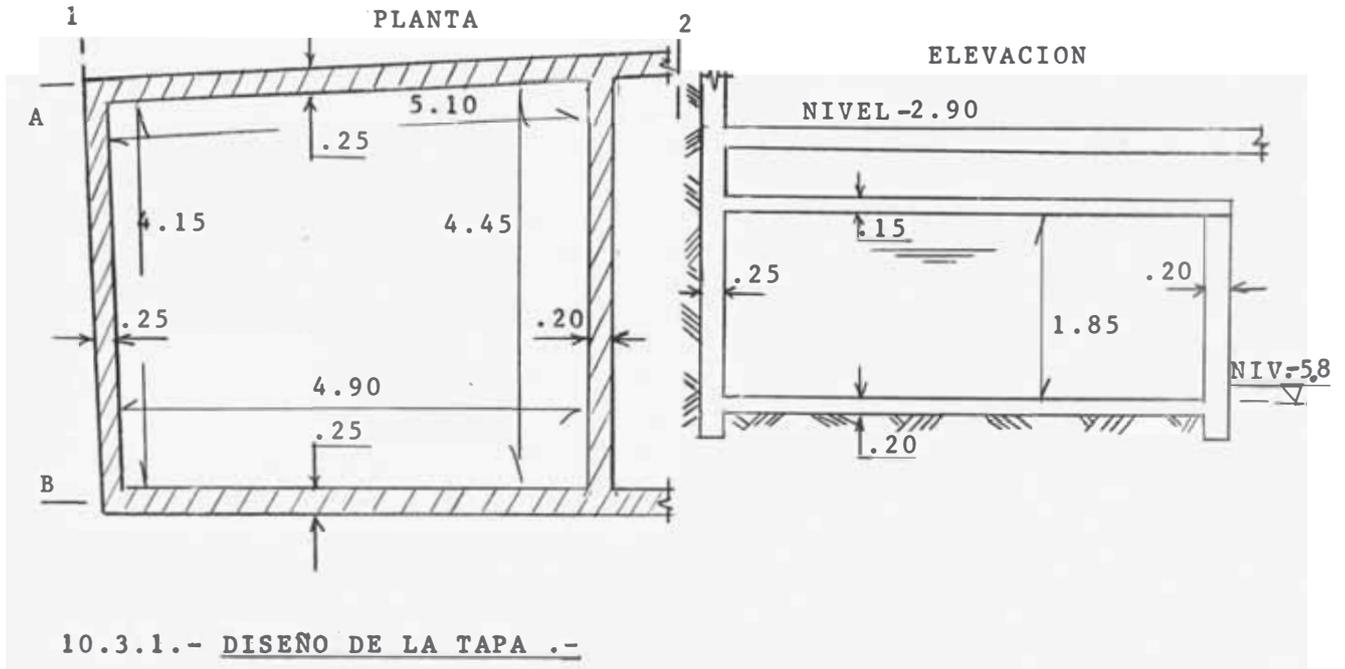
tramiento debido a una carga triangular es :

$$v = 2wa^2/5 = 2 \times 1000 \times 1.7^2/5 = 1155 \text{ kg/m.}$$

$$v_u = 1155 \times 1.65 / 100 \times 22 = 0.87 \text{ kg/cm}^2 < .50 \sqrt{f'_c} = 6.5 \text{ kg/cm}^2$$

10.3.- DISEÑO DE TANQUE CISTERNA

Se encuentra ubicado en el segundo sótano en el cruce de los ejes A y B con 1 y 2, y presenta las siguientes características:



10.3.1.- DISEÑO DE LA TAPA .-

Se diseñará como losa armada en dos sentidos

A) Dimensionamiento del espesor t

t mínimo es 9.0 cm ó,

$t \geq \frac{\text{perímetro}}{180} = \frac{1860}{180} = 10.4 \text{ cm.}$

Asumiremos $t = 15 \text{ cms.}$

B) Metrado de cargas :

Cargas permanentes por peso propio : $.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$

Sobrecarga = 100

Carga última : $w_u = 1.5 \times 360 + 1.8 \times 100 = 720 \text{ kg/m}^2$

C) Momentos de flexión :

Del método 3 del A.C.I. - 63, para las características de apoyos articulados y $m = 4.15/5.10 = 0.815$, se tendrá :

$$C_A^+ = 0.0545 \quad \text{y} \quad C_B^+ = 0.0238$$

Luego: $M_A^+ = 0.0545 \times 720 \times 4.15^2 = 675.5 \text{ kg-m/m.}$

$$M_B^+ = 0.0238 \times 720 \times 5.10^2 = 445.5 \text{ kg-m/m.}$$

Para momentos negativos : $M_A^- = M_A^+ / 3 = 225.2 \text{ kg-m/m}$.

$$M_B^- = M_B^+ / 3 = 148.5 \text{ kg-m/m}$$

D) Momento mínimo : $A_{s\text{mín}} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$M_{u\text{mín}} = .9 \times 3 \times 2800 \times 12.27 = 925 \text{ kg-m/m}$$

que cubre los momentos actuantes. Luego se usará armadura mínima en todos los casos : $\phi 3/8'' @ .24$

E) Verificación por corte : $C_A = 0.695$ y $C_B = 0.305$

Fuerzas cortantes : $V_A = 0.695 \times 720 \times 2.7 / 2 = 676 \text{ kg}$.

$$V_B = 0.305 \times 720 \times 5.10 / 2 = 560 \text{ kg}$$

Esfuerzo actuante : $v_u = 676 / 100 \times 12.5 = 0.54 < 6.5 \text{ kg/cm}^2$

10.3.2.- DISEÑO DEL FONDO DE LA CISTERNA.-

Es una losa de 20 cm. apoyada en el fondo de cimentación.

Se usará armadura mínima de repartición en dos sentidos :

$$A_{s\text{mín}} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2 (\phi 3/8'' @ .20)$$

10.3.3.- DISEÑO DE LAS PAREDES .-

A) Se usará los coeficientes de la Portland Cement Association para el cálculo de momentos con condiciones de articulación en extremos de tapa y fondo, lo cual nos permite usar la Tabla I.

B) Coeficientes de momentos :

$$\text{Lado corto } b/a = 4.45 / 1.85 = 2.4$$

x/a	Y = 0		Y = b/4		Y = b/2	
	M _x	M _y	M _x	M _y	M _x	M _y
1/4	+0.0298	+0.0114	+0.0198	+0.0098	-0.0078	-0.0378
1/2	+0.0500	+0.0188	+0.0344	+0.0164	-0.0120	-0.0612
3/4	+0.0458	+0.0152	+0.0346	+0.0138	-0.0110	-0.0546

$$\text{Momento} = \text{coef. } w a^3 \times 1.65 = 10450 \times \text{coef.}$$

Momentos verticales :

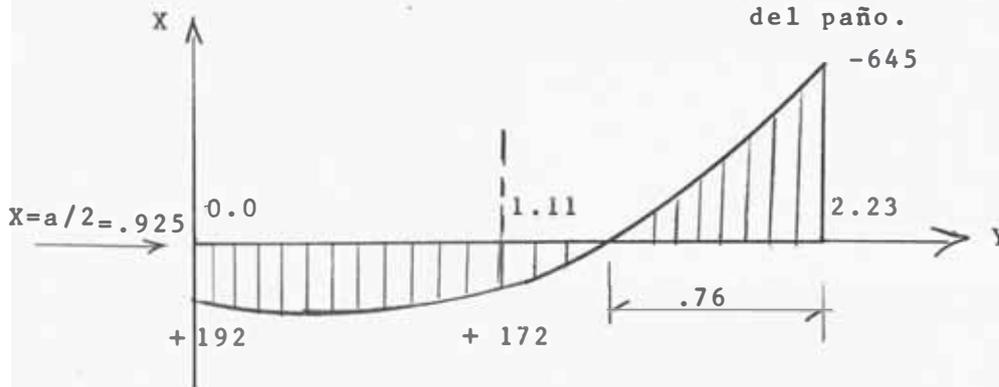
x/a	MOM. A NIVEL	Y = 0. m.		Y = 1.11 m.		Y = 2.23 m.	
		COEF.	MOM.	COEF.	MOM.	COEF.	MOM.
1/4	0.463	+0.0298	+ 310	+0.0198	+ 207	-.0078	- 81.5
1/2	0.925	+0.0500	+ 523	+0.0344	+ 359	-.0120	- 125
3/4	1.388	+0.0458	+ 479	+0.0346	+ 362	-.0110	- 115

Momento máximo : 523 en el punto central del paño

Momentos horizontales :

x/a	MOM. A NIVEL	Y = 0. m.		Y = 1.11 m.		Y = 2.23 m.	
		COEF.	MOM.	COEF.	MOM.	COEF.	MOM.
1/4	0.463	+0.0114	+ 109	+0.0098	+ 103	-.0378	- 396
1/2	0.925	+0.0188	+ 197	+0.0164	+ 172	-.0612	- 645
3/4	1.388	+0.0152	+ 159	+0.0138	+ 144	-.0546	- 572

Momento máximo : - 645 en el punto medio del extremo del paño.



El área de acero mínimo : $A_{smín} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$ que equivale a $\emptyset 3/8'' @ .36$ en dos capas.

Momento mínimo : $M_u = 0.9 \times 2.0 \times 2800 \times 0.9 \times 20 = 906 \text{ kg-m}$, considerando una capa de acero como efectivo a la tracción.

Se observa que debemos usar armadura mínima en dos capas pero con espaciamiento máximo de 30 cm. por recomendación práctica. Igual resultado se obtiene para la armadura vertical.

C) Lado largo : $c/a = 5.10/1.85 = 2.75$

El mayor coeficiente para momento vertical es : +.0545

El mayor coeficiente para momento horizontal es : -.063

$$\text{Luego : } M_x = .0545 \times 10450 = 570 \text{ kg-m/m.}$$

$$M_y = .0630 \times 10450 = 658 \text{ kg-m/m.}$$

que son menores al momento mínimo de resistente.

Armar en dos capas con $\emptyset 3/8" @ .30$

D) Verificación por cortante :

De la Tabla VII se obtiene $C = .600 w_a^2$

$$V_u = .600 \times 1000 \times 1.85^2 = 2050 \text{ kg.}$$

$$\text{Esfuerzo } v_u = 2050 \times 1.65/100 \times 17.5 = 1.93 \text{ } 6.5 \text{ kg/cm}^2$$

E) Dimensionamiento de la cimentación :

$$\text{Peso de la pared : } 0.20 \times 1.85 \times 1.0 \times 2400 = 935 \text{ kg/m.}$$

$$\text{Peso de la tapa con sobrecarga : } wA/3 = 415$$

Suponiendo losa apoya en cimentación :

$$\text{Peso de losa inferior : } wA/3 = 2400 \times .20 \times 2.7/3 = 432$$

$$\text{Peso de agua : } wA/3 = 1000 \times 2 \times 2.7/3 = 1800$$

$$\text{Carga total : } 3582 \text{ kg/m.}$$

Para transmitir la carga se requiere del ancho :

$$b = 3582/5 \times 100 = 7.16 \text{ cm.}$$

Se considerará una zapata corrida de $b = 40 \text{ cm}$ por razones prácticas.

10.4.- D I S E Ñ O D E M E Z C L A S

La selección de las proporciones de la mezcla de concreto deberá basarse sobre información obtenida de ensayo de laboratorio o de la experiencia de obra con los materiales que van a ser empleados. Como los datos son limitados, se estimarán de acuerdo a las recomendaciones establecidas en tablas y curvas obtenidas por el A.C.I.

10.4.1.- PROCEDIMIENTO.-

A.- La estimación de las cantidades de materiales requeridas para preparar una tanda de concreto implica una secuencia de etapas las cuales permiten, dadas las características de los materiales disponibles, preparar la mezcla adecuada para el trabajo que se va a efectuar.

B.- Las cantidades de materiales por metro cúbico de concreto pueden ser establecidas mediante la siguiente secuencia :

Paso 1 : Selección del asentamiento :

Se seleccionará de acuerdo a la Tabla I cuyos valores se recomiendan cuando el concreto sea compactado por vibración.

En general se debe emplear mezclas densas compatibles con buenos procedimientos de compactación y acabado.

Paso 2 : Elección del tamaño máximo de agregado :

En general, el tamaño máximo del agregado a ser utilizado en una mezcla deberá ser el mayor que pueda económicamente disponerse y siempre que sea compatible con las dimensiones de la estructura. No deberá exceder :

- Un quinto de la menor dimensión entre caras de encofrados.
- Un tercio de la altura de las losas.
- Tres cuartos del espacio libre máximo entre barras.

Paso 3 : Estimación del agua de mezclado y contenido de aire.

La Tabla II proporciona estimados de los requerimientos de

agua de mezclado para concretos. Estos valores son suficientemente seguros para una primera estimación. Además nos proporciona el volúmen aproximado de aire atrapado.

Paso 4 : Selección de la relación Agua-cemento.

Deberá ser seleccionada teniendo en consideración no solamente la resistencia, sino factores tales como la durabilidad y los requisitos de acabado del concreto.

Al no disponer de información de pruebas con los materiales a usar, se pueden tomar valores aproximados y relativamente conservadores para concretos preparados con cemento portland Tipo 1, por medio de la Tabla 3.

La resistencia seleccionada deberá exceder a la resistencia especificada en un margen que garantice que la estructura alcanzará la resistencia mínima.

Paso 5 : Cálculo del contenido del cemento :

La cantidad de cemento por unidad de volúmen del concreto se determina a partir de los valores obtenidos en los pasos 3 y 4, y es igual a la cantidad de agua estimada dividida entre la relación agua-cemento.

Paso 6 : Contenido de agregado grueso :

La tabla 4 nos muestra que para una trabajabilidad adecuada en construcciones usuales, el volúmen de agregado grueso en un volúmen unitario de concreto depende únicamente de su tamaño máximo y del módulo de fineza del agregado fino.

El peso seco del agregado grueso requerido por metro cúbico de concreto es igual al valor obtenido de la tabla 5, multiplicado por el peso unitario seco compactado del agregado expresado en kg/m^3 .

Paso 7 : Contenido de agregado fino

Se determina por diferencia con los otros ingredientes, empleando ya sea el método del peso o el de los volúmenes absolutos (se calcula el volúmen total desplazado por el agua, a

re cemento y agregado grueso que por diferencia con el volumen unitario del concreto nos da el requerimiento del agregado fino.)

Paso 8 : Ajustes por humedad del agregado :

Generalmente los agregados están en condición húmeda y su peso seco deberá incrementarse en el porcentaje de agua que ellos contienen, tanto la absorbida como la superficial.

El agua de mezclado incorporada a la mezcladora debe ser algebraicamente reducida en un volumen igual a la humedad libre aportada por los agregados, considerándose como tal el contenido total de humedad del agregado menos su porcentaje de absorción.

Paso 9 : Aporte de las mezclas de prueba :

Las proporciones de mezcla calculados siguiendo el procedimiento indicado deberán ser comprobadas empleando mezclas de prueba preparadas y ensayadas de acuerdo con las recomendaciones de la Norma C-196 del ASTM (en laboratorio) o empleando las tandas normales en obra.

Deberán verificarse todas las condiciones supuestas en el diseño tales como peso unitario, rendimiento, contenido de aire, trabajabilidad, etc. para luego efectuar los ajustes apropiados en las proporciones de acuerdo a procedimientos

normalizados.

TIPO DE CONSTRUCCION	ASENTAMIENTO	
	Max.	Min.
Zapatas y Muros de Cimentación reforzada	3"	1"
Muros y Vigas armadas	4"	1"
Columnas de edificios	4"	1"
Losas y pavimentos	3"	1"
Concreto ciclópeo	2"	1"

TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO	AGUA gal/m ³ DE CONC.			
	ASENTAMIENTO			AIRE ATRAPADO.
	1"-2"	3"-4"	6"-7"	
3/8"	55	60	64	3
1/2"	52	58	60	2.5
3/4"	48	54	56	2
1"	47	51	54	1.5
1 1/2"	43	47	50	1

TABLA 3 RELACION AGUA-CEMTO (CONC.SIN AIRE INC)	
RESIST. A LA COMPRESION 28 d.	A/C EN PESO
350	0.48
300	0.55
350	0.62
200	0.70
150	0.80

TABLA 5 PRIMERA ESTIMACION DEL PESO DE CONCRETO FRESCO	
TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO.	PESO kg/m ³
3/8"	2285
1/2"	2315
3/4"	2355
1"	2375
1 1/2"	2420

TABLA 4 VOLUMEN DE AGREG.GRUESO SECO Y COMPACTO				
TAMAÑO MAXI MO DE AGREG	MODULO DE FINEZA			
	2.4	2.6	2.8	3.0
3/8"	0.50	0.48	0.48	0.44
1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60
1"	0.71	0.69	0.67	0.65
1 1/2"	0.76	0.74	0.72	0.70

10.4.2.- APLICACION.-

10.4.2.1.- Debemos diseñar mezclas de concreto a ser empleados en el vaciado de elementos estructurales tales como muros, losas, vigas y columnas con una resistencia mínima especificada de 210 kg/cm² a los 28 días.

La resistencia promedio se debe determinar con criterio estadístico y basado en el coeficiente de variación que depende de la forma de trabajo de la Cía. Constructora. Suponiendo un grado de control con supervisión constante, podemos adoptar que : $f_{RP} = 1.33 f'_c = 1.33 \times 210 = 280 \text{ kg/cm}^2$ como resistencia de diseño.

A) Materiales :

A.1.- Cemento : Portland ASTM Tipo 1 sin incorporador de aire y peso específico de 3.15.

A.2.- Agregados : En casos concretos deben hacerse pruebas normalizadas para determinar las características de los agregados. En nuestro caso teórico supondremos tales características :

a) Agregado fino :

Debe ser graduado dentro de los límites de especificaciones generalmente aceptadas; además de ser de buena calidad.

Peso específico de masa ----- 2.65
Porcentaje de absorción ----- 0.60 %
Contenido de humedad ----- 5.00 %
Módulo de fineza ----- 2.60

b) Agregado grueso :

Calidad satisfactoria

Graduado de 3/4" al No. 4.

Peso seco compactado -----1660 kg/m³
Peso específico de masa ----- 2.7
Porcentaje de absorción ----- 0.4 %
Contenido de humedad ----- 3 %

B) Asentamiento : Las condiciones de colocación, permiten trabajar con asentamientos recomendados según la Tabla 1. Se tomará en todos los casos de 3" a 4".

C) Tamaño máximo de agregado grueso : Para los elementos estructurales a vacear se especifica usar un tamaño máximo de 3/4".

D) Contenido de agua : La Tabla 2 nos indica que el volumen aproximado de agua de mezclado necesario para obtener un asentamiento de 3" a 4" en un concreto sin aire incorporado en el cual se va a utilizar agregados gruesos de 3/4" de tamaño máximo, es de 54 galones/m³ (202 lts/m³).

E) Contenido de aire atrapado : De acuerdo a la Tabla 2 el contenido de aire que probablemente quede atrapado en la mezcla es de 2%.

- F) Relación agua-cemento : La Tabla 3 nos indica que la relación agua-cemento necesaria para obtener una resistencia de 280 kg/cm^2 a los 28 días es de 0.58.
- G) Cantidad de cemento : Se calcula dividiendo el contenido de agua entre relación agua-cemento : $202/0.58 = 348 \text{ kg/m}^3$.
- H) Contenido de agregado grueso : De la Tabla 4, para un agregado fino con módulo de fineza de 2.6 se estima que puede emplearse por cada metro cúbico de concreto 0.64 metros cúbicos de agregado grueso seco y compactado. Luego el peso de agregado grueso requerido será : $0.64 \times 1600 = 1024 \text{ kg/m}^3$.
- I) Contenido de agregado fino : La cantidad que entran en la unidad cúbica de concreto puede determinarse de la manera siguiente :

Método por volúmen absoluto :

- | | | |
|--|---------|---------------------|
| - Volúmen sólido de cemento : $348/3.15 \times 1000$ | ----- | 0.110m ³ |
| - Volúmen de agua $202/1000$ | ----- | 0.202 |
| - Volúmen de aire atrapado : 2% | ----- | 0.020 |
| - Volúmen sólido de agreg. grueso : $1024/2.7 \times 1000$ | -- | 0.380 |
| | Suman-- | 0.712m ³ |
| - Volúmen sólido de agreg. fino : $1-0.712=0.288$ | | m ³ |
| - Peso del agregado fino : $0.288 \times 2.65 \times 1000$ | | =764 kg. |

- J) Corrección por humedad del agregado :

Los pesos húmedos de los agreg. son :

- Agreg. fino húmedo : $764 \times 1.05 = 802 \text{ kg.}$
- Agreg. grueso húmedo : $1024 \times 1.03 = 1055 \text{ kg.}$

Como el % de absorción que permite a los agregados llegar a la conclusión de saturados superficialmente secos es menor al contenido de humedad, significa que hay humedad libre que incrementará el agua del mezclado. Calcularemos el aporte de los agregados :

Humedad superficial del agreg. fino ----- 5 - 0.6 = 4.4%

Humedad superficial del agreg. grueso ---- 3 - 0.4 = 2.6%

Aporte del agreg. fino : $764 \times 0.044 = 33.6$ lts.

Aporte del agreg. grueso : $1024 \times 0.026 = 26.6$ lts.

El agua efectiva será : $202 - 60 = 242$ lts.

K) Pesos de los materiales a ser empleados en las tandas de pruebas :

Cemento ----- 348 kg/m³

Agua efectiva ----- 142 lts/m³

Agregado fino húmedo ----- 802 kg/m³

Agregado grueso húmedo ----- 1055 kg/m³

L) Proporción en peso : $\frac{348}{348} : \frac{802}{348} : \frac{1055}{348} = 1 : 2.3 : 3.0$

M) Peso por tanda de un saco : O se ala cantidad de material que entran en una tanda de un saco :

Cemento ----- $1 \times 42.5 = 42.5$ kg/saco

Agua efectiva ----- $(142/348) \times 42.5 = 17.4$ lts/saco

Agreg. fino húmedo ----- $2.3 \times 42.5 = 97.6$ kg/saco

Agreg. grueso húmedo ----- $3.0 \times 42.5 = 127.5$ kg/saco

10.4.2.2.- Resultado del diseño de una mezcla de concreto a ser empleada en cimentación para una resistencia especificada de 175 kg/cm² a los 28 días.

Aplicados los criterios estimativos para los mismos materiales pero con tamaño máximo de agregado grueso de 1 1/2", se obtendrá para un asentamiento de 3" como máximo, lo siguiente :

Agua de mezclado : 175 lts/m³ ; aire atrapado : 1%,

relación agua-cemento : 0.66; cantidad de cemento : 265 kg/m³

Agregado grueso seco : 1182 kg/m³ ; agregado fino : 775 kg/m³,

obtenido por el método de los volúmenes absolutos.

Aporte de humedad de los agregados : 65 lts.

Agua efectiva : 110 lts.

Agregado fino húmedo : 814 kg/m³

Agregado grueso húmedo : 1217 kg/m³

Proporción en peso : 1 : 3.1 : 4.6.

B I B L I O G R A F I A C O N S U L T A D A

- 1.- SEISMIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE BUILDING - Kiyoshi Muto
- 2.- NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISISMICO - Ing°. Julio Kuroiwa, Boletín No. 20 Instituto de Estructuras y de la Construcción.
- 3.- BUILDING CODE REQUERIMENTS FOR REINFORCED CONCRETE - A.C.I. 318-63 y A.C.I. 318-71.
- 4.- CALCULO DE PORTICOS : DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR EL METODO DEL Prof. F. Takabeya - Revista El Civil-1962.
- 5.- HORMIGON ARMADO - Oreste Moretto.
- 6.- VIGAS Y LOSAS - Carlos Labarthe B.
- 7.- COPIAS DE CONCRETO ARMADO - Ing°. Juan Sarmiento E.
- 8.- DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO - Ing°. Ricardo Yamashiro
Publicación CEIC.
- 9.- DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES - George Winter.
- 10.- ULTIMATE STRENGTH DESING OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS.
Publicaciones SP-7 y SP-17A A.C.I.
- 11.- ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS - Carlos Fernández Casado
- 12.- APUNTES DE DISEÑO DE MEZCLAS - Ing°. Enrique Rivva.