

Universidad Nacional de Ingeniería

Programa Académico de Ingeniería Civil



**« Análisis Estructural y Diseño
Sismorresistente de una Estructura
de Concreto Armado »**

TESIS

Presentada por:

Julio César Ugaz Castillo

Para optar el Título de

INGENIERO CIVIL

PROMOCION 1977 2

LIMA - PERU

1979

DEDICATORIA

Con todo cariño dedico éste humilde trabajo a mis padres y a mis hermanos, por su constante ayuda y apoyo moral sin el cual hubiese sido imposible la culminación de mi ca -
rrera.

A G R A D E C I M I E N T O

Mi más sincero agradecimiento al Ingeniero Asesor de mi tesis Eduardo Temoche Mercado, así como a todos los profesores, que con sus enseñanzas han hecho posible la terminación de éste trabajo.

**"ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE UNA
ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO"**

| | <u>PAG.</u> |
|---|-------------|
| INTRODUCCION | 1 |
| <u>CAPITULO I</u> | |
| 1.00 DESCRIPCION DEL PROYECTO | 2 |
| 1.10 Generalidades | 2 |
| 1.20 Estructuración | 2 |
| 1.30 Materiales y Cargas de Diseño | 2 |
| <u>CAPITULO II</u> | |
| 2.00 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES | 4 |
| 2.10 Generalidades | 4 |
| 2.20 Dimensionamiento de Losas Aligeradas | 4 |
| 2.30 Dimensionamiento Preliminar de Vigas | 5 |
| 2.40 Dimensionamiento Preliminar de Columnas | 9 |
| 2.50 Dimensionamiento Preliminar de Placas | 15 |
| 2.60 Estudio Preliminar de Tanque Elevado y Cisterna | 19 |
| <u>CAPITULO III</u> | |
| 3.00 LOSAS ALIGERADAS | 25 |
| 3.10 Introducción | 25 |
| 3.20 Características Generales | 25 |
| 3.30 Análisis Estructural | 25 |
| 3.40 Diseño de las losas aligeradas | 27 |
| <u>CAPITULO IV</u> | |
| 4.00 ANALISIS SISMICO | 63 |
| 4.10 Generalidades | 63 |
| 4.20 Metrado de Cargas | 67 |

| | |
|---|----|
| 4.30 Cálculo de la fuerza Cortante Total "H" en la Base de la Edificación. | 7 |
| 4.40 Método de Muto | 81 |

CAPITULO V

| | |
|---|----|
| 5.00 ANALISIS ESTRUCTURAL | 19 |
| 5.10 Generalidades | 19 |
| 5.20 Metrado de cargas para vigas | 20 |
| 5.30 Cálculo de los momentos Flectores por cargas verticales | 20 |

CAPITULO VI

| | |
|---|----|
| 6.00 ENVOLVENTES DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES | 20 |
| 6.10 Estudio en la Dirección Principal Y-Y | 20 |

CAPITULO VII

| | |
|--|----|
| 7.00 DISEÑO DE VIGAS. | 28 |
| 7.10 Generalidades | 28 |
| 7.20 Diseño de Vigas Principales de Portico 4-4 | 29 |
| 7.30 Diseño del Refuerzo por Cortante | 29 |
| 7.40 Control de deflexiones | 30 |
| 7.50 Diseño de Vigas del Portico Secundario C-C | 30 |

CAPITULO VIII

| | |
|---|----|
| 8.00 DISEÑO DE COLUMNAS | 31 |
| 8.10 Generalidades | 31 |
| 8.20 Metrado de Cargas para columna | 31 |
| 8.30 Diseño de Columnas como miembros en Flexocompresión | 32 |
| 8.40 Dirección Principal (Y-Y) | 32 |
| 8.50 Diseño del Refuerzo Longitudinal | 33 |

CAPITULO IX

| | |
|--------------------------------------|-----|
| 9.00 DISEÑO DE PLACAS | 344 |
| 9.10 Generalidades | 344 |
| 9.20 Diseño de la Placa "4" | 344 |
| 9.30 Diseño de la Caja de Ascensores | 361 |

CAPITULO X

| | |
|---|-----|
| 10.00 DISEÑO DE ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS | 377 |
| 10.10 Generalidades | 377 |
| 10.20 Diseño de escaleras | 37 |
| 10.30 Diseño de la Cisterna | 38 |
| 10.40 Diseño del tanque elevado | 39 |

CAPITULO XI

| | |
|---|-----|
| 11.00 DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES | 401 |
| 11.10 Generalidades | 401 |
| 11.20 Diseño de la Cimentación para Columnas | 401 |
| 11.30 Diseño de Cimentación corrida para la placa 5 | 40 |
| 11.40 Diseño de Cimentación corrida para la placa 4 | 411 |
| 11.50 Cimentación de la Caja de Ascensores | 413 |

CONCLUSIONES

42

INTRODUCCION

La presente tesis trata del diseño estructural y Sismo-Resistente de un edificio de 7 pisos.

Hemos empezado asumiendo un dimensionamiento preliminar de los distintos elementos estructurales que conforman la estructura, en el Capítulo II, éstos criterios se basan en estudios hechos al respecto o en recomendaciones prácticas.

En el Capítulo III para el diseño de las losas aligeradas hemos considerado un peralte total de la losa de $e: 25$ cm. inclusive en la azotea.

En el Capítulo IV, que trata del análisis sismo-resistente de la estructura se ha usado el Reglamento actual vigente.

En el capítulo V, el análisis por cargas verticales se ha hecho por el método de KANI que resulta eficiente para estructuras de éste tipo.

En el Capítulo VI, se ha calculado las envolventes de momentos flectores y esfuerzos cortantes, para hallar los máximos esfuerzos a que estará sometida la estructura.

Del Capítulo VII al XI trata del diseño de vigas columnas, placas, escalera, tanque elevado, tanque - cisterna, cimentaciones y que además nos comprueba - que las dimensiones preliminares asumidas fueran óptimas.

CAPITULO I : DESCRIPCION DEL PROYECTO

CAPITULO I

1.00 DESCRIPCION DEL PROYECTO

1.10 GENERALIDADES

El presente proyecto, se trata del cálculo estructural y diseño sísmo-resistente de un edificio de concreto armado.

El uso del edificio, según proyecto arquitectónico será el siguiente:

El primer piso será destinado a una cafetería y tiendas comerciales.

El segundo piso cumplirá la función de un hostal.

Del tercer piso al sexto será destinado a oficinas.

El último piso (7°) será destinado a vivienda (pent-house)

1.20 ESTRUCTURACION

La estructuración del edificio en estudio es a base de pórticos en las dos direcciones principales, es decir tendremos pórticos principales y pórticos secundarios. Así mismo el edificio se ha estructurado con placas en la zona del ascensor y de las escaleras, las cuales además de servir de apoyo de los últimos ayudan a resistir notablemente las fuerzas de sismo.

Los pórticos principales se han armado según la dirección Y-Y y están identificados con números así tenemos: pórtico principal 1-1, 2-2, etc. Los pórticos principales como sabemos son aquellos sobre los cuales se apoyan las losas del techo, por lo tanto se han armado según la mayor rigidez de las columnas.

Los pórticos secundarios sirven de arriestre a los pórticos principales y su misión principalmente es absorber las fuerzas de sismo en esa dirección. Se han armado según la dirección principal X-X y los hemos identificado con letras así: pórtico secundario A-A, B-B, etc. Las placas de la zona de ascensores también tomarán un gran porcentaje de la fuerza de sismo en caso de que éste se produzca en las dos direcciones principales, ayudando así a los pórticos y distribuyendo mejor los esfuerzos.

Nuestra estructura presenta distribución asimétrica de masas y rigideces por lo tanto se presentará torsión.

1.30 MATERIALES Y CARGAS DE DISEÑO

Los materiales usados y cargas de diseño son los siguientes:

1.31 CONCRETO

Usaremos concreto de resistencia a la compresión a los 28 días de f'_{cm} 210 kg/cm²

Este tipo de concreto se usará en todos los elementos estructurales que conforman la estructura: losa de techo aligeradas, columnas, vigas, placas, zapatas, etc.

Esta solución de usar concreto de f'_{cm} 210 kg/cm² también para los aligerados, no es económica; pero lo hemos considerado así porque de lo contrario se produciría un empotramiento imperfecto entre las viguetas de las losas aligeradas y las vigas. Ver capítulo III.

1.32 ACERO

Usaremos acero de fabricación nacional cuyo punto de fluencia es $f_y =$ 4200 kg/cm²

1.33 RESISTENCIA DE TERRENO.-

Consideramos para efectos de nuestro estudio una capacidad portante del terreno útil $f = 2.50$ kg/cm²

1.34 CARGAS VIVAS

Las cargas vivas e sobrecargas (S/C) el Reglamento Nacional de Construcciones (que en adelante denominaremos R.N.C.) las ha normado de acuerdo al uso de la estructura.

En nuestro caso usaremos las siguientes sobrecargas:

S/C para oficinas representativa : 250 kg/m²

S/C escaleras : 500 kg/m²

S/C azotea (7° piso: pent-house): 150 kg/m²

Siempre el proyectista debe conocer el uso exacto al que será destinada la estructura para poder evaluar así con bastante aproximación las cargas vivas ya que éstas siempre presentan gran incertidumbre en cuanto a magnitud y ubicación.

CAPITULO II: DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE
ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

CAPITULO II

2.00 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.10 GENERALIDADES

En todo proyecto estructural debe de hacerse un estudio preliminar de los distintos elementos estructurales que lo conforman para determinar aproximadamente sus dimensiones y puedan soportar los esfuerzos a que estarán sometidos.

El dimensionamiento preliminar se hace a fin de obtener las características mecánicas de los elementos tales como área, sección transversal, rigideces, etc y por lo tanto poder realizar el metrado de cargas. Estas dimensiones de los elementos estructurales, preliminares nos servirán para hacer el análisis estructural, y después con el cálculo se verificarán e de lo contrario nos dirán lo errado de nuestra suposición; para no caer en éste error lo que se hace es suponer las dimensiones preliminares en base a recomendaciones prácticas e estudios hechos al respecto.

Por lo tanto el dimensionamiento previo de los elementos estructurales lo haremos en base a criterios prácticos y tratando de uniformizar resultados.

Cabe destacar que en algunos casos debido al tipo de estructura y a los esfuerzos a que estará sometida no se puede dar un dimensionamiento apropiado, en éstos adquiere primordial importancia la experiencia del Ingeniero proyectista y su " intuición ".

2.20 DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS

En nuestro medio es muy común el emplear losas aligeradas para los techos con el fin de disminuir el peso.

El R.N.C. en su sección 909 da el siguiente criterio para determinar el peralte total h de las losas.

ESPESOR O PERALTE MINIMO DE ELEMENTOS SUJETOS
A FLEXION CUANDO NO SE CALCULAN DEFLEXIONES.

| Elementos. | Espesor o peralte mínimo h | | |
|------------------------|------------------------------|-------------------------|---------------------------|
| | Libremente apoyados | Con un extremo continuo | Ambos extremos continuos. |
| Losas macizas. | L/25 | L/30 | L/35 |
| Vigas y losas nervadas | L/20 | L/23 | L/26 |

L= luz de la viga o losa

En la práctica se usa:

$L \text{ Max}/25 \leq h \leq L \text{ Max}/20$, pudiendo variar éstos valores si la sobrecarga es alta.

Además para losas aligeradas en voladizo se usa:

$$h \leq L \text{ vol}/10.$$

En nuestro caso ya que la sobrecarga que tenemos en la mayoría de los niveles es la correspondiente a la sobrecarga de oficinas emplearemos:

$$h = L/25$$

$$h = \frac{5.10\text{m.}}{25} = 0.204\text{m.}$$

25

Aceptamos: $h = 0.25\text{m.}$ en todos los niveles como altura de la losa aligerada.

2.30 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE VIGAS

Se utilizan 2 criterios: Uno para vigas principales y el otro para las vigas secundarias.

2.31 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES

Una viga es un elemento estructural sujeto mayormente a esfuerzos de flexión. El concreto como se sabe tiene una resistencia relativamente grande a los esfuerzos de compresión pero no a la tracción; éstos esfuerzos de tracción deben de ser absorbidos por las varillas de acero que para tal fin se colocan en las zonas traccionadas del concreto.

Por lo tanto según el estudio hecho al respecto (Predimensionamiento de vigas) por los Ingenieros: Arango Ortiz- Yamashiro Kamimoto que nos dicen que para

una cuantía escogida de $p = 0.01$ (1%) que generalmente es la que se usa para el acero positivo en vigas y que permite diseños, sin congestión de armadura tanto para la sección positiva como para la negativa y para vigas que soportan lasas armadas en un sentido, el peralte total h se puede hallar según la siguiente tabla:

| USO | DEPARTAMENTOS Y OFICINAS | CARAJES Y TIENDAS | DEPOSITOS |
|-----------------------|--------------------------------|-------------------------|-----------|
| s/e (kg/m^2) | 250 | 500 | 1000 |
| h | $\frac{L}{11}$ $\frac{L}{12}$ | $L/10$ | $L/8$ |

TABLA 2.1 : PERALTE TOTAL PARA VIGAS CONTINUAS
DE DOS O MAS TRAMOS

Según éste estudio hecho por los Ingenieros antes mencionados se concluye que la viga sea de un solo tramo con $p = 0.01$ los valores de la tabla deben de aumentarse en un 40%.

Así mismo para obtener el ancho b de la sección de la viga se uso el siguiente criterio:

$$(2.1) \quad b = \frac{B}{20} \quad \Rightarrow \quad \text{Para el caso de vigas principales interiores.}$$

donde B es el área de influencia/metro lineal de viga.

Para el caso de vigas exteriores es una práctica común aumentar el valor $b = \frac{B}{20}$ en un 20%.

$$\text{Luego : (2.2)} \quad b = 1.20 \frac{B}{20} \quad \Rightarrow \quad \text{Para el caso de vigas principales exteriores.}$$

Si se desea mantener una de las dimensiones de la viga constante que generalmente es el ancho b con el fin de reducir al mínimo los costos

de encofrado o por razones de arquitectura se desean modificar los valores obtenidos con el método expuesto se pueden cambiar las dimensiones de acuerdo con la siguiente relación:

Aproximadamente se cumple:

$$\boxed{bh^2 = b_0 h_0^2} \quad - - - - - (2.3)$$

En donde en la fórmula 2.3: b_0 y h_0 son las dimensiones de la viga obtenidas usando la tabla 2.1; b y h son las nuevas dimensiones requeridas de acuerdo a las exigencias arquitectónicas. Esto es posible siempre y cuando la cuantía p se mantenga constante. Per lo tanto para nuestro proyecto, el peralte de las vigas principales será :

$$h = \frac{L}{12} = \frac{5.25m}{12}$$

$$\Rightarrow h = 43.7 \text{ cm}$$

Adeptames $h = 45 \text{ cm}$. tanto para vigas exteriores como para vigas interiores y en todos los niveles.

- Ancho b :

$$b = \frac{B}{20} \quad \text{case de vigas interiores.}$$

$$b = \frac{5.10m}{20}$$

$$b = 25.5 \text{ cm.}$$

Adeptámes $b = 30 \text{ cm}$. como ancho de todas las vigas interiores en todos los niveles.

Para el case de las vigas exteriores tendremos según la relación 2.2 :

$$b = 1.2 \frac{B}{20}$$

$$\text{Luego: } b = \frac{1.20 (2.55 + .95)}{20} = 21.0 \text{ cm.}$$

Use 30 cm.

RESUMEN:

Por razones constructivas y de encofrado, además de buscar uniformizar los elementos estructurales para un mejor comportamiento de la estructura frente a un sismo usamos vigas principales de 30 cm x 45 cm. en todos los niveles tanto interiores como exteriores.

USE VIGAS PRINCIPALES DE: 30 cm x 45 cm.

2.32 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS

Se usan vigas chatas o vigas peraltadas. Para luces de mas de 4.0 mts. el coste de la estructura con vigas chatas es caro según el estudio hecho por el Ingeniero Fernando Albifjar.

Se usa el siguiente criterio para dimensionar vigas secundarias.

$$h = \frac{L}{14} \text{ --- (2.4)}$$

donde: h= peralte total de la viga.

L= luz del claro.

$$\text{Entonces: } h = \frac{5.10m}{14} = 0.36m$$

Para hallar el ancho b de la viga se emplea el siguiente criterio:

$$b = \frac{h}{2} \text{ --- (2.5)}$$

Se pueden modificar las dimensiones con el criterio siguiente:

$$\boxed{b e h e^3 = b h^3} \text{ --- (2.6)}$$

Donde en la fórmula (2.6) b_e y h_e se obtienen con las relaciones (2.4) y (2.5) respectivamente, y b e h son cualquiera de las dos dimensiones que nosotros nos prefijamos.

Las vigas secundarias basicamente reciben solo fuerzas de sismo, de alli su importancia en el diseño puesto que en caso de un terremoto moderado deben comportarse satisfactoriamente junto con las vigas principales para resistirlo.

Por lo expuesto anteriormente es conveniente que las vigas secundarias al igual que las vigas principales sean peraltadas, pero respetando siempre también hasta donde se pueda el diseño arquitectónico.

Por lo tanto usaremos vigas secundarias de . 30mx. 40m. en todos los niveles.

RESUMEN:

USE VIGAS SECUNDARIAS DE: .30mx. 40m

2.33 NOMENCLATURA

Emplearemos la siguiente nomenclatura:

(Nivel) (Viga) (ejes que la limitan)

Ejm: 3° V-A-B

Significa Viga del 3° piso limitado entre los ejes A y B.

2.40 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE COLUMNAS

Al igual que otros elementos de la estructura en estudio es necesario también el predimensionamiento de las columnas para poder hacer el análisis estructural, ya que conociendo las dimensiones se puede determinar áreas, rigideces, metros de cargas, etc.

Para determinar las dimensiones preliminares de las columnas en forma de estudio desarrollado por los Ingenieros :

Edison Zagarra-Yamashiro Kamimoto.

Este método de predimensionamiento de columnas se basa en un diseño por carga axial teniendo en cuenta un factor de aumento, según la ubicación de la columna, tanto en planta como en altura.

Los momentos que se producen en las columnas debido al sistema de cargas horizontales causan un incremento en el área que fue determinada por carga axial. Este incremento puede ser del orden del 10 % para columnas interiores, en las cuales los momentos no balanceados no son muy grandes.

Sin embargo para columnas exteriores especialmente en los pisos superiores se puede tener incrementos hasta de un orden del 50 %.

El procedimiento para el dimensionamiento preliminar de columnas en síntesis es el siguiente :

1.- Se determina las dimensiones de las columnas del segundo y último piso utilizando la siguiente relación :

$$A_G = k A_T \quad \text{--- (2.7)}$$

dónde : A_G = área de la sección de la columna.

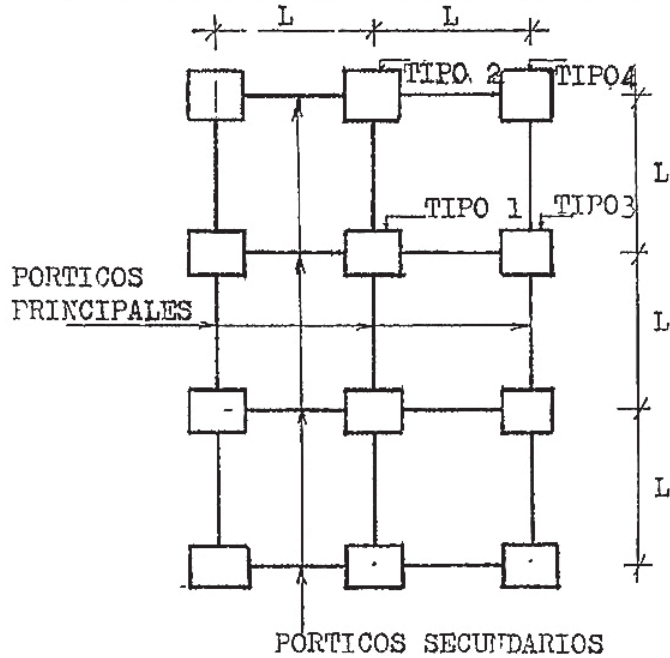
A_T = área tributario de la columna.

k = coeficiente dado en la tabla 2.2

| PISO | LUZ (mts.) | AREA TRIBUTARIA POR PISO (m ²) | TIPO DE COLUMNA | | | |
|---------------------|---------------|---|-----------------|--------|--------|--------|
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 |
| ANTE PENULTIMO PISO | 4.0 | 16.0 | 0.0013 | 0.0025 | 0.0023 | 0.0013 |
| | 6.0 | 36.0 | 0.0011 | 0.0020 | 0.0016 | 0.0011 |
| | 8.0 | 64.0 | 0.0011 | 0.0017 | 0.0015 | 0.0011 |
| SEGUNDO PISO | 4.0 | 16.0 | 0.0011 | 0.0014 | 0.0011 | 0.0011 |
| | 6.0 | 36.0 | 0.0012 | 0.0014 | 0.0011 | 0.0011 |
| | 8.0 | 64.0 | 0.0012 | 0.0014 | 0.0011 | 0.0011 |

TABLA 2.2: COEFICIENTES "k" PARA DETERMINAR EL AREA DE COLUMNAS CUADRADAS PARA DIFERENTES LUCES ENTRE EJES

Los cuatro tipos de columnas han sido clasificados de acuerdo a la posición que ocupen tal como nos lo muestra el siguiente diagrama:



Las columnas tipo 1 y 2 son la interior y la exterior respectivamente de un pórtico principal interior. Las columnas tipo 3 y 4 son respectivamente la interior y la exterior de un pórtico principal exterior. Por lo tanto la columna tipo 4 es una columna en una esquina del edificio.

Se hace notar que para determinar los coeficientes k , se adoptó una cuantía de acero constante ρ_t para todas las columnas igual a 0.02.

2.- Se determina los lados t de las columnas de los pisos considerados suponiéndoles cuadrados.

3.- Calcule las dimensiones de las columnas de los pisos intermedios por interpolación lineal.

4.- Calcule las dimensiones de las columnas del primer piso de la siguiente manera:

- a) Por extrapolación lineal, si la altura del primer piso es igual a la del segundo.
- b) Sumando 7 cm. a las del 2° piso si la altura del 1° piso es 1.5 veces la del segundo.
- c) Por interpolación e extrapolación entre los valores calculados según a) o b) para otras condiciones.

5.- Use las dimensiones de las columnas del piso antepenúltimo para las del penúltimo y último piso.

El procedimiento ha sido desarrollado para edificios de entre 8 y 12 pisos.

2.41 NOMENCLATURA

Emplearemos la siguiente nomenclatura:

(Nivel) (Columna) (intersección de ejes) Ejm: 3° C-1-A

Significa: Columna del 3° piso en el cruce de los ejes 1 y A.

A continuación aplicando el método expuesto procedemos al predimensionamiento en detalle de las columnas de los pórticos 1-1 y pórtico 2-2; las dimensiones de las otras columnas se obtienen de manera similar ya que las áreas tributarias son iguales.

PORTICO PRINCIPAL 1-1

| TIPO COL. | NIVEL | K | (m2) A. TRIB. | (m2) A.ACUM. | (cm2) AG | (cm x cm) SECCION |
|-------------------|-------|-------|------------------|-----------------|-------------|----------------------|
| EJE B TIPO IV | Az | | | | | |
| | 6 | | 6.69 | | | |
| | 5 | .0028 | 6.69 | 13.38 | 374.0 | |
| | 4 | | 6.69 | 20.08 | | |
| | 3 | | 6.69 | 26.77 | | |
| | 2 | .0015 | 11.48 | 38.25 | 574.0 | 24 x 24 |
| | 1 | | | | | |
| EJE C TIPO III | Az | | 11.67 | | | |
| | 6 | | 13.39 | 25.06 | | |
| | 5 | .0016 | 13.39 | 38.45 | 615.0 | |
| | 4 | | 13.39 | 51.84 | | |
| | 3 | | 13.39 | 65.23 | | |
| | 2 | .0014 | 13.39 | 78.62 | 1100.0 | 33 x 33 |
| | 1 | | | | | |
| EJE D TIPO IV | Az | | 6.69 | | | |
| | 6 | | 6.69 | 13.38 | | |
| | 5 | .0028 | 6.69 | 20.08 | 562.0 | |
| | 4 | | 6.69 | 26.77 | | |
| | 3 | | 6.69 | 33.47 | | |
| | 2 | .0015 | 6.69 | 40.16 | 602.0 | 25 x 25 |
| | 1 | | | | | |

PORTICO PRINCIPAL 2-2

| TIPO COL. | NIVEL | K | (m ²) A. TRIB. | (m ²) A. ACUM. | (cm ²) AG | SECCION |
|------------------|-------|--------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------|---------|
| EJE B TIPO I | Az | | | | | |
| | 6 | | 13.39 | | | |
| | 5 | 0.0011 | 13.39 | 26.78 | 147.0 | |
| | 4 | | 13.39 | 40.17 | | |
| | 3 | | 13.39 | 53.56 | | |
| | 2 | 0.0012 | 22.95 | 76.51 | 918.0 | 30 x 30 |
| | 1 | | | | | |
| EJE C TIPO I | Az | | 11.67 | | | |
| | 6 | | 26.78 | 38.46 | | |
| | 5 | 0.0011 | 26.78 | 65.23 | 717.0 | |
| | 4 | | 26.78 | 92.01 | | |
| | 3 | | 26.78 | 118.79 | | |
| | 2 | 0.0012 | 26.78 | 145.57 | 1746.0 | 38 x 38 |
| | 1 | | | | | |
| EJE D TIPO II | Az | | 13.39 | | | |
| | 6 | | 13.39 | 26.78 | | |
| | 5 | 0.0020 | 13.39 | 40.16 | 803.0 | |
| | 4 | | 13.39 | 53.55 | | |
| | 3 | | 13.39 | 66.94 | | |
| | 2 | 0.0014 | 13.39 | 80.33 | 1125 | 34 x 34 |
| | 1 | | | | | |

Debemos uniformizar secciones por razones prácticas y constructivas, luego sintetizando las secciones serán:

PORTICO PRINCIPAL 1-1

| NIVEL / COL. | (cm x cm) EJE A | (cm x cm) EJE B | (cm x cm) EJE C | (cm x cm) EJE D |
|--------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 7º (Az) | --- | --- | --- | 30 x 40 |
| 6º | --- | 30 x 40 | 30 x 40 | 30 x 40 |
| 5º | --- | 40 x 50 | 40 x 50 | 40 x 50 |
| 4º | --- | 40 x 50 | 40 x 50 | 40 x 50 |
| 3º | --- | 40 x 50 | 40 x 50 | 40 x 50 |
| 2º | 40 x 40 | 40 x 60 | 40 x 60 | 40 x 60 |
| 1º | 40 x 40 | 40 x 60 | 40 x 60 | 40 x 60 |

PORTICO PRINCIPAL 2-2 = 3-3 = 6-6

| NIVEL / COL. | (cm x cm) EJE A | (cm x cm) EJE B | (cm x cm) EJE C | (cm x cm) EJE D |
|--------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 7º (Az) | --- | --- | 30 x 40 | 30 x 40 |
| 6º | --- | 30 x 40 | 30 x 40 | 30 x 40 |
| 5º | --- | 40 x 50 | 40 x 50 | 40 x 50 |
| 4º | --- | 40 x 50 | 40 x 60 | 40 x 50 |
| 3º | --- | 40 x 50 | 40 x 60 | 40 x 50 |
| 2º | 40 x 40 | 40 x 60 | 40 x 70 | 40 x 60 |
| 1º | 40 x 40 | 40 x 60 | 40 x 70 | 40 x 60 |

PORTICO PRINCIPAL 4-4 = 5-5

| NIVEL. COL. | (cm x cm) EJE A | (cm x cm) EJE B | (cm x cm) EJE C |
|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 7º (Az) | — | — | 30 x 40 |
| 6º | — | 30 x 40 | 30 x 40 |
| 5º | — | 40 x 50 | 40 x 50 |
| 4º | — | 40 x 50 | 40 x 60 |
| 3º | — | 40 x 50 | 40 x 60 |
| 2º | 40 x 40 | 40 x 60 | 40 x 70 |
| 1º | 40 x 40 | 40 x 60 | 40 x 70 |

PORTICO PRINCIPAL 7-7

| NIVEL. COL. | (cm x cm) EJE A | (cm x cm) EJE B | (cm x cm) EJE C | (cm x cm) EJE D |
|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 7º (Az) | — | 30 x 40 | 30 x 40 | 30 x 40 |
| 6º | — | 30 x 40 | 30 x 40 | 30 x 40 |
| 5º | — | 40 x 50 | 40 x 50 | 40 x 50 |
| 4º | — | 40 x 50 | 40 x 60 | 40 x 50 |
| 3º | — | 40 x 50 | 40 x 60 | 40 x 50 |
| 2º | 40 x 40 | 40 x 60 | 40 x 70 | 40 x 60 |
| 1º | 40 x 40 | 40 x 60 | 40 x 70 | 40 x 60 |

PORTICO PRINCIPAL 8-8

| NIVEL COL. | EJE A | EJE B | EJE C |
|---------------|---------|---------|---------|
| 7° (Az.) | 30 x 40 | 30 x 40 | 30 x 40 |
| 6° | 30 x 40 | 30 x 40 | 30 x 40 |
| 5° | 40 x 50 | 40 x 50 | 40 x 50 |
| 4° | 40 x 50 | 40 x 50 | 40 x 50 |
| 3° | 40 x 50 | 40 x 50 | 40 x 50 |
| 2° | 40 x 60 | 40 x 60 | 40 x 60 |
| 1° | 40 x 60 | 40 x 60 | 40 x 60 |

2.50 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE PLACAS

Para la estructuración del presente proyecto, hemos considerado placas en la zona donde se encuentran ubicadas las escaleras y el ascensor; éstas placas junto con los pórticos deberán complementarse para resistir satisfactoriamente las fuerzas de sismo en caso de que éste se produzca.

2.51 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE CAJA DE ASCENSORES

Según el reglamento A.C.I., la caja de ascensores tendrá un espesor no menor de 15 cm. en los 5 m. superiores y por cada 7 m. hacia abajo o fracción el espesor mínimo se aumentará en 2.5 cm.

Luego de acuerdo a la demanda de pasajeros (transporte vertical) considerando las horas "punta" y guiándonos del manual "Consejos para la instalación de Ascensores" con las normas "NEMI" mas utilizadas para el diseño (publicada por el Ingeniero Antonio Ferreccio Nesiglia- Lima UNI-1974) escogemos un ascensor Westinghouse para pasajeros con cabina doble de 800 lbs. de capacidad por cabina con una velocidad de 150 p.p.m. (p.p.m. = pies por minuto)

Luego del manual de ascensores y para las características antes mencionadas obtenemos que:

$$U = 13' 00'' = 3.96 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow U = 4.0 \text{ m.}$$

$$P = 4' 00'' = 1.21 \text{ m.}$$

$$P = 1.20 \text{ m.}$$

Por lo tanto el espesor de las paredes de la caja de ascensores será:

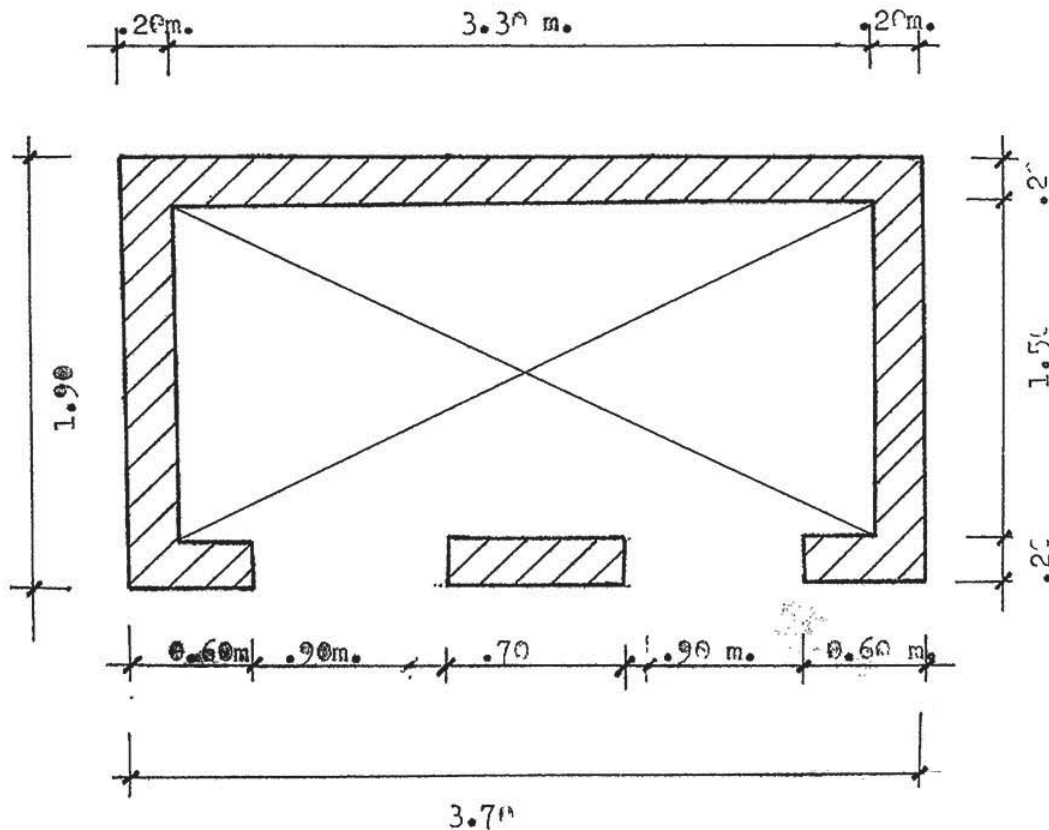
$$L = 15 \text{ cm.} + (\underline{1.20 \text{ m.} + 16.80 \text{ m.} + 4.0 \text{ m.} - 5.0 \text{ m.} }) \times 2.5 \text{ cm.}$$

$$L = 15 \text{ cm.} + 6.08 \text{ cm.}$$

$$L = 21 \text{ cm.}$$

Con un criterio práctico escogemos $L = 20 \text{ cm.}$ a lo largo de toda su altura, para las paredes laterales.

Entonces las dimensiones en planta de la caja de ascensores serán:

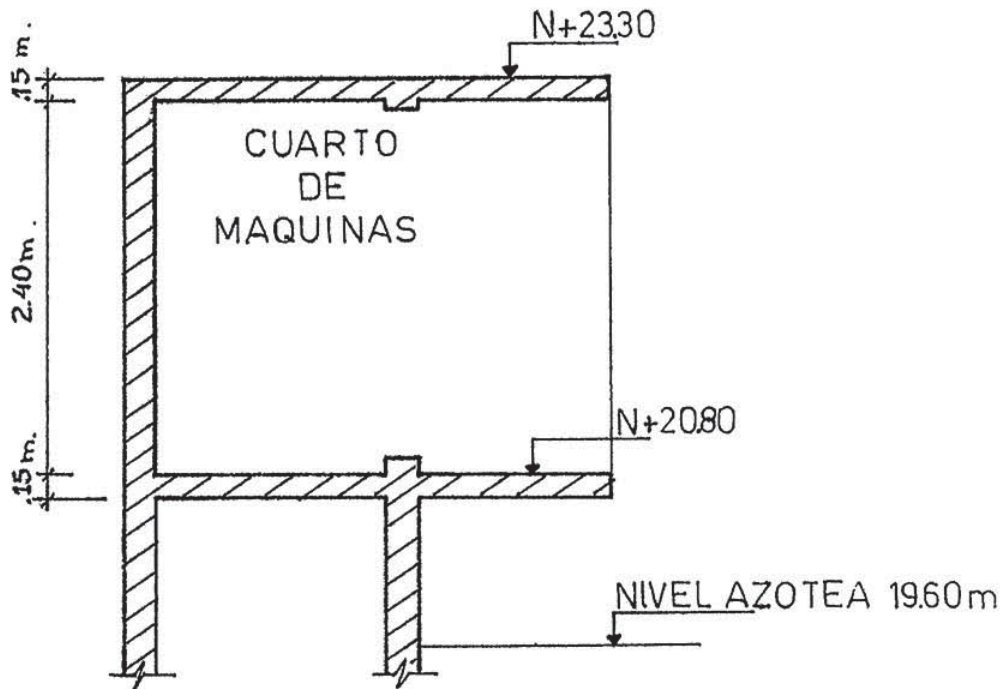


ESCALA : 1:50

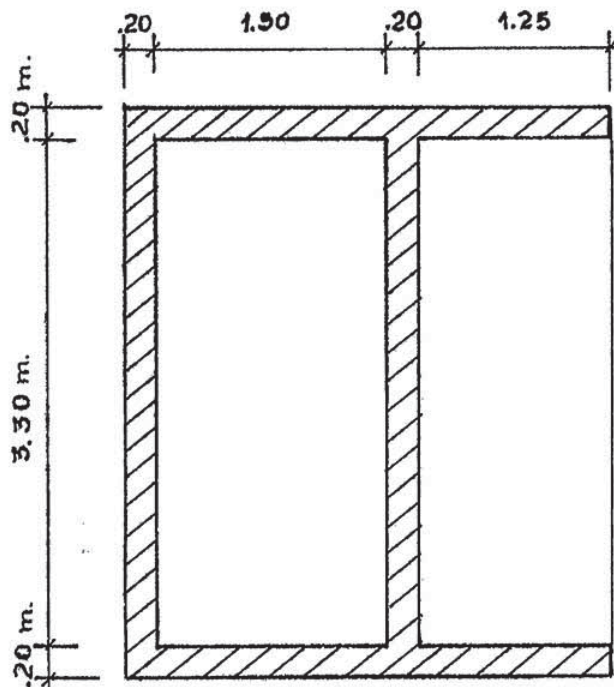
2.52 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE CUARTO DE MAQUINAS

De manera análoga a como hicimos con la caja de ascensores, para el dimensionamiento del cuarto de máquinas nos guiamos del manual "Consejos para la instalación de ascensores"

Un corte típico será el siguiente:



C O R T E



PLANTA ESC. 1:50

Criterio para escoger el espesor:

Losa del piso:

- 1.- Losa encima de la caja de ascensores (losa armada en 2 sentidos)
- 2.- Losa que sobresale fuera de la caja del ascensor (losa armada en un sentido apoyada en vigas en volado que salen de la caja del ascensor)

Para escoger el espesor tendremos que:

$$t_1 \geq \begin{cases} 1.-) 9\text{cm.} \\ 2.-) \frac{\text{perimetro}}{180} = \frac{2(3.50+1.70)}{180} = \\ \qquad \qquad \qquad = \frac{2 \times 5.20\text{m}}{180} = 5.7\text{cm.} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} t_2 &= \frac{L}{35} + 3\text{cm.} = \frac{350\text{cm.}}{35} + 3\text{ cm} \\ &= 10\text{ cm} + 3\text{cm.} \\ &= 13\text{ cm.} \end{aligned}$$

Por lo tanto adoptaremos las siguientes medidas:

- losa del piso = 15 cm. (encima de la caja de ascensores)
- losa del techo = 15 cm.
- paredes laterales = 20 cm.

2.53 DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE CAJA DE ESCALERAS

El espesor de las placas de la caja de escaleras adoptamos aplicando el mismo criterio anterior $a = 20\text{ cm.}$

Para el techo de la caja de escaleras $b = 20\text{ cm.}$ encima del cual irá el tanque elevado para abastecimiento de agua del edificio.

2.60 ESTUDIO PRELIMINAR DE TANQUE ELEVADO Y CISTERNA

Haremos el dimensionamiento en base a la dotación diaria de agua y de acuerdo a la demanda, según dotaciones especificadas por el Reglamento Nacional de Construcciones (R.N.C.)

Entonces tendremos:

a.- 1º PISO.-

El primer piso será dedicado íntegramente a cafetería mas locales comerciales.

Área que ocupa la cafetería = 173.0 m^2

Según el R.N.C en su sección X- III- 3.18, la dotación de agua para bares, fuentes de soda, cafeterías y similares se calculará de acuerdo a la siguiente tabla:

| <u>Area de locales en m²</u> | <u>Dotación diaria.</u> |
|---|-------------------------|
| Hasta 30 _____ | 1,500 Lts. |
| De 31 a 60 _____ | 60 Lts/m ² |
| De 61 a 100 _____ | 50 Lts/m ² |
| Mayer de 100 _____ | 40 Lts/m ² |

En nuestro caso: $173.0 \text{ m}^2 > 100.0 \text{ m}^2$, luego estamos en el último caso por lo tanto:

$$173.0 \text{ m}^2 \times 40 \text{ Lts/m}^2 = 6920.0 \text{ Lts.}$$

La zona de locales comerciales en el 1° piso será:

$$703.0 \text{ m}^2 - 173.0 \text{ m}^2 = 530.0 \text{ m}^2$$

Según el R.N.C X-III- 3.11, la dotación de agua para locales comerciales dedicados a comercio de mercancías secas, bodegas, supermercados, etc y similares se calculará a razón de 20 Lts/ día por m² de área del local, considerándose una dotación mínima de 400 Lts/día.

Luego:

$$530.0 \text{ m}^2 \times 20 \text{ Lts/día} \times \text{m}^2 = 10,600 \text{ Lts.}$$

La demanda total por día para el primer piso será:

$$6920.0 \text{ Lts} + 10,600 \text{ Lts.} = 17,520 \text{ Lts.}$$

demanda diaria 1° piso = 17,520.0 Lts.

b.- 2° PISO.

El segundo piso del edificio en estudio será dedicado a hotel por lo tanto según el R.N.C X-III- 3.4, las dotaciones de agua, para hoteles, pensiones y establecimientos de hospedaje se calcularán de acuerdo con la siguiente tabla:

| <u>Tipo de establecimiento</u> | <u>Dotación diaria</u> |
|---------------------------------------|--|
| - Hoteles _____ | 500 Lts/dormitorio |
| - Pensiones _____ | 350 Lts/dormitorio |
| - Establecimientos de hospedaje _____ | 25 Lts per m ² de área destinado a dormitorio |

Entonces en el primer caso lo que implica:

$$17 \text{ dormitorios} \times 500 \text{ Lts/dormitorio} = 8500 \text{ Lts.}$$

dotación diaria 2° piso = 8,500.0 Lts.

c.- PISO TIPICO

Según el uso que se ha establecido en el proyecto arquitectónico a nuestro edificio en estudio tenemos que del 3° piso al 6° será dedicado íntegramente a oficinas, por lo tanto según: R.N.C X-III- 3- 9, la dotación de agua para oficinas se calculará a razón de 6 Lts/día por m² de área útil de local.

$$\text{Área por piso} = 410.0 \text{ m}^2$$

$$4 \text{ pisos} = 4 \times 410.0 \text{ m}^2 = 1640.0 \text{ m}^2$$

$$\text{demanda} = 1640.0 \text{ m}^2 \times 6 \text{ Lts/día} \times \text{m}^2$$

demanda = 9,840.0 Lts.

d.- 7° PISO (pent- house)

El 7° piso será dedicado a vivienda y se le denomina pent house, por lo tanto la demanda de agua se obtiene según el R.N.C X-III- 33 que dice: " Los edificios multifamiliares deberán estar dotados de agua potable de acuerdo con el número de dormitorios de cada departamento según la siguiente tabla:

| <u>Número de dormitorios por departamento</u> | <u>Dotación diaria en litros departamento</u> |
|---|---|
| 1 | 500 |
| 2 | 850 |
| 3 | 1200 |
| 4 | 1350 |
| 5 | 1500 |

En nuestro caso el pent- house consta de 3 dormitorios



dotación diaria= 1,200.0 Lts.

e.- Agua contra incendios

Según R.N.C X-III - 12.3 consideramos 2 mangueras funcionando durante media hora simultáneamente y con un gasto de 8 Lts/sg.

Luego: $2 \times 1800 \text{ sg} \times 8 \text{ Lts/sg} = 28,800 \text{ Lts}$

$$\text{Agua contra incendio} = 28,800.0 \text{ Lts.}$$

El volumen de agua total será igual a la suma de las demandas por piso mas el agua contra incendio.

$$V_t = 17,520.0 + 8,500.0 + 9,840.0 + 1,200.0 + 28800$$

$$V_t = 65,860.0 \text{ Lts.}$$

La capacidad del tanque elevado será según R.N.C X-III- 65

$$V_{te} = \frac{1}{3} V_t$$

$$V_{te} = \frac{1}{3} (65,860) = 21,953 \text{ Lts.}$$

reduciendo a m^3 obtenemos:

$$V_{te} = 21.95 \text{ m}^3$$

Las dimensiones interiores del tanque elevado serán:

$$a \times b = 5.10 \times 2.50 = 12.75 \text{ m}^2$$

Altura útil de agua = hu

$$hu = \frac{V_{te}}{a \times b}$$

$$hu = \frac{21.95 \text{ m}^3}{12.75 \text{ m}^2} = 1.72 \text{ m.}$$

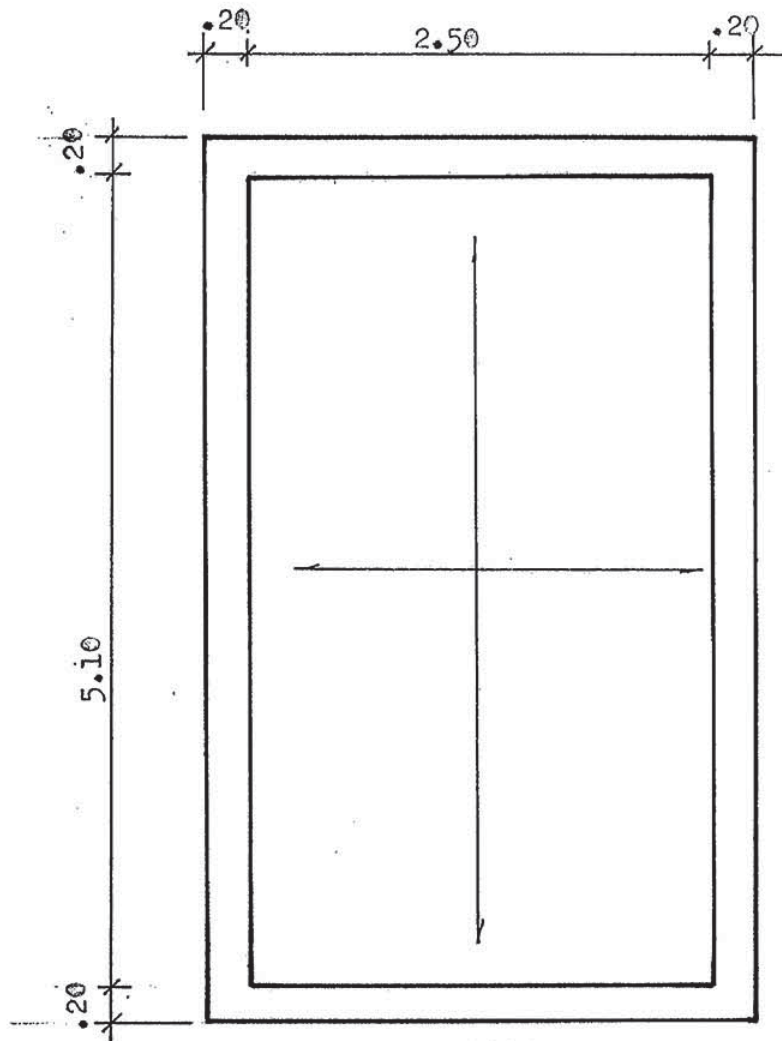
Tomamos como altura útil hu = 1.80 m.

Entonces:

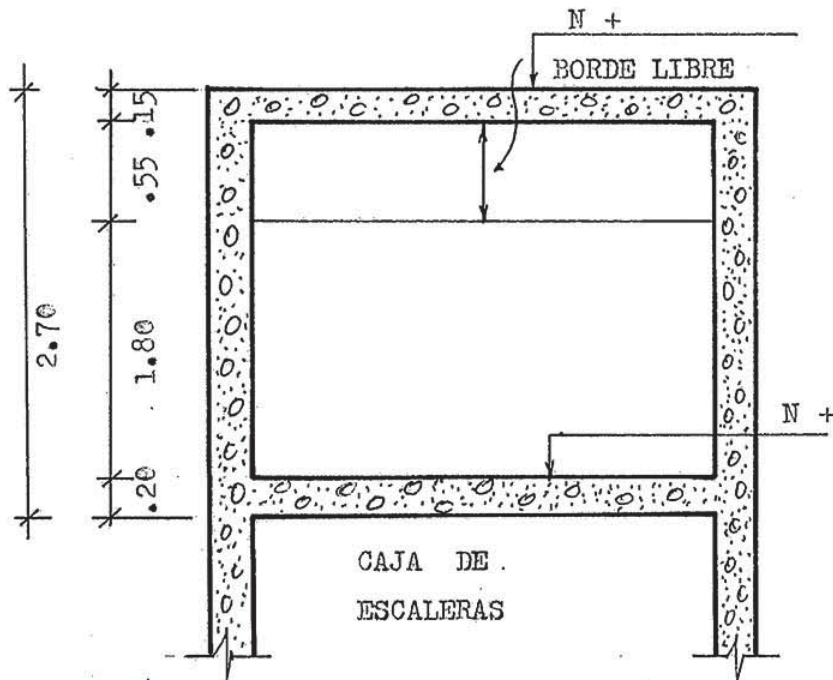
$$hu = 1.80 \text{ m.}$$

Según R.N.C X-III- 6.7, X-III- 6.8 y X-III- 6.9 por borde libre, tubes de rebese, y además para uniformizar con la altura de la caseta de maguinas dejamos un borde libre de: 55 m.

Luego las dimensiones del tanque elevado serán:



PLANTA TANQUE ELEVADO



CORTE TANQUE ELEVADO DE AGUA POTABLE

ESCALA 1:50

$$t = \frac{L}{35} + 3$$

$$t = \frac{500 \text{ cm.}}{35} + 3$$

$$t = 17.3 \text{ cm.}$$

Luego escogemos el piso del tanque elevado: losa armada en 2 sentidos de espesor = 20 cm.

Techo del tanque elevado = 15 cm.

paredes laterales = 20 cm.

TANQUE CISTERNA.-

La capacidad de la cisterna será según R.N.C X-III- 6.5 las $\frac{3}{4}$ partes del volumen total, pero se admite generalmente para casos prácticos $\frac{2}{3}$ de V_t .

Luego: Volumen de la cisterna = $\frac{2}{3} V_t$.

$$V_c = \frac{2}{3} \times 65,860 = 43,906 \text{ Lts.}$$

$$\boxed{V_c = 43.90 \text{ m}^3}$$

Consideramos una cisterna cuadrada de lado: 4.30 m.

correspondiéndole una altura de agua:

$$h = \frac{43.90}{4.30 \times 4.30} = 2.37 \text{ m.}$$

$$4.30 \times 4.30$$

digamos $h = 2.40 \text{ m.}$

Luego la altura total será:

$$h_t = h (\text{agua}) + h (\text{rebese})$$

$$h_t = 2.40 + 0.20 \implies h = 2.60$$

$$\boxed{h_t = 2.60 \text{ m.}}$$

CAPITULO III : LOSAS AJIGERADAS

CAPITULO III

3.0 LOSAS ALIGERADAS

3.10 INTRODUCCION

Nuestro sistema de techos del edificio en estudio será a base de losas aligeradas, las cuales son losas nervadas con unidades de relleno. Las unidades de relleno son los elementos aligerantes (con el fin de disminuir el peso y costo) y generalmente son ladrillos de arcilla o de concreto. El uso de éstos elementos aligeradores, simplifica notablemente la construcción, aumenta el aislamiento acústico y se logra una superficie inferior plana que puede ser conveniente en muchos casos. Esta solución se adoptó debido a que las cargas son repartidas y moderadas.

3.20 CARACTERISTICAS GENERALES

El R.N.C. en su anexo de concreto ciclópico y armado nos da las características mínimas de diseño recomendables :

- a) La parte superior de las nervaduras podrá ser conectada mediante una losa de concreto. Esta losa se considerará como parte del sistema estructural cuando se llene monolíticamente con las nervaduras. El espesor de la losa estructural no será menor de $1/12$ de la distancia libre entre nervaduras, ni menor de 3 cm. Se proveerá en ésta losa una armadura mínima perpendicular a las nervaduras para tomar los esfuerzos de contracción y temperatura.
- b) El ancho mínimo de la nervadura será de 7.5 cm. El peralte sin incluir la losa estructural, cuando existe no será mayor de cuatro veces el ancho.
- c) Cuando no se provee losa estructural conectando la parte superior de las nervaduras, éstas serán arriostradas perpendicularmente mediante nervaduras de la misma dimensión ubicadas a una distancia no menor entre ejes de 30 veces el ancho de la nervadura. La cuantía mínima P_{min} de éstas nervaduras transversales será 0.02

3.30 ANALISIS ESTRUCTURAL

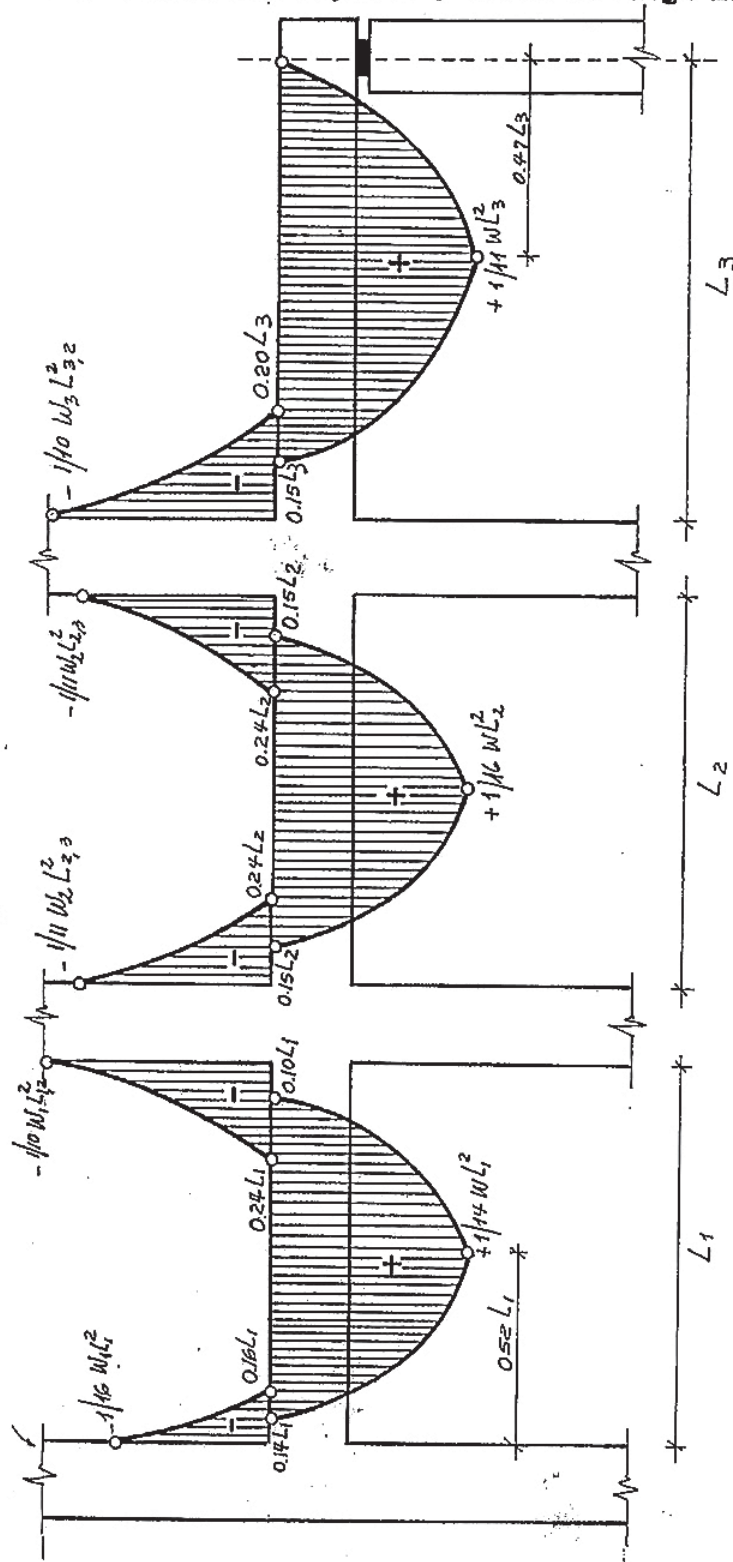
Para el cálculo de los esfuerzos tales como momentos flectores y esfuerzos cortantes se usan los métodos del análisis estructural siendo el más empleado el método de Hardy CROSS; ya que las viguetas de las losas aligeradas funcionan como vigas continuas y que se apoyan en las vigas principales.

También el Instituto Americano del Concreto (A.C.I.) da unos coeficientes

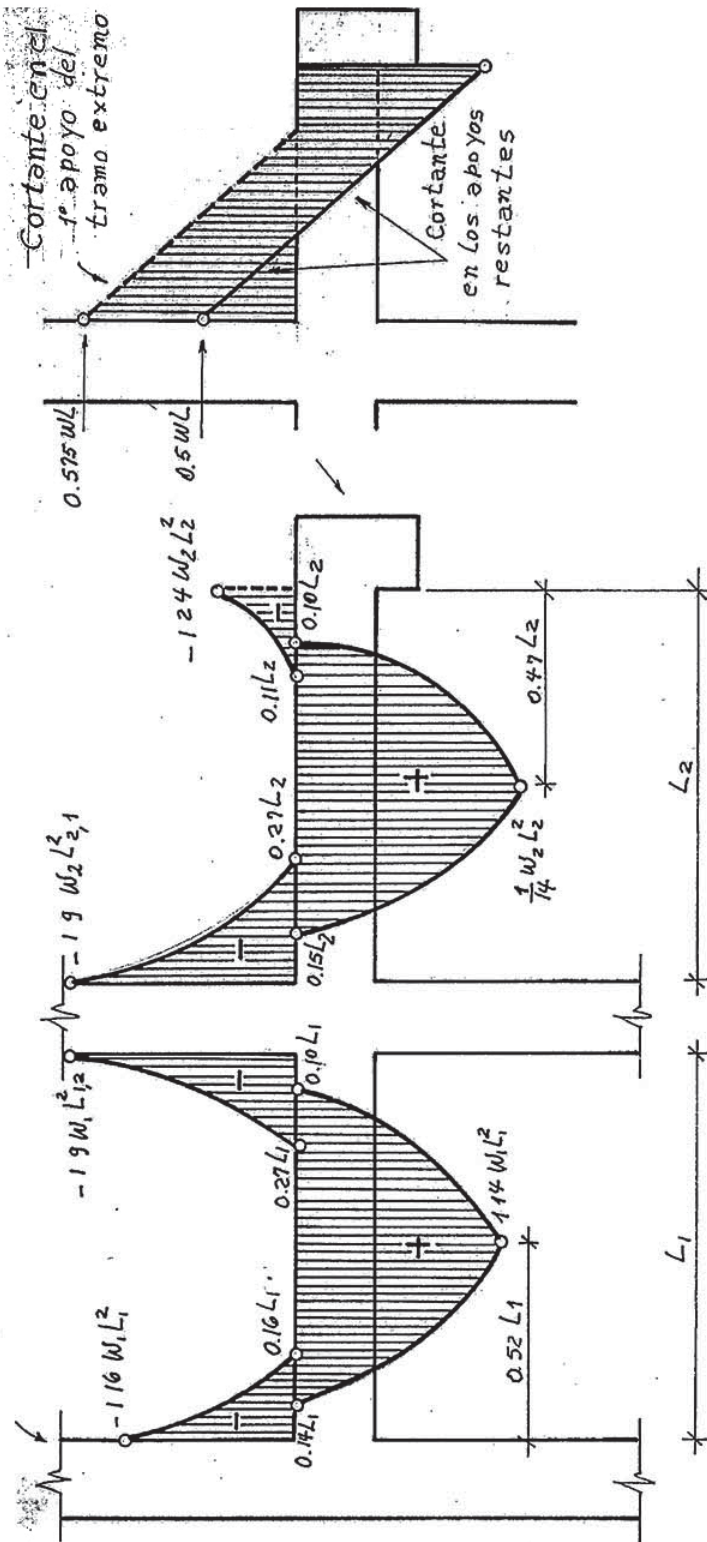
que permiten hallar en forma bastante aproximada los momentos de flexión y fuerzas cortantes máximas. Para aplicar el "METODO DE LOS COEFICIENTES DEL ACI" se deben cumplir las siguientes condiciones :

- a) Las luces de los tramos deberán ser aproximadamente iguales aceptándose una diferencia máxima del 20% entre tramos adyacentes.
- b) Las cargas vivas deben ser uniformemente distribuidas
- c) La carga viva no debe ser mayor a 3 veces la carga muerta.

3 O MAS TRAMOS



2 TRAMOS



3.40 DISEÑO DE LAS LOSAS ALIGERADAS

Para el diseño de las losas emplearemos el método a la rotura o de la resistencia última, aplicando las fórmulas que nos da el R.N.C (Concreto ciclópeo y armado en su sección 1600)

3.41.- CALCULOS POR FLEXION

- a) Momento resistente a la rotura..- El momento resistente a la rotura de diseño en vigas rectangulares con refuerzo de tracción únicamente será :

$$M_u = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{donde } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

En las fórmulas anteriores:

M_u = momento resistente a la rotura

ϕ = factor de reducción de capacidad: (se especifica que el coeficiente ϕ deberá ser 0.9 para flexión y tracción simple)

A_s = área del refuerzo en tracción solamente.

f_y = límite de fluencia del acero de refuerzo.

d = peralte efectivo.

a = altura del bloque de Whitney.

b = ancho del alma. Se tomará como 40 cm (para momento positivo, y 10 cm. para momento negativo).

El área de acero se calcula por iteraciones sucesivas con el momento último obtenido del análisis estructural.

b) Cuantía máxima ($p_{max.}$)

El reglamento Nac. de Construcciones para asegurar la fluencia del acero en tracción (falla dúctil), limita la cuantía al 75 % de la cuantía balanceada.

$$p_{max.} = 0.75 p_b$$

c) Cuantía balanceada (p_b)

Como la falla en compresión es de naturaleza frágil, una buena práctica consiste en mantener la cantidad de refuerzo suficientemente pequeña de tal manera que cuando el elemento sea sobrecargado, la falla se inicie por la fluencia del refuerzo metálico. Esto se logra manteniendo la cuantía menor que un cierto límite que se denomina cuantía balanceada (p_b) y que representa la cuantía necesaria para que el elemento en flexión falle simultáneamente por compresión del concreto y por fluencia del acero y su valor está dado por la fórmula siguiente:

$$p_b = 0.85 k_1 \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6100}{(6100 + f_y)}$$

para: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $k_1 = 0.85$

$$\text{Luego } p_b = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \times \frac{(6100)}{(6100 + 4200)}$$

$$p_b = 0.021$$

9.- Cuantía de deflexiones (p_f) :

El Reglamento especifica que para no comprobar flechas la cuantía debe ser menor que una cierta cuantía. Esta cuantía p_f está dada por la siguiente relación.

$$p_f = 0.18 f_c' / f_y$$

d.- Cuantía mínima (p. min.)

La cuantía mínima p. min a usarse está dada por la relación:

$$p. \text{ min} = 14 / f_y$$

También se puede tomar como acero mínimo $4/3$ del área de acero calculado.

3.42 CALCULO POR FUERZAS CORTANTES.

- El esfuerzo cortante nominal en la rotura, como medida de la tracción diagonal se calculará según especifica el R.N.C. en su sección 1701 (a) por la relación:

$$v_u = V_u / b d$$

Para el diseño, se considerará como la fuerza cortante máxima la situada a una distancia "d" de la cara del apoyo.

- El esfuerzo cortante permisible en un alma sin reforzar no excederá el dade por:

$$v_c = \phi \times 0.5 \sqrt{f_c'} \quad (\text{Ecuación 17-2 R.N.C.})$$

3.43 CALCULO DE LOS ESFUERZOS POR ADHERENCIA Y ANCLAJE.

El R.N.C. en su sección 1801 (a) nos dice que " En elementos sujetos a flexión, en los cuales el refuerzo de tracción es paralelo a la cara de compresión, el esfuerzo máximo de adherencia por flexión en cualquier sección transversal se calculará según la siguiente fórmula:

$$U_u = \frac{V_u}{\phi E_o j d}$$

dónde: $j = 7/8$; $\phi = 0.85$

E_o = Suma de perímetros de todas las barras efectivas que cruzan la sección en el lado de tracción, si son del mismo tamaño. Para tamaños diversos, se utiliza $4 A_s / D$ donde A_s es el área total de acero y D es el diámetro de la barra mayor

U_u = resistencia máxima de adherencia.

V_u = fuerza cortante total máxima

d = peralte efectivo (útil)

El esfuerzo máximo de adherencia por flexión no excederá los sgts. límites:

- a) Para barras de capa superior (Existe 30 cm. o más de concreto, por debajo de las barras):

Si el recubrimiento $\frac{r}{D} \geq 4$ cm.

$$\mu_u = \frac{4.5 \sqrt{f_c'}}{D}, \text{ pero no mayor a } 39.0 \text{ kg/cm}^2$$

Si el recubrimiento r está comprendido entre:

$$2 \text{ cm.} \leq \text{rec.} \leq 4 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = 1.77 \sqrt{f_c'}$$

D= diámetro nominal de la barra (cm.)

b) Para otras barras:

Si el recubrimiento $r > 4$ cm:

$$\mu_u = \frac{6.39}{D} \sqrt{f_c'} \leq 56.0 \text{ kg/cm}^2$$

Si el recubrimiento r está comprendido entre:

$$2 \text{ cm.} \leq r \leq 4 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = 2.5 \sqrt{f_c'}$$

c) Para todas las barras corrugadas en compresión:

$$\mu_u = 3.4 \sqrt{f_c'} \leq 56.0 \text{ kg/cm}^2$$

d) Se proporcionará un anclaje adecuado al refuerzo de tracción en todos los elementos sujetos a flexión.

e) Si no se quiere comprobar la adherencia por flexión, el largo de desarrollo deberá hacerse 25 % mayor que el calculado.

f) La longitud de desarrollo L_d está dado por la siguiente relación:

$$L_d = \frac{A_s \cdot f_y}{\phi E_c \mu_u}$$

para no comprobar adherencia por flexión:

$$L_d = \frac{A_s \cdot f_y}{0.8 \phi E_c \mu_u}$$

3.44 ENSANCHE DE LAS VIGUETAS EN LOS EXTREMOS

Tenemos 2 casos:

a) Cuando $\mu_u > \mu_u \text{ max.}$: (Ensanche por flexión)

Es decir cuando el momento resistente a la rotura actuante es mayor que el momento que le corresponde con cuantía máxima.

$\mu_u \text{ max.} = \phi A_s f_y (d-a/2) \implies$ para la cuantía máxima p m. será:

$\mu_u \text{ max.} = \phi f_y (d-a/2) \text{ bd p. max.}$

La distancia hasta la cual se requiere el ensanche será x y estará dada por la siguiente relación:

$$x = \frac{L}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u - M_u \max}{M}} \right)$$

$$\text{donde } M = \frac{W L^2}{8}$$

b) Ensanche por corte.

El ensanche por corte debe de hacerse cuando el cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo V_d es mayor que el cortante máximo que puede tomar el concreto; luego:

$$\text{para } V_d > V_u c$$

$$\Rightarrow b_n = \frac{V_d}{v_c x d}$$

La longitud de ensanche estará dada por la relación:

$$x = \frac{V_d - V_u c}{W}$$

3.45 CORTADO DE VARILLAS

Tendremos 2 casos:

a) Cuando se utiliza el método de CROSS:

- Como las viguetas se comportan como vigas continuas primero se halla la envolvente general de Momentos flectores.
- A partir del punto de inflexión de momento negativo debe prolongarse por lo menos la tercera parte del área de acero una distancia mayor ó igual que las siguientes dimensiones: "d", 12ϕ , $L_n/16$, la que sea mayor.

A partir del punto de inflexión de momento positivo, debe de pasar hasta el apoyo e introducirse 15 cm. en él por lo menos la cuarta parte del acero de refuerzo positivo.

Usaremos la siguiente nomenclatura:

d = peralte útil

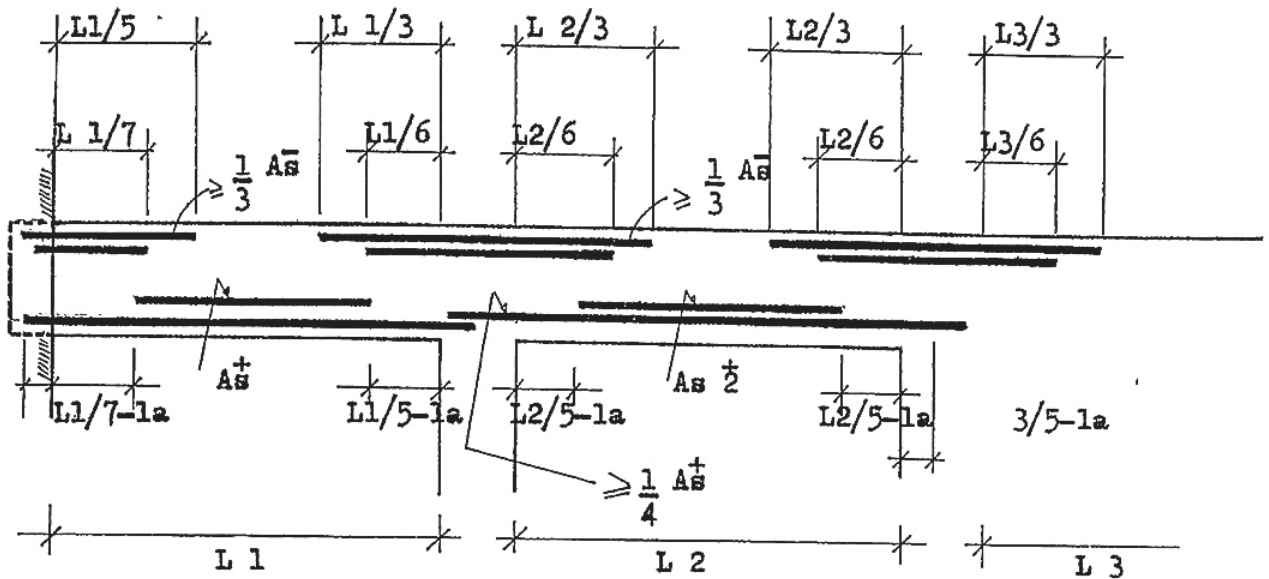
d PI = distancia de la cara del apoyo al punto de inflexión y se obtiene del diagrama de Momentos flectores.

ϕ = diámetro de las varillas de acero de refuerzo.

L_n = luz libre entre apoyos.

b) Cuando se usa el "Método de Coeficientes del A.C.I. "

Cuando se aplica éste método el A.C.I. nos dá un esquema de cortado práctico de las varillas de refuerzo tal y como nos lo muestra el siguiente diagrama:



- NOMENCLATURA

La= largo de anclaje.

$$La \geq \begin{cases} 12 D \\ d \end{cases} \Rightarrow \text{El que sea mayor}$$

D= diámetro de la varilla.

d= peralte efectivo.

3.46 REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

El R.N.C. en su sección 808 a) nos dice que: " En entresijos y techos en que refuerzo principal se extienda en una dirección solamente, se proporcionará refuerzo perpendicular al principal para tomar los esfuerzos de contracción y temperatura".

Tal refuerzo en el caso de losas donde se usan barras lisas se proporcionará en una cuantía $p = 0.0025$

Además se especifica que por ningún motivo el espaciamiento de las barras de dicho refuerzo será mayor que 5 veces el espesor de la losa t ni tampoco mayor de 45 cm. (el que sea menor).

3.47 DISEÑO DE LOS ALIGERADOS DE LA AZOTEA

Para entrar al diseño haremos el metrado de cargas para los aligerados:

a.- Cargas muertas (W_d)

| | | |
|----------------|-------|--|
| peso propio | ----- | 350 kg/m ² |
| piso terminado | ----- | 100 kg/m ² |
| | | W _d = 450 kg/m ² |

b) Cargas vivas (WL)

Sobrecarga - - - - - WL = 150 kg/m²

c) Carga última de rotura

$$W_u = 1.5 W_d + 1.8 W_L$$

$$W_u = 1.5 (450) + 1.8 (150) = 675 + 270$$

$$W_u = 945 \text{ kg/m}^2$$

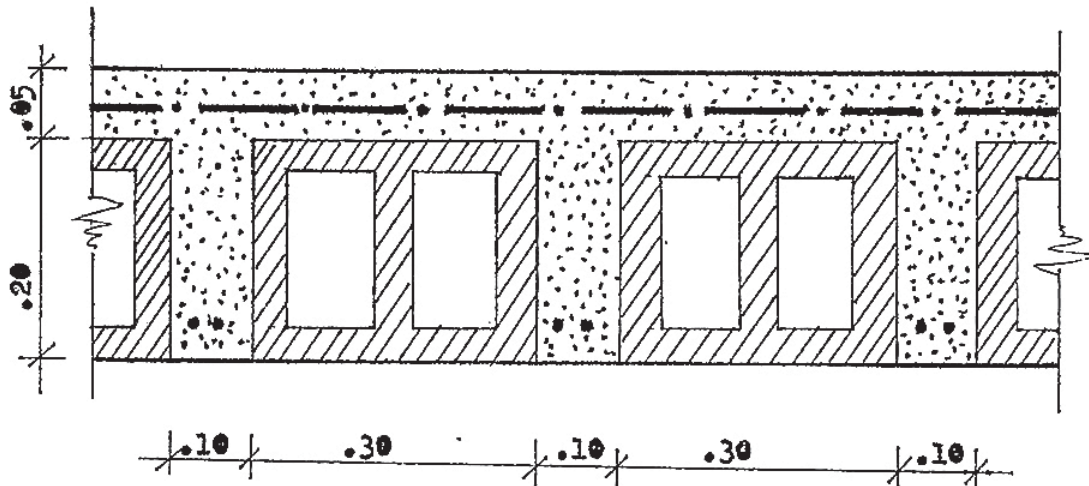
d) Carga repartida por vigueta (w_u)

Sabemos que en un metro entran 2.5 viguetas
por lo tanto:

$$w_u = \frac{945}{2.5} = 378 \text{ kg/m. l.}$$

$$\text{Luego: } w_u = 378 \text{ kg/m. l.} = 0.378 \text{ t/m. l.}$$

e) Esquema típico de aligerado.



f) Cálculo del peralte útil (d)

Se sabe que: $d = h - \text{rec.}$

Considerando 2.5 cm. de recubrimiento, tendremos que:

$$d = 25 \text{ cm} - 0.025$$

$$d = 22.5 \text{ cm} = 0.225 \text{ m.}$$

3.47.10 CARACTERISTICAS MAXIMAS Y MINIMAS DE DISEÑO

3.47.11 MOMENTOS MAXIMOS

a) Cuantía máxima (p máx)

Se sabe que $p \text{ máx.} = 0.75 p_b$.

$$p_b = 0.85 k_1 \times \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6100}{6100 + f_y} \right)$$

$$\text{Luego: } p \text{ máx} = 0.75 p_b$$

$$p_{\max} = 0.75 \left[0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \left(\frac{6100}{6100 + 4200} \right) \right]$$
$$p_{\max} = 0.016$$

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

$$y \quad t = 5 \text{ cm.}$$

$$\text{Sabemos que: } a = k_1 t = 0.85 \times 5 = 4.25 \text{ cm.}$$

El área de acero será:

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times k_1 t b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.85 \times 210 \times 0.85 \times 5 \times 40}{4200}$$

$$A_s = 7.23 \text{ cm}^2$$

$$M_u = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right] = 0.9 \left[7.23 \times 4200 \left(22.5 - \frac{4.25}{2} \right) \right]$$

$$M_u = 556.8 \text{ T-cm} = 5.56 \text{ T- m.}$$

c.--) Momento máximo negativo, a partir del cual la vigueta necesita ensanche por momentos.

$$A_s = p_{\max} b d = 0.016 \times 10 \times 22.5 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

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

$$M_u \text{ máx} = \phi A_s f_y 0.85 \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u \text{ máx} = 0.9 \times 8.47 \times 4200 \times 0.85 \left(22.5 - \frac{8.47}{2} \right) = 248.5 \text{ T- cm.}$$

$$\text{Luego: } M_u \text{ máx} = 2.49 \text{ T- m.}$$

d.--) Cantidad por deflexiones (p f)

$$p_f = 0.18 \times \frac{f'_c}{f_y}$$

$$p_f = 0.18 \times \frac{210}{4200} = 0.009$$

e.--) Momento máximo para no verificar flechas:

$$A_s = p_f b d = 0.009 \times 40 \times 22.5$$

$$A_s = 8.10 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{8.10 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 4.76 \text{ cm.}$$

$$\text{Luego: } M_u \text{ máx } f = 0.9 \times 8.1 \times 4,200 \left(22.5 - \frac{4.76}{2} \right)$$

$$M_u \text{ máx } f = 6.16 \text{ T- m}$$

3.47.12 MOMENTOS MINIMOS

a.--) Cuantía mínima (p min)

$$p. \text{ min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200}$$

$$p \text{ min} = 0.0033$$

b.--) Area de acero mínima (As. min)

$$As \text{ min} = p \text{ min} b d = 0.0033 \times 10 \times 22.5 = 0.74 \text{ cm}^2$$

$$As. \text{ min} = 0.74 \text{ cm}^2 \approx 0.71 \text{ cm}^2 = 1 \phi \ 3/8''$$

c.--) Memento mínimo positivo

Se calcula tomando b= 40 cm.

$$a = \frac{As \text{ min} f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{0.74 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.435 \text{ cm.}$$

$$Mu \text{ min} = \phi \ As. \text{ min} f_y (d - a/2)$$

$$Mu \text{ min} = 0.9 \times 0.74 \times 4200 (22.5 - \frac{0.435}{2})$$

$$Mu \text{ min} = 60503 \text{ kg} - \text{cm} = 0.605 \text{ T- m}$$

3.47.13 FUERZA CORTANTE MAXIMA QUE TOMA EL CONCRETO

Se sabe que:

$$v \ u \ c = 1.1 \times \phi \times 0.5 \sqrt{f'_c} = 1.1 \times 0.85 \times 0.5 \sqrt{210} = 6.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$v \ u \ c = vuc \ b \ d$$

$$Vuc = 6.77 \text{ kg/cm}^2 \times 10 \times 22.5 = 1523 \text{ kg. (admisible)}$$

Si el cortante actuante excede este valor admisible la vigueta requiere de ensanche.

3.47.14 CALCULOS POR ADHERENCIA Y ANCLAJE

a) Esfuerzo de adherencia:

Para nuestro caso tenemos que el recubrimiento es 2.5 cm. por lo tanto el esfuerzo máximo por adherencia será:

$$\mu = 2.5 \sqrt{f'_c}$$

$$\mu = 2.5 \sqrt{210} = 36.22 \text{ kg/cm}^2$$

b) Largo de desarrollo

Para no comprobar adherencia por flexión incrementamos el largo de desarrollo en el 25 % ; es decir:

$$Ld = \frac{As \cdot f_y}{0.8 \phi Eo Mu}$$

Luego de acuerdo a los diámetros generalmente usados en las losas

aligeradas tendremos que:

Para el diámetro de $\phi 3/8''$:

$$E_c = 3 \text{ cm.}$$

$$\phi = 0.85 \text{ (constante)}$$

$$A_s = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$L_d = \frac{0.71 \times 4200}{0.8 \times 0.85 \times 3 \times 36.22} = 40.3 \text{ cm.}$$

$$\phi 1/2'' (E_c = 4 \text{ cm.}) \longrightarrow L_d = \frac{1.29 \times 4200}{0.8 \times 0.85 \times 4 \times 36.22} = 54.99 \text{ cm.}$$

$$\phi 5/8'' (E_c = 5 \text{ cm.}) \longrightarrow L_d = \frac{2.00 \times 4200}{0.8 \times 0.85 \times 5 \times 36.22} = 68.2 \text{ cm.}$$

3.47.15 REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA

$$A_{st} = 0.0025 b t = 0.0025 (100) (5)$$

$$A_{st} = 1.25 \text{ cm}^2$$

La separación " s " será:

Si usamos $\phi 1/4''$

$$s = \frac{0.32 \times 100}{1.25}$$

$$s = 25.6 \text{ cm.}$$

Sabemos que $S \leq \begin{cases} 5 t = 5 \times 5 = 25 \text{ cm.} \\ 45 \text{ cm.} \end{cases}$

Luego usamos $\phi 1/4''$ 25m.

3.47.16 RESUMEN DE MOMENTOS MAXIMOS Y MINIMOS ASI COMO LAS CORTANTES

PARA LOS ALIGERADOS DE LA AZOTEA

$$h = 25 \text{ cm; } d = 22.5 \text{ cm; } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

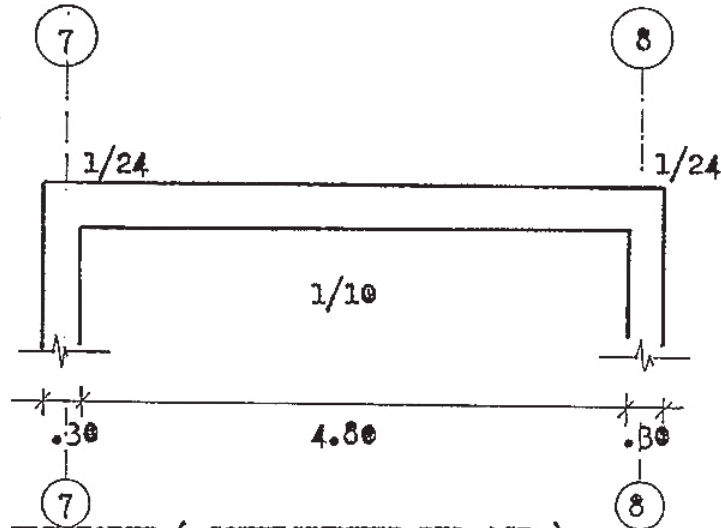
| p max | MAXIMOS (T.m) | | MOM. MAXIMO POR FLECHA | | MOMENTOS MINIMOS | | | CORTANTE MAX. QUE TOMA EL CONCRETO | | ACERO | | | |
|-------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|-----|------------------|-------|-------------------------------|--|-------|---------------------------|---------------|--|---------------------------------------|
| | M ⁺ _{max} | M ⁻ _{max} | T-m | p f | T-m | p min | M ⁺ _{min} | M ⁻ _{min} | Ten | Vuc kg/cm ² | Vuc (Ten.) | A _s min (cm ²) | A _{st} (cm ²) |
| 0.016 | 5.56 | 2.49 | 0.009 | .16 | 0.0033 | 0.62 | 0.605 | 6.77 | 1.523 | 0.71 | 1.50 | | |

3.47.23 CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES, FUERZAS CORTANTES

Y AREAS DE ACERO

Le haremos para los distintos tipos de aligerados que conforman la azotea y cuyos modelos exponemos a continuación

A.-) ALIGERADO AZ : (TIPO XIV)



a) MOMENTOS FLECTORES (COEFICIENTES DEL AGI)

$$WL^2 = \left(0.378 \frac{t}{m} \right) (4.80)^2 = 8.709$$

- tramo : Momento positivo

$$M_{7-8}^+ = \frac{1}{10} WL^2 = \frac{1}{10} (8.709) = 0.87 \text{ t-m.}$$

- apoyos : Momentos negativos

$$M_7^- = M_8^- = \frac{1}{24} WL^2 = \frac{1}{24} (8.709) = 0.36 \text{ T.m.}$$

Areas de acero

Para el cálculo del acero por momento negativo como 0.36 T-m

$M_{min}^- = 0.605 \text{ t-m}$, tomamos el área de acero que corresponde al momento mínimo

luego use 1 ϕ 3/8"

- tramo 7-8 : $M_{7-8}^+ = 0.87 \text{ t-m.}$

$$Mu = \phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s \implies A_s = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} ; \text{ el acero lo calculamos por tanteos.}$$

Suponemos $a = 0.60$; luego :

$$A_s = \frac{0.87 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{0.9 \times 4200 \left(22.50 - \frac{0.60}{2} \right)}$$

$$A_s = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.03 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.60 \Rightarrow \text{Lo que compruebo el valor de } a \text{ supuesto.}$$

Luego $A_s = 1.03 \text{ cm}^2$; Use : 1 ϕ 1/2" (1.29 cm^2)

e) Comprobaci3n por corte

$$V = V_{7-0} = 0.5 \times w_u L$$

$$V = 0.5 \times (0.378) (4.80) = 0.90 \text{ t}$$

El corte a la distancia "d" ser3

$$V_d = V_{7-8} - w_u d = 0.90 - 0.378 (.225) = 0.90 - 0.08$$

$V_d = 0.82 \text{ ton} < V_{uc} = 1.52 \text{ ton}$, luego la vigueta no necesita ensanche.

d) Cortado de varillas :

$$\text{- Largo de anclaje : } l_a \geq \begin{cases} 12 D \\ d \end{cases}$$

| ϕ | D (cm.) | 12 D (cm.) | d (cm.) | l_a (cm.) |
|--------|------------|---------------|------------|----------------|
| 3/8" | 0.953 | 11.43 | 22.5 | 22.5 |
| 1/2" | 1.270 | 15.24 | 22.5 | 22.5 |

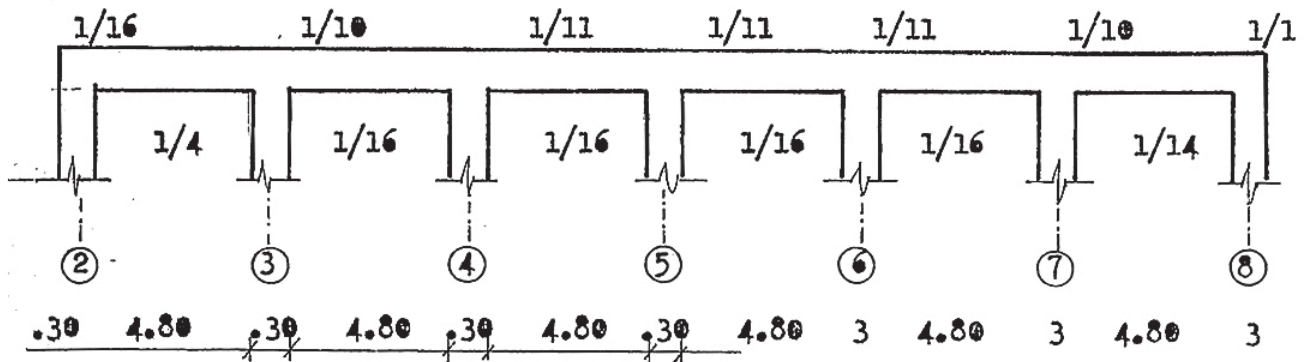
- Posici3n de los puntos de cortado :

En este caso como para acero positivo solo existe 1 ϕ 1/2" se prolonga a lo largo de todo el tramo y penetra 15 cm. en cada apoyo.

Para Momento negativo como solo hay 1 ϕ 3/8" en cada apoyo lo cortamos a $\frac{L}{5} = \frac{4.80}{5} = 0.96 \text{ m.}$

Use : 0.95 m.

B.-) ALIGERADO AZ : (TIPO XI)



Como $L = 4.80 = L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = L_5$; usamos el método de coeficientes del A.C.I.

a) Momentos flectores (Coeficientes del A.C.I.)

$$w_u L^2 = (0.378 \text{ t-m}) (4.80 \text{ m})^2 = 8.709$$

- Apoyos : Momentos negativos.

$$M_2^- = M_8^- = \frac{1}{16} w_u L^2 = \frac{1}{16} (8.709) = 0.54 \text{ t-m} < M_{\min}^-$$

$$M_3^- = M_7^- = \frac{1}{10} w_u L^2 = \frac{1}{10} (8.709) = 0.871 \text{ t-m} > M_{\min}^-$$

$$M_4^- = M_5^- = \frac{1}{11} w_u L^2 = \frac{1}{11} (8.709) = 0.792 \text{ t-m} > M_{\min}^-$$

- tramos : Momentos positivos

$$M_{2-3}^+ = M_{7-8}^+ = \frac{1}{14} w_u L^2 = \frac{1}{14} (8.709) = 0.622 \text{ t-m} = M_{\min}^+$$

$$M_{6-7}^+ = M_{3-4}^+ = M_{4-5}^+ = M_{5-6}^+ = \frac{1}{16} w_u L^2 = \frac{1}{16} (8.709) = 0.544 \text{ t-m} < M_{\min}^+$$

b) Áreas de acero

Se calcularemos las áreas de acero para momentos mayores al momento mínimo.

Luego para : $M_4^- = M_5^- = 0.792 \text{ t-m}$ (apoyos).

tendremos :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} ; a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Suponemos $a = 2.30 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{0.79 \times 10^5 \text{ kg-cm.}}{0.9 \times 4200 \frac{(22.5-2.30)}{2}}$$

$$A_s = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.98 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.30 \implies \text{bien! (En la comprobación del valor asumido de } a \text{)}$$

$$A_s = 0.98 \text{ cm}^2 ; \text{ Use } 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' = 1.29 \text{ cm}^2.$$

En forma análoga para $M_u^- = 0.871 \text{ t-m.}$

Suponemos : $a = 2.55 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{0.871 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times \frac{(22.5-2.55)}{2}}$$

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.08 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.55 ; \text{ bien! (Comprobación del } a \text{ asumido)}$$

Luego : $A_s = 1.08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ Use } 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2'' = 1.29 \text{ cm}^2$

c.- Comprobación por corte.

Chequeamos para el mayor cortante :

$$V = V_{3-2} = V_{6-7} = 0.575 \text{ Wu L} =$$

$$V = 0.575 (0.378) (4.80) = 1.04 \text{ t-m}$$

Cortante crítico : a la distancia "d" de la cara del apoyo :

$$V_d = V_u \text{ wu } d = 1.04 - (0.378) (0.225) = 0.95 \text{ ton.} < V_{ue} = 1.52 \text{ ton.}$$

Luego no se requiere ensanche de viguetas.

d.- Cortado de varillas

Tendremos que :

Como para M_u^+ positivo tenemos A_s mín (Una sola varilla de $\phi 3/8''$) no necesitamos cortar por M_u^+ positivo

Para Momentos negativos :

- En los apoyos extremos : $1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$ cortado a una distancia del

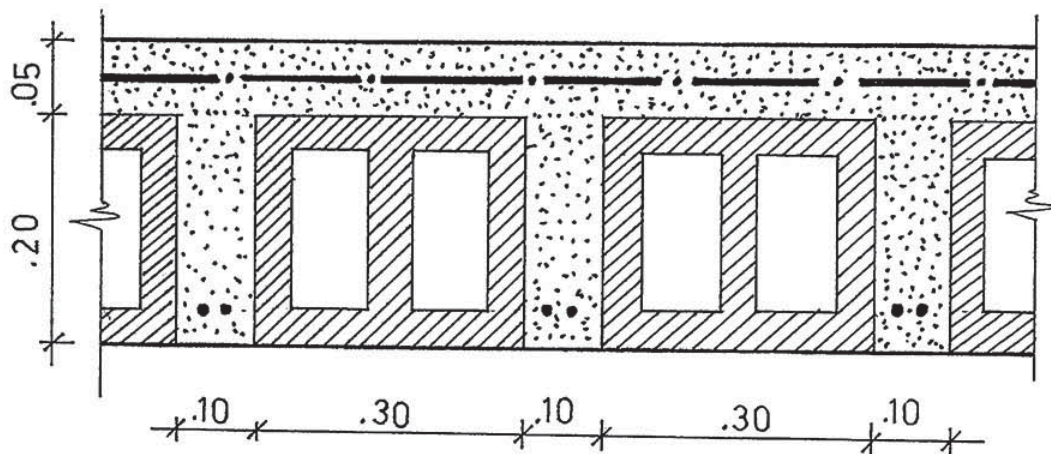
$$\text{Apoyo} = \frac{L}{5} = 0.96 \text{ m} \rightarrow \text{digamos } 0.95 \text{ m.}$$

Para los otros apoyos tenemos $1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$ se corta a una distancia del

$$\text{Apoyo} = \frac{L}{3} = \frac{4.80}{3} = 1.60 \text{ m.}$$

- Apoyo 3 = Apoyo 5 \longrightarrow refuerzo : 1 ϕ 3/8" cortado a $\frac{L}{5} = 4.80 = 0.95m$.
- Apoyo 4 = \longrightarrow refuerzo : 1 ϕ 1/2" cortado a $\frac{L}{3} = \frac{4.80}{3} = 1.60m$ del apoyo.

3.48 DISEÑO DE LOS ALIGERADOS DE PLANTA TIPICA



Haremos el metrado de cargas :

a.-) Cargas muertas (W_D)

| | | |
|--------------------|-------|-----------------------------|
| pese propio | ----- | 350 kg/m ² |
| pise terminado | ----- | 100 kg/m ² |
| pese de tabiquería | ----- | 100 kg/m ² |
| | ----- | <u>550 kg/m²</u> |
| | | $W_D = 550 \text{ kg/m}^2$ |

b.-) Cargas vivas (W_L)

Sobrecarga ----- $W_L = 250 \text{ kg/m}^2$

c.-) Carga última de rotura :

$$W_u = 1.5 W_D + 1.8 W_L$$

$$W_u = 1.5 (550) + 1.8 (250) = 1275 \text{ kg/m}^2$$

d.-) Carga repartida por vigueta (w_u)

En un metro lineal hay 2.5 viguetas

$$\text{Luego : } w_u = \frac{1275}{2.5} = 510 \text{ kg/m}$$

$$\Rightarrow w_u = 0.510 \text{ t/m.}$$

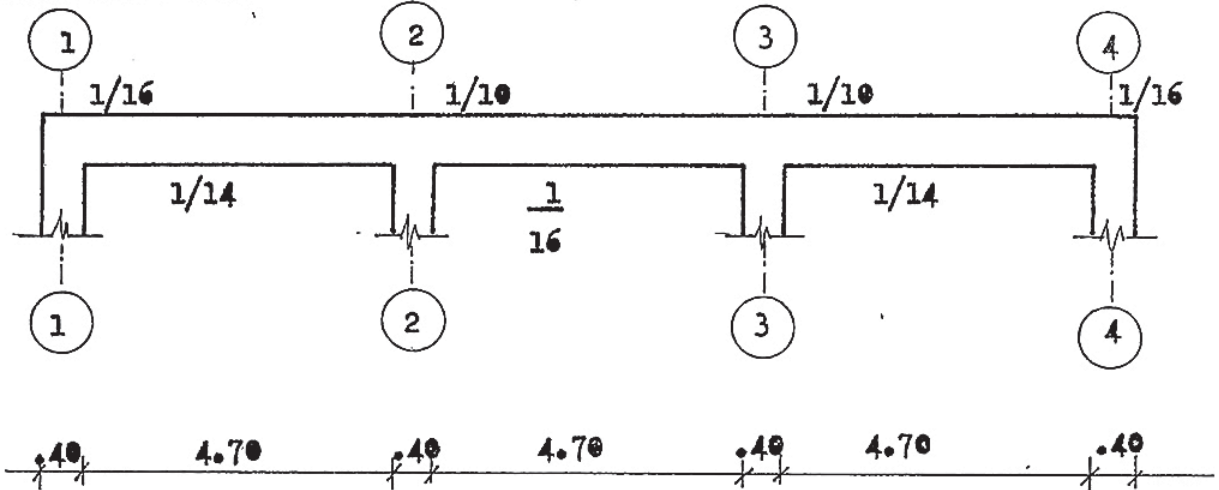
3.48.20 CARACTERISTICAS MAXIMAS Y MINIMAS DE DISEÑO

Por ser un aligerado de 25 cm. de espesor total, presenta las mismas características de los aligerados de la azotea.

3.48.30 CALCULO DE LOS ESFUERZOS Y ACERO DE REFUERZO

Lo haremos para los distintos tipos de aligerados:

A.-) ALIGERADO TIPO V:



Como $L_1 = L_2 = L_3 = 4.70 \text{ m} = L$ usamos el método de Coeficientes del A.C.I.

Momentos flectores:

$$w_u L^2 = (0.510 \text{ t/m}) (4.70 \text{ m})^2 = 11.26 \text{ t-m}$$

Apoyos: Momentos negativos

$$M_{1-} = M_{4-} = \frac{1}{16} (w_u L^2) = \frac{1}{16} (11.26) = 0.704 \text{ t-m.}$$

$$M_{2-} = M_{3-} = \frac{1}{10} (w_u L^2) = \frac{1}{10} (11.26) = 1.126 \text{ t-m.}$$

tramos: Momentos positivos

$$M_{1-2}^+ = M_{3-4}^+ = \frac{1}{14} (w_u L^2) = \frac{1}{14} (11.26) = 0.804 \text{ t-m.}$$

$$M_{2-3}^+ = \frac{1}{16} (w_u L^2) = \frac{1}{16} (11.26) = 0.704 \text{ t-m.}$$

1) Areas de acero:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} ; a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c b}$$

Para $M_u = 0.704 \text{ t-m.}$

suponemos $a = 2.00 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{0.704 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (22.5 - 2.0)} = 0.86 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.86 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.02 \quad ; \text{ bien !}$$

$$\text{Luego } A_s = 0.86 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Use } 1 \phi \text{ } 1/2'' \text{ (1.29 cm}^2\text{)}$$

- Para $M_u = 1.126 \text{ t-m}$.

Sea $a = 33 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{1.126 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(22.5 - \frac{330}{2} \right)} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.43 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 3.36 \quad ; \text{ bien !}$$

$$\text{Luego } A_s = 1.43 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Use } 2 \phi \text{ } 3/8'' \text{ (1.42 cm}^2\text{)}$$

- Para $M_u = 0.804 \text{ t-m}$.

suponemos $a = 0.56 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{0.804 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(22.5 - \frac{0.56}{2} \right)} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.96 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.56 \text{ cm} \quad ; \text{ bien !}$$

$$\text{Use: } 1 \phi \text{ } 1/2'' \text{ (1.29 cm}^2\text{)}$$

- Para $M_u = 0.704 \text{ t-m}$.

Sea $a = 0.50 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{0.704 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(22.5 - \frac{0.50}{2} \right)} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.83 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 40} = 0.49 \text{ cm} \quad ; \text{ bien !}$$

$$\text{Use } 1 \phi \text{ } 1/2'' \text{ (1.29 cm}^2\text{)}$$

c) Comprobación por corte

El esfuerzo cortante mas desfavorable será:

$$V_{2-1} = V_{3-4} = 0.575 \text{ wu } L_i = V$$

$$V = 0.575 (0.51 \text{ t-m}) (4.70 \text{ m.}) = 1.38 \text{ t-m.}$$

El cortante crítico a la distancia "d" de la cara del apoyo será:

$$V_d = V - w_u d = 1.38 \text{ t-m} - (0.51) (.225) = 1.27 \text{ t-m}$$

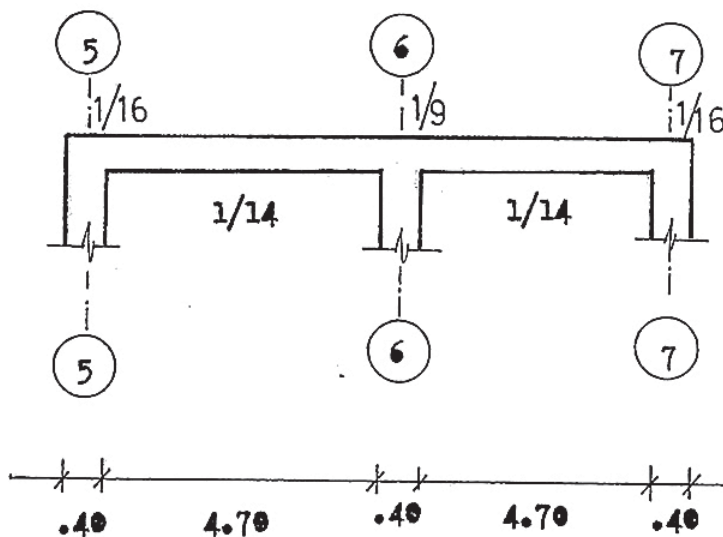
Luego como $1.27 \text{ t} < V_{uc} = 1.52 \text{ t}$; no se necesita ensanche de viguetas.

d) Cortado de varillas

| EJE | La (cm.) | L (m.) | L/3 (m.) | L/5 (m.) | L/6 (m.) |
|-----|-------------|-----------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 22.5 | 4.70 | — | 0.94 | — |
| 2 | 22.5 | 4.70 | 1.57 | — | 0.78 |
| 3 | 22.5 | 4.70 | 1.57 | — | 0.78 |
| 4 | 22.5 | 4.70 | — | 0.94 | — |

(Ver esquema de aligerados).

B.-) ALIGERADO TIPO VI



$L_1 = L_2 = L = 4.70\text{m}$, usamos el método de Coeficientes del A.C.I.

a) Momentos flectores

Solo calculamos el momento negativo que corresponde al apoyo 6 pues los otros momentos ya se han calculado anteriormente en el aligerado tipo I (son similares)

$$\text{Luego: } M_{6-} = \frac{1}{9} w u L^2 = \frac{1}{9} (11.26) = 1.25 \text{ t-m.}$$

b) Areas de acero.

$$M_u = 1.25 \text{ t-m.}$$

$$\text{suponemos } a = 3.80 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{1.25 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(22.5 - \frac{3.80}{2} \right)}$$

$A_s = 1.60 \text{ cm}^2$

$a = 3.77 \text{ cm}$; bien !

Use $1 \phi 3/8'' + 1 \phi 1/2''$ (2.0 cm^2)

c) Comprobación por corte :

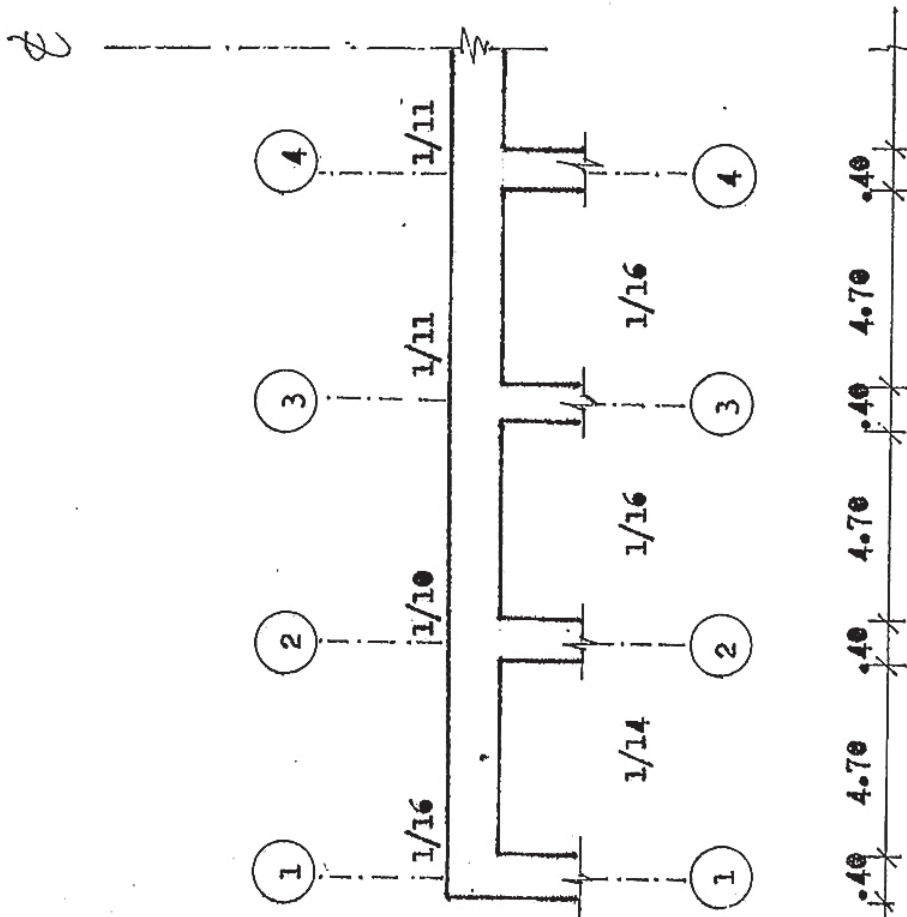
$V_d = 1.27 \text{ t} < V_{uc} = 1.52 \text{ t}$ (No requiere ensancho de viguetas)

d) Cortado de varillas

| EJE | L_a (cm.) | L (m.) | $L/3$ (m.) | $L/5$ (m.) | $L/6$ (m.) |
|-----|----------------|-------------|---------------|---------------|---------------|
| 5 | 22.5 | 4.70 | — | 0.94 | — |
| 6 | 22.5 | 4.70 | 1.57 | — | 0.78 |
| 7 | 22.5 | 4.70 | — | 0.94 | — |

(Ver esquema de aligerados.)

C.-) ALIGERADO N° II



Observando los coeficientes de los momentos flectores del aligerado tipo II., vemos que son similares a los del aligerado tipo V.

Luego solo nos quedaría por calcular el Momento que tiene por coeficiente $\frac{1}{11}$ Entonces:

a) Momentos flectores:

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = \frac{1}{11} (w L^2) = \frac{1}{11} (11.26) = 1.02 \text{ t-m}$$

b) Areas de acero

$$M = 1.02 \text{ t-m}$$

$$\text{Sea } a = 3.0 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.02 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(22.5 - \frac{3.0}{2} \right)} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.28 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 3.01 \text{ cm ; bien !}$$

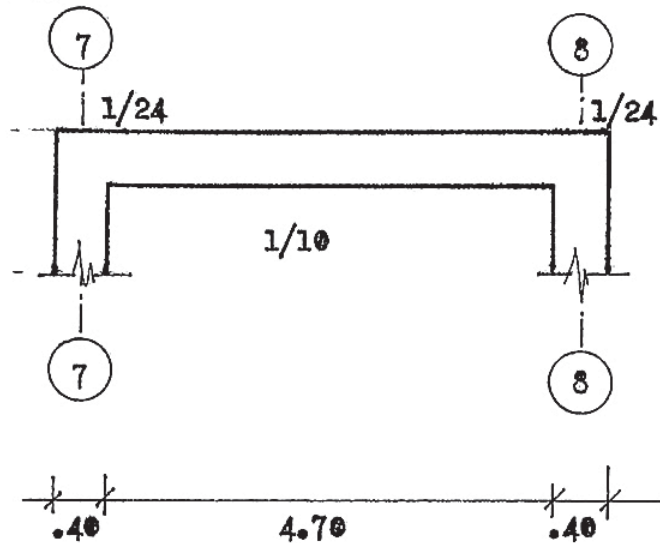
$$\text{Use } 1 \phi \frac{1}{2} \text{ in } (1.29 \text{ cm}^2)$$

c) Cortado de Varillas

| EJE | La (cm.) | L (m.) | L/3 (m.) | L/5 (m.) | L/6 (m.) |
|-----|-------------|-----------|-------------|-------------|-------------|
| 1 | 22.5 | 4.70 | — | 0.94 | — |
| 2 | 22.5 | 4.70 | 1.57 | — | 0.78 |
| 3 | 22.5 | 4.70 | 1.57 | — | — |
| 4 | 22.5 | 4.70 | 1.57 | — | — |
| 5 | 22.5 | 4.70 | 1.57 | — | — |
| 6 | 22.5 | 4.70 | 1.57 | — | — |
| 7 | 22.5 | 4.70 | 1.57 | — | 0.78 |
| 8 | 22.5 | 4.70 | — | 0.94 | — |

(Ver esquema de aligerados.)

D.-) ALIGERADO N° IX



a) Momentos flectores (Coeficientes del A.C.I.)

- Apoyos: Memento negativo:

$$M_{7-} = M_{8-} = \frac{1}{24} (w_u L^2) = \frac{1}{24} (11.26) = 0.47 \text{ t-m} < M \text{ mfn.}$$

- tramo: Memento positivo

$$M_{7-8}^+ = \frac{1}{10} (w_u L^2) = \frac{1}{10} (11.26) = 1.126 \text{ t-m}$$

b) Areas de acero:

- Para memento negativo tomamos el acero correspondiente al momento mínimo: 1 ϕ 3/8"

- Para $M_u^+ = 1.126 \text{ t-m}$:

$$\text{sea } a = 0.79$$

$$A_s = \frac{1.126 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(22.5 - \frac{0.79}{2} \right)}$$

$$A_s = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.79 \quad ; \text{ bien !}$$

$$\text{Use } 2 \phi \text{ } 3/8'' = 1.42 \text{ cm}^2$$

C) Cortado de Varillas

| EJE | La (cm.) | L (m.) | L/5 | 1/5-La |
|-----|-------------|-----------|------|--------|
| 1 | 22.5 | 4.70 | 0.94 | 0.72 |
| 2 | 22.5 | 4.70 | 0.94 | 0.72 |

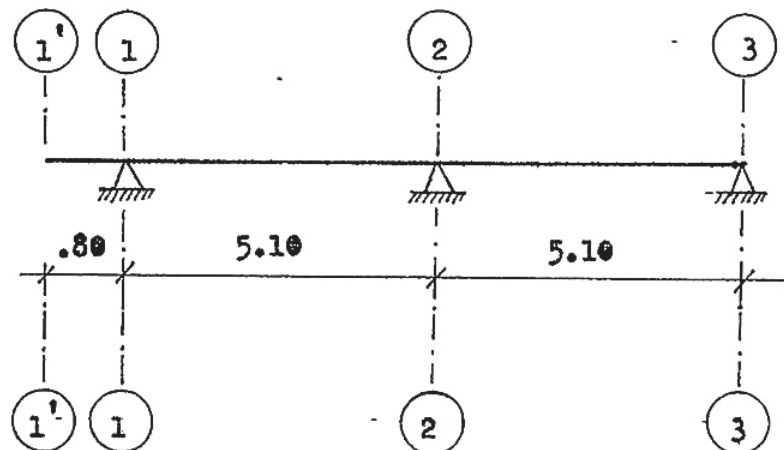
Los aligerados antes estudiados son los mas representativos tanto del 1º, 2º piso como de los pisos típicos los otros aligerados en le único que varían solo es en el número de tramos (Ver esquema de aligerados)

Nos quedaría solo por estudiar el aligerado tipo 5, en el cual no podemos aplicar el método de coeficientes del A.C.I.

E) ALIGERADO N° VIII

a.-) Cálculo de los esfuerzos

Para el cálculo de los esfuerzos aplicaremos el método de CROSS ya que por existir un volado no se puede aplicar el método de coeficientes del A.C.I.



Las rigideces relativas serán:

$$k_{21} = \frac{3 \times 1}{4 \times 5.10} = 0.147 = k$$

$$k_{23} = \frac{3 \times 1}{4 \times 5.10} = \frac{0.147 = k}{\Sigma k = 0.294}$$

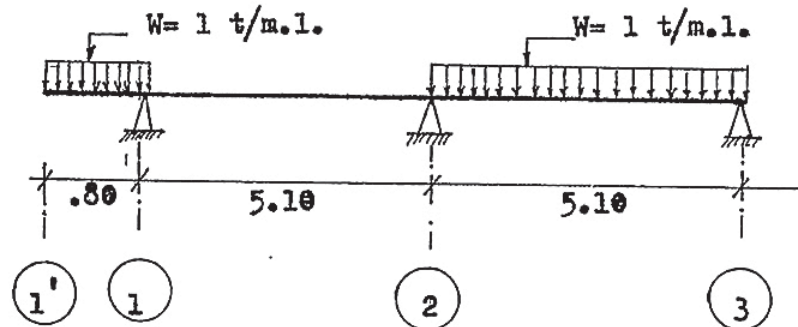
Los coeficientes de distribución " C " serán:

$$C_{1-2} = C_{3-2} = 1 \text{ (simplemente apoyados)}$$

$$C_{2-1} = C_{2-3} = \frac{k}{k} = \frac{0.147}{0.294} = 0.50$$

Efectuaremos el análisis para una carga unitaria ($w = 1 \text{ t/m.l.}$) y a los resultados los afectaremos de los respectivos coeficientes debido a la carga real.

1.- PRIMERA VARIACION DE CARGAS:



Como los apoyos no actúan como " simplemente apoyados " absorberán ciertos momentos. generalmente se consideran que los apoyos cuando son vigas de borde absorben un momento de

$$\frac{1}{24} W u L^2 ; \text{ luego: } M_A = \frac{1}{24} (1.0) (5.10)^2 = 1.08 \text{ t-m}$$

- Momentos de empotramiento perfecto:

$$M_{2-3} = -M_{3-2} = -\frac{1}{12} W L^2 = -\frac{1}{12} (1.0) (5.10)^2 = -2.17 \text{ t-m.}$$

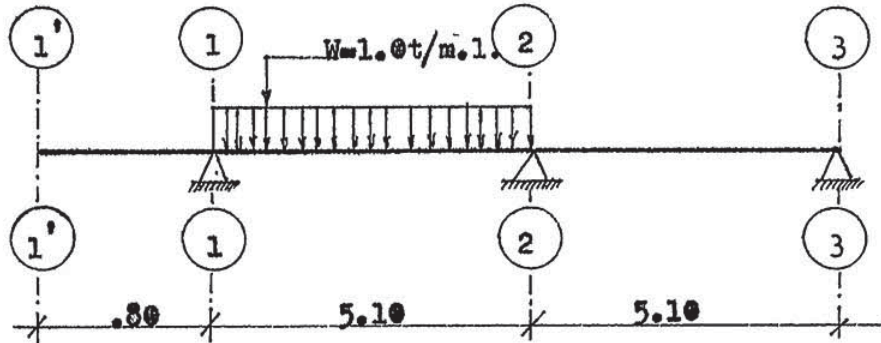
- Momento en el volado:

$$M_{1-1'} = \frac{1}{2} W L^2 = \frac{1}{2} (1.0) (0.80)^2 = 0.32 \text{ t-m}$$

- Distribución de momentos:

| | | | | | | | |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|---|--|
| | 1 | | 0.50 | 0.50 | | 1 | |
| +0.32 | - 0.00 | +0.00 | - 2.17 | + 2.17 | - 1.08 | | |
| | - 0.32 | - 0.16 | - 0.55 | - 1.09 | | | |
| | ----- | +1.44 | + 1.44 | ----- | | | |
| +0.32 | - 0.32 | +1.28 | - 1.28 | + 1.08 | - 1.08 | | |

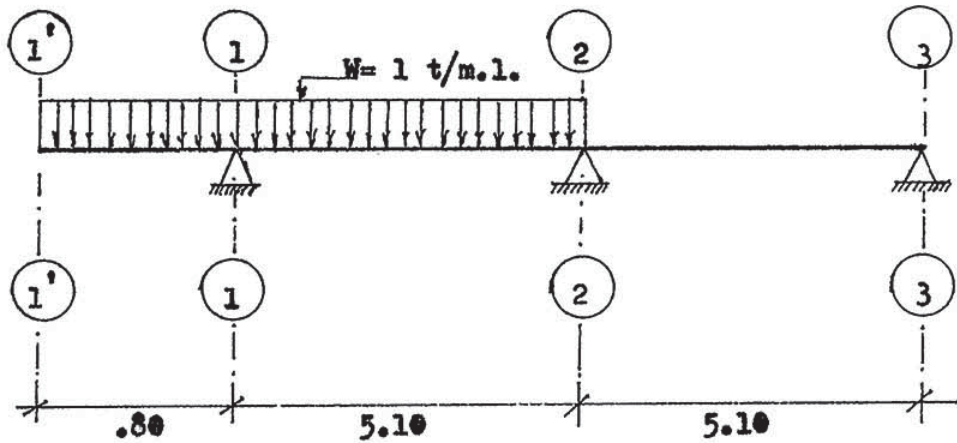
2) SEGUNDA VARIACION DE CARGAS



- Distribución de momentos:

| | | | | |
|-------|-------|--------------|---------------|-------|
| | 1 | 0.50 | 0.50 | 1 |
| +1.00 | -2.17 | +2.17 | - 0.00 | +0.00 |
| | +1.00 | +0.55 | | |
| | | <u>-1.36</u> | <u>- 1.36</u> | |
| +1.00 | -1.00 | +1.36 | - 1.36 | 0.00 |

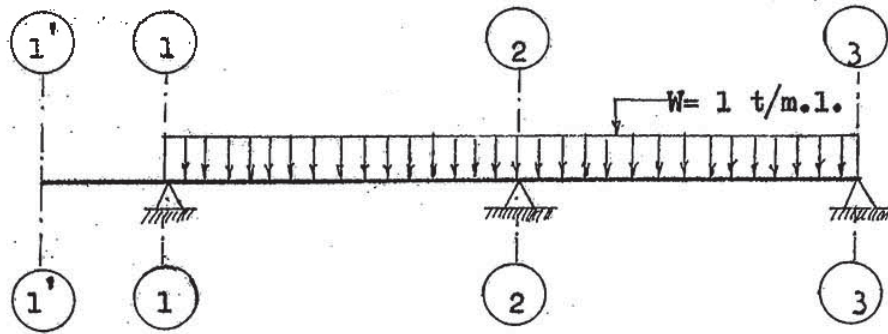
3) TERCERA VARIACION DE CARGAS



- Distribución de momentos:

| | | | | |
|-------|--------|---------------|--------------|-------------|
| | 1 | 0.50 | 0.50 | 1 |
| +0.32 | - 2.17 | + 2.17 | 0.00 | 0.00 |
| +1.00 | + 0.77 | + 0.39 | | |
| | | <u>- 1.28</u> | <u>-1.28</u> | <u>0.00</u> |
| +1.40 | - 1.40 | +1.28 | -1.28 | 0.00 |

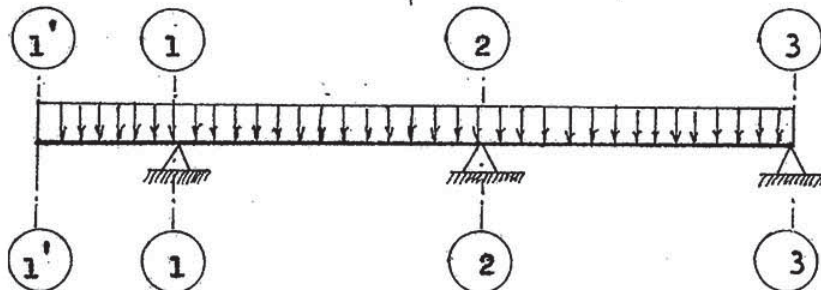
4) CUARTA VARIACION DE CARGAS



- Distribución de momentos:

| | | | | | |
|-------|--------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 0.50 | 0.50 | 1 | |
| +1.08 | -2.17 | +2.17 | -2.17 | +2.17 | -1.08 |
| | + 1.09 | +0.55 | -0.55 | -1.09 | |
| | | 0.00 | 0.00 | | |
| +1.08 | - 1.08 | +2.72 | -2.72 | +1.08 | -1.08 |

5) QUINTA VARIACION DE CARGAS (CARGA PLENA UNITARIA)



Para obtener los momentos aplicamos el principio conocido de Resistencia de Materiales de " Superposición de efectos "

Luego para obtener los momentos, superponemos los casos 1 y 2 de variación de cargas, obteniendo los siguientes momentos:

| | | | | | |
|-------|--------|--------|--------|-------|-------|
| | 1 | 0.50 | 0.50 | 1 | |
| +1.40 | - 1.40 | + 2.64 | - 2.64 | +1.08 | -1.08 |

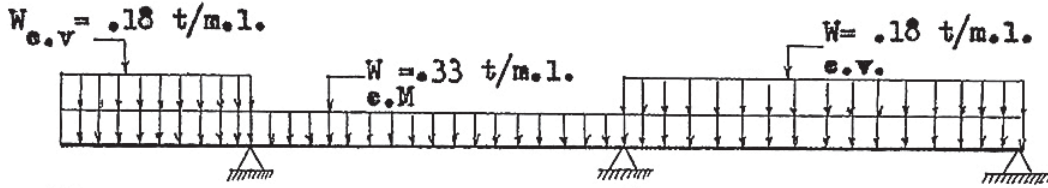
6.-) COMBINACIONES DE CARGA

Tendremos los siguientes casos, combinando las cargas reales:
carga muerta mas carga viva.

CASO I

Tendremos que: $w_{c.m.} = \frac{1.5 WD}{2.5} = \frac{1.5 \times 550}{2.5} = 0.33 \text{ t/m L.}$

$w_{c.v.} = \frac{1.8 WL}{2.5} = \frac{1.8 \times 250}{2.5} = 0.18 \text{ t/m L.}$



| | | | | | | |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | (1) | (1) | (2) | (2) | (3) | (3) |
| COEF C.M. | +1.40 | -1.40 | +2.64 | -2.64 | +1.08 | -1.08 |
| COEF c.v. | +0.32 | -0.32 | +1.28 | -1.28 | +1.08 | -1.08 |
| M° C.M. = | +0.46 | -0.46 | +0.87 | -0.87 | +0.36 | -0.36 |
| M° c.v. = | +0.05 | -0.05 | +0.23 | -0.23 | +0.19 | -0.19 |
| MOMENTOS | | | | | | |
| FINALES | +0.51 | -0.51 | +1.10 | -1.10 | +0.55 | -0.55 |

En el cuadro anterior los momentos per carga muerta y viva se obtienen las siguientes relaciones:

$$M_{c.m.}^{\circ} = (\text{COEF. C.M.}) (w_{c.m.})$$

$$M_{c.v.}^{\circ} = (\text{COEF. C.V.}) (w_{c.v.})$$

El momento final en cada apoyo será igual a la suma del momento per carga muerta y carga viva.

Cálculo de los cortantes

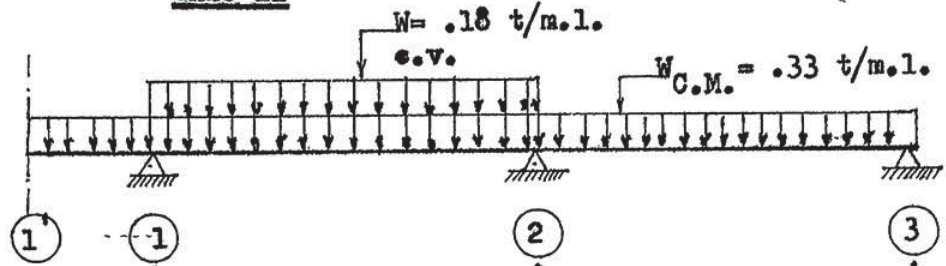
$$V_{1\ 2} = \frac{.33 \times 5.10}{2} - \left(\frac{-0.51 + 1.10}{5.10} \right) = 0.84 - 0.12 = 0.72 \text{ ton.}$$

$$V_{2\ 1} = -\frac{.33 \times 5.10}{2} - \left(\frac{-0.51 + 1.10}{5.10} \right) = -0.84 - 0.12 = -0.96 \text{ ton.}$$

$$V_{2\ 3} = \left(\frac{0.51 \times 5.10}{2} \right) - \left(\frac{-1.10 + 0.55}{5.10} \right) = 1.30 - (-0.10) = 1.40 \text{ ton.}$$

$$V_{3\ 2} = -\left(\frac{0.51 \times 5.10}{2} \right) - \left(\frac{-1.10 + 0.55}{5.10} \right) = -1.30 + 0.10 = -1.20 \text{ ton.}$$

CASO II



| | | | | | | |
|-----------|-------|--------|-------|--------|-------|-------|
| COEF C.M. | +1.40 | - 1.40 | +2.64 | - 2.64 | +1.08 | -1.08 |
| COEF e.v. | +1.08 | - 1.08 | +1.36 | - 1.36 | +0.00 | 0.00 |
| M° C.M. = | +0.46 | - 0.46 | +0.87 | - 0.87 | +0.35 | -0.35 |
| M° e.v. = | +0.19 | - 0.19 | +0.24 | - 0.24 | 0.00 | 0.00 |
| | +0.65 | - 0.65 | +1.11 | - 1.11 | +0.35 | -0.35 |

Cálculo de los Cortantes

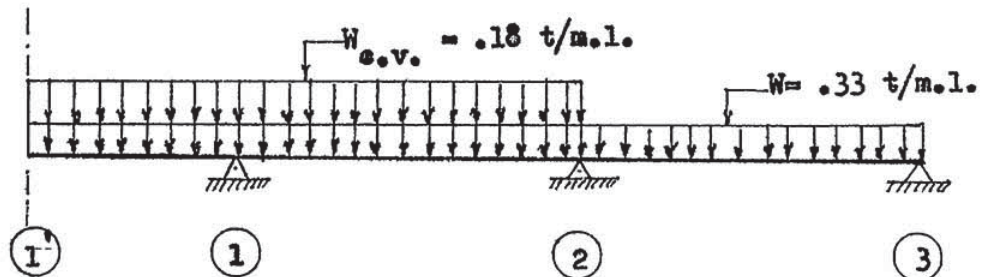
$$V_{12} = \frac{0.51 \times 5.10}{2} - \frac{(-0.65 + 1.11)}{5.10} = + 1.30 - 0.09 = + 1.21 \text{ ton.}$$

$$V_{21} = \frac{-0.51 \times 5.10}{2} - \frac{(-0.65 + 1.11)}{5.10} = - 1.30 - 0.09 = - 1.39 \text{ ton.}$$

$$V_{23} = \frac{0.33 \times 5.10}{2} - \frac{(-1.11 + 0.35)}{5.10} = 0.84 + 0.14 = + 0.98 \text{ ton.}$$

$$V_{32} = \frac{-0.33 \times 5.10}{2} - \frac{(-1.11 + 0.35)}{5.10} = - 0.84 + 0.14 = - 0.70 \text{ ton.}$$

CASO III



| | | | | | | |
|--------------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| COEF. C.M. | +1.40 | - 1.40 | +2.64 | - 2.64 | +1.08 | -1.08 |
| COEF. C.v. | +1.40 | - 1.40 | +1.28 | - 1.28 | 0.00 | 0.00 |
| M° C.M. = | +0.46 | - 0.46 | +0.87 | - 0.87 | +0.35 | -0.35 |
| M° e.v. = | +0.25 | - 0.25 | +0.23 | - 0.23 | 0.00 | 0.00 |
| MOMENTOS FINALES : | +0.71 | - 0.71 | +1.10 | - 1.10 | +0.35 | - 0.35 |

Cálculo de los certantes:

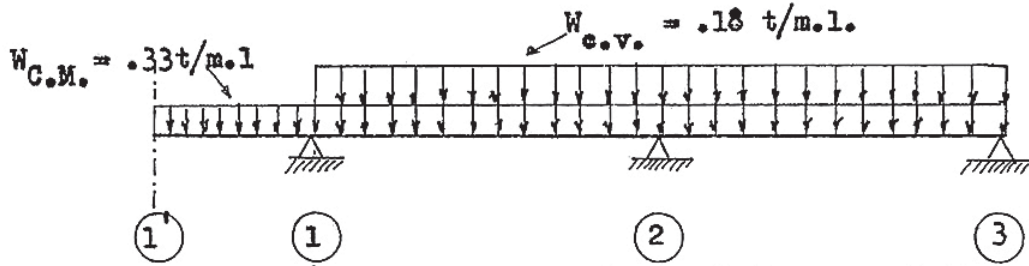
$$V_{1-2} = \frac{.51 \times 5.10}{2} - \frac{(-0.71 + 1.10)}{5.10} = +1.30 - 0.08 = +1.22$$

$$V_{2-1} = -\frac{.51 \times 5.10}{2} - \frac{(-0.71 + 1.10)}{5.10} = -1.30 - 0.08 = -1.38$$

$$V_{2-3} = \frac{.33 \times 5.10}{2} - \frac{(-1.10 + 0.35)}{5.10} = +0.84 - 0.14 = +0.98$$

$$V_{3-2} = -\frac{.33 \times 5.10}{2} - \frac{(-1.10 + 0.35)}{5.10} = -0.84 + 0.14 = -0.70$$

CASO IV



| | | | | | | |
|-----------------------|--------|--------|-------|--------|-------|--------|
| COEF.C.M. | +1.40 | - 1.40 | +2.64 | - 2.64 | +1.08 | - 1.08 |
| COEF.e.v. | +1.08 | - 1.08 | +2.72 | - 2.72 | +1.08 | - 1.08 |
| M° C.M. | +0.46 | - 0.46 | +0.87 | - 0.87 | +0.36 | - 0.36 |
| M° e.v. | +0.19 | - 0.19 | +0.49 | - 0.49 | +0.19 | - 0.19 |
| MOMENTOS FINALES : | + 0.65 | - 0.65 | +1.36 | - 1.36 | +0.55 | - 0.55 |

Cálculo de los Certantes:

$$V_{1-2} = \frac{1}{2} (.51 \times 5.10) - \frac{(-0.65 + 1.36)}{5.10} = +1.30 - 0.14 = +1.16$$

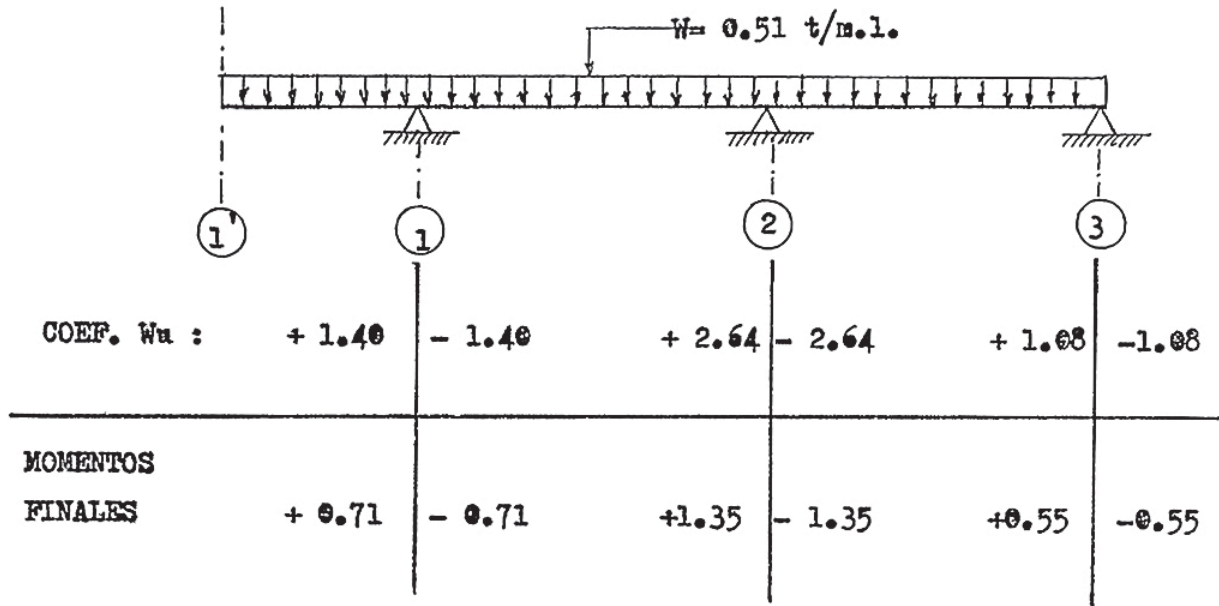
$$V_{2-1} = -\frac{1}{2} (.51 \times 5.10) - \frac{(-0.65 + 1.36)}{5.10} = -1.30 - 0.14 = -1.44$$

$$V_{2-3} = \frac{1}{2} (.51 \times 5.10) - \frac{(-1.36 + 0.55)}{5.10} = +1.30 - (-0.16) = +1.46$$

$$V_{3-2} = -\frac{1}{2} (.51 \times 5.10) - \frac{(-1.36 + 0.55)}{5.10} = -1.30 - (-0.16) = -1.14$$

CASO V

En este caso consideramos carga muerta plena más carga viva plena.



Cálculo de los Cortantes

$$V_{1-2} = \frac{1}{2} (.51 \times 5.10) - \frac{(-0.71 + 1.35)}{5.10} = + 1.30 - 0.13 = + 1.17$$

$$V_{2-1} = -\frac{1}{2} (.51 \times 5.10) - \frac{(-0.71 + 1.35)}{5.10} = - 1.30 - 0.13 = - 1.43$$

$$V_{2-3} = + 1.30 - \frac{(-1.35 + 0.55)}{5.10} = + 1.30 + 0.16 = + 1.46$$

$$V_{3-2} = - 1.30 + 0.16 = - 1.14$$

b- Momentos esestáticos

Los momentos esestáticos se calculan en el centro de cada tramo con la relación:

$$M_{ISOS} = \frac{1}{8} W L^2$$

- Por carga muerta plena tendremos que:

$$M = \frac{1}{8} W L^2 = \frac{1}{8} (.33) (5.10)^2 = 1.07 \text{ t-m.}$$

- Por carga muerta plena más carga viva tendremos que:

Cálculo de las áreas de acero :

Apeyo 1 : $M\bar{u} = 0.44 \text{ t-m}$ \longrightarrow Use $A_{s_{\min}}$

Apeyo 3 : $M\bar{u} = 0.55 \text{ t-m}$ \longrightarrow Use $A_{s_{\min}} = 1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$

Apeyo 2 : $M\bar{u} = 1.0 \text{ t-m}$.

$$\text{Sea } a = 0.80 \longrightarrow (d - a/2) = (22.5 - \frac{0.80}{2}) = 22.10$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{1.0 \times 10^5}{0.9 \times 4200(22.10)} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1.20 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.82 \text{ cm.}$$

$$A_s = 1.25 \text{ cm}^2 ; a = 2.95 \implies A_s = 1.17 ; a = 2.76 ; A_s = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.95 ; \text{ bien !}$$

$$\text{Luego : } A_s = 1.25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Use } 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

tramo 1-2 :

$$M\bar{u} = 0.67 \text{ t-m.}$$

$$\text{Sea } a = 1.0 \quad A_s = \frac{0.67 \times 10^5}{0.9 \times 4200(22)} = 0.80$$

$$a = \frac{0.80 \times 4200}{.85 \times 210 \times 10} = 0.47 \longrightarrow A_s = 0.79 \quad ; a = 0.47 ! \text{ bien}$$

$$\text{Luego : } A_s = 0.79 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Use } 1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$$

En forma similar para el tramo 2-3 use $1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$

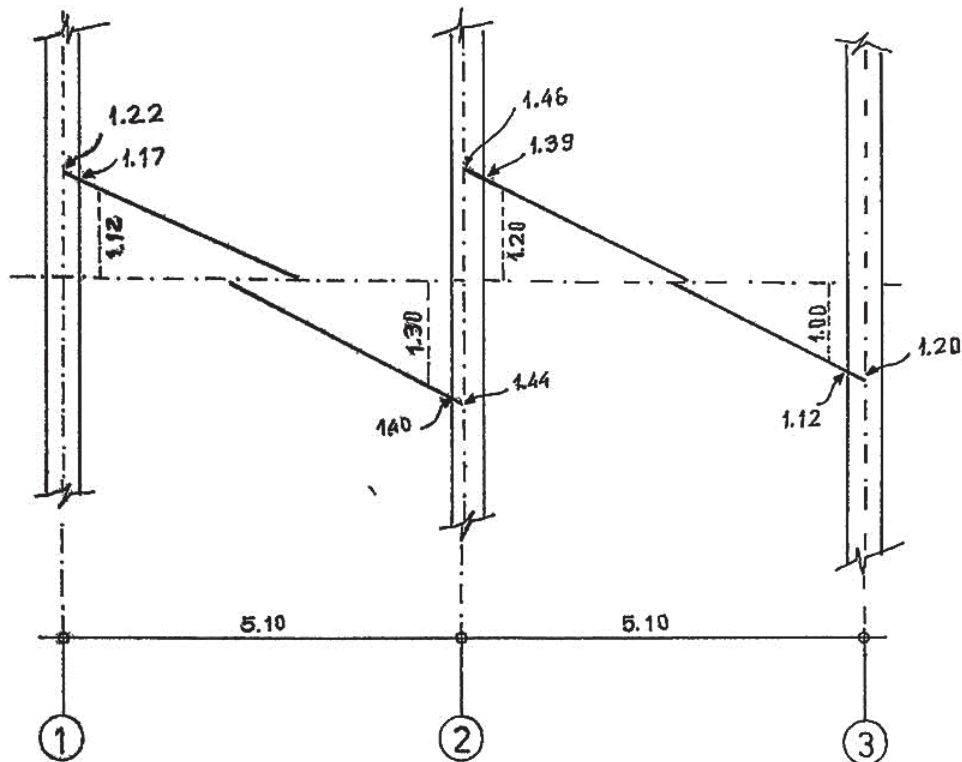
NOTA.- Comparando la armadura del apeyo 1 (armadura negativa)

en los aligerados tipo II y VIII, vemos que en el aligerado tipo VIII por el método de CROSS se obtiene $1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$. Con el " método de coeficientes " en el aligerado tipo II, hemos obtenido $1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$. Por lo tanto conservadamente colocamos $1 \text{ } \phi \text{ } 1/2''$ en el apeyo 1 para el aligerado tipo VIII (en vez de $1 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$).

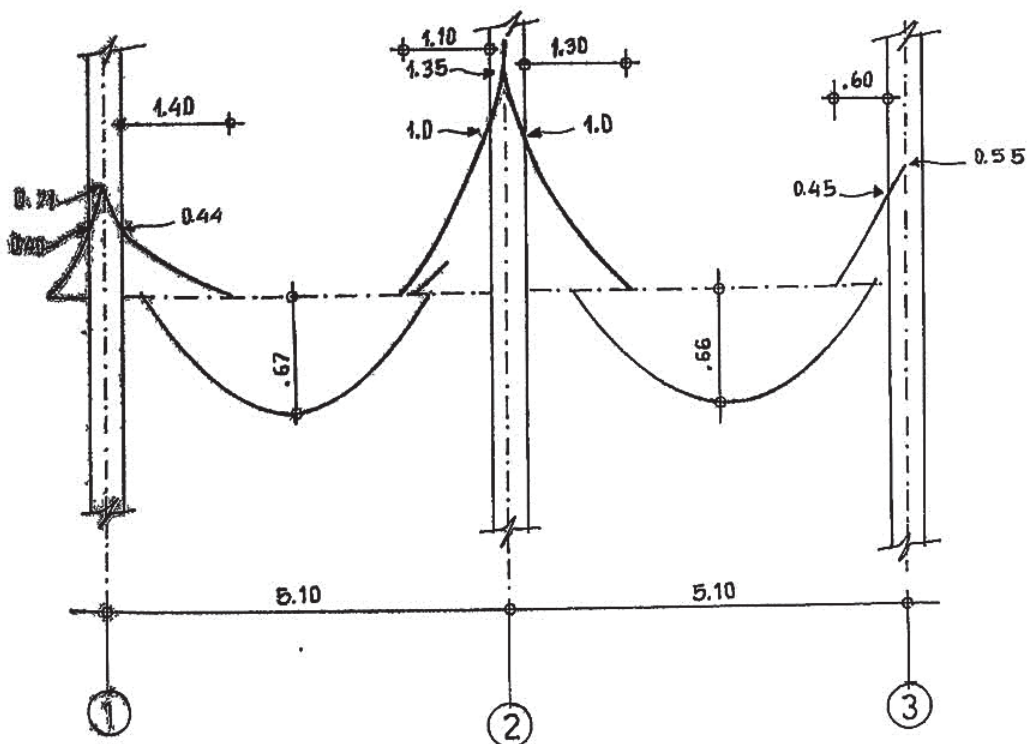
En forma análoga aplicando el mismo criterio uniformizamos la armadura en el apeyo 1 para los aligerados tipo I y tipo II (Ver cuadro de aligerados).

RESUMEN.- Hemos diseñado los aligerados tipos mas representativos en detalle; los otros tipos de aligerados son similares (Ver plano de aligerados : E 3 y E 4)

ENVOLVENTE TOTAL DE FUERZAS CORTANTES

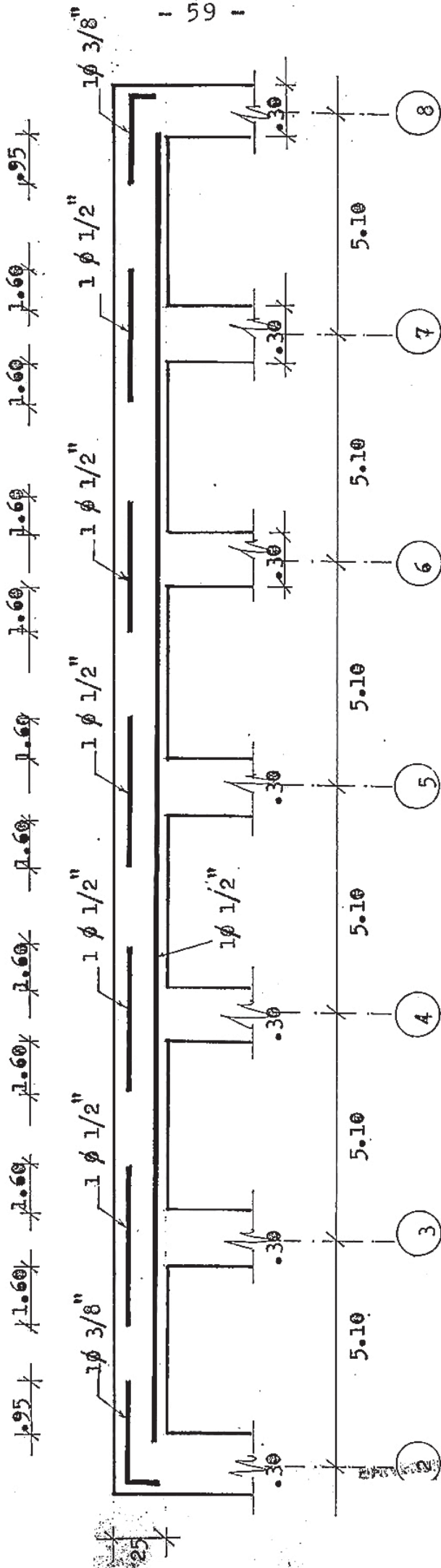


ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES



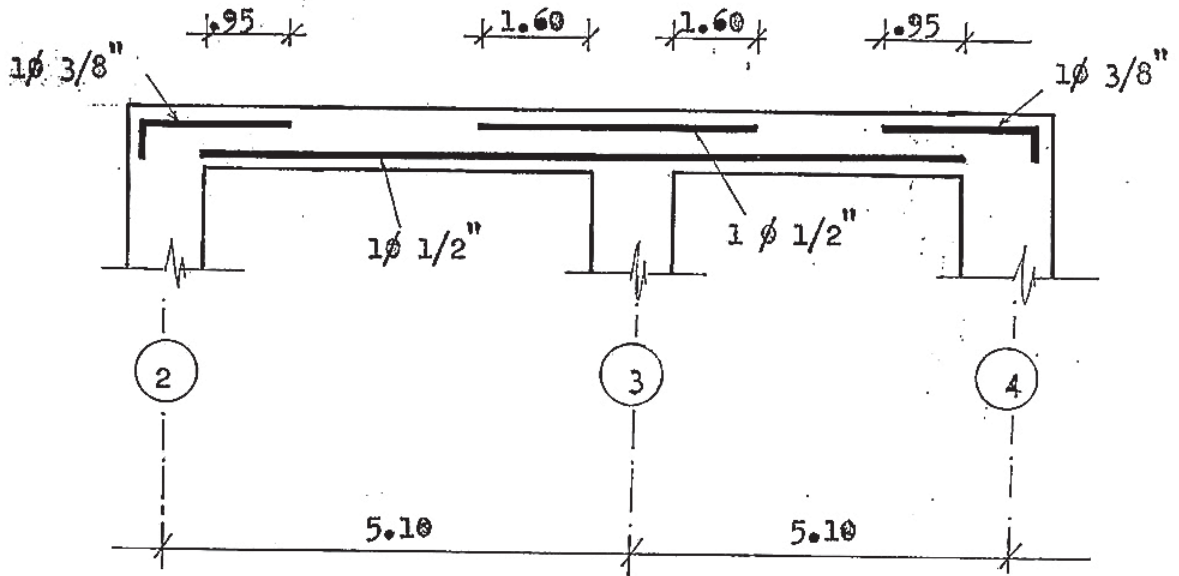
ALIGERADOS DE AZOTEA

TIPO : XI

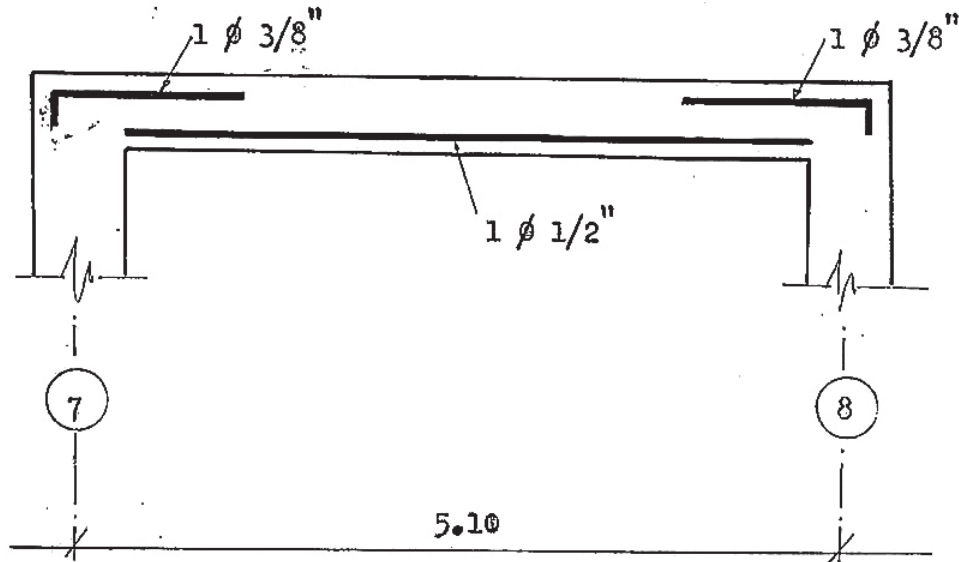


ALIGERADOS DE AZOTEA

TIPO XII

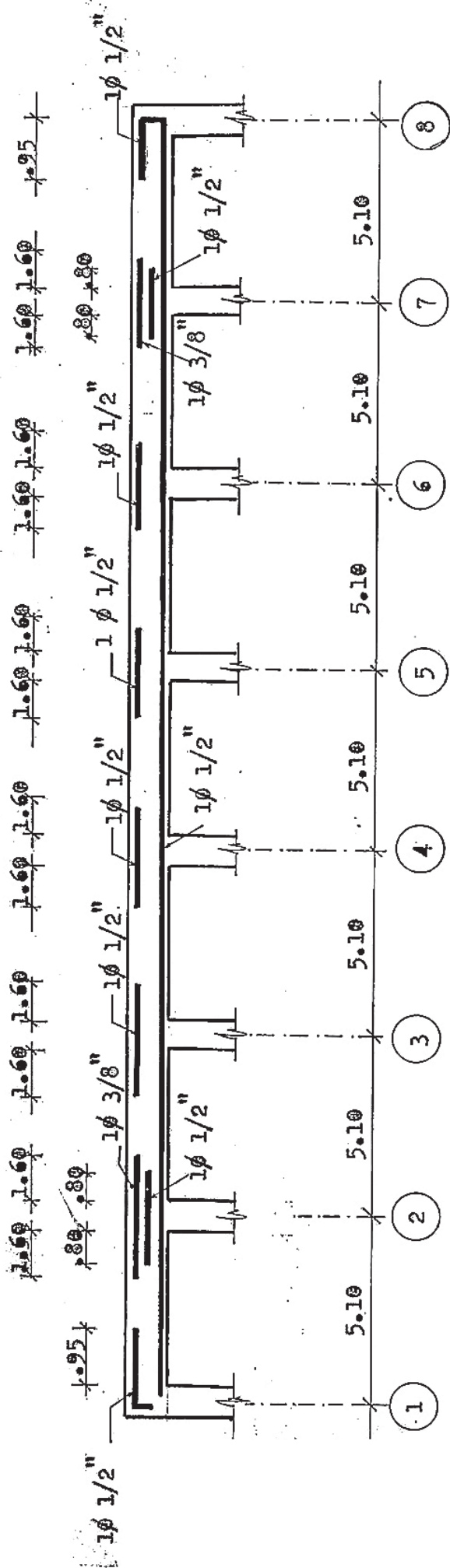


TIPO XIV

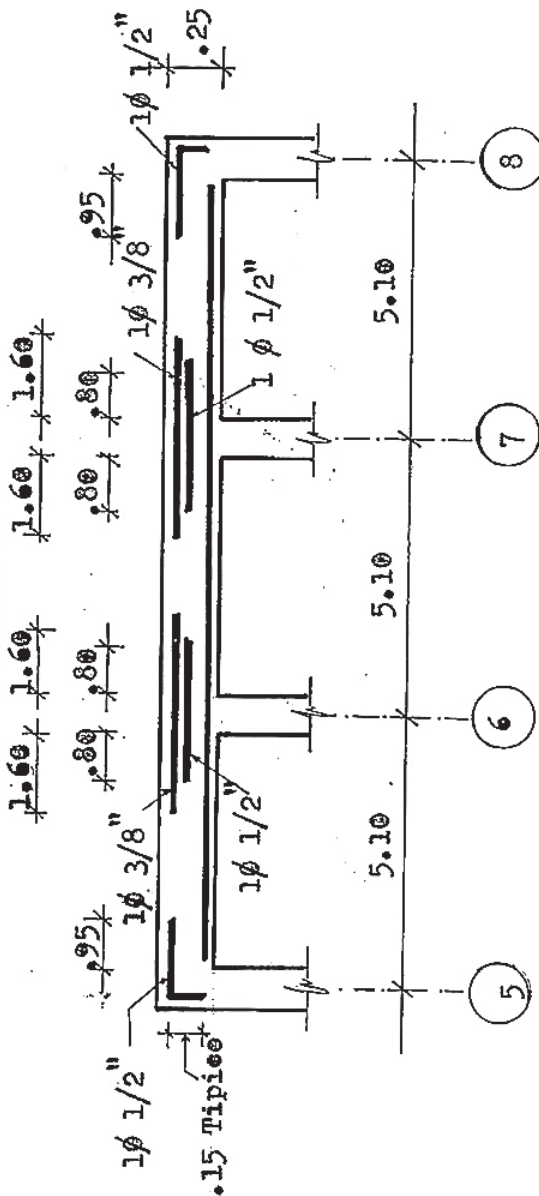


ALIGERADOS VALIDOS DEL 1° AL 6° PISO :

TIPO II

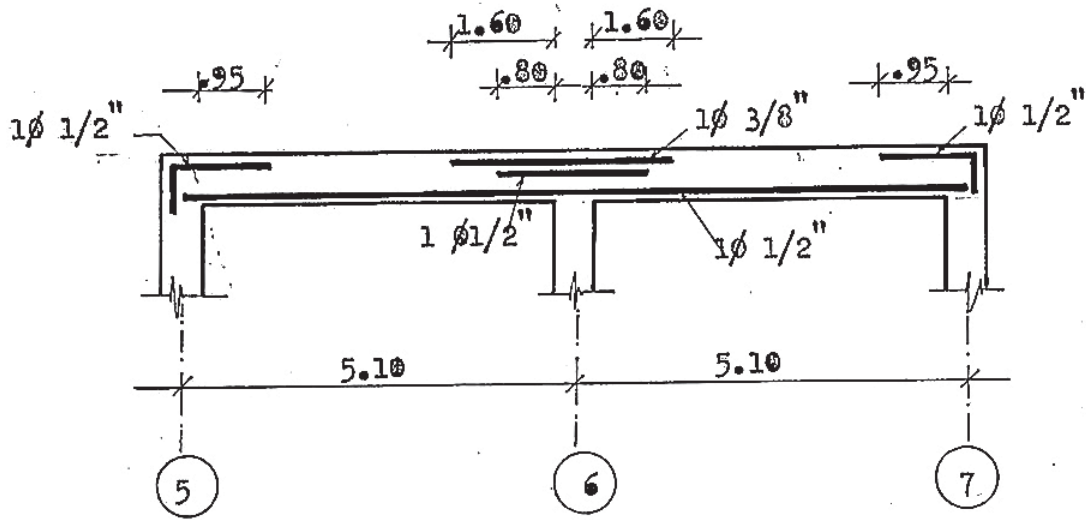


TIPO V

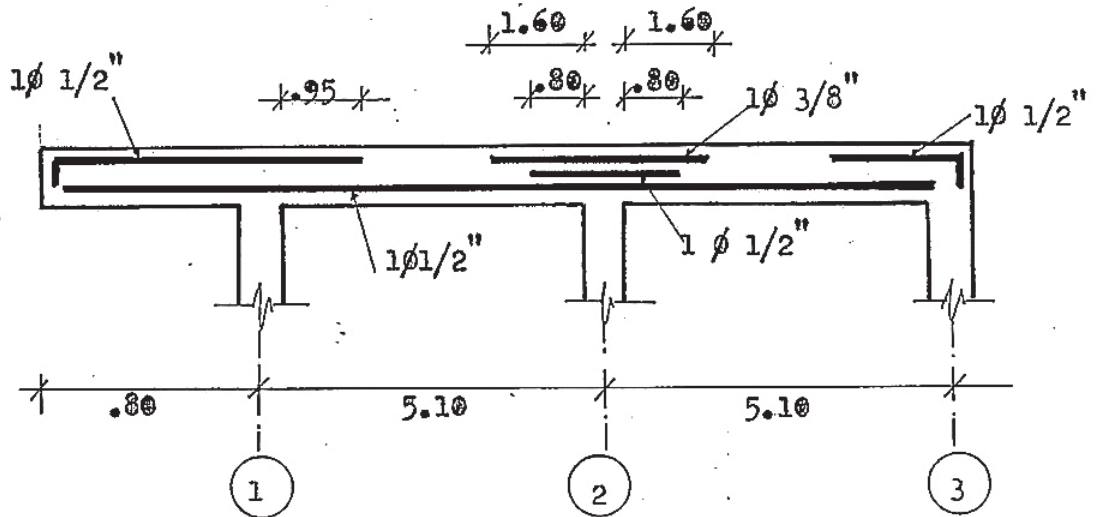


ALIGERADOS VALIDOS DEL 1° AL 6° PISO

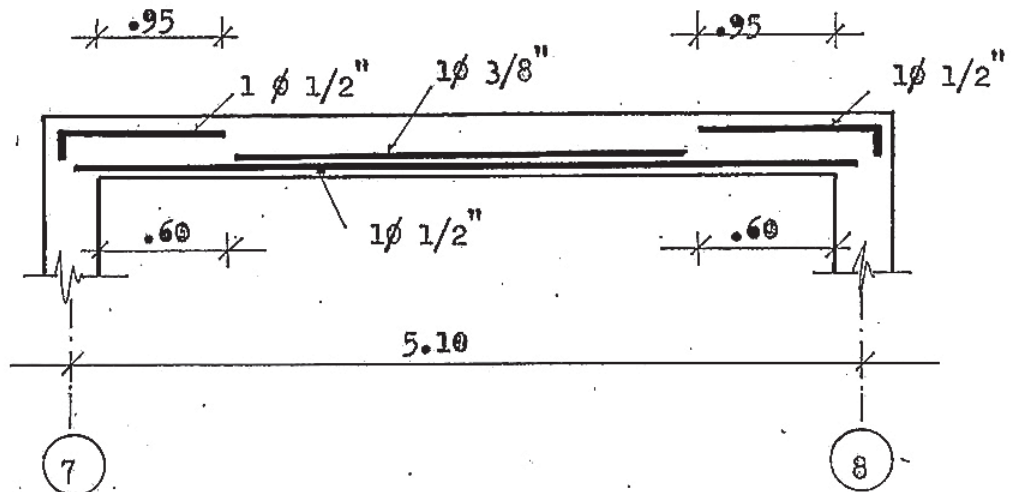
TIPO VI



TIPO V,III



TIPO IX



CAPITULO IV : ANALISIS SISMICO

CAPITULO IV

4.00 ANALISIS SISMICO

4.10 GENERALIDADES

El análisis sísmico de nuestra estructura en estudio se efectuará de acuerdo a la " Propuesta de Normas Básicas de Diseño Sismo-Resistente" publicada por el Comité de Ing. Antisísmica de la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI-PERU- 1977); el cual al presente año con ligeras modificaciones ha sido incorporado en el Reglamento Nacional de Construcciones, complementándolo. Por lo tanto para nuestro estudio nos basamos en el documento oficial publicado por el Ministerio de Vivienda y Construcción.

4.11 CRITERIOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

Nuestro objetivo de considerar el diseño sismorresistente es proyectar estructuras que se comporten frente a un sismo de tal manera que:

- Resistan sismos leves sin daño alguno
- Resistan sismos moderados considerando probables daños estructurales leves.
- Resistan sismos severos con probables daños importantes en la estructura, pero con una probabilidad remota del colapso de la edificación

4.12 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SISMICO

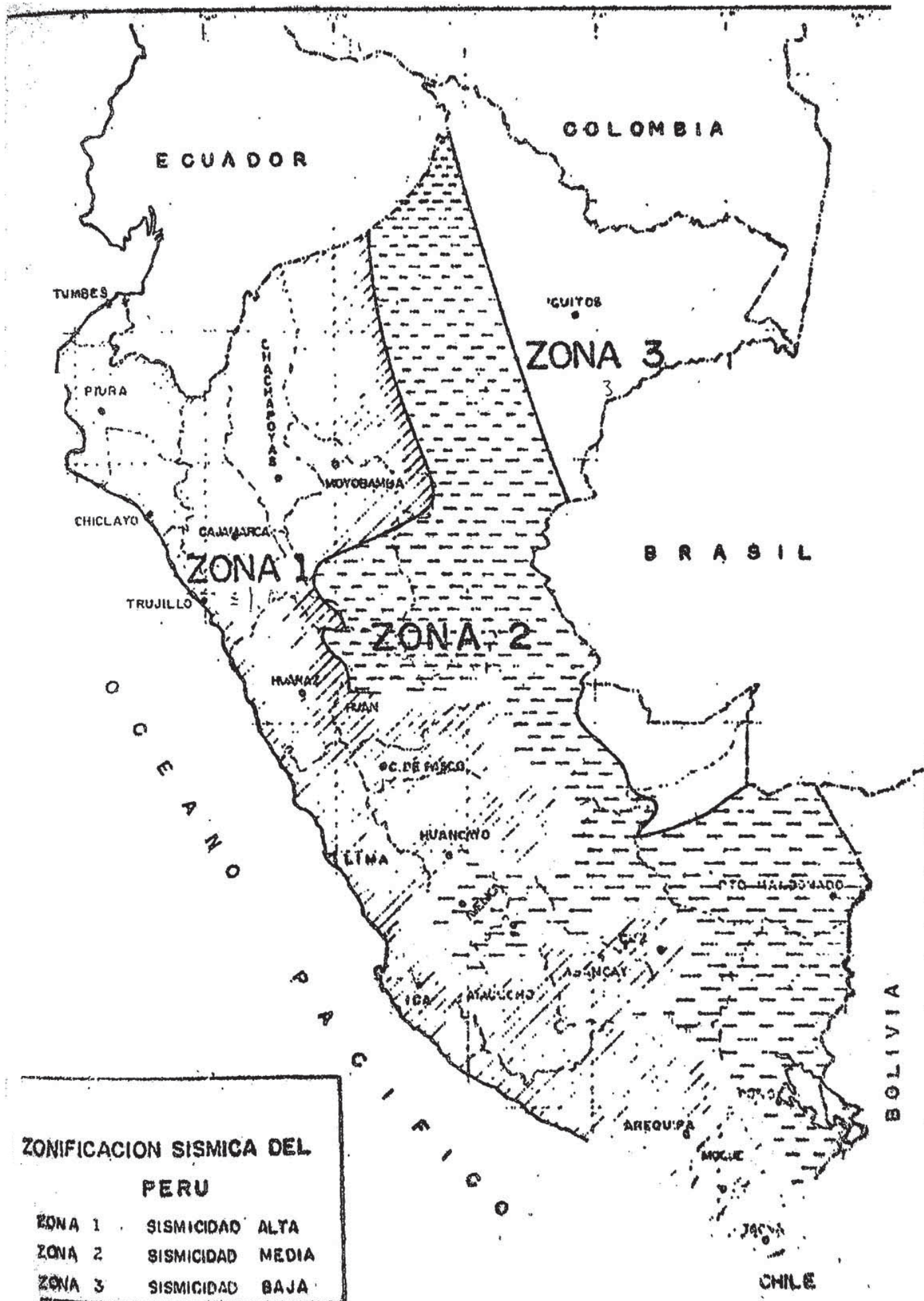
- Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las sollicitaciones sísmicas.
- Se considerará que las fuerzas horizontales del sismo, actúan según las dos direcciones principales de la estructura o en las direcciones que resulten más desfavorables.

4.13 ZONIFICACION SISMICA

- El territorio Peruano se considera dividido en tres zonas de acuerdo a la sismicidad observada y la potencialidad sísmica de dichas zonas. Estas zonas se indican en el mapa N° 1.

4.14 CLASIFICACION DE LOS SUELOS

Los suelos se han clasificado en tres grupos por el tipo de suelos de cimentación y por el período predominante Ts de la estratigrafía, tal como nos muestra el siguiente cuadro.



| CLASIFICACION | TIPO DE SUELO DE CIMENTACION | PERIODO (SEGUNDOS) |
|---------------|---|--------------------|
| TIPO I | Reca, grava densa, grava arenosa densa. | $T_s = 0.3$ |
| TIPO II | Arena densa, suelo cohesivo duro e firme | $T_s = 0.6$ |
| TIPO III | Suelos granulares sueltos, suelos cohesivos medianos o blandos. | $T_s = 0.9$ |

4.15 METODO GENERAL PARA DETERMINAR LAS FUERZAS SISMICAS HORIZONTALES

La fuerza horizontal o cortante total en la base debida a la acción sísmica se determinará por la fórmula siguiente:

$$H = \frac{Z_x U_x S_x C_x P}{R_d} \quad \text{--- (4.1)}$$

donde en la fórmula (4.1):

Z= factor de zona, que depende de la zona sísmica donde está ubicada la edificación.

Asi tenemos que:

| ZONA | ZONA 1 | ZONA 2 | ZONA 3 |
|--------|--------|--------|--------|
| FACTOR | 1.0 | 0.7 | 0.3 |

U= factor de Uso e Importancia, el cual depende de la categoría de la edificación.

| CATEGORIA | CATEGORIA B | CATEGORIA C |
|-----------|-------------|-------------|
| FACTOR | 1.3 | 1.0 |

- Las edificaciones de categoría "B" son importantes cuando ocurre un sismo por prestar servicios vitales que no deben ser interrumpidos. Pertenecen a éste tipo: los hospitales tanques de agua, almacenes,

estaciones de radio, almacenes, salas de espectáculos, etc.

- Las edificaciones de categoría "C" son edificaciones comunes cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia tales como casas- habitación, edificios de departamentos u oficinas, hoteles, etc.

S= factor de suelo, considera los efectos de amplificación de la acción sísmica que se producen por las características del subsuelo de cimentación

| | <u>Factor "S"</u> |
|-----------|-------------------|
| Suele I | 1.0 |
| Suele II | 1.2 |
| Suele III | 1.4 |

C= coeficiente sísmico, el cual es la " fracción del peso de la edificación "P" que debe tomarse para la determinación de la fuerza cortante en la base, el que se calculará mediante el espectro de respuesta de aceleraciones generalizado y expresado mediante fórmula función del período fundamental de la estructura (T) y del período predominante del suelo (T_s) "

$$\Rightarrow C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1.0} \text{ --- (4.2)}$$

El valor de C está comprendido entre los valores:

$$0.16 \leq C \leq 0.40$$

El valor de T_s: 0.3 sg ≤ T_s ≤ 0.9 sg

Rd= Factor de ductilidad que se define como la relación entre las deformaciones correspondientes a la rotura y la correspondiente al límite elástico, del material del elemento, o de la estructura.

Para el cálculo de las fuerzas internas en la estructura, el coeficiente sísmico obtenido por cada dirección se dividirá entre el correspondiente factor Rd, que da el reglamento.

P= Peso de la edificación que comprende carga permanente más un porcentaje de carga viva. Para edificaciones categoría C se considera el 25 % de la carga viva

En la fórmula (4.2) T es el período de vibración fundamental de la Estructura. Para su evaluación el reglamento nos da las siguientes fórmulas prácticas:

T= 0.08 N : Para edificaciones cuya estructura está conformada por columnas y vigas, exclusivamente.

$T = \frac{0.09 h}{\sqrt{D}}$: Para edificios cuyos elementos resistentes a la fuerza sísmica lo constituyen: pórticos y los muros de la caja de ascensores.

$T = \frac{0.07 h}{\sqrt{D}}$: Para edificios con las características anteriores en los que además se incluye muros de corte.

$T = \frac{0.05 h}{\sqrt{D}}$: Edificios cuyos elementos resistentes corresponden predominantemente a muros de corte.

h= Altura de la edificación respecto al nivel del terreno en metros.

D= Dimensión horizontal en metros de la edificación en la dirección del sismo.

N= Número de pisos de la edificación

4.16 DISTRIBUCION DE LA FUERZA "H" EN LA ALTURA DEL EDIFICIO

La fuerza horizontal "H" calculada en la base, según la relación (4.1) en cada dirección se distribuirá en la altura de la edificación según la siguiente fórmula:

$$F_i = f H \frac{P_i \times h_i}{\sum P_i h_i} \quad - - - - (4.3)$$

donde: f= 0.85 para edificios cuya relación alto/ ancho en la dirección considerada excede de 6

f= 1.00, cuando está relación no excede de 3.

Para relaciones alto/ancho entre 3 y 6 se deberá interpolar linealmente.

El resto de la fuerza H se aplicará en el último nivel.

F_i = fuerza horizontal en el nivel "i"

P_i = peso del piso considerado "i"

h_i = Altura del nivel "i" respecto de la base.

H = Fuerza horizontal ó cortante total en la base del edificio.

4.20 METRADO DE CARGAS

Haremos el metrado de cargas para el análisis sísmico para cada nivel.

El peso de cada nivel estará constituido por la zona comprendida entre los puntos medios de cada entrepiso.

1.- METRADO DE ELEMENTOS SOBRE NIVEL AZOTEA

a.-) tanque elevado:

tapa : $(2.90 \times 5.30) \times .15 \times 2400 = 5638 \text{ kg.}$

paredes: $2.35 \times 15.80 \times .20 \times \frac{2400}{2} = 17,822 \text{ kg}$

$P_D = 23,460 \text{ kg}$

Sobrecarga: agua= 1.80 mx 2.50x 5.10x 1000 = 22,500= P

b.-) Caja de escaleras:

techo: 2.90x 5.30x .20x 2400 = 7517.0

paredes: 1.00x 15.80x .20x 2400 = $\frac{7,584.0}{15,101.0 \text{ kg}}$

c.-) Cuarto de máquinas

techo : 3.15 x 3.70 x. 15 x 2400 = 4196 kg.

pise : 3.15 x 3.70 x. 15 x 2400 = 4196 kg.

paredes: 2.40 x 9.60 x. 20 x 2400 = $\frac{11059 \text{ kg.}}{P_D = 19,451.0 \text{ kg.}}$

s/c: 500 kg/m² = P_L = 500x 3.15x 3.70 = 5,828 kg.

d.-) Caja de ascensores:

1.05x 10.40x . 20x 2400 - - - - - = 5,242.0 kg.

Peso total= peso tanque elevado más caja de escaleras más cuarto de máquinas más caja de ascensores.

Peso total sobre nivel de azotea = P_T = (23,460 + 22,500) + (15,101.0) + (19,451 + 5,828) + 5242.0

P_T = 91,582.0 kg

Según el Reglamento Nacional de Construcciones, el 20 % de todos los elementos situados encima del plano del último techo (caseta de ascensores, tanques de agua, etc.) se consideran que actúan en la parte alta del edificio.

Entonces, la fuerza horizontal adicional que actúa en la parte alta del edificio será:

$$F_{H.A.} = 0.20 P_T = 0.20 (91,582.0)$$

| |
|----------------------------------|
| $F_{H.A.} = 18,316.0 \text{ kg}$ |
|----------------------------------|

Para el metrado de cargas del resto de niveles consideramos dos zonas:

La zona 1 : Zona de aligeradas, vigas, columnas, etc.

La zona 2 : Zona de ascensores, escaleras, etc.

2.- METRADO DE CARGAS NIVEL 7° (AZOTEA)

- Losa aligerada:

p.p. = (7.20 x 25.50 + 11.25 x 5.10) x 350 kg/m² = 84,341.0 kg

acabados = (7.20 x 25.50 + 11.25 x 5.10) x 100 kg/m² = 24,098.0 kg

sobrecarga= 25 % L= (7.20 x 25.50 + 11.25 x 5.10) x 150kg/m² x 0.25= 9,037.0

- Vigas principales:

$$5(0.30 \times 0.45 \times 7.20) \times 2400 + 2(0.30 \times 0.45 \times 11.25) \times 2400 = 18,954.0 \text{ kg.}$$

- Vigas secundarias:

$$7 (.30 \times .40 \times 5.10 \times 2400) = 10,496.0 \text{ kg}$$

- Carga de ventanales metálicos perimetrales:

$$28.0 \times 1.275 \times 150 \text{ kg/m}^2 = 5355.0 \text{ kg}$$

- tabiquería = $(7.20 \times 25.50 + 11.25 \times 5.10) \times 100 \text{ kg/m}^2 = 24,098 \text{ kg}$

- Columnas:

$$\sum \frac{1}{2} \text{ sup.} = 16 (.30 \times .40 \times \frac{2.35}{2}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 5414.0 \text{ kg.}$$

- Peso de caja de ascensores: (1/2 caja inferior):

$$10.40 \times 0.20 \times \frac{2.55}{2} \times 2400 = 6365.0 \text{ kg}$$

$$\text{descontamos los huecos de entrada: } -(2 \times 0.90 \times 0.20) \left(\frac{2.55 - 2.10}{2} - .45 \right) \times 2400 \\ = - 907.0 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso caja de ascensores} = 5,458.0 \text{ kg}$$

- Peso de caja de escaleras:

$$12.80 \times 0.20 \times 1.90 \times 2400 = 11,674.0 \text{ kg.}$$

$$\text{descontando huecos: } 2.10 \times 0.90 \times 0.20 \times 2400 = - 907 \text{ kg.}$$

$$\text{peso caja de escaleras} = 10,766 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso de escaleras} = 12,400 \text{ kg.}$$

RESUMEN PESO NIVEL 7°

$$\text{Peso zona } \textcircled{1} = 181,793.0 \text{ kg.}$$

$$\text{Peso zona } \textcircled{2} = 28,624.0 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total} = 210,417.0 \text{ kg.}$$

.- METRADO DE CARGAS NIVEL 6°

- Losa aligerada:

$$\text{p.p.} = (.80 \times 5.00 + 6 \times 5.25 \times 5.10 + 11.25 \times 5.10) \times 350 \text{ kg/m}^2 = 77,709 \text{ kg}$$

$$\text{-acabados} = (.80 \times 5.0 + 6 \times 5.25 \times 5.10 + 11.25 \times 5.10) \times 100 \text{ kg/m}^2 = 22,203 \text{ kg.}$$

$$0.25 \text{ s/c} = 0.25 (.80 \times 5.0 + 6 \times 5.25 \times 5.10 + 11.25 \times 5.10) \times 250 \text{ kg/m}^2 = 13,877 \text{ kg.}$$

- Vigas principales: $[6(.30 \times .45 \times 10.50) + 2(.30 \times .45 \times 11.25)] \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 27,702 \text{ kg}$

- Vigas secundarias: $20 \times (.30 \times .40 \times 5.10) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 29,376.0 \text{ kg}$

- Ventanales metálicos:

$$57.0 \times 1.50 \times 150 \text{ kg/m}^2 = 12,825 \text{ kg.}$$

- Muro perimetral de concreto:

$$[29.0 \times .20 \times 90 + 28.0 \times .15 \times 90] \times 2400 = 22,608 \text{ kg.}$$

- tabiquería:

peso = 22,203 kg.

- Columnas: $(\sum \frac{1}{2}$ piso sup. + $\sum \frac{1}{2}$ piso inf.)

$$= \left[16 (.30 \times .40 \times \frac{2.35}{2}) + 22 (.30 \times .40 \times \frac{2.35}{2}) \right] \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 12,859$$

- Caja de ascensores: $(\sum \frac{1}{2}$ piso sup. + $\sum \frac{1}{2}$ piso inf.)

$$\sum \frac{1}{2} \text{ piso superior} = (10.40 \times 0.20 \times 1.275) \times 2400 = 6365.0 \text{ kg}$$

$$\sum \frac{1}{2} \text{ piso inferior} = (10.40 \times 0.20 \times 1.275) \times 2400 = 6365.0 \text{ kg.}$$

- huecos de entrada = - 2009.0 kg.

peso caja de ascensores = 10,721.0 kg.

- Caja de escaleras:

$$12.80 \times 0.20 \times 2.80 \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 17,203 \text{ kg.}$$

descontando huecos: - 907.0 kg.

peso de caja de escaleras = 16,296 kg.

- Peso de escaleras: 12,400 kg.

RESUMEN PESO NIVEL 6°

Peso zona ① = 241,362.0 kg

Peso zona ② = 39,417.0 kg.

Peso total = 280,779.0 kg.

4.- METRADO DE CARGAS NIVEL 5°

El peso del nivel 5° será igual al peso del nivel 6° menos el peso de las columnas del nivel 6° más el peso de las columnas del nivel 5° (Considerando solo la zona N° 1)

- peso columnas nivel 5°: $(\sum \frac{1}{2}$ sup. + $\sum \frac{1}{2}$ piso inf.)

$$= \left[22 (.30 \times .40 \times \frac{2.35}{2}) + 22 (.40 \times .50 \times \frac{2.35}{2}) \right] \times 2400 = 19,853 \text{ kg.}$$

Luego en la zona ① tendremos que:

$$P.N.5° = P.N.6° - P_{\text{col}} N6° + P_{\text{col}} N5°$$

$$P N 5° = 241,362 - 12,859 + 19,853 = 248,356 \text{ kg.}$$

RESUMEN PESO NIVEL 5°

Peso zona ① = 248,356.0 kg.

Peso zona ② = 39,417.0 kg.

Peso total = 287,773.0 kg.

5.- METRADO DE CARGAS NIVEL 4°

El peso del nivel 4° será: (Consideramos sola la zona 1 ya que el peso de la zona ② es constante)

$$P.N. 4^{\circ} = P.N.5^{\circ} - P_{col. N.5^{\circ}} + P_{col. N.4^{\circ}}$$

- El peso de las columnas del 4° nivel =

$$P_{col. N.4^{\circ}} = \sum \frac{1}{2} \text{ piso sup.} + \sum \frac{1}{2} \text{ piso inf.}$$

$$P_{col. N.4^{\circ}} = \left[22(.40 \times 50 \times \frac{2.35}{2}) + 16(.40 \times 50 \times \frac{2.35}{2}) \right] \times 2,400 \\ + 6(.40 \times 60 \times \frac{2.35}{2}) \times 2400 = 25,493 \text{ kg.}$$

$$P.N.4^{\circ} \text{ (zona ①)} = 241,362 - 12,859 + 25,493 = 253,996 \text{ kg.}$$

RESUMEN PESO NIVEL 4°

Peso zona ① = 253,996

Peso zona ② = 39,417

Peso total = 293,413.0 kg.

6.- METRADO DE CARGAS NIVEL 3°

En forma análoga para el 3° nivel tendremos que:

$$P.N.3^{\circ} = P.N.6^{\circ} - P_{col. N.6^{\circ}} + P_{col. N.3^{\circ}}$$

$$P_{col. N.3^{\circ}} = \frac{1}{2} (\sum \text{ piso sup.} + \sum \text{ piso inf.})$$

$$\sum \frac{1}{2} \text{ piso sup.} = 16(.40 \times 50 \times \frac{2.35}{2}) \times 2400 + 6(.40 \times 60 \times \frac{2.35}{2}) \\ \times 2400 = 13,085 \text{ kg.}$$

$$\sum \frac{1}{2} \text{ piso inf.} = 13,085 \text{ kg.} = \frac{1}{2} \text{ piso sup.}$$

$$P_{col. N.3^{\circ}} = 26,170.0 \text{ kg.}$$

$$P.N.3^{\circ} = 241,362 - 12,859 + 26,170 = 254,943.0 \text{ kg}$$

RESUMEN PESO NIVEL 3°

Peso zona ① = 254,943.0 kg.

Peso zona ② = 39,417.0 kg.

Peso total = 294,360.0 kg.

7.- METRADO DE CARGAS NIVEL 2°

- Losa aligerada:

$$p.p. = (7.20 \times 25.50 + 11.25 \times 5.10 + 3.85 \times 15.30 + 3.85 \times 10.20) \times 350 \text{ kg/m}^2 \\ = (339.15 \text{ m}^2) (350 \text{ kg/m}^2) = 118,703.0 \text{ kg.}$$

- acabados:

$$= (339.15) \times 100 \text{ kg/m}^2 = 33,915 \text{ kg.}$$

- sobrecarga: 25 % L

$$= (339.15) \times 0.25 \times 250 \text{ kg/m}^2 = 21,197.0 \text{ kg.}$$

- Vigas principales:

$$= \left[6(0.30 \times 0.45 \times 10.50) + 2(0.30 \times 0.45 \times 11.25) + 7(3.85 \times 30 \times 45) \right] \times 2400$$

= 36,434.0 kg.

-- Vigas secundarias:

$$= \left[20(.30 \times .40 \times 5.10) + 1 \times (.30 \times .40 \times 15.30) + (.30 \times .40 \times 10.20) \right] \times 2400$$

= 36,720.0 kg.

- Columnas

$$\sum \frac{1}{2} \text{ piso sup.} = 13,085 \text{ kg.}$$

$$\sum \frac{1}{2} \text{ piso inf.} = \left[16(.40 \times .60 \times \frac{2.35}{2}) + 6(.40 \times .70 \times \frac{2.35}{2}) \right] \times 2400$$

$$+ 8(.40 \times .40 \times \frac{2.35}{2}) \times 2,400 = 32,261.0 \text{ kg.}$$

peso columnas nivel 2° = 32,261.0 kg.

- mure perimetral de concreto (h=.90 m)

peso muro = 51.0 x .90 x .15 x 2400 = 16,524.0 kg.

- peso de ventanales metálicos:

= 12,825.0 kg.

- tabiquería:

= 33,915.0 kg.

- Para la zona ② : peso de caja de ascensores, caja de escaleras, escaleras, el peso es igual a los niveles anteriores: 39,417.0 kg.

RESUMEN PESO NIVEL 2°

Peso zona ① = 342,494.0 kg.

Peso zona ② = 39,417.0 kg.

Peso total = 381,911.0 kg.

8.- METRADO DE CARGAS NIVEL 1°

El peso del primer piso será igual al peso del segundo nivel adicionado del piso de la escalera tipo 2 (Ver planos)

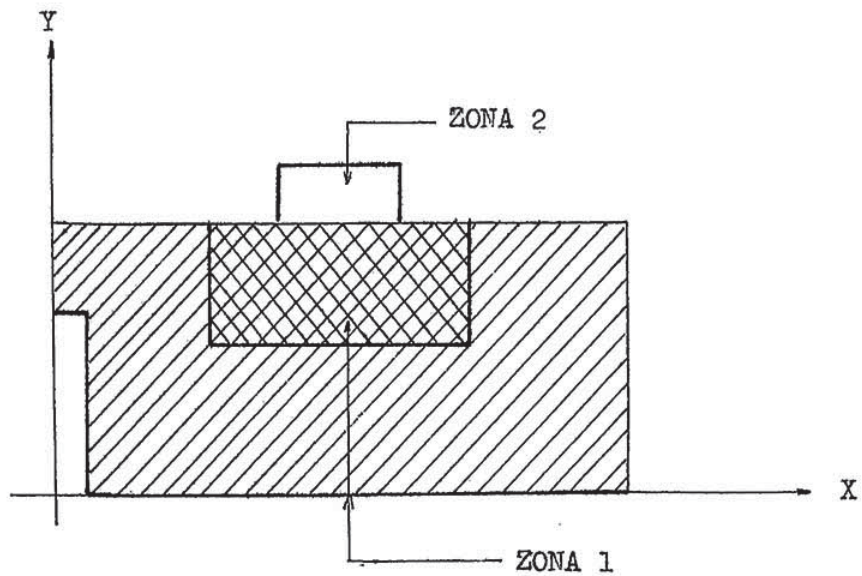
P N 1° = 381,911 kg. + 3045 kg = 384,956.0 kg. (incluye pesos de zonas ① y ②)

RESUMEN PESO NIVEL 1°

Peso zona ① = 345,539.0 kg.

Peso zona ② = 39,417.0 kg.

Peso total = 384,956.0 kg.



ESQUEMA DE EDIFICIO EN PLANTA.

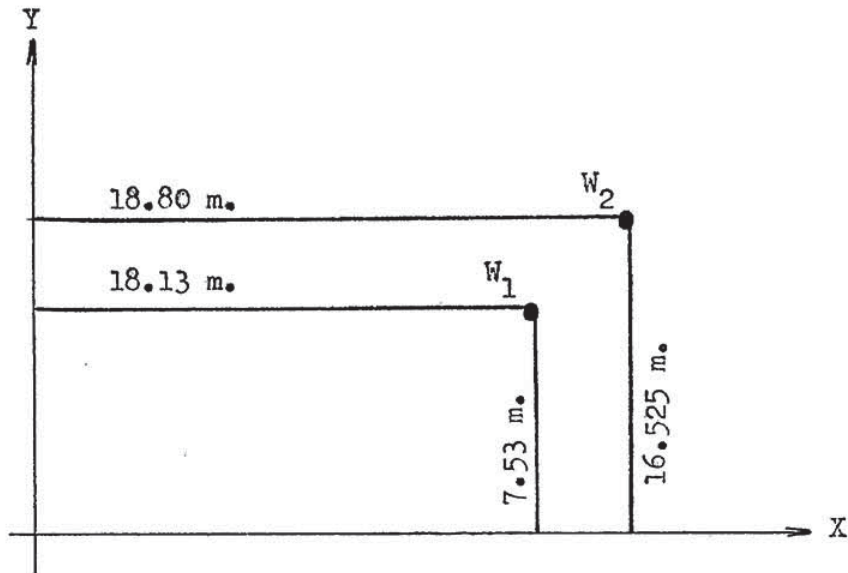
4.21 RESUMEN DE CARGAS

| NIVEL | PESOS (W) KILOS | | PESO TOTAL (kg.) |
|----------|-----------------|------------|-----------------------|
| | ZONA 1 | ZONA 2 | |
| 7° | 181,793.0 | 28,624.0 | 210,417.0 |
| 6° | 241,362.0 | 39,417.0 | 280,779.0 |
| 5° | 248,356.0 | 39,417.0 | 287,773.0 |
| 4° | 253,996.0 | 39,417.0 | 293,413.0 |
| 3° | 254,943.0 | 39,417.0 | 294,360.0 |
| 2° | 342,494.0 | 39,417.0 | 381,911.0 |
| 1° | 345,539.0 | 39,417.0 | 384,956.0 |
| Σ | | PESO TOTAL | 2'133,609.0 |

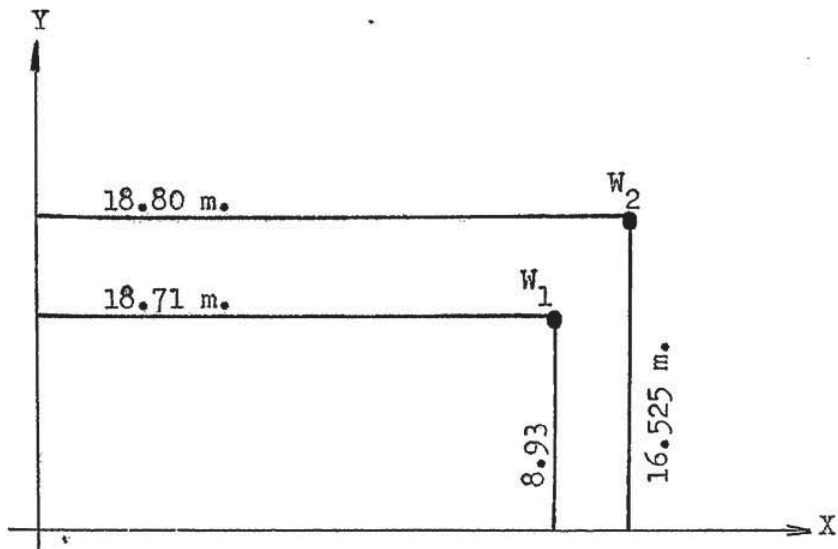
4.22 CENTRO DE APLICACION DE MASAS EN CADA PISO

Consideramos cada peso parcial concentrado en el centro de gravedad de la zona que ocupa.

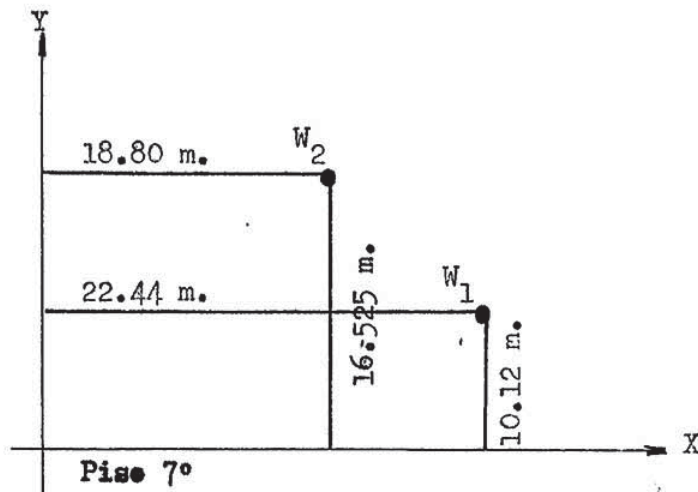
Los centros de gravedad de las zonas ① y ② para cada piso serán :



1°, 2° NIVEL.



PISOS TIPIICOS : (3°, 4°, 5°, 6°)



4.22.10 COORDENADAS PARCIALES DEL CENTRO DE MASA

| NIV. | W_i | X_i Y_i | $W_i X_i$ $W_i Y_i$ | W_2 | X_2 Y_2 | $W_2 X_2$ $W_2 Y_2$ | $W_1 + W_2$ (kgs) | $X_{c.p.}$ (m.) | $Y_{c.p.}$ (m.) |
|------|---------|----------------|------------------------|--------|----------------|------------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 7 | 181,793 | 22.4 10.1 | 4079,435 1839,745 | 28,624 | 18.8 16.5 | 538,131 473,155 | 210,417 | 21.94 | 10.79 |
| 6 | 241,362 | 18.7 8.9 | 4515,883 2155,363 | 39,417 | 18.8 16.5 | 741,039 651,563 | 280,779 | 18.72 | 9.99 |
| 5 | 248,356 | 18.7 8.9 | 4646,741 2217,819 | 39,417 | 18.8 16.5 | 741,039 651,563 | 287,773 | 18.72 | 9.97 |
| 4 | 253,996 | 18.7 8.9 | 4752,265 2268,184 | 39,417 | 18.8 16.5 | 741,039 651,563 | 293,413 | 18.72 | 9.95 |
| 3 | 254,943 | 18.7 8.9 | 4769,983 2276,641 | 39,417 | 18.8 16.5 | 741,039 651,563 | 294,360 | 18.72 | 9.94 |
| 2 | 342,494 | 18.1 7.5 | 6209,416 2578,980 | 39,417 | 18.8 16.5 | 741,039 651,563 | 381,911 | 18.19 | 8.46 |
| 1 | 345,539 | 18.1 7.5 | 6264,622 2601,908 | 39,417 | 18.8 16.5 | 741,039 651,563 | 384,956 | 18.19 | 8.45 |

Las coordenadas parciales del centro de masa en el cuadro anterior se obtienen con la sgte. relación :

$$X_{c.p.} = \frac{\sum_{i=1}^2 W_i X_i}{\sum_{i=1}^2 W_i} = \frac{W_1 X_1 + W_2 X_2}{W_1 + W_2}$$

$$Y_{c.p.} = \frac{\sum_{i=1}^2 W_i y_i}{\sum_{i=1}^2 W_i} = \frac{W_1 y_1 + W_2 y_2}{W_1 + W_2}$$

COORDENADAS FINALES DEL CENTRO DE MASA (X ó Y)

| Ni | W(tm.) | W(tm.) | X _{c.p.} (m.) | Y _{c.p.} (m.) | W x c.p. | W y c.p. | W x c.p. | W y c.p. | X (m.) | Y (m.) |
|----|---------|----------|---------------------------|---------------------------|----------|----------|----------|----------|--------|--------|
| 72 | 210.417 | 210.417 | 21.94 | 10.99 | 4616.54 | 2312.48 | 4616.55 | 2312.48 | 21.94 | 10.99 |
| 62 | 280.779 | 491.196 | 18.72 | 9.99 | 5256.18 | 2804.98 | 9872.73 | 5117.46 | 20.09 | 10.42 |
| 52 | 287.773 | 778.969 | 18.72 | 9.97 | 5387.11 | 2869.09 | 15259.84 | 7986.56 | 19.60 | 10.25 |
| 42 | 293.413 | 1072.388 | 18.72 | 9.95 | 5492.69 | 2919.46 | 20752.53 | 10906.02 | 19.35 | 10.16 |
| 32 | 294.360 | 1366.748 | 18.72 | 9.94 | 5510.42 | 2925.94 | 26262.95 | 13831.96 | 19.21 | 10.12 |
| 22 | 381.911 | 1748.659 | 18.19 | 8.46 | 6946.96 | 3230.97 | 33209.91 | 17062.93 | 18.99 | 9.75 |
| 12 | 384.956 | 2133.615 | 18.19 | 8.45 | 7002.35 | 3252.88 | 40212.26 | 20315.80 | 18.84 | 9.52 |

En el cuadro anterior : $X = \frac{\sum W X_{c.p.}}{\sum W}$

$Y = \frac{\sum W Y_{c.p.}}{\sum W}$

4.30 CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE TOTAL "H" EN LA BASE DE LA EDIFICACION

Tendremos dos casos: Según la dirección principal Y-Y y según la dirección secundaria X-X

4.30.10 FUERZA CORTANTE TOTAL SEGUN LA DIRECCION PRINCIPAL Y-Y (HY)

Se sabe que "Hy" está dada por la relación (4.1):

$$H_y = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R_D}$$

Para el caso de nuestro edificio en estudio tendremos que:

- Z= 1.0 \Rightarrow El edificio se encuentra ubicado en la zona 1
- U= 1.0 \Rightarrow La edificación en estudio pertenece a la categoría "C"
- S= 1.0 \Rightarrow Suelo catalogado aproximadamente como tipo I

- Cálculo del factor "C" (Coeficiente sísmico)

El factor C está definido por la relación (4.2)

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_S} + 1.0}$$

En este caso: $T = \frac{0.09 h}{\sqrt{D}}$

h= 19.60 m.

D= $\frac{14.35 + (14.35 + 3.40)}{2} = 16.05$ mts.

Luego: $T = \frac{0.09 \times 19.60}{\sqrt{16.05}} = \frac{1.76}{4.0} = 0.44$

$T_S = 0.3$ sg \rightarrow suelo tipo I

Reemplazando valores en la fórmula de C:

$$C = \frac{0.8}{\frac{0.44}{0.30} + 1} = 0.32$$

- Cálculo del factor de ductilidad "Rd".

Para el caso de nuestra edificación; edificación tipo C con las características antes mencionadas se considera

Rd= 4.0

- Cálculo de la carga P :

P= 2,133.609 ton. (Ver cuadro resumen de cargas.)

Per le tante:

$$H_y = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.32 \times 2,133.6}{4} \text{ ton}$$

4

$$H_y = 170.0 \text{ Ton.}$$

4.30.20 FUERZA CORTANTE TOTAL SEGUN LA DIRECCION SECUNDARIA X-X (H_x)

$$H_x = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R_D}$$

h = 19.60 mts.

D = 36.65 mts.

$$T = \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}}$$

$$T = \frac{0.09 \times 19.60}{\sqrt{36.65}} = 0.29$$

$$C = \frac{0.8}{\frac{0.29}{0.30} + 1} = 0.405 > 0.40$$

Tomamos C = 0.40

$$\text{Entonces: } H_x = \frac{1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.40 \times 2133.609}{4} = 213.36 \text{ ton.}$$

4

$$H_x = 213.36 \text{ ton.}$$

4.30.30 DISTRIBUCION DEL CORTANTE POR NIVELES

De acuerdo al reglamento la fuerza cortante será distribuida en la altura de la edificación según la relación (4.3)

$$F_i = \frac{f H P_i \times h_i}{\sum P_i \times h_i}$$

Como en nuestro caso:

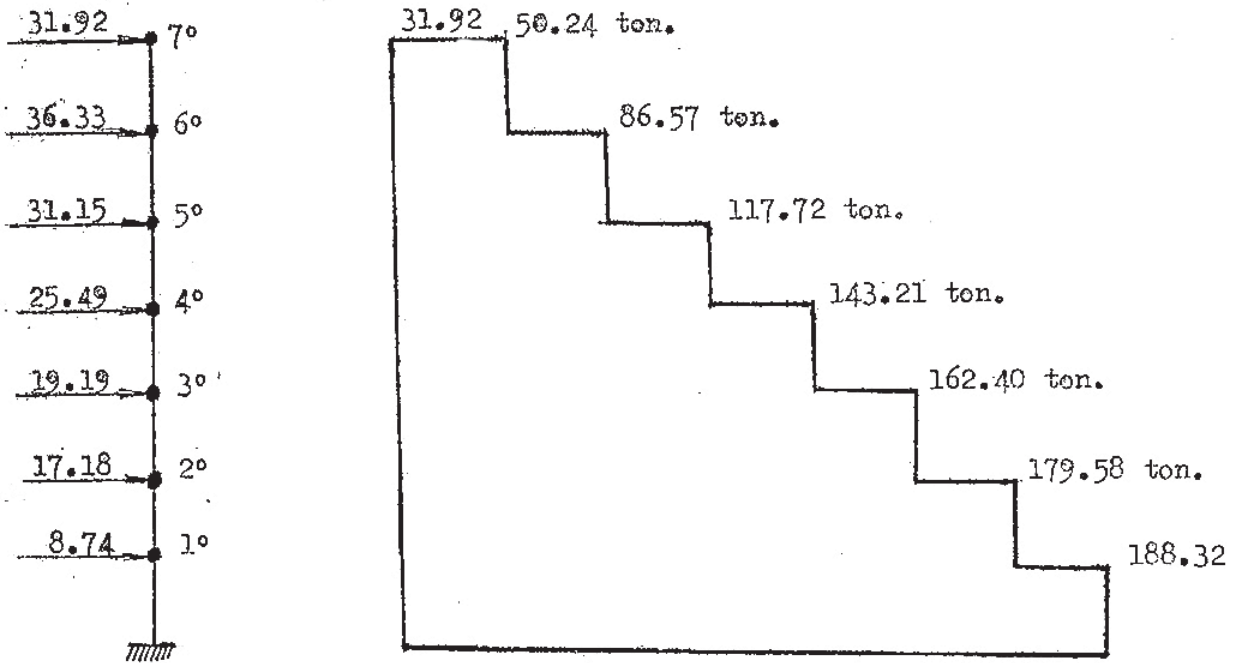
alte < 3 ; f = 1.0
ancho

| NIVEL | COTA (m.) | Pi (ton.) | hi (m.) | Pi x hi | Fy (ton.) | Fx (ton.) |
|-------|--------------|--------------|----------------|------------|--------------|--------------|
| 7° | 19.60 | 181.793 | 19.60 | 3563.143 | 31.92 | 40.08 |
| 6° | 16.80 | 241.362 | 16.80 | 4054.882 | 36.33 | 45.61 |
| 5° | 14.0 | 248.356 | 14.0 | 3476.984 | 31.15 | 39.11 |
| 4° | 11.20 | 253.996 | 11.20 | 2844.352 | 25.49 | 31.99 |
| 3° | 8.40 | 254.946 | 8.40 | 2141.546 | 19.19 | 24.09 |
| 2° | 5.60 | 342.494 | 5.60 | 1917.966 | 17.18 | 21.57 |
| 1° | 2.80 | 345.539 | 2.80 | 967.509 | 8.74 | 10.91 |
| | | | \sum Pi hi = | 18,966.382 | | |

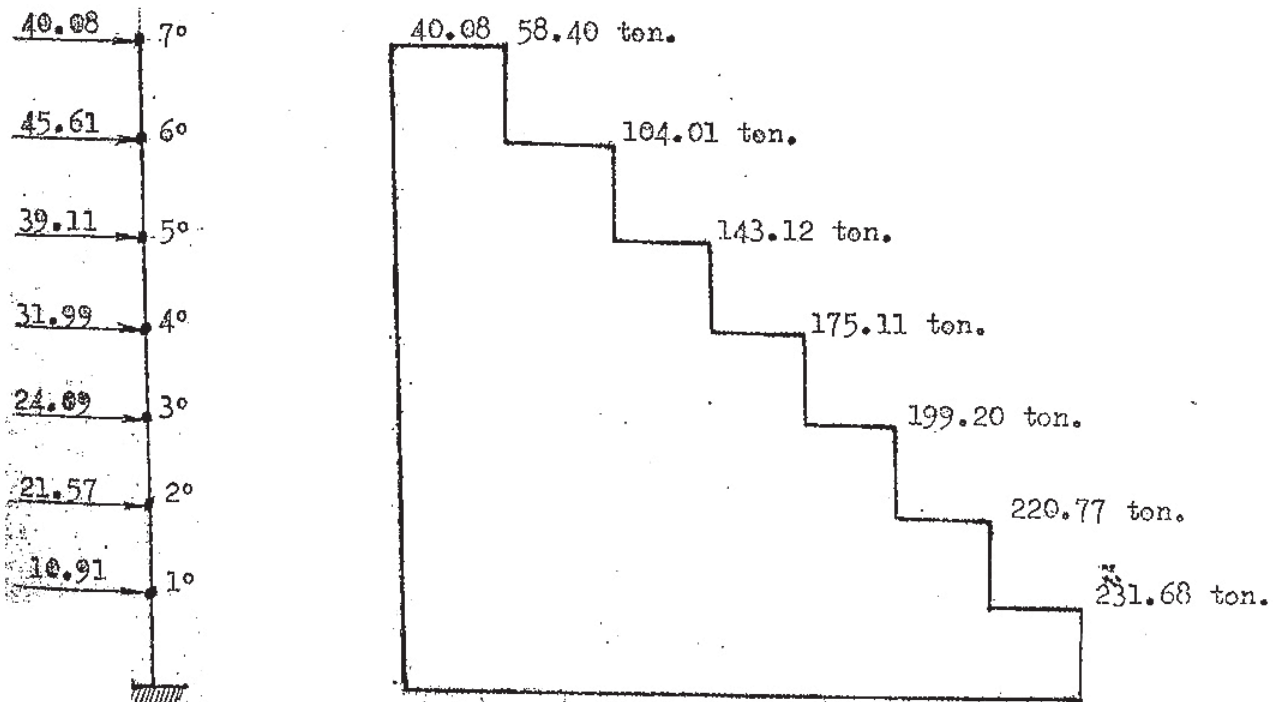
Cortante acumulado en cada nivel

Se ha adicionado en el último nivel (7°) el 20 % de los pesos que actúan por encima de éste = $20 \times 91,582 = 18.316$ ton.

DIRECCION Y-Y



DIRECCION X - X



4.40 METODO DE MUTO

a) HIPOTESIS.- Para poder aplicar el método de MUTO se aceptan las siguientes hipótesis válidas:

- En el análisis solo se considera la componente horizontal de la fuerza sísmica.
- La fuerza sísmica horizontal, actúa separadamente en las direcciones longitudinal y transversal.
- La fuerza sísmica actúa en el nivel de cada piso.
- Los elementos del piso en estudio son suficientemente rígidos (losas y vigas) en el sentido horizontal comportándose como un diafragma, teniendo por lo tanto los mismos desplazamientos relativos todos los elementos del entrepiso.
- Para la distribución del cortante y el análisis de esfuerzos de los elementos resistentes, se hace de acuerdo a la teoría elástica.

b) EXPOSICION BREVE DEL METODO

- Mediante el método de Muto se determinan los cortes y momentos a que están sometidos los elementos resistentes de una estructura, cuando actúa la componente horizontal de la fuerza sísmica.
- La distribución del cortante en un entrepiso se hace proporcionalmente al factor "D" (COEFICIENTE DE DISTRIBUCION). "D" se define como la fuerza de corte que actúa en un elemento, cuando el desplazamiento relativo en el piso considerado, tiene un valor unitario
- Cuando hay excentricidad entre el centro de corte (centro de masas) y el centro de rigidez (centro de valores D), la torsión resultante debe tomarse en cuenta.

c) METODO DE ANALISIS

Se procederá de la siguiente manera:

- 1.- Evaluación de los valores D de las columnas y valores D aproximados para placas.
- 2.- Distribución del corte del entrepiso a los elementos mediante la relación:

$$V_n = V_T \times \frac{D_n}{\sum D_n}$$

donde:

V_n= Corte en el elemento.

V_t = Corte total en el piso considerado.

D_n = Valor "D" del elemento.

- 3.- Se corregirá el cortante por interacción de pórticos y placas sísmicas
- 4.- Se corregirá por torsión
- 5.- Se calcularán los puntos de inflexión para columnas sin interacción, mediante tablas que da el método de MUTO.
- 6.- Cálculo de fuerzas y momentos, corregidos.

D) FORMULAS EMPLEADAS PARA HALLAR EL VALOR D DE LAS COLUMNAS

- En general:

$$D = a \cdot k_c$$

a = constante que depende de la rigidez relativa.

$k_c = \frac{K_c}{K_o}$ = coeficiente de rigidez relativa de columnas.

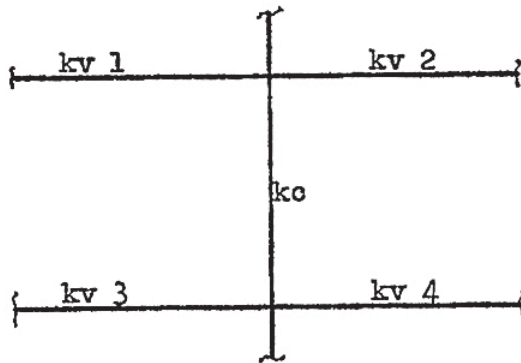
También definiremos los siguientes términos:

$k_v = \frac{K_v}{K_o}$ = coeficiente de rigidez relativo de vigas.

$k_v = \frac{I_v}{v}$ = coeficiente de rigidez de vigas.

$k_c = \frac{I_c}{c}$ = coeficiente de rigidez de columnas.

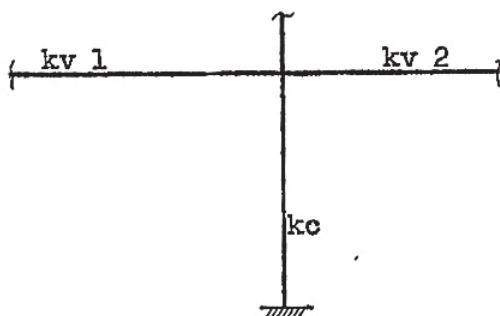
- Para columnas de pisos superiores:



$$\bar{K} = \frac{k_v 1 + k_v 2 + k_v 3 + k_v 4}{2 k_c}$$

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

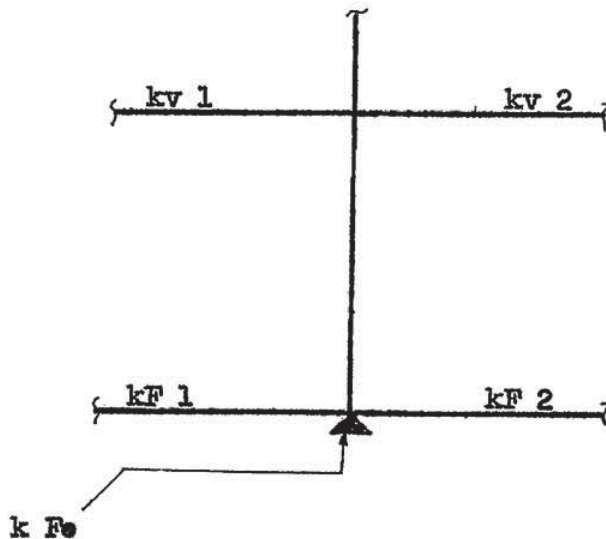
- Para columnas de extremo empotrado:



$$\bar{K} = \frac{k_v 1 + k_v 2}{k_c}$$

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

Para el caso de columnas del piso inferior (1º piso) que descansen en suelo blando:



$k F 1, k F 2 =$ coeficientes de rigidez relativa de las vigas de cimentación.

$k F e =$ Coeficiente de rigidez relativa equivalente del suelo de cimentación.

$$\bar{k} = \frac{k v 1 + k v 2 + k F 2 + k F e}{2 k c}$$

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

4.41 CALCULO DE LAS RIGIDECES RELATIVAS Y DE LOS VALORES \bar{k} a y D (PORTICOS)

- Para pórticos principales:

Sea $K e = 10^3$

Vigas:

$$I_v = \frac{30 \times 45^3}{12} = 227.81 \times 10^3$$

$$K v 1 = \frac{I_v}{L v 1} = \frac{227.81 \times 10^3}{525} = 0.43 \times 10^3 ; \quad k v 1 = 0.43$$

$$K v 1 = 0.43$$

$$K v 2 = \frac{227.81 \times 10^3}{370} = 0.62 \times 10^3 ; \quad k v 2 = 0.62$$

Columnas :

$$K c 1 = \frac{40 \times 60^3 / 12}{280} = 2.57 \times 10^3$$

$$K c 2 = \frac{30 \times 40^3 / 12}{280} = 0.57 \times 10^3 ; \quad k c 2 = 0.57$$

$$K c 3 = \frac{40 \times 50^3 / 12}{280} = 1.49 \times 10^3 ; \quad k c 3 = 1.49$$

$$k_{c4} = \frac{40 \times 70^3 / 12}{280} = 4.08 \times 10^3$$

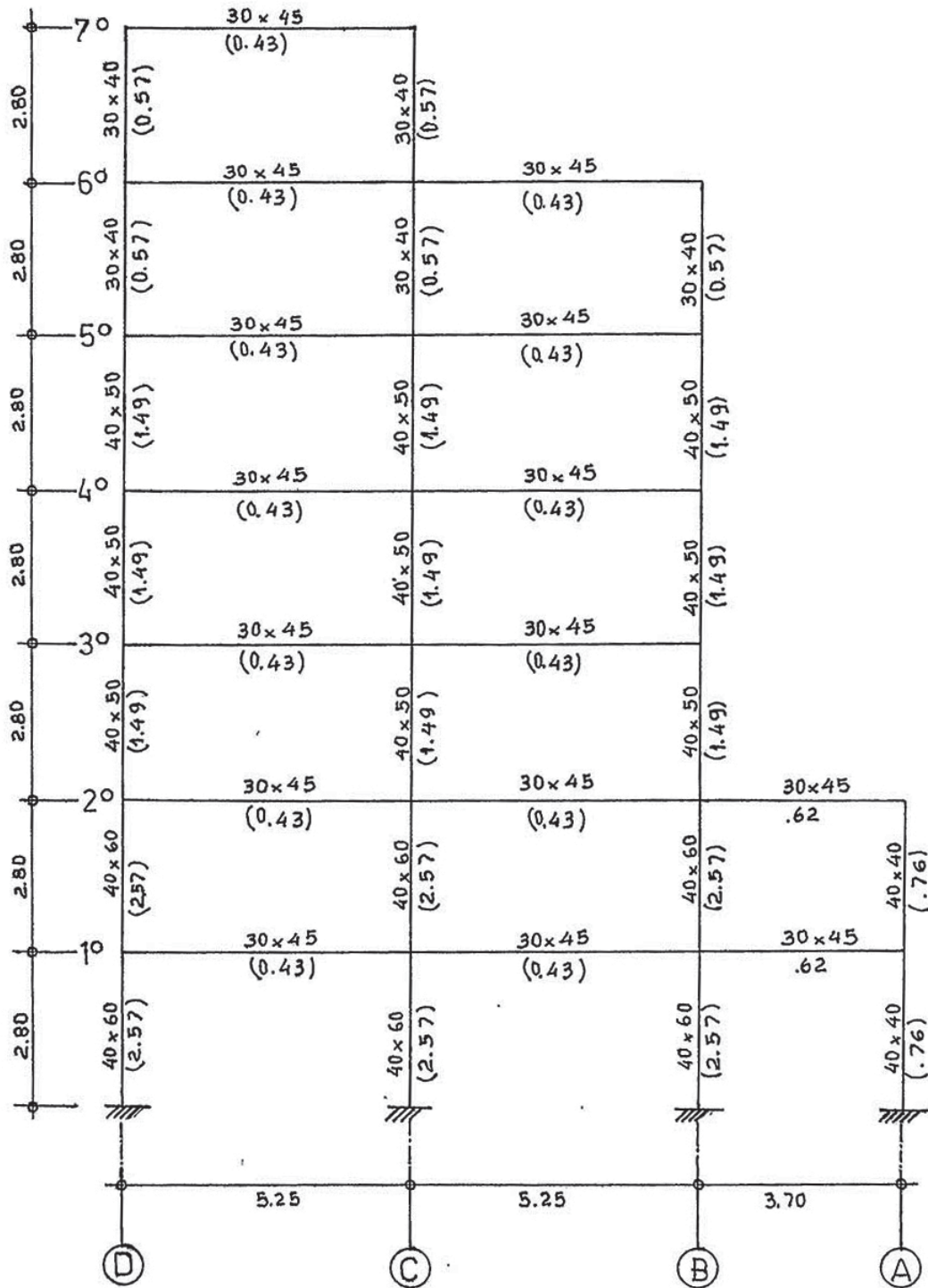
$$k_{c4} = 4.08$$

$$k_{c5} = \frac{40 \times 40^3 / 12}{280} = 0.79 \times 10^3$$

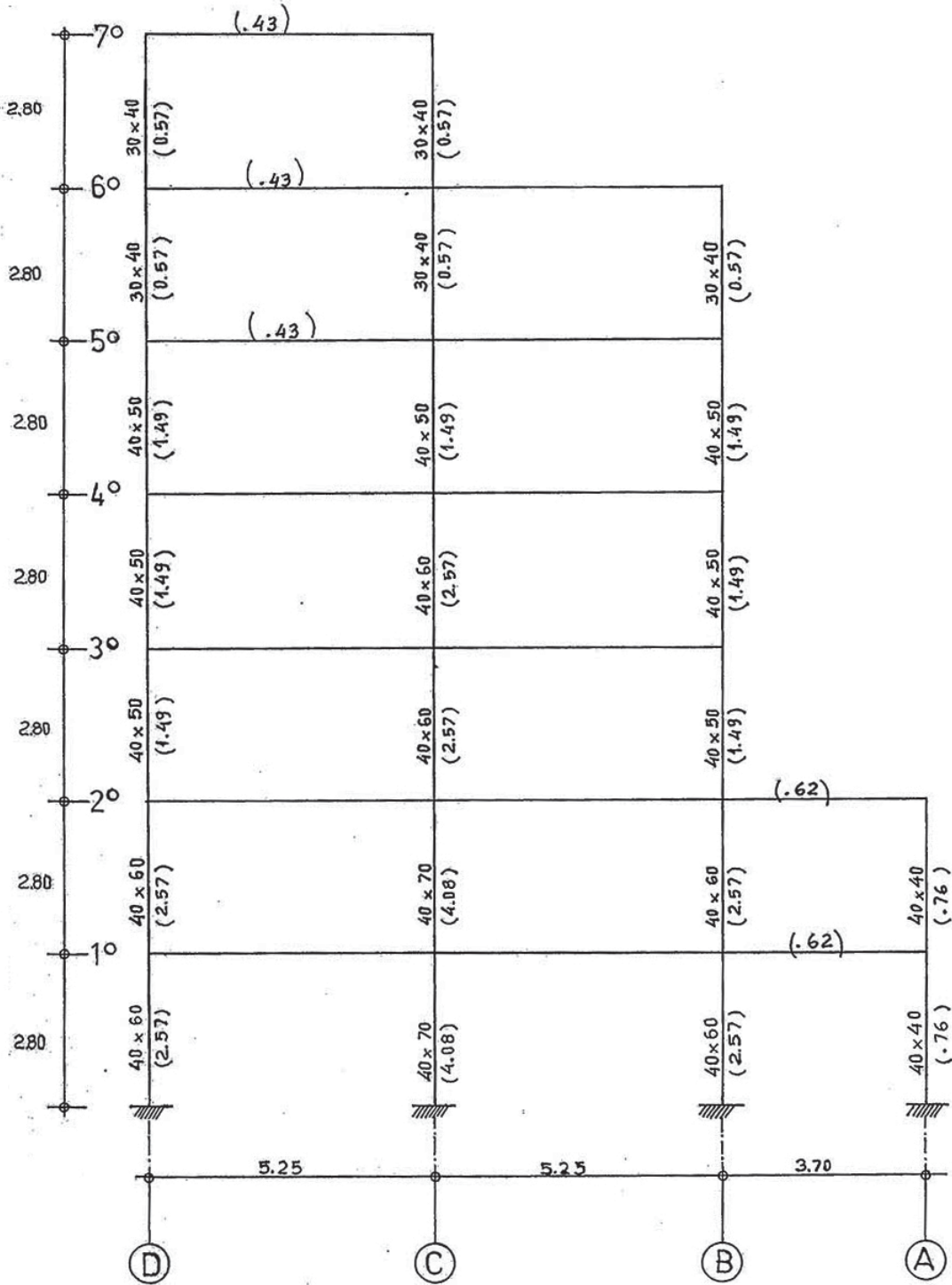
$$k_{c5} = 0.79$$

PORTICO PRINCIPAL 1-1

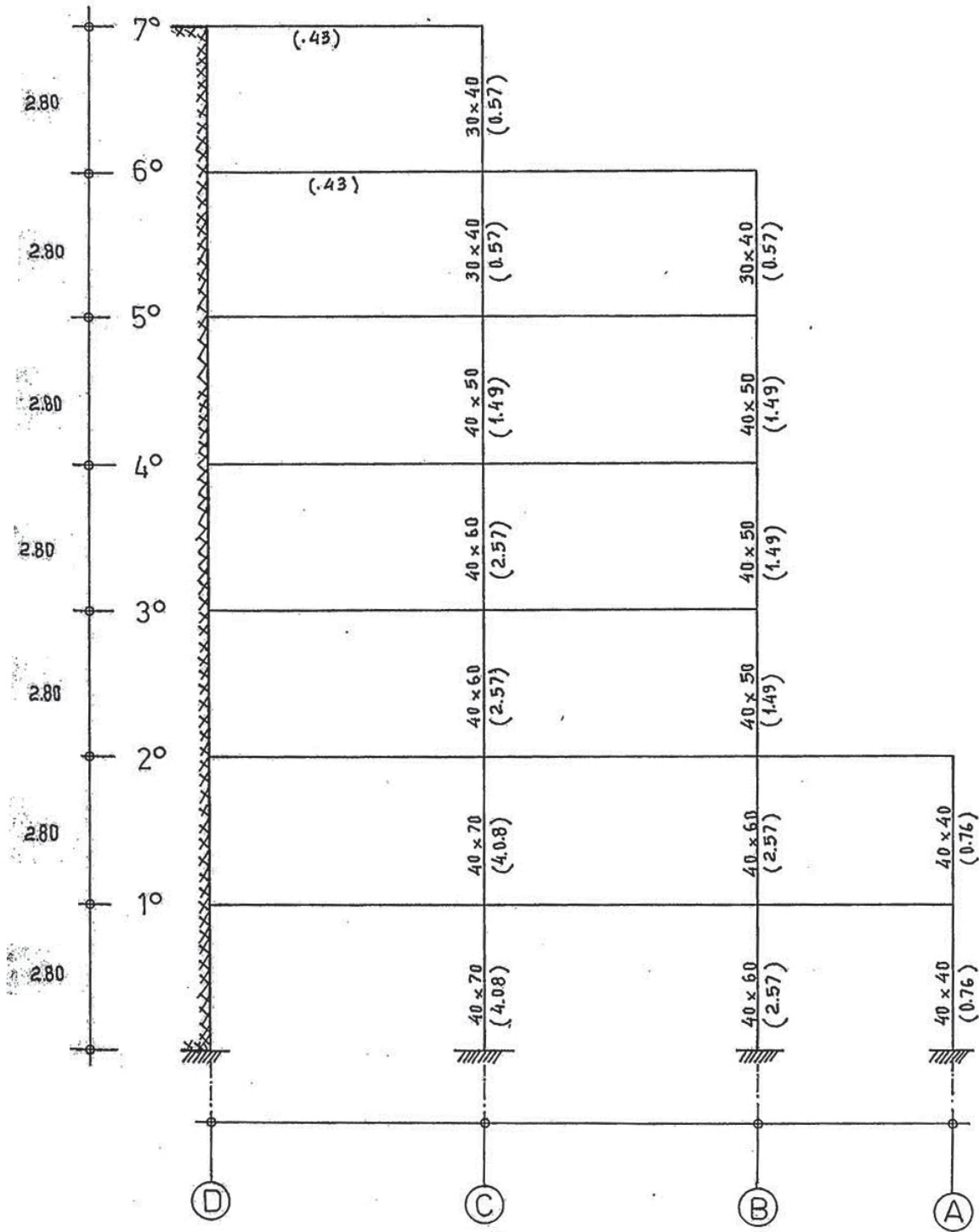
Las rigideces relativas se encuentran entre paréntesis:



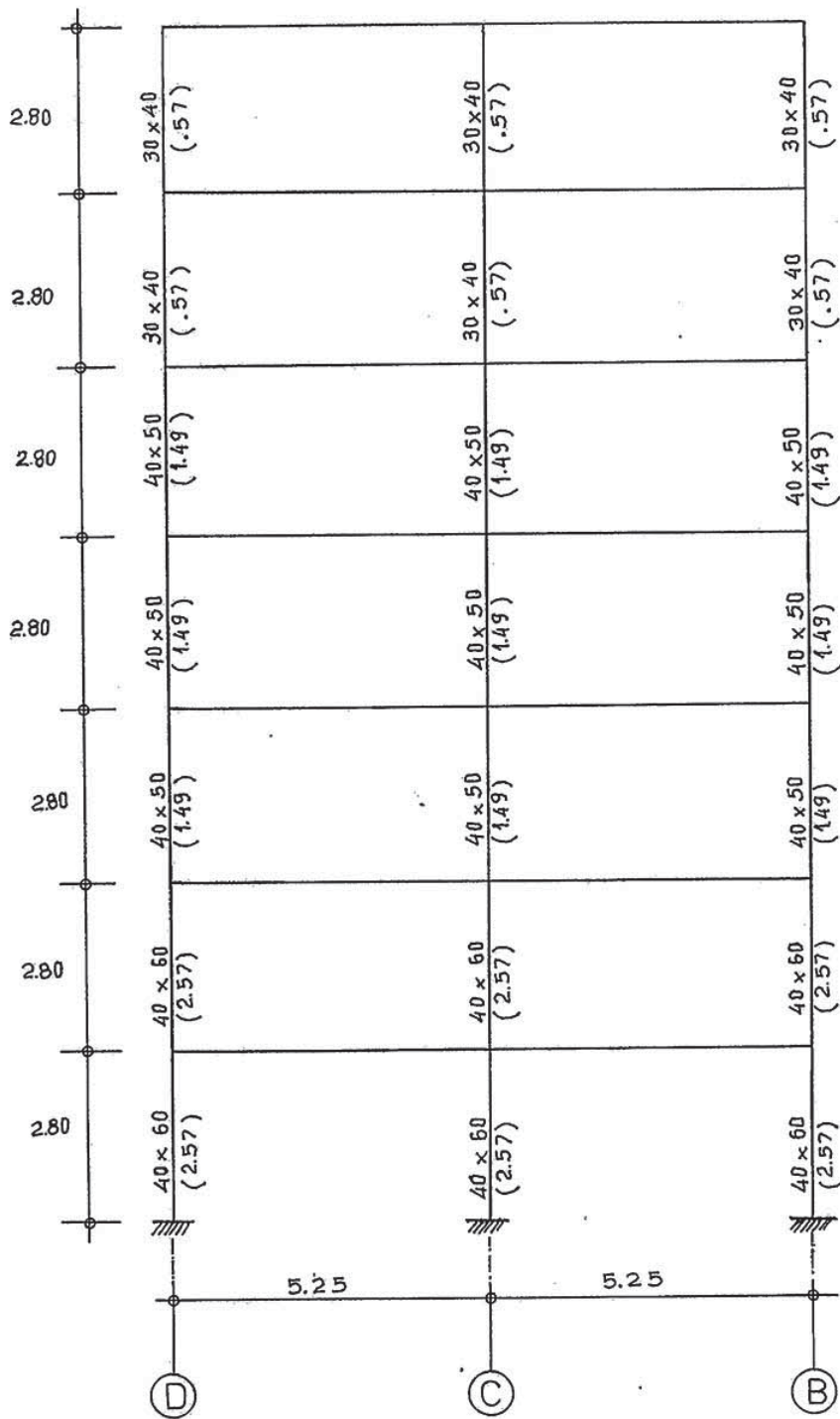
PORTICO PRINCIPAL 2-2=3-3=6-6



PORTICO PRINCIPAL 4-4 = 5-5



PORTICO PRINCIPAL 8-8



Para pórticos secundarios:

$$K_e = 10^3$$

$$\text{Vigas: } K_{v1} = \frac{30 \times 40^3 / 12}{510} = 0.31 \times 10^3 \quad kv1 = 0.31$$

Columnas:

$$K_{c1} = \frac{40 \times 40^3 / 12}{280} = 0.76 \times 10^3 \quad kc1 = 0.76$$

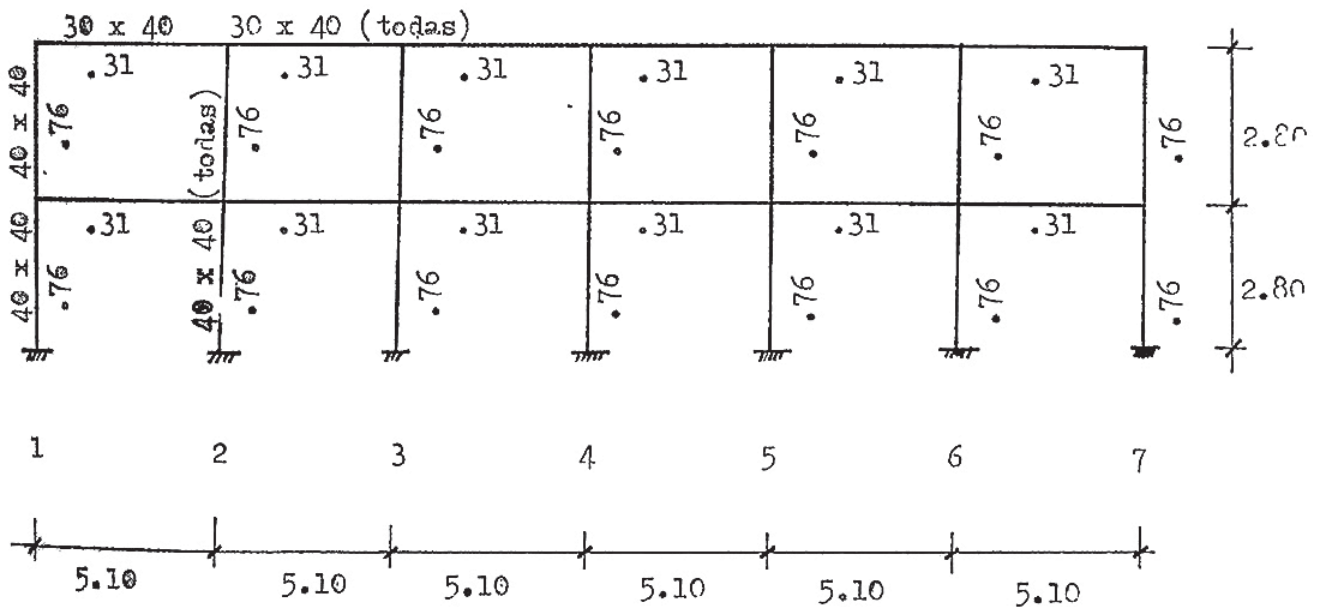
$$K_{c2} = \frac{60 \times 40^3}{12 \times 280} = 1.14 \times 10^3 \quad kc2 = 1.14$$

$$K_{c3} = \frac{50 \times 40^3}{12 \times 280} = 0.95 \times 10^3 \quad kc3 = 0.95$$

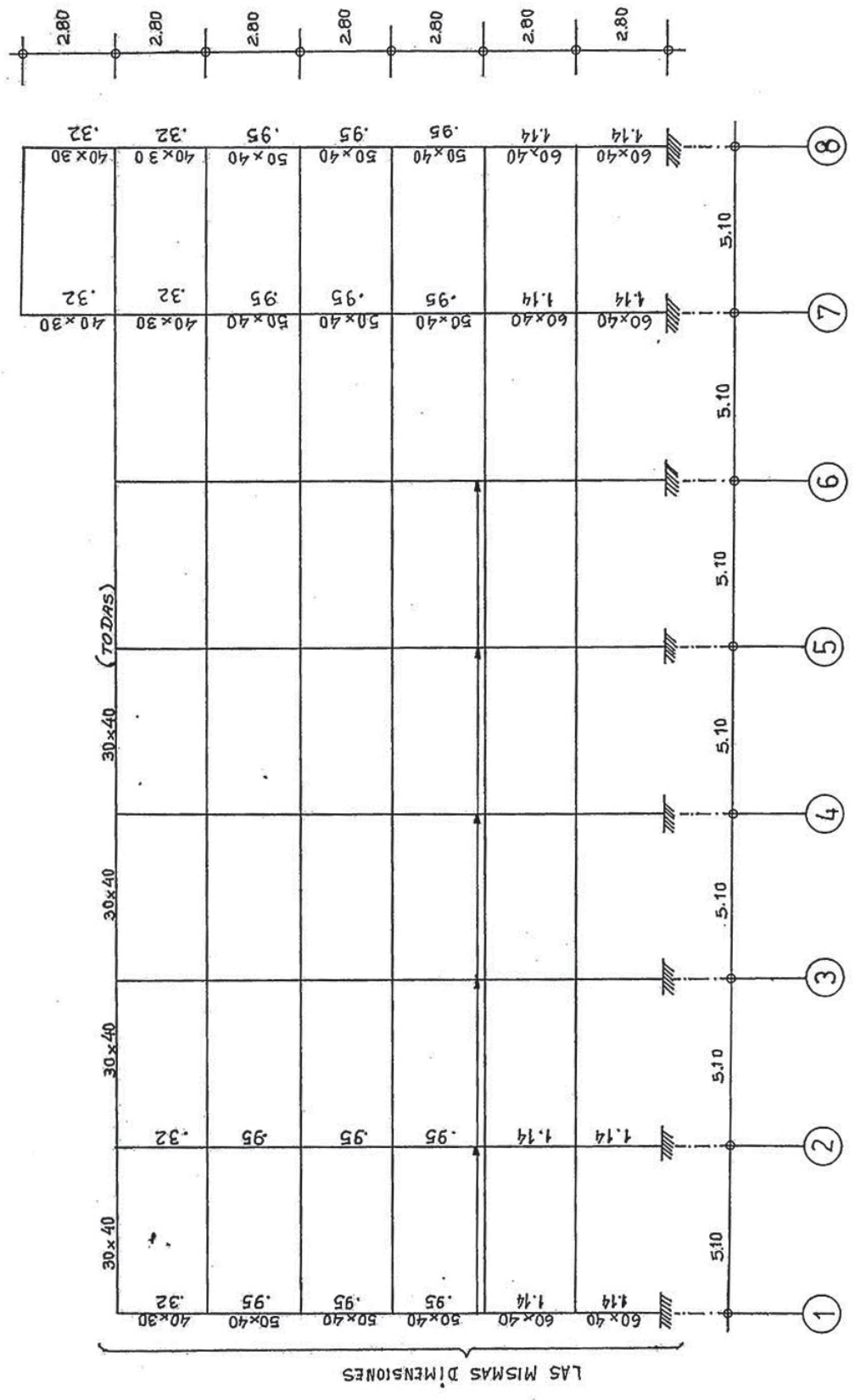
$$K_{c4} = \frac{40 \times 30^3}{12 \times 280} = 0.32 \times 10^3 \quad kc4 = 0.32$$

$$K_{c5} = \frac{70 \times 40^3}{12 \times 280} = 1.34 \times 10^3 \quad kc5 = 1.34$$

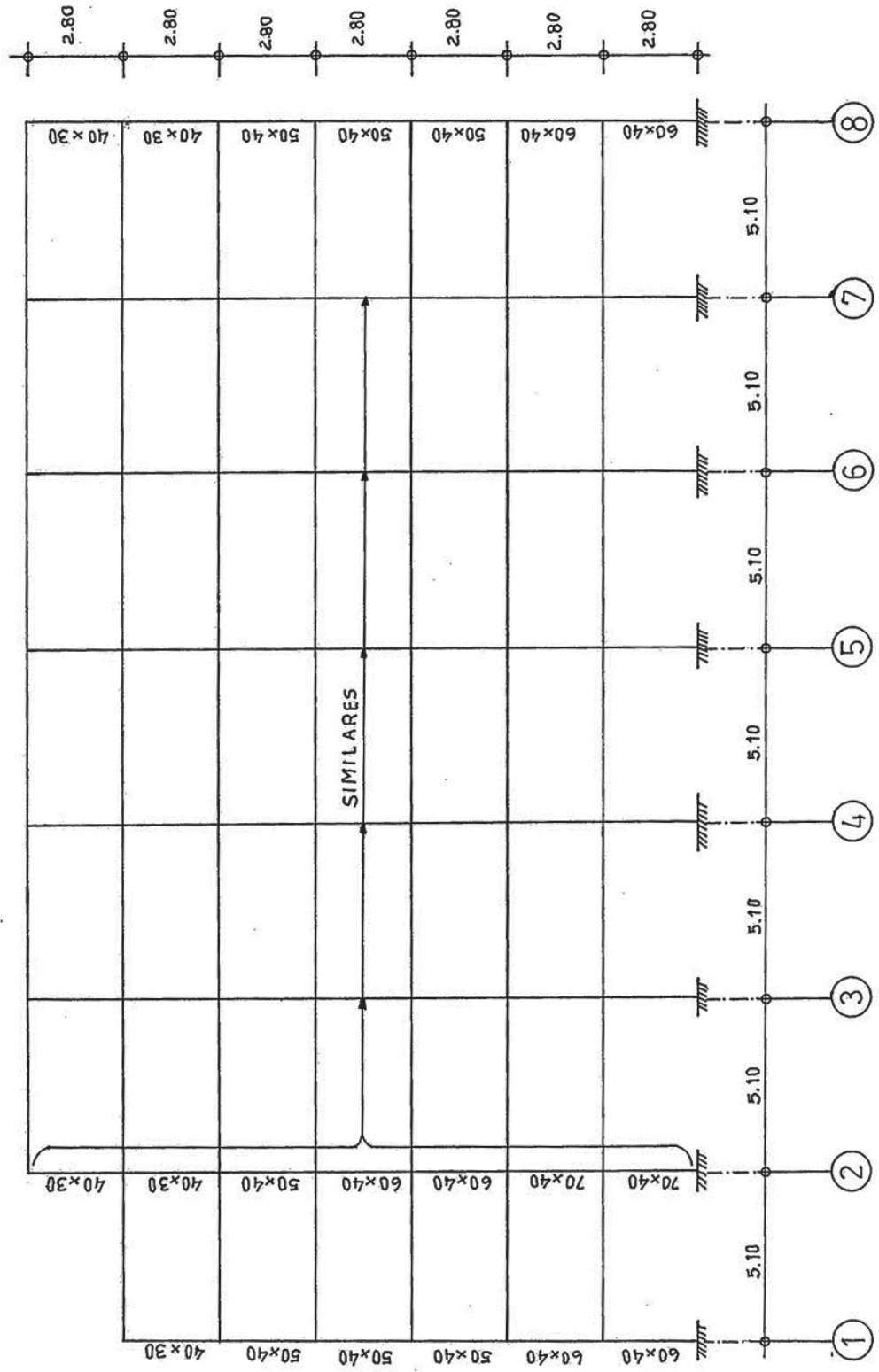
PORTICO SECUNDARIO A-A



PORTICO SECUNDARIO B-B



PORTICO SECUNDARIO C-C



K a D PARA COLUMNAS DE LOS PORTICOS:

Los valores se han calculado y tabulado, aplicando las fórmulas dadas en (4.40. d)

PORTICO PRINCIPAL 1-1

| NIVEL | EJE A | | | EJE B | | | EJE C | | | EJE D | | | | | | |
|-------|-------|-----------|------|-------|------|-----------|-------|------|------|-----------|------|------|------|------|------|------|
| | kc | \bar{K} | a | D | kc | \bar{K} | a | D | kc | \bar{K} | a | D | | | | |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | .57 | 1.13 | 0.36 | 0.21 | .57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 |
| 6° | — | — | — | — | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 | .57 | 1.51 | 0.43 | 0.25 | .57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 |
| 5° | — | — | — | — | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 1.49 | 0.58 | 0.22 | 0.33 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 4° | — | — | — | — | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 1.49 | 0.58 | 0.22 | 0.33 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 3° | — | — | — | — | 1.49 | 0.50 | 0.20 | 0.30 | 1.49 | 0.58 | 0.22 | 0.33 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 2° | 0.76 | 0.82 | 0.29 | .22 | 2.57 | 0.41 | 0.17 | 0.44 | 2.57 | 0.33 | 0.14 | 0.37 | 2.57 | 0.18 | 0.08 | 0.20 |
| 1° | 0.76 | 0.57 | 0.42 | .32 | 2.57 | 0.41 | 0.38 | 0.97 | 2.57 | 0.33 | 0.36 | 0.92 | 2.57 | 0.17 | 0.31 | 0.79 |

PORTIGO PRINCIPAL 2-2 = 3-3 - 6-6

| NIVEL | E J E A | | | E J E B | | | E J E C | | | E J E D | | | | | | |
|-------|---------|------|------|---------|------|------|---------|------|------|---------|------|------|------|------|------|------|
| | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D | | | | |
| 7º | — | — | — | — | — | — | — | — | 0.57 | 1.13 | 0.36 | 0.21 | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 |
| 6º | — | — | — | — | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 | 0.57 | 1.51 | 0.43 | 0.25 | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 |
| 5º | — | — | — | — | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 1.49 | 0.58 | 0.22 | 0.33 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 4º | — | — | — | — | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 2.57 | 0.33 | 0.14 | 0.37 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 3º | — | — | — | — | 1.49 | 0.50 | 0.20 | 0.30 | 2.57 | 0.33 | 0.14 | 0.37 | 1.49 | 0.37 | 0.13 | 0.19 |
| 2º | 0.76 | 0.82 | 0.29 | 0.22 | 2.57 | 0.41 | 0.17 | 0.44 | 4.08 | 0.21 | 0.10 | 0.39 | 2.57 | 0.18 | 0.08 | 0.20 |
| 1º | 0.76 | 0.57 | 0.42 | 0.32 | 2.57 | 0.41 | 0.38 | 0.97 | 4.08 | 0.21 | 0.32 | 1.31 | 2.57 | 0.17 | 0.31 | 0.79 |

PORTICO PRINCIPAL 4-4 = 5-5

| Ni | E J E A | | | | E J E B | | | | E J E C | | | |
|----|---------|-----------|------|------|---------|-----------|------|------|---------|-----------|------|------|
| | Kc | \bar{K} | a | D | Kc | \bar{K} | a | D | Kc | \bar{K} | a | D |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 |
| 6° | — | — | — | — | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 | 0.57 | 1.51 | 0.43 | 0.25 |
| 5° | — | — | — | — | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 1.49 | 0.58 | 0.22 | 0.33 |
| 4° | — | — | — | — | 1.49 | 0.50 | 0.20 | 0.30 | 2.57 | 0.33 | 0.14 | 0.37 |
| 3° | — | — | — | — | 1.49 | 0.50 | 0.20 | 0.30 | 2.57 | 0.33 | 0.14 | 0.39 |
| 2° | 0.76 | 0.82 | 0.29 | 0.22 | 2.57 | 0.41 | 0.17 | 0.44 | 4.08 | 0.21 | 0.10 | 0.39 |
| 1° | 0.76 | 0.57 | 0.42 | 0.32 | 2.57 | 0.41 | 0.38 | 0.97 | 4.08 | 0.21 | 0.32 | 1.31 |

PORTICO PRINCIPAL 8-8

| Ni | E J E B | | | | E J E C | | | | E J E D | | | |
|----|---------|-----------|------|------|---------|-----------|------|------|---------|-----------|------|------|
| | Kc | \bar{K} | a | D | Kc | \bar{K} | a | D | Kc | \bar{K} | a | D |
| 7° | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 | 0.57 | 1.51 | 0.43 | 0.25 | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 |
| 6° | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 | 0.57 | 1.51 | 0.43 | 0.25 | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 |
| 5° | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 1.49 | 0.58 | 0.22 | 0.33 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 4° | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 1.49 | 0.58 | 0.22 | 0.33 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 3° | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 1.49 | 0.58 | 0.22 | 0.33 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 2° | 2.57 | 0.18 | 0.08 | 0.20 | 2.57 | 0.33 | 0.14 | 0.37 | 2.57 | 0.18 | 0.08 | 0.20 |
| 1° | 2.57 | 0.17 | 0.31 | 0.79 | 2.57 | 0.33 | 0.36 | 0.92 | 2.57 | 0.17 | 0.31 | 0.79 |

PORTICO PRINCIPAL 7-7

| | E J E A | | | | E J E B | | | | E J E C | | | | E J E D | | | |
|-----|---------|------|------|------|---------|------|------|------|---------|------|------|------|---------|------|------|------|
| | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D |
| IV. | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | — | — | — | — | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 | 0.57 | 1.51 | 0.43 | 0.25 | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 |
| 6 | — | — | — | — | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 | 0.57 | 1.51 | 0.43 | 0.25 | 0.57 | 0.75 | 0.27 | 0.16 |
| 5 | — | — | — | — | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 1.49 | 0.58 | 0.22 | 0.33 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 4 | — | — | — | — | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 | 2.57 | 0.33 | 0.14 | 0.37 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 3 | — | — | — | — | 1.49 | 0.50 | 0.20 | 0.30 | 2.57 | 0.33 | 0.14 | 0.37 | 1.49 | 0.29 | 0.13 | 0.19 |
| 2 | 0.76 | 0.82 | 0.29 | 0.22 | 2.57 | 0.41 | 0.17 | 0.44 | 4.08 | 0.21 | 0.10 | 0.39 | 2.57 | 0.18 | 0.08 | 0.20 |
| 1 | 0.76 | 0.57 | 0.42 | 0.32 | 2.57 | 0.41 | 0.38 | 0.97 | 4.08 | 0.21 | 1.32 | 1.31 | 2.57 | 0.17 | 0.31 | 0.79 |

PORTICO SECUNDARIO A-A

| NIVEL | EJES: 1-1, 7-7 | | | | EJES: 2-2,3-3,4-4,5-5,6-6 | | | |
|-------|----------------|-----------|------|------|---------------------------|-----------|------|------|
| | Kc | \bar{K} | a | D | $\bar{K}c$ | \bar{K} | a | D |
| 2º | 0.76 | 0.41 | 0.17 | 0.13 | 0.76 | 0.82 | 0.29 | 0.22 |
| 1º | 0.76 | 0.41 | 0.38 | 0.29 | 0.76 | 0.82 | 0.47 | 0.36 |

PORTICO SECUNDARIO B-B

| Ni. | E J E : 1-1 | | | | E J E : 2-2, 3-3, 4-4, 5-5, 6-6 | | | | E J E : 7-7 | | | | E J E : 8-8 | | | |
|-----|-------------|-----------|------|------|---------------------------------|-----------|-----|-----|-------------|-----------|------|-----|-------------|-----------|-----|-----|
| | Kc | \bar{K} | a | D | Kc | \bar{K} | a | D | Kc | \bar{K} | a | D | Kc | \bar{K} | a | D |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | 0.32 | .97 | .33 | .10 | 0.32 | .97 | .33 | .10 |
| 6° | 0.32 | 0.97 | 0.33 | 0.10 | 0.32 | 1.94 | .49 | .16 | 0.32 | 1.94 | .49 | .16 | 0.32 | .97 | .33 | .10 |
| 5° | 0.95 | .33 | .14 | .13 | 0.95 | .65 | .25 | .23 | 0.95 | .65 | .25 | .23 | 0.95 | .33 | .14 | .13 |
| 4° | 0.95 | .33 | .14 | .13 | 0.95 | .65 | .25 | .23 | 0.95 | .65 | .25 | .23 | 0.95 | .33 | .14 | .13 |
| 3° | 0.95 | .33 | .14 | .13 | 0.95 | .65 | .25 | .23 | 0.95 | .65 | .25 | .23 | 0.95 | .33 | .14 | .13 |
| 2° | 1.14 | .27 | .12 | .14 | 1.14 | .54 | .21 | .24 | 1.14 | .54 | 0.40 | .24 | 1.14 | .27 | .12 | .14 |
| 1° | 1.14 | .27 | .34 | .39 | 1.14 | .54 | .41 | .47 | 1.14 | .54 | .41 | .47 | 1.14 | .27 | .34 | .39 |

PORTICO SECUNDARIO C-C

| | E J E : 1-1 | | | | E J E : 2-2 | | | | E J E : 3-3, 4-4, 5-5, 6-6, 7-7, | | | | E J E : 8-8 | | | |
|----|-------------|-----|-----|-----|-------------|------|-----|-----|----------------------------------|------|-----|-----|-------------|-----|-----|-----|
| | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D |
| 70 | | | | | .32 | .97 | .33 | .10 | .32 | 1.94 | .49 | .16 | .32 | .97 | .33 | .10 |
| 60 | .32 | .97 | .33 | .10 | .32 | 1.94 | .49 | .16 | .32 | 1.94 | .49 | .16 | .32 | .97 | .33 | .10 |
| 50 | .95 | .33 | .14 | .13 | .95 | .65 | .25 | .23 | .95 | .65 | .25 | .23 | .95 | .33 | .14 | .13 |
| 40 | .95 | .33 | .14 | .13 | 1.14 | .54 | .21 | .24 | 1.14 | .54 | .21 | .24 | .95 | .33 | .14 | .13 |
| 30 | .95 | .33 | .14 | .13 | 1.14 | .54 | .21 | .24 | 1.14 | .54 | .21 | .24 | .95 | .33 | .14 | .13 |
| 20 | 1.14 | .27 | .12 | .14 | 1.34 | .46 | .19 | .25 | 1.34 | .46 | .19 | .25 | 1.14 | .27 | .12 | .14 |
| 10 | 1.14 | .27 | .34 | .39 | 1.34 | .46 | .39 | .52 | 1.34 | .46 | .39 | .52 | 1.14 | .27 | .34 | .39 |

PORTICO SECUNDARIO D-D

| NIVEL | E J E : 1-1 | | | | EJES: 2-2, 3-3, 6-6, 7-7 | | | | EJES: 4-4, 5-5 | | | | E J E : 8-8 | | | |
|-------|-------------|-----|-----|-----|--------------------------|------|-----|-----|----------------|------|-----|-----|-------------|-----|-----|-----|
| | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D | Kc | K̄ | a | D |
| 7º | — | — | — | — | .32 | .97 | .33 | .10 | .24 | 1.79 | .47 | .11 | .32 | .97 | .33 | .10 |
| 6º | .32 | .97 | .33 | .10 | .32 | 1.94 | .49 | .16 | .24 | 1.79 | .47 | .11 | .32 | .97 | .33 | .10 |
| 5º | .95 | .33 | .14 | .13 | .95 | .65 | .25 | .23 | .24 | 1.79 | .47 | .11 | .95 | .33 | .14 | .13 |
| 4º | .95 | .33 | .14 | .13 | .95 | .65 | .25 | .23 | .24 | 1.79 | .47 | .11 | .95 | .33 | .14 | .13 |
| 3º | .95 | .33 | .14 | .13 | .95 | .65 | .25 | .23 | .24 | 1.79 | .47 | .11 | .95 | .33 | .14 | .13 |
| 2º | 1.14 | .27 | .12 | .14 | 1.14 | .54 | .21 | .24 | .24 | 1.79 | .47 | .11 | 1.14 | .27 | .12 | .14 |
| 1º | 1.14 | .27 | .34 | .39 | 1.14 | .54 | .41 | .47 | .24 | 1.29 | .54 | .13 | 1.14 | .27 | .34 | .39 |

4.42 VALORES INICIALES "D" PARA PLACAS

Para calcular el valor inicial "D" de las placas se supone que existe articulaciones en la zona de entrega de vigas a placas (solo se transmite cortante). Luego las placas se comportan como elementos aislados sometidos a cargas horizontales y se analizan como libre velado. Estos valores "D" posteriormente serán corregidos, para tomar en cuenta la interacción entre placa y pórticos.

4.42.10 METODO ITERATIVO PARA CALCULAR EL VALOR INICIAL "D" PARA PLACAS

El factor "D" está dado por la siguiente expresión:

$$D = \frac{V}{f(\int B_n + \int S_n + \int \phi)}$$

donde:

V= fuerza cortante.

$\int B_n$ = deformación per flexión

$\int S_n$ = deformación per corte.

$\int \phi$ = deformación per rotación de la cimentación (para suelos blandes)

- En síntesis el método consiste en lo siguiente:

1.- Se asume un valor del cortante V y se encuentran las deformaciones mediante las relaciones siguientes:

$$\int S_n = \frac{R V_n}{A} \cdot \frac{27.6 K_o}{h} \beta = \Delta S_n \times \frac{27.6 K_o}{h} \beta$$

$$\int B_n = 4 \left[\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{K_i} + \frac{1}{2} \frac{M_n}{K_n} \right] \cdot \frac{3}{h} = 4 \Delta B_n \times \frac{3}{h}$$

$$\int \phi = 0$$

2.- Una vez calculadas las deformaciones, se calcula D y se distribuye la fuerza cortante total, proporcional a éstos valores, se compara en cada elemento y en cada nivel, el cortante asumido con el distribuido, hasta que la diferencia sea mínima.

En las fórmulas anteriores:

β = Coeficiente de deformación plástica del concreto (Varía de 1 a 4), en el rango elástico se toma, $\beta = 1$

R= Coeficiente de forma, R= 1.2 para secciones rectangulares.

A= Area de la sección en el piso considerado.

3.- Los cálculos se disponen en forma práctica en cuadros tal como se muestran a continuación:

donde:

n= número de pisos.

h= altura del piso en cm.

A= área de la sección en cm^2

K= rigidez en cm^3

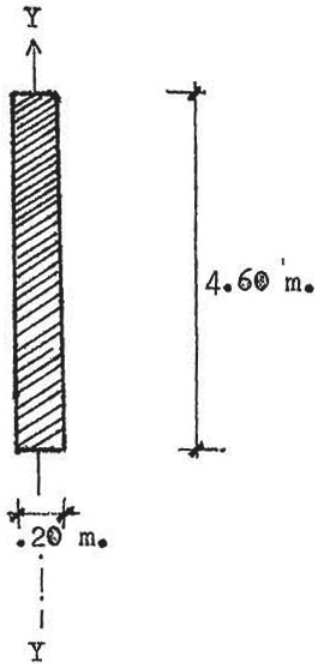
K_n = rigidez relativa.

V= fuerza cortante en Ton.

4.43 ANALISIS SISMICO DE PLACAS SEGUN LA DIRECCION PRINCIPAL (EJE Y-Y)

Para nuestro estudio, hacemos el cálculo para la placa 4, que es similar a la placa del eje 5-5; además consideramos la placa 4'

1.- PLACA 4 PRIMERA ITERACION



Momento de Inercia

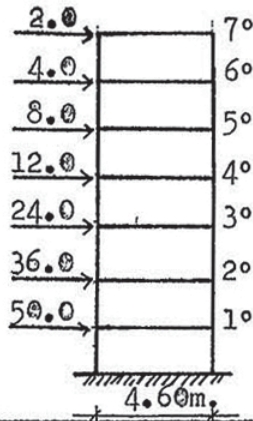
$$I = \frac{1}{12} b h^3$$

$$I = \frac{1}{12} (20) (460)^3 = 16.22 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$A = 20 \text{ cm} \times 460 \text{ cm} = 9200 \text{ cm}^2$$

| N | h (cm) | A ($\times 10^3$) (cm ²) | I ($\times 10^7$) cm ⁴ | I/h=K ($\times 10^5$) (cm ³) | Ko ($\times 10^3$) | Kn = K/Ko (cm ³) |
|---|-----------|--|---|--|-------------------------|---------------------------------|
| 7 | 280 | 9.20 | 16.22 | 5.79 | 1.0 | 579 |
| 6 | 280 | 9.20 | 16.22 | 5.79 | 1.0 | 579 |
| 5 | 280 | 9.20 | 16.22 | 5.79 | 1.0 | 579 |
| 4 | 280 | 9.20 | 16.22 | 5.79 | 1.0 | 579 |
| 3 | 280 | 9.20 | 16.22 | 5.79 | 1.0 | 579 |
| 2 | 280 | 9.20 | 16.22 | 5.79 | 1.0 | 579 |
| 1 | 280 | 9.20 | 16.22 | 5.79 | 1.0 | 579 |

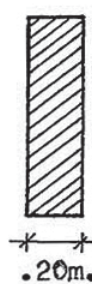
Suponemos que la placa toma los cortantes mostrados en el siguiente diagrama:



| N | (ton) V | A (x10 ³) | R | ΔS_n (x10 ⁻³) | $27.6K\alpha^{\beta}/h$ | δS_n | | |
|---|---------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------------------|-------------------------|----------------|--------|--------------|
| 7 | 2.0 | 9.20 | 1.20 | .261 | 98.57 | 0.026 | | |
| 6 | 4.0 | 9.20 | 1.20 | .522 | 98.57 | 0.051 | | |
| 5 | 8.0 | 9.20 | 1.20 | 1.043 | 98.57 | 0.103 | | |
| 4 | 12.0 | 9.20 | 1.20 | 1.565 | 98.57 | 0.154 | | |
| 3 | 24.0 | 9.20 | 1.20 | 3.130 | 98.57 | 0.309 | | |
| 2 | 36.0 | 9.20 | 1.20 | 4.696 | 98.57 | 0.463 | | |
| 1 | 50.0 | 9.20 | 1.20 | 6.522 | 98.57 | 0.643 | | |
| N | Vh (x10 ²) | M'n(x10 ²) | 2Mn (x10 ²) | Kn | $\frac{2Mn}{Kn}$ | $4 \Delta B_n$ | $3/h$ | δB_n |
| 7 | 5.60 | →5.60 | 5.60 | 579 | 0.97 | →486.49 | 0.0107 | 5.212 |
| 6 | 11.20 | →16.80 | →22.40 | 579 | 3.87 | →481.65 | 0.0107 | 5.161 |
| 5 | 22.40 | →39.20 | →56.00 | 579 | 9.67 | →468.11 | 0.0107 | 5.015 |
| 4 | 33.60 | →72.80 | →112.00 | 579 | 19.34 | →439.10 | 0.0107 | 4.705 |
| 3 | 67.20 | →140.00 | →212.80 | 579 | 36.75 | →383.01 | 0.0107 | 4.104 |
| 2 | 100.80 | →240.80 | →380.80 | 579 | 65.77 | →280.49 | 0.0107 | 3.005 |
| 1 | 140.00 | →380.80 | →621.6 | 579 | 107.36 | →107.36 | 0.0107 | 1.150 |

| N | V | $\int S_n$ | $\int B_n$ | $\int W_n = \int S_n + \int B_n$ | Dplaca |
|---|------|------------|------------|----------------------------------|--------|
| 7 | 2.0 | 0.026 | 5.212 | 5.238 | 0.382 |
| 6 | 4.0 | 0.051 | 5.161 | 5.212 | 0.767 |
| 5 | 8.0 | 0.103 | 5.015 | 5.118 | 1.563 |
| 4 | 12.0 | 0.154 | 4.705 | 4.899 | 2.470 |
| 3 | 24.0 | 0.309 | 4.104 | 4.413 | 5.438 |
| 2 | 36.0 | 0.463 | 3.005 | 3.468 | 10.381 |
| 1 | 50.0 | 0.643 | 1.150 | 1.793 | 27.885 |

2.- PLACA 4ª PRIMERA ITERACION



$$A = (20) (190) = 3800 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} (20) (190)^3$$

$$I = 1.14 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

| N | h (cm) | A(x10 ³) (cm ²) | Ix10 ⁷ (cm ⁴) | I/h=K (cm ³) | Ko (x10 ³) | Kn=K/Ko (cm ³) |
|---|-----------|--|---|-----------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 7 | 280 | 3.80 | 1.14 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| 6 | 280 | 3.80 | 1.14 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| 5 | 280 | 3.80 | 1.14 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| 4 | 280 | 3.80 | 1.14 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| 3 | 280 | 3.80 | 1.14 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| 2 | 280 | 3.80 | 1.14 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| 1 | 280 | 3.80 | 1.14 | 0.41 | 1.0 | 41 |

| N | V (ton.) | A (x10 ³) | R | $\Delta Sn(x10^{-3})$ | 27.6Ko β/h | $\int Sn$ |
|---|-------------|--------------------------|-----|-----------------------|------------------|-----------|
| 7 | 1.0 | 3.8 | 1.2 | 0.316 | 98.57 | 0.031 |
| 6 | 2.0 | 3.8 | 1.2 | 0.632 | 98.57 | 0.062 |
| 5 | 4.0 | 3.8 | 1.2 | 1.263 | 98.57 | 0.124 |
| 4 | 7.0 | 3.8 | 1.2 | 2.211 | 98.57 | 0.218 |
| 3 | 11.0 | 3.8 | 1.2 | 3.474 | 98.57 | 0.342 |
| 2 | 16.0 | 3.8 | 1.2 | 5.053 | 98.57 | 0.498 |
| 1 | 22.0 | 3.8 | 1.2 | 6.947 | 98.57 | 0.640 |

| N | Vh (x10 ²) | M'n (x10 ²) | 2Mn (x10 ²) | Kn | $\frac{2Mn}{Kn}$ | 4 Bn | 3/h | $\int Bn$ |
|---|---------------------------|----------------------------|----------------------------|----|------------------|-----------|---------|-----------|
| 7 | 2.80 | → 2.80 | 2.80 | 41 | 6.83 | → 3339.5 | 0.01071 | 35.77 |
| 6 | 5.60 | → 8.40 | → 11.20 | 41 | 27.23 | → 3305.35 | 0.01071 | 35.40 |
| 5 | 11.20 | → 19.60 | → 28.0 | 41 | 68.29 | → 3209.74 | 0.01071 | 34.38 |
| 4 | 19.60 | → 39.20 | → 58.80 | 41 | 143.41 | → 2998.04 | 0.01071 | 32.11 |
| 3 | 30.80 | → 70.00 | → 109.2 | 41 | 266.34 | → 2588.29 | 0.01071 | 27.72 |
| 2 | 44.80 | → 114.80 | → 184.8 | 41 | 450.73 | → 1871.22 | 0.01071 | 20.04 |
| 1 | 61.60 | → 176.40 | → 291.2 | 41 | 710.24 | → 710.24 | 0.01071 | 7.61 |

| N | V | $\int Sn$ | $\int Bn$ | $\int Wn = \sqrt{\int Sn + \int Bn}$ | Dplc = V / $\int Wn$ |
|---|------|-----------|-----------|--------------------------------------|----------------------|
| 7 | 1.0 | 0.031 | 35.77 | 35.801 | 0.028 |
| 6 | 2.0 | 0.062 | 35.40 | 35.462 | 0.056 |
| 5 | 4.0 | 0.124 | 34.38 | 34.504 | 0.116 |
| 4 | 7.0 | 0.218 | 32.11 | 32.328 | 0.217 |
| 3 | 11.0 | 0.342 | 27.72 | 28.062 | 0.392 |
| 2 | 16.0 | 0.498 | 20.04 | 20.538 | 0.779 |
| 1 | 22.0 | 0.640 | 7.61 | 8.25 | 2.667 |

3.- COMPARACION Y DISTRIBUCION DE CORTANTES

| Ni | $\Sigma D_{por.}$ | Dpl.4 | Dpl.5 | Dpl.4' | $\Sigma D_{TOT.}$ | $V_{TOT.}$ | Vp1.4 | Vp1.5 | Vp1.4' |
|----|-------------------|-------|-------|--------|-------------------|------------|-------|-------|--------|
| 7 | 2.94 | .382 | .382 | .028 | 3.732 | 50.24 | 5.14 | 5.14 | 0.38 |
| 6 | 4.24 | .767 | .767 | .056 | 5.83 | 86.57 | 11.39 | 11.39 | 0.83 |
| 5 | 4.78 | 1.563 | 1.563 | .116 | 8.022 | 117.72 | 22.93 | 22.93 | 1.70 |
| 4 | 5.54 | 2.47 | 2.47 | .217 | 10.69 | 143.21 | 33.07 | 33.07 | 2.91 |
| 3 | 6.42 | 5.438 | 5.438 | .392 | 17.68 | 162.40 | 49.93 | 49.93 | 3.60 |
| 2 | 9.56 | 10.38 | 10.38 | .779 | 31.10 | 179.58 | 59.94 | 59.94 | 4.50 |
| 1 | 24.76 | 27.88 | 27.88 | 2.667 | 83.19 | 188.32 | 63.12 | 63.12 | 6.04 |

4.- SEGUNDA ITERACION PLACA = PLACA 5

| N | V (ton) | A ($\times 10^3$) | R | ΔS_n ($\times 10^{-3}$) | $27.6K\alpha \beta / h$ | $d S_n$ |
|---|------------|------------------------|-----|--------------------------------------|-------------------------|---------|
| 7 | 5.14 | 9.20 | 1.2 | .67 | 98.57 | 0.066 |
| 6 | 11.39 | 9.20 | 1.2 | 1.48 | 98.57 | 0.146 |
| 5 | 22.93 | 9.20 | 1.2 | 2.991 | 98.57 | 0.296 |
| 4 | 33.07 | 9.20 | 1.2 | 4.313 | 98.57 | 0.425 |
| 3 | 49.93 | 9.20 | 1.2 | 6.513 | 98.57 | 0.642 |
| 2 | 59.94 | 9.20 | 1.2 | 7.818 | 98.57 | 0.771 |
| 1 | 63.12 | 9.20 | 1.2 | 8.233 | 98.57 | 0.811 |

| N | Vh (x10 ²) | M'n (x10 ²) | 2Mn (x10 ²) | Kn | 2Mn/Kn | 4Δ Bn | 3/h | δ Bn |
|---|---------------------------|----------------------------|----------------------------|-----|--------|-----------|--------|--------|
| 7 | 14.39 | → 14.39 | → 14.39 | 579 | 2.49 | → 1083.21 | 0.0107 | 11.601 |
| 6 | 31.89 | → 46.28 | → 60.67 | 579 | 10.48 | → 1070.24 | 0.0107 | 11.462 |
| 5 | 64.20 | → 110.48 | → 156.76 | 579 | 27.07 | → 1032.69 | 0.0107 | 11.060 |
| 4 | 92.60 | → 203.08 | → 313.56 | 579 | 54.16 | → 951.46 | 0.0107 | 10.190 |
| 3 | 139.8 | → 342.88 | → 545.96 | 579 | 94.29 | → 803.01 | 0.0107 | 8.60 |
| 2 | 167.83 | → 510.71 | → 853.59 | 579 | 147.42 | → 561.30 | 0.0107 | 6.011 |
| 1 | 176.74 | → 687.45 | → 1198.16 | 579 | 206.94 | → 206.94 | 0.0107 | 2.216 |

| N | V | δ Sn | δ Bn | δ Wn = δ Sn + δ Bn | Dpl. = V/δ Wn |
|---|-------|-------|--------|--------------------|---------------|
| 7 | 5.14 | 0.066 | 11.601 | 11.667 | 0.441 |
| 6 | 11.39 | 0.146 | 11.462 | 11.608 | 0.981 |
| 5 | 22.93 | 0.295 | 11.060 | 11.355 | 2.01 |
| 4 | 33.07 | 0.425 | 10.190 | 10.615 | 3.118 |
| 3 | 49.93 | 0.642 | 8.60 | 9.242 | 5.403 |
| 2 | 59.94 | 0.771 | 6.011 | 6.782 | 8.838 |
| 1 | 63.12 | 0.811 | 2.216 | 3.027 | 20.85 |

5.- PLACA 4ª SEGUNDA ITERACION

| N | V(ton) | A (x10 ³) | I (x10 ⁷) (cm ⁴) | I/h=K(cm ³) (x10 ⁵) | Ko (x10 ³) | Kn =K/Ko (cm ³) |
|---|--------|--------------------------|---|--|---------------------------|--------------------------------|
| | 8 | 8 | 4 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| | | 8 | 4 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| | | 8 | 14 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| | | 8 | 14 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| | 60 | .8 | 1.14 | 0.41 | 1.0 | 41 |
| | 4 0 | 8 | | 0.41 | 1.0 | 41 |
| | 4 | 8 | 1.14 | 0.41 | 1.0 | 41 |

| N | V | A (x10 ³) | R | ΔS_n (x10 ⁻³) | 27.6 K o /h | δS_n |
|---|------|--------------------------|-----|--------------------------------------|-------------|--------------|
| 7 | 0.38 | 3.8 | 1.2 | 0.12 | 98.57 | 0.012 |
| 6 | 0.83 | 3.8 | 1.2 | 0.262 | 98.57 | 0.026 |
| 5 | 1.70 | 3.8 | 1.2 | 0.537 | 98.57 | 0.053 |
| 4 | 2.91 | 3.8 | 1.2 | 0.919 | 98.57 | 0.091 |
| 3 | 3.60 | 3.8 | 1.2 | 1.137 | 98.57 | 0.112 |
| 2 | 4.50 | 3.8 | 1.2 | 1.421 | 98.57 | 0.140 |
| 1 | 6.04 | 3.8 | 1.2 | 1.907 | 98.57 | 0.188 |

| N | Vn | M'n | 2Mn | Kn | 2Mn/Kn | 4 ΔB_n | 3/h | δB_n |
|---|--------|--------|--------|----|--------|----------------|--------|--------------|
| 7 | 1.064 | 1.064 | 1.064 | 41 | 2.60 | 1190.4 | 0.0107 | 12.749 |
| 6 | 2.324 | 3.388 | 4.452 | 41 | 10.86 | 1176.94 | 0.0107 | 12.605 |
| 5 | 4.76 | 8.148 | 11.536 | 41 | 28.14 | 1137.94 | 0.0107 | 12.187 |
| 4 | 8.148 | 16.296 | 24.444 | 41 | 59.62 | 1050.18 | 0.0107 | 11.247 |
| 3 | 10.08 | 26.376 | 46.672 | 41 | 104.08 | 886.48 | 0.0107 | 9.494 |
| 2 | 12.60 | 38.976 | 65.352 | 41 | 159.40 | 623 | 0.0107 | 6.672 |
| 1 | 16.912 | 55.888 | 94.864 | 41 | 231.38 | 231.38 | 0.0107 | 2.478 |

| N | V | δS_n | δB_n | δW_n | Dplac. |
|---|------|--------------|--------------|--------------|--------|
| 7 | 0.38 | 0.012 | 12.749 | 12.761 | 0.029 |
| 6 | 0.83 | 0.026 | 12.605 | 12.631 | 0.066 |
| 5 | 1.70 | 0.053 | 12.187 | 12.217 | 0.139 |
| 4 | 2.91 | 0.091 | 11.247 | 11.338 | 0.257 |
| 3 | 3.60 | 0.112 | 9.494 | 9.606 | 0.375 |
| 2 | 4.50 | 0.140 | 6.672 | 6.812 | 0.66 |
| 1 | 6.04 | 0.188 | 2.478 | 2.666 | 2.266 |

COMPARACION Y DISTRIBUCION DEL CORTANTE

| NIVEL | $\Sigma D_{por.}$ | Dpl.4 | Dpl.5 | Dpl.4' | ΣD_{tot} | V _{tot} | Vpl.4 | Vpl.5 | Vpl.4' |
|-------|-------------------|-------|-------|--------|------------------|------------------|-------|-------|--------|
| 7 | 2.94 | .441 | .441 | 0.029 | 3.851 | 50.24 | 5.75 | 5.75 | 0.378 |
| 6 | 4.24 | .981 | .981 | 0.066 | 6.268 | 86.57 | 12.81 | 12.81 | 0.862 |
| 5 | 4.78 | 2.01 | 2.01 | 0.139 | 8.939 | 117.72 | 26.47 | 26.47 | 1.83 |
| 4 | 5.54 | 3.118 | 3.118 | 0.257 | 12.033 | 143.21 | 37.11 | 37.11 | 3.38 |
| 3 | 6.42 | 5.403 | 5.403 | 0.375 | 17.601 | 162.40 | 49.85 | 49.85 | 3.46 |
| 2 | 9.56 | 8.838 | 8.838 | 0.660 | 27.896 | 179.58 | 56.89 | 56.89 | 4.25 |
| 1 | 24.76 | 20.85 | 20.85 | 2.266 | 68.726 | 188.32 | 57.13 | 57.13 | 6.21 |

7.- TERCERA ITERACION

Por un proceso análogo al anterior obtenemos para las placas:

PLACA 4= PLACA 5

| N | V | $\sqrt{S_n}$ | $\sqrt{B_n}$ | $\sqrt{W_n}$ | Dpl = V/ $\sqrt{W_n}$ |
|---|-------|--------------|--------------|--------------|-----------------------|
| 7 | 5.75 | 0.073 | 12.304 | 12.377 | 0.465 |
| 6 | 12.81 | 0.165 | 12.148 | 12.313 | 1.041 |
| 5 | 26.47 | 0.340 | 11.693 | 12.033 | 2.199 |
| 4 | 37.11 | 0.477 | 10.705 | 11.182 | 3.318 |
| 3 | 49.85 | 0.641 | 8.937 | 9.578 | 5.205 |
| 2 | 56.89 | 0.731 | 6.167 | 6.897 | 8.249 |
| 1 | 57.13 | 0.734 | 2.252 | 2.986 | 19.13 |

PLACA 4'

| N | V | $\sqrt{S_n}$ | $\sqrt{B_n}$ | $\sqrt{W_n}$ | Dpl = V/ $\sqrt{W_n}$ |
|---|------|--------------|--------------|--------------|-----------------------|
| 7 | .378 | 0.011 | 13.23 | 13.241 | 0.028 |
| 6 | .862 | 0.027 | 13.09 | 13.117 | 0.065 |
| 5 | 1.83 | 0.057 | 12.66 | 12.717 | 0.143 |
| 4 | 3.38 | 0.105 | 11.65 | 11.755 | 0.287 |
| 3 | 3.46 | 0.108 | 9.76 | 9.868 | 0.351 |
| 2 | 4.25 | 0.132 | 6.81 | 6.942 | 0.612 |
| 1 | 6.21 | 0.193 | 2.52 | 2.713 | 2.99 |

COMPARACION Y DISTRIBUCION DEL CORTANTE

| N | $\sum D_{por.}$ | Dpl.4 | Dpl.5 | Dpl.4' | $\sum D_{tot}$ | V _{tot.} | Vpl.4 | Vpl.5 | Vpl.4' |
|---|-----------------|-------|-------|--------|----------------|-------------------|-------|-------|--------|
| 7 | 2.94 | .465 | .465 | .028 | 3.898 | 50.24 | 5.99 | 5.99 | .36 |
| 6 | 4.24 | 1.040 | 1.040 | .065 | 6.385 | 86.57 | 14.10 | 14.10 | .881 |
| 5 | 4.78 | 2.199 | 2.199 | .143 | 9.321 | 117.72 | 27.77 | 27.77 | 1.806 |
| 4 | 5.54 | 3.318 | 3.318 | .287 | 12.463 | 143.21 | 38.13 | 38.13 | 3.30 |
| 3 | 6.42 | 5.205 | 5.205 | .351 | 17.181 | 162.40 | 49.20 | 49.20 | 3.32 |
| 2 | 9.56 | 8.249 | 8.249 | .612 | 26.67 | 179.58 | 55.54 | 55.54 | 4.12 |
| 1 | 24.76 | 19.13 | 19.13 | 2.29 | 65.31 | 188.32 | 55.61 | 55.61 | 6.60 |

Area de la sección = 9200 cm² (placa 4)

Corte máximo que toma el concreto:

$$(9200) (1.1 \times 0.85 \times 0.5 \sqrt{210}) = 62.33 \text{ Ton.}$$

Corte máximo actuante en placas 4 y 5:

$$55.61 \text{ ton} < 62.33 \text{ Ton. ; bien !}$$

Aceptamos que los valores D y los cortantes de la tercera iteración son los correctos ya que no difieren notablemente de los valores encontrados en la segunda iteración.

4.43 CALCULO DE LOS VALORES FINALES D

- Para hallar los valores iniciales D, hemos considerado como si la placa estuviese en volado. Para el cálculo de los valores finales D, debemos considerar el llamado "Efecto Límite"; es decir que debe considerarse el efecto de la interacción entre placa y viga en los pérticos vecinos a la placa. Este efecto tiende a voltear la placa en la dirección opuesta a la fuerza sísmica.

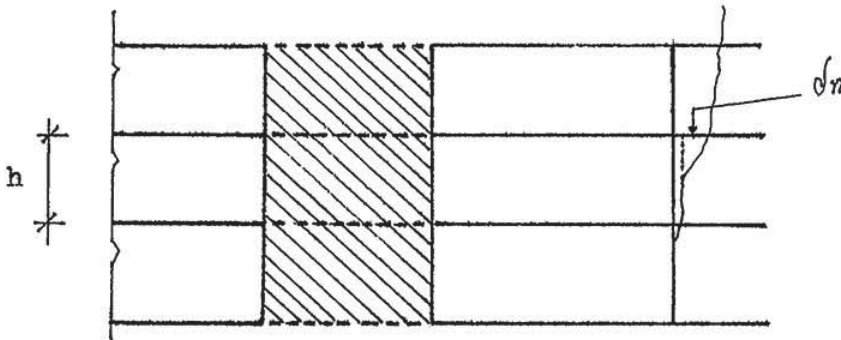
- Para calcular la interacción entre placa y pértico vecino se aplica un método iterativo que se muestra a continuación:

1.- Se supone la continuidad de las deformaciones de muros y pérticos. Las

deformaciones se calculan con las siguientes fórmulas:

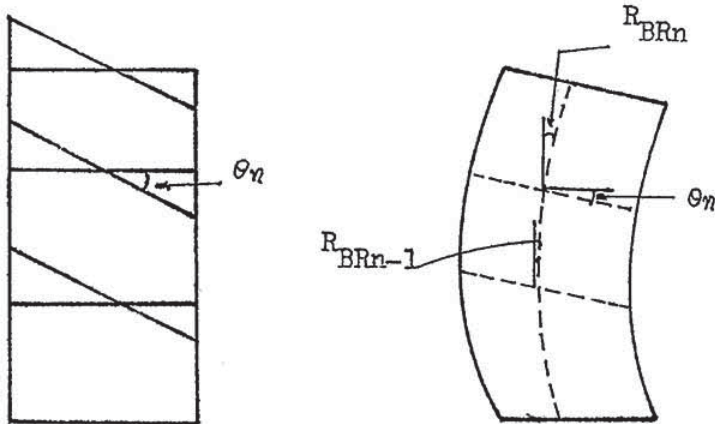
- Rotación de columna:

$$R_c = \int \frac{M}{EI} dx = \left(\frac{V}{D} \right) \times \frac{h}{2}$$



- Rotación de la pared:

$$\theta_n = \frac{R_{BRn} + R_{BRn-1}}{2}$$



donde:

$$R_{BRn} = R_c - R_{Sn} = R_c - \int \frac{M}{EI} dx \times \frac{h}{2}$$

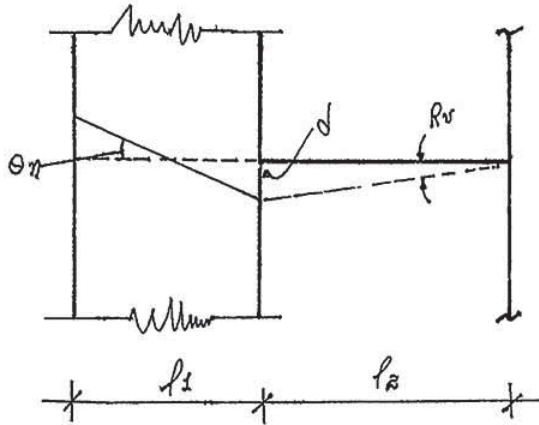
R_{BRn} = Rotación debida a la deformación por flexión.

R_{Sn} = Rotación debida a la deformación por corte.

ión de la viga adyacente a la placa:

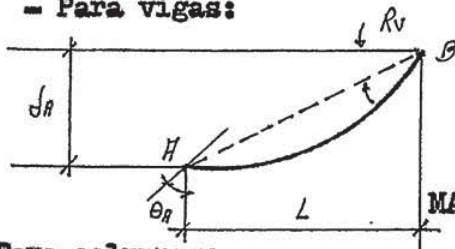
$$RV = -(\theta_n/2) \times (L_1/L_2)$$

$$RV = \frac{\delta}{L_2}$$



2.- Calculamos los momentos en los extremos debido a las deformaciones anteriores con las siguientes fórmulas:

- Para vigas:



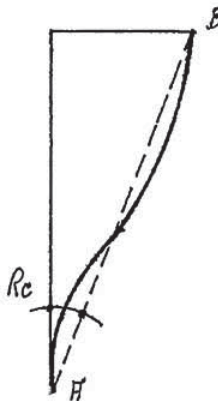
θ_A = rotación de la pared.

Rv = rotación de la viga

θ_B =

$$M_{AB} = (kv/3) (2 \theta_A + 3 Rv); \quad M_{BA} = (kv/3) (\theta_A + 3 Rv)$$

- Para columnas:



$$\theta_A = \theta_B = \bullet$$

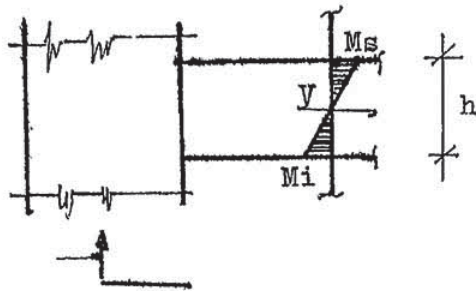
$$M_{AB} = M_{BA} = Kc Rc.$$

Kv = rigidez relativa de viga.

Kc = rigidez relativa de columna.

3.- A continuación se distribuyen los momentos.

4.- Se calculan los valores D de las columnas adyacentes a las placas.



PLACA

$$V = (M_s + M_i) / h$$

$$D = V / \delta = - (M_s + M_i) / 2 R_c$$

5.- Determinación de la viga y cálculo del momento debido al efecto límite.

6.- Obtenemos nuevos valores D y comparamos certantes.

7.- Continuamos con un nuevo ciclo de iteración, hasta que convenga.

4.44 CICLOS ITERATIVOS PARA CALCULAR LA INTERACCION DEL PORTICO

4-4 CON LA PLACA 4.-

- PRIMERA INTERACCION.-

| N | V | 1/D _{Wu} | h/2 | R _c | ∫ S _n | R _{S_n} | R _{B_{R_n}} | ∅ _n | R _v |
|---|-------|-------------------|-----|----------------|------------------|----------------------------|--|----------------|----------------|
| 7 | 5.99 | 1/.465 | 140 | 1803.44 | 0.073 | 10.22 | 1793.22 | 1793.22 | -785.6 |
| 6 | 14.10 | 1/1.040 | 140 | 1898.07 | 0.165 | 23.10 | 1874.97 | 1834.09 | -803.5 |
| 5 | 27.77 | 1/2.199 | 140 | 1767.99 | 0.340 | 47.60 | 1720.38 | 1797.7 | -787.5 |
| 4 | 38.13 | 1/3.318 | 140 | 1608.86 | 0.477 | 66.78 | 1542.08 | 1631.2 | -714.6 |
| 3 | 49.20 | 1/5.205 | 140 | 1323.34 | 0.641 | 89.74 | 1233.60 | 1387.8 | -608.0 |
| 2 | 55.54 | 1/8.249 | 140 | 942.61 | 0.731 | 102.34 | 840.27 | 1036.9 | -454.2 |
| 1 | 55.61 | 1/19.13 | 140 | 406.97 | 0.734 | 102.76 | 304.21 | 572.2 | -250.7 |

En el cuadro anterior:

V, D_{Wu}, se obtienen del cuadro de comparación y distribución del certante

(tercera iteración para D iniciales)

∫ S_n: deformación por corte, también de la tercera iteración.

ROTACIONES

| | R_e | R_v | θ_n | 7° | |
|--|---------|---------|------------|-----------|---------|
| | 1803.44 | -785.60 | 1793.22 | | |
| | 1898.07 | -803.51 | 1834.09 | 6° | PLACA 4 |
| | 1767.99 | -787.56 | 1797.68 | 5° | |
| | 1608.86 | -714.63 | 1631.23 | 4° | |
| | 1323.34 | -608 | 1387.84 | 3° | |
| | 942.61 | -454.20 | 1036.94 | 2° | |
| | 406.97 | -250.69 | 572.24 | 1° | |
| | | | | | |

$L_1 = 5.25 \text{ m.}$ $L_2 = 4.60 \text{ m.}$

2.- MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO DEBIDO A LA DEFORMACION

a) En vigas :

Las fórmulas a emplearse son :

$$M_{DC} = \frac{kv}{3} (2 \theta_c - 3 (-R_v)) = \frac{kv}{3} (2 \theta_c + 3 R_v)$$

$$M_{CD} = \frac{kv}{3} (\theta_c - 3 (-R_v)) = \frac{kv}{3} (\theta_c + 3 R_v)$$

Entonces los momentos para los distintos niveles serán :

NIVEL AZOTEA (7°)

$$M_{DC} = \frac{kv}{3} (2 \theta_c + 3 R_v) = .43/3 \quad 2(1793.22) + 3(785.6) = 851 \text{ Tn-em.}$$

$$M_{CD} = \frac{kv}{3} (\theta_c + 3 R_v) = .43/3 \quad 1793.22 + 3(785.60) = 594 \text{ Tn-em.}$$

NIVEL 6°

$$M_{DC} = \frac{kv}{3} (2 \theta_c + 3 R_v) = .43/3 \quad 2(1834.09) + 3(803.51) = 871 \text{ Ton-em.}$$

$$M_{CD} = \frac{kv}{3} (\theta_c + 3 R_v) = .43/3 \quad 1834.09 + 3(803.51) = 608 \text{ Ton-em.}$$

NIVEL 5°

$$M D C = \cdot \frac{43}{3} [2 (1797.68) + 3 (787.56)] = 853 \text{ Tn- cm.}$$

$$M G D = \cdot 43/3 [1797.68 + 3 (787.56)] = 596 \text{ Tn- cm.}$$

NIVEL 4°

$$M D C = \cdot 43/3 [2 (1631.23) + 3 (714.63)] = 774 \text{ Tn- cm.}$$

$$M G D = \cdot 43/3 [1631.23 + 3 (714.63)] = 541 \text{ Tn- cm.}$$

NIVEL 3°

$$M D C = \cdot 43/3 [2 (1387.84) + 3 (608)] = 659 \text{ Tn- cm.}$$

$$M G D = \cdot 43/3 [1387.84 + 3 (608)] = 460 \text{ Tn- cm.}$$

NIVEL 2°

$$M D C = \cdot 43/3 [2 (1036.94) + 3 (454.2)] = 492.5 \text{ Tn- cm.}$$

$$M G D = \cdot 43/3 [1036.94 + 3 (454.2)] = 343.9 \text{ Tn- cm.}$$

NIVEL 1°

$$M D C = \cdot 43/3 [2(572.24) + 3 (250.69)] = 271 \text{ Ton- cm.}$$

$$M G D = \cdot 43/3 [572.24 + 3 (250.69)] = 189 \text{ Ton- cm.}$$

Nuestra unidad para determinar las rotaciones normalizadas será: $6 E K \circ R c = 1803.44$

Por lo tanto los momentos a usarse en vigas serán:

| M. viga \ NIVEL | NIVEL | | | | | | |
|-----------------|-------|------|------|------|------|------|------|
| | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
| MDC/1803.4 | 0.47 | 0.48 | 0.47 | 0.43 | 0.37 | 0.27 | 0.15 |
| MGD/1803.4 | 0.33 | 0.34 | 0.33 | 0.30 | 0.26 | 0.19 | 0.10 |

columnas:

Momento en la columna será :

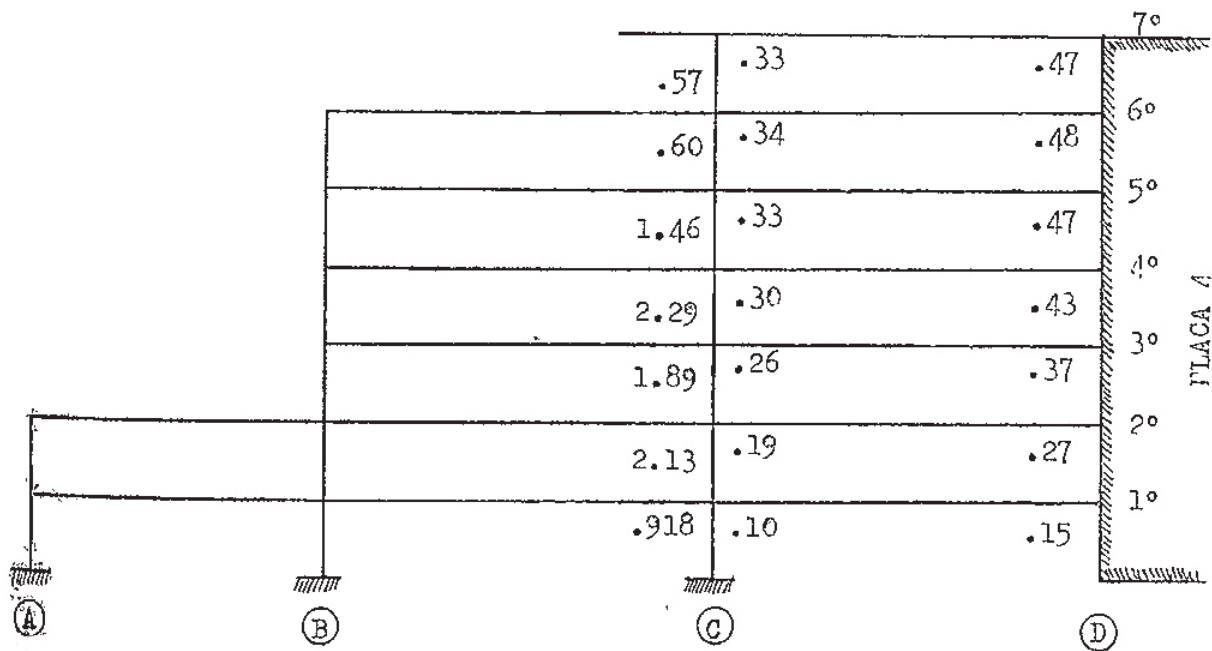
$$M_{col.} = \text{Momento superior} = \text{Momento inferior} = K_c R_c.$$

$$\text{Rotación normalizada: } 6 E K_c R_c = 1803.44$$

$$\text{Entonces: } M_{col.} = K_c R_c / 1803.44$$

| PISO | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|-----------------------|------|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| N.col | | | | | | | |
| K_c | .57 | .57 | 1.49 | 2.57 | 2.57 | 4.08 | 4.08 |
| $G_n = R_c / 1803.44$ | 1.0 | 1.052 | 0.98 | 0.892 | 0.734 | 0.523 | 0.225 |
| $M_{col.} = K_c G_n$ | 0.57 | 0.60 | 1.46 | 2.29 | 1.89 | 2.13 | 0.918 |

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO FIJO:



3.- DISTRIBUCION DE MOMENTOS:

Coefficientes de distribución:

Ya que el efecto límite se produce para la columna " contigua " a la placa, columnas del eje C tendremos que:

c_v

.43

$$c_v = .43 / 1.0 = .43$$

$$c_c = .57 / 1.0 = .57$$

1.00

Nudo 6°:

kvi = .43
kvd = .43
kcs = .57
kci = .57
ΣK = 2.00

Cvi = .43/2.00 = .21
Cvd = .43/2.00 = .21
Ccs = .57/2.00 = .29
Cci = .57/2.00 = .29

Nudo 5°

kvi = .43
kvd = .43
kcs = .57
kci = 1.49
ΣK = 2.92

Cvi = .43/2.92 = .15
Cvd = .43/2.92 = .15
Ccs = .57/2.92 = .19
Cci = 1.49/2.92 = .51

Nudo 4°

kvi = .43
kvd = .43
kcs = 1.49
= 2
ΣK = 4.92

Cvi = .43/4.92 = 0.09
Cvd = .43/4.92 = 0.09
Ccs = 1.49/4.92 = 0.30
Cci = 2.57/4.92 = 0.52

Nudo 3°

kvi = .43
kvd = .43
kcs = 2.57
= 3
ΣK = 6.0

Cvi = .43/6.0 = 0.07
Cvd = 2.53/6.0 = 0.07
Ccs = 2.57/6.0 = .43
Cci = 2.57/6.0 = .43.

Nudo 2°

kvi = .43
kvd = .43
kcs = 2.57
= 4
ΣK = 7.51

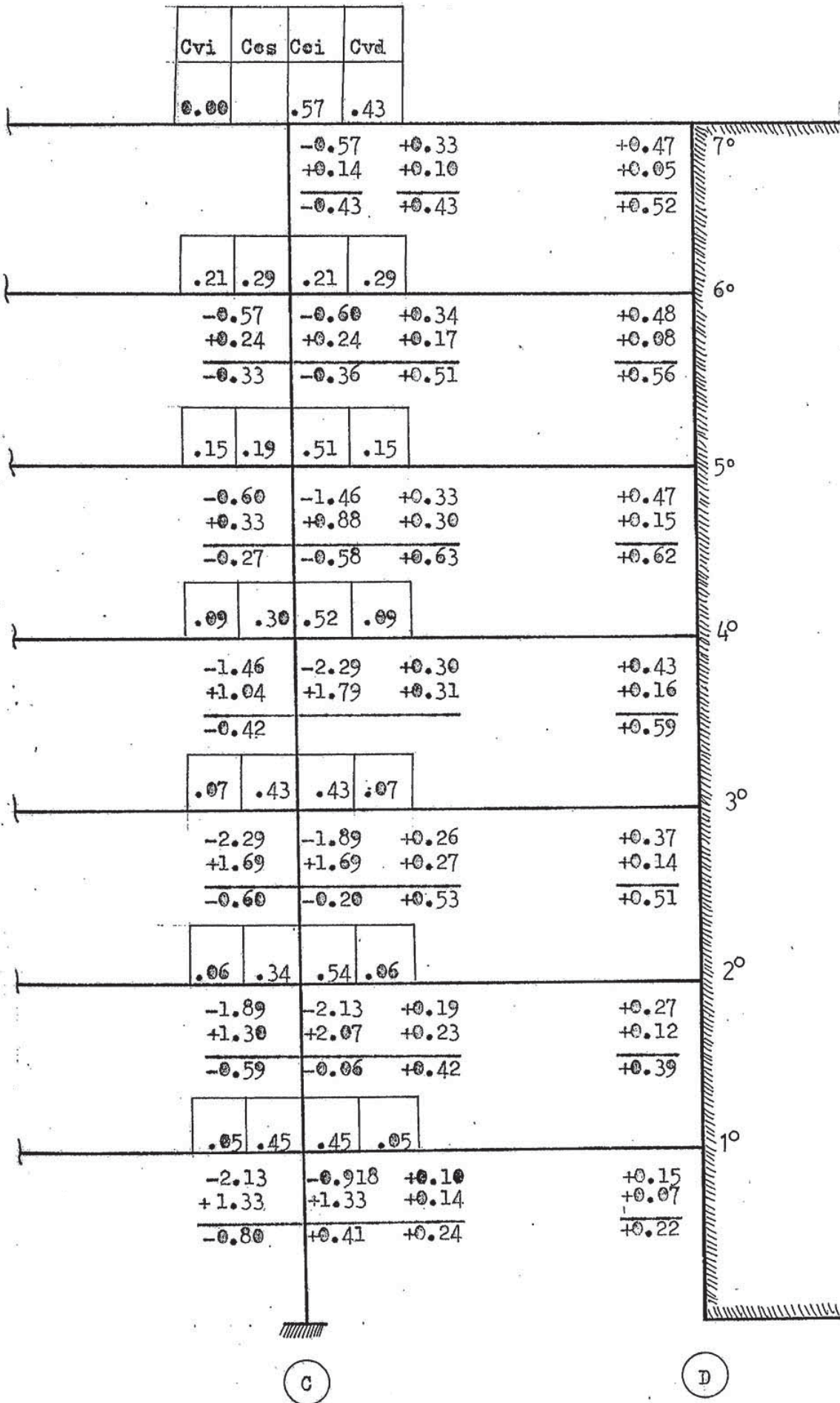
Cvi = .43/7.51 = 0.06
Cvd = .43/7.51 = 0.06
Ccs = 2.57/7.51 = 0.34
Cci = 4.08/7.51 = 0.54

Nudo 1°

kvi = .43
kvd = .43
kcs = 4.08
= 5
ΣK = 9.02

Cvi = .43/9.02 = .05
Cvd = .43/9.02 = .05
Ccs = 4.08/9.02 = .45
Cci = 4.08/9.02 = .45

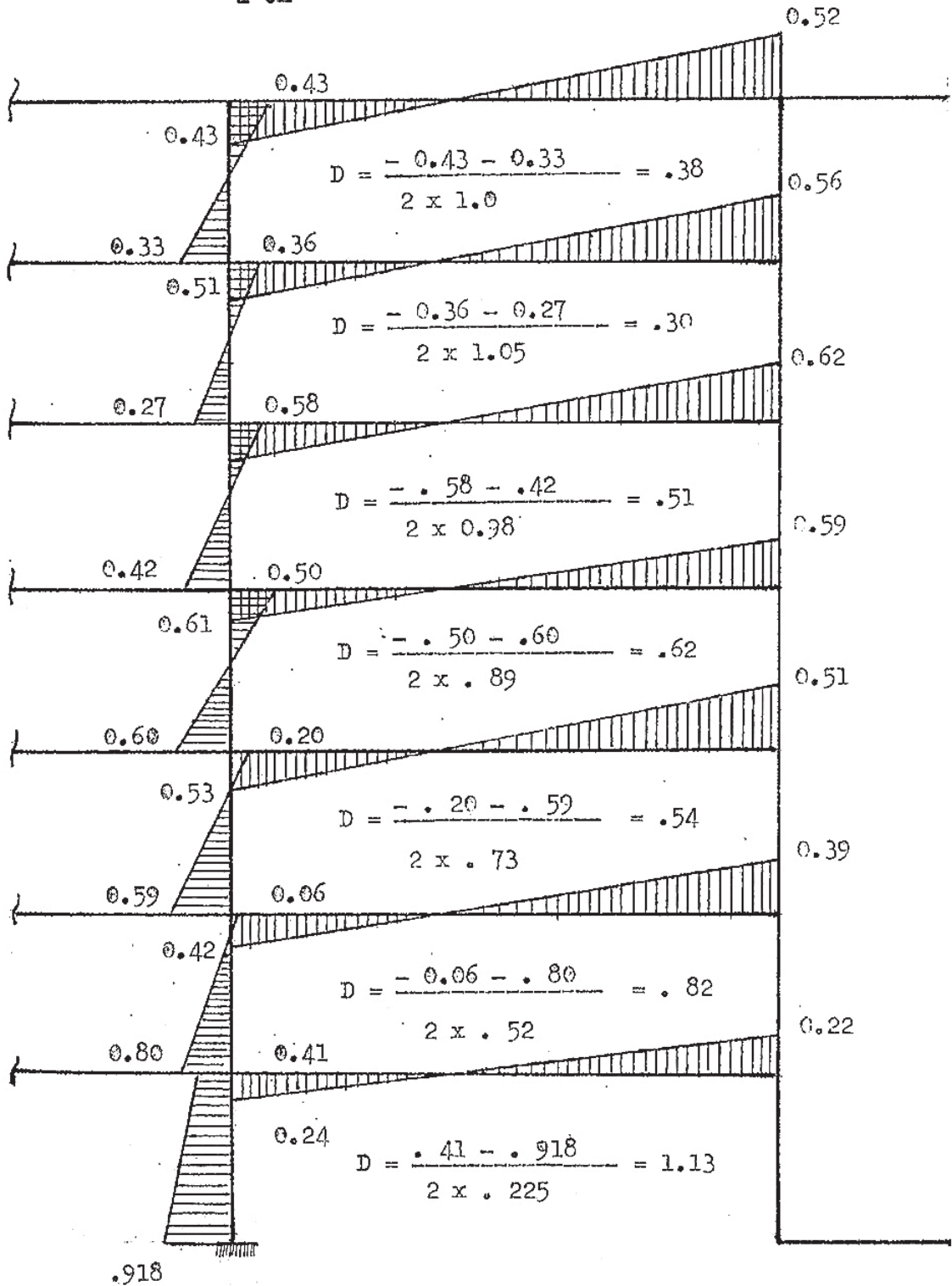
DISTRIBUYENDO LOS MOMENTOS :



NOTA.- Solo hacemos un solo ciclo de distribución de Momentos, ya que el método da errores hasta del 15 %, por lo que es innecesario demasiado refinamiento.

4.- VALORES "D" PARA COLUMNA ADYACENTE A LA PLACA 4

$$D = - \frac{(M_s + M_i)}{2 C_n}$$



5.- CALCULO DE LOS FACTORES "D" PARA COLUMNAS CORREGIDOS

| PISOS | D (INICIALES) | | D (CORREGIDOS) | | | T O T A L : ΣD_G |
|-------|---------------------|-----------|------------------|-----------|--|-----------------------------|
| | TOTAL ELEMENTOS DEL | | ELEMENTOS DEL | | | |
| | PORTICO 4 | PORTICO 5 | PORTICO 4 | PORTICO 5 | | |
| | ΣD_4 | D_{i_5} | D_{G4} | D_{G5} | | |
| 7 | 2.94 | .16 | .38 | .38 | | 3.40 |
| 6 | 4.24 | .25 | .30 | .30 | | 4.34 |
| 5 | 4.78 | .33 | .50 | .50 | | 5.12 |
| 4 | 5.54 | .37 | .62 | .62 | | 6.04 |
| 3 | 6.42 | .37 | .54 | .54 | | 6.76 |
| 2 | 9.56 | .39 | .82 | .82 | | 10.42 |
| 1 | 24.76 | 1.31 | 1.13 | 1.13 | | 24.40 |

D_{ik} = D inicial de columna

D_G = D corregido de columna


$\Sigma D_G = (\Sigma D_i - D_{i_4} - D_{i_5}) + D_{G4} + D_{G5}$

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

| N | Σ Dc | Dpl. 4' | D placa C (pl4 + pl5) | Σ D | V total | V portico | Vplaca 4' | V placas (pl4 + pl5) | V pl4 | V pl5 |
|---|-------|---------|--------------------------|--------|---------|-----------|-----------|-------------------------|--------|-------|
| 7 | 3.40 | .028 | .930 | 4.358 | 50.24 | 39.20 | .32 | 10.72 | 5.360 | |
| 6 | 4.34 | .065 | 2.080 | 6.485 | 86.57 | 57.94 | .87 | 27.77 | 13.850 | |
| 5 | 5.12 | .143 | 4.398 | 9.661 | 117.72 | 62.39 | 1.74 | 53.59 | 26.695 | |
| 4 | 6.04 | .287 | 6.636 | 12.963 | 143.21 | 66.73 | 3.17 | 73.31 | 36.655 | |
| 3 | 6.76 | .351 | 10.410 | 17.521 | 162.40 | 62.66 | 3.25 | 96.49 | 48.245 | |
| 2 | 10.42 | .612 | 16.498 | 27.530 | 179.58 | 67.97 | 3.99 | 107.62 | 53.81 | |
| 1 | 24.40 | 2.29 | 38.260 | 64.950 | 188.32 | 70.75 | 6.64 | 110.93 | 55.46 | |

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

CONTINUA

| | | |
|---|--|---|
| } | $D = .38$ $V = 4.38$ $V_h = 12.26$ $m = 16.137$ | 7° $D = .465$ $V = 5.36$ |
| | $D = .30$ $V = 4.01$ $V_h = 11.228$ $m = 17.822$ | 6° $D = 1.04$ $V = 13.85$ |
| | $D = .50$ $V = 6.09$ $V_h = 17.052$ $m = 17.052$ | 5° $D = 2.19$ $V = 26.69$ |
| | $D = .62$ $V = 6.85$ $V_h = 19.18$ $m = 17.44$ | 4° $D = 3.31$ $V = 36.65$ |
| | $D = .54$ $V = 5.01$ $V_h = 14.02$ $m = 17.757$ | 3° $D = 5.20$ $V = 48.24$ |
| | $D = .82$ $V = 5.35$ $V_h = 14.98$ $m = 17.419$ | 2° $D = 8.25$ $V = 53.81$ |
| | $D = 1.13$ $V = 3.28$ $V_h = 9.18$ $m = 18.08$ | 1° $D = 19.13$ $V = 55.46$ |
| |  | PLACA 4 |

donde : $V = \frac{(V_{\text{pert.}} \times D_c)}{\sum D_c}$

$m = e = \frac{V_h}{M_s + M_i}$

MOENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE VIGAS Y COLUMNAS

| N | MOMENTOS EN COLUMNAS ADYACENTES | | | | | MOMENTOS EN VIGAS: $M_{i,j} = (M_B + M_t) / (M_{i,j} + M_{ik})$ | | | | | | | $M_{i,j}$ | |
|---|---------------------------------|-------|-------|---------------|---------------|---|----------|----------|----------|-------------------|----------|----------|-----------|----------|
| | $c=m$ | M_B | M_t | $M'_B = cM_t$ | $M_t = cM'_B$ | $M'_B + M_t$ | M_{DC} | M_{GD} | M_{CB} | $M_{GD} + M_{CB}$ | M_{DC} | M_{GD} | | M_{CB} |
| 7 | 16.137 | — | .43 | — | 6.94 | 6.94 | 0.52 | 0.43 | | 0.43 | 8.391 | 6.94 | — | — |
| 6 | 17.822 | .33 | .36 | 5.88 | 6.42 | 12.30 | 0.56 | 0.51 | 0.17 | 0.68 | 9.980 | 9.225 | 3.075 | 3.075 |
| 5 | 17.052 | .27 | .58 | 4.60 | 9.89 | 14.49 | 0.62 | 0.63 | 0.30 | 0.93 | 10.572 | 9.816 | 4.674 | 4.674 |
| 4 | 17.440 | .42 | .50 | 7.32 | 8.72 | 16.04 | 0.59 | 0.61 | 0.31 | 0.92 | 10.290 | 10.635 | 5.405 | 5.405 |
| 3 | 17.757 | .60 | .20 | 10.65 | 3.50 | 14.15 | 0.51 | 0.53 | 0.27 | 0.80 | 9.056 | 9.374 | 4.776 | 4.776 |
| 2 | 17.419 | .59 | 0.06 | 10.28 | 1.05 | 11.33 | 0.39 | 0.42 | 0.23 | 0.65 | 6.793 | 7.321 | 4.009 | 4.009 |
| 1 | 18.080 | .80 | 0.41 | 14.46 | 7.41 | 7.05 | 0.22 | 0.24 | 0.14 | 0.38 | 3.978 | 4.453 | 2.597 | 2.597 |
| | | .918 | | | | | | | | | | | | |

$M_{DC} = c m_{DC}$

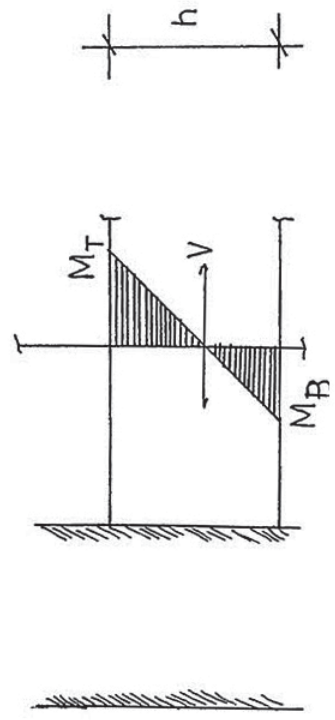


DIAGRAMA DE MOMENTOS EN COLUMNAS

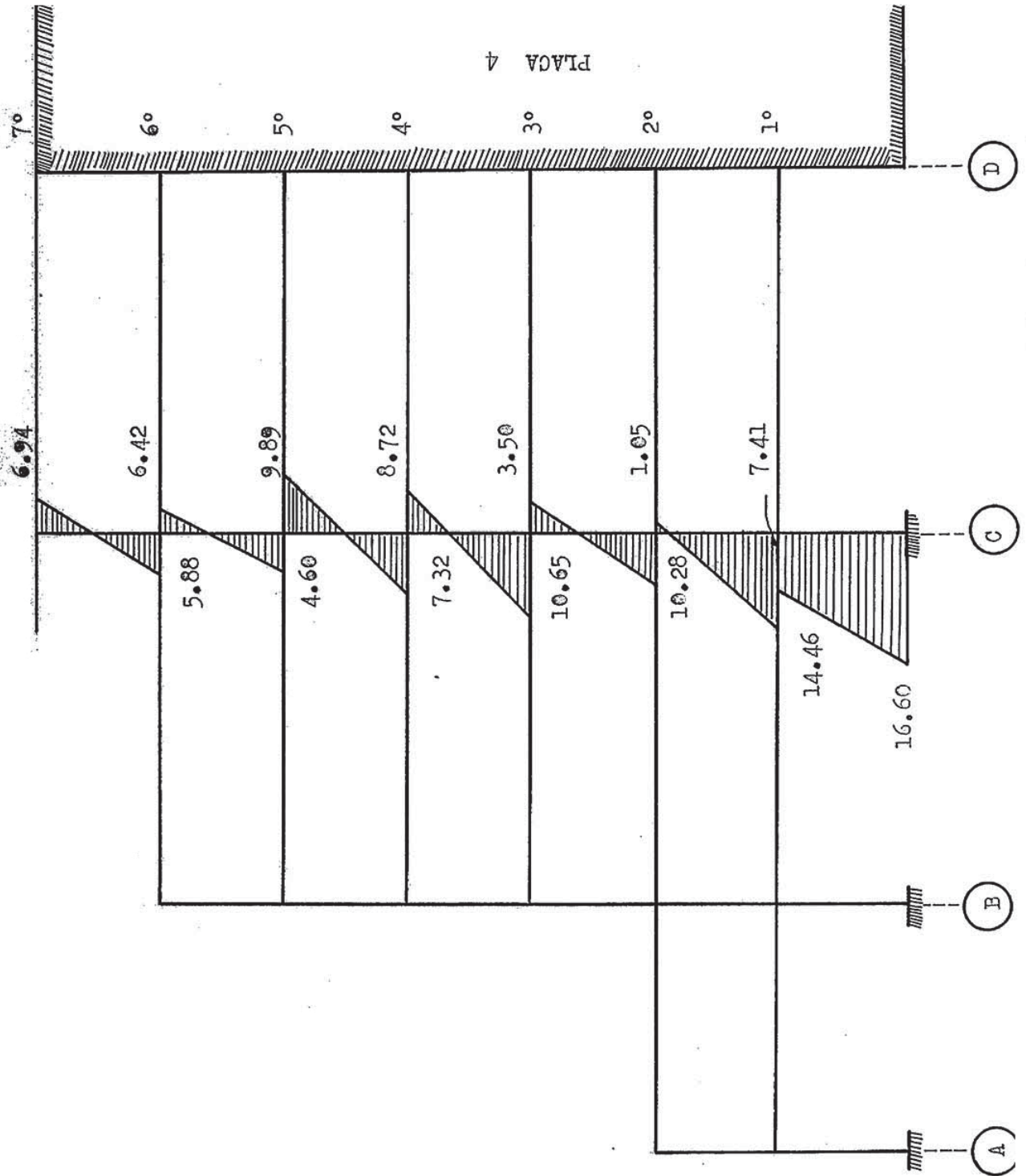
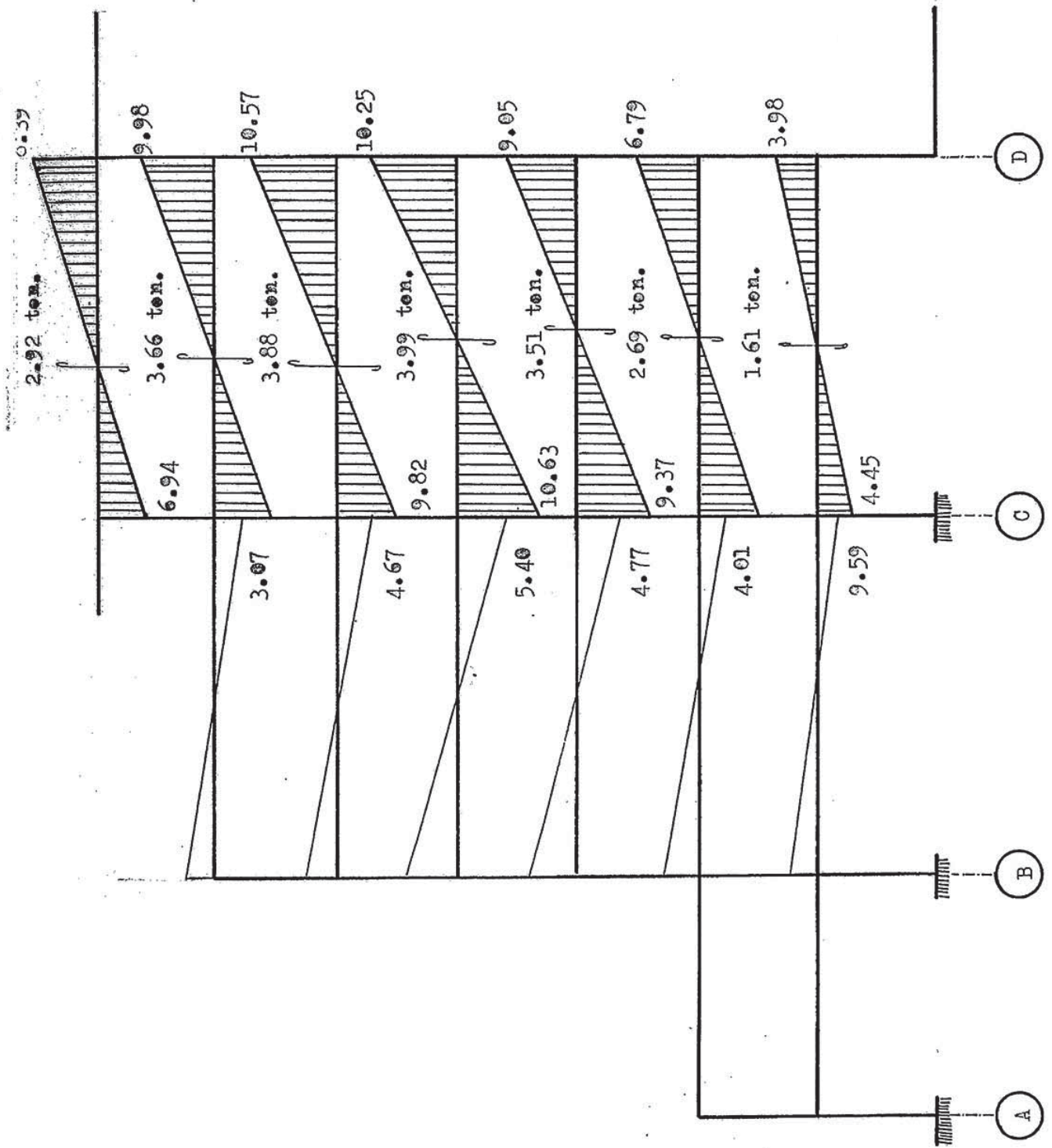
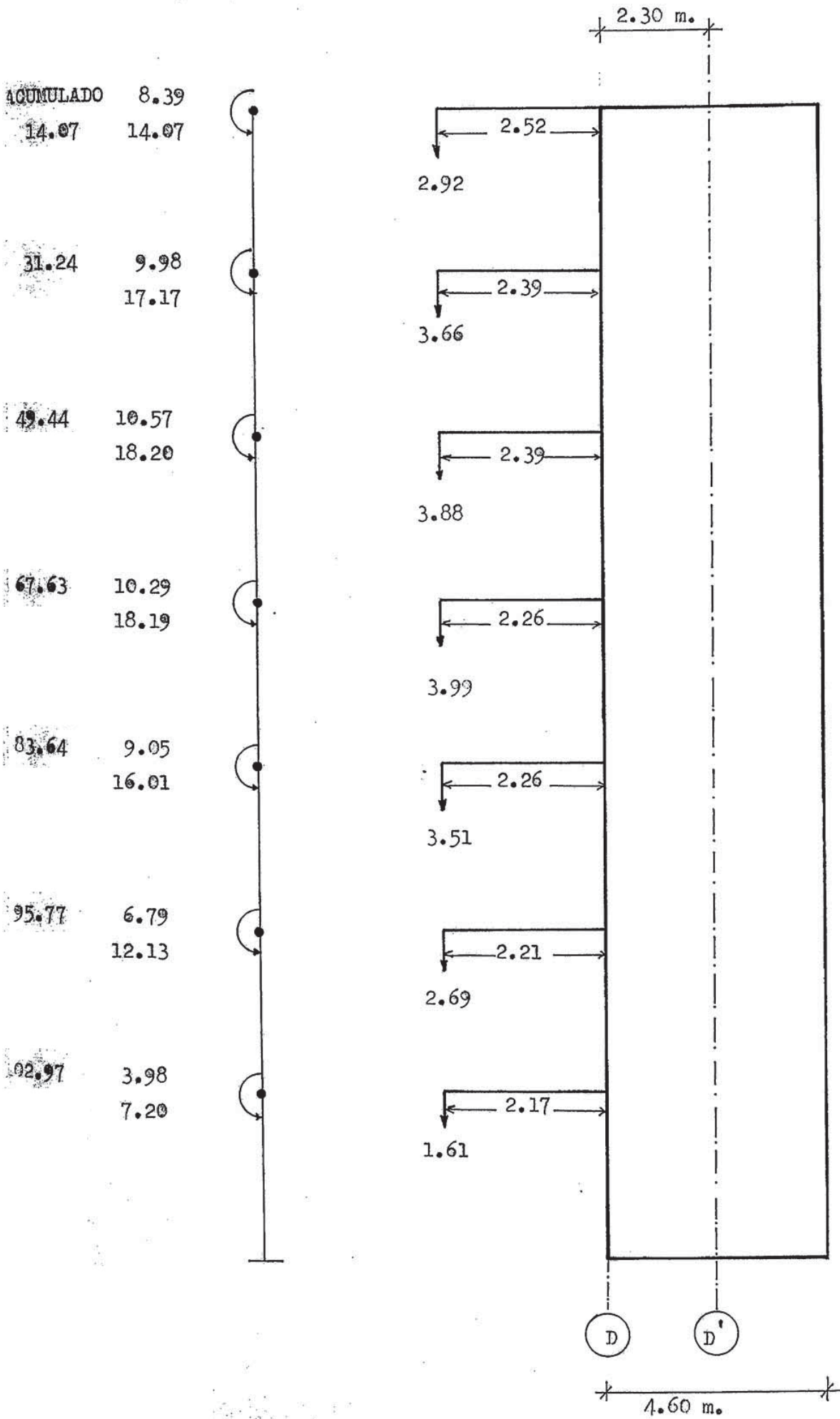


DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS



MOMENTOS MAXIMOS ACUMULADOS EN PLACA 4 0 5



CHEQUEO DE LOS VALORES "D"

CON INTERACCION

| MOMENTO CORRECTOR PLACA 4 | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|--------------------|-----|----------|----------------|----------------|--------------|------------|------------|-------|-------|-------|
| N | $2M_n \times 10^2$ | K | $2M_n/K$ | $4 \Delta M_2$ | $4 \Delta M_1$ | $4 \Delta M$ | $\int B_n$ | δt | V | Dpl. | Dvol. |
| 7 | 28.14 | 579 | 4.86 | → 302.41 | 1148.86 | 846.45 | 9.065 | 9.13 | 5.36 | .587 | .465 |
| 6 | 62.48 | 579 | 10.79 | ↗ 286.76 | 1134.32 | 847.56 | 9.077 | 9.24 | 13.85 | 1.49 | 1.04 |
| 5 | 98.88 | 579 | 17.08 | ↗ 258.89 | 1091.81 | 832.92 | 8.921 | 9.26 | 26.69 | 2.88 | 2.19 |
| 4 | 135.26 | 579 | 23.36 | ↗ 218.44 | 999.56 | 781.12 | 8.366 | 8.84 | 36.65 | 4.14 | 3.31 |
| 3 | 167.28 | 579 | 28.89 | ↗ 166.19 | 834.51 | 668.32 | 7.158 | 7.80 | 48.24 | 6.18 | 5.20 |
| 2 | 191.54 | 579 | 33.08 | ↗ 104.22 | 575.79 | 471.57 | 5.05 | 5.78 | 53.81 | 9.30 | 8.24 |
| 1 | 205.94 | 579 | 35.57 | ↗ 35.57 | 210.31 | 174.74 | 1.87 | 2.60 | 55.46 | 21.29 | 19.13 |

DISTRIBUCION DE CORTANTES: (PRIMERA ITERACION DE INTERACCIONES)

| N | port | Dpl 4' | (pl4) DSi | (pl4) DCi | Σ D | Vtot. | V port. | Vpl 4' | (pl4) VSi | (pl4) VCi |
|---|-------|--------|--------------|--------------|-------|--------|---------|--------|--------------|--------------|
| 7 | 3.40 | .028 | .465 | .587 | 4.48 | 50.24 | 38.12 | .314 | 5.215 | 6.58 |
| 6 | 4.34 | .065 | 1.04 | 1.499 | 6.94 | 86.57 | 54.10 | .81 | 12.96 | 18.69 |
| 5 | 5.12 | .143 | 2.199 | 2.883 | 10.34 | 117.72 | 58.26 | 1.627 | 25.02 | 32.81 |
| 4 | 6.04 | .287 | 3.318 | 4.145 | 13.79 | 143.21 | 62.72 | 2.980 | 34.54 | 43.04 |
| 3 | 6.76 | .351 | 5.205 | 6.186 | 18.50 | 162.40 | 59.34 | 3.081 | 45.68 | 54.29 |
| 2 | 10.42 | .612 | 8.249 | 9.306 | 28.58 | 179.58 | 65.45 | 3.845 | 51.82 | 58.46 |
| 1 | 24.40 | 2.29 | 19.13 | 21.292 | 67.11 | 188.32 | 68.47 | 6.426 | 53.68 | 59.74 |

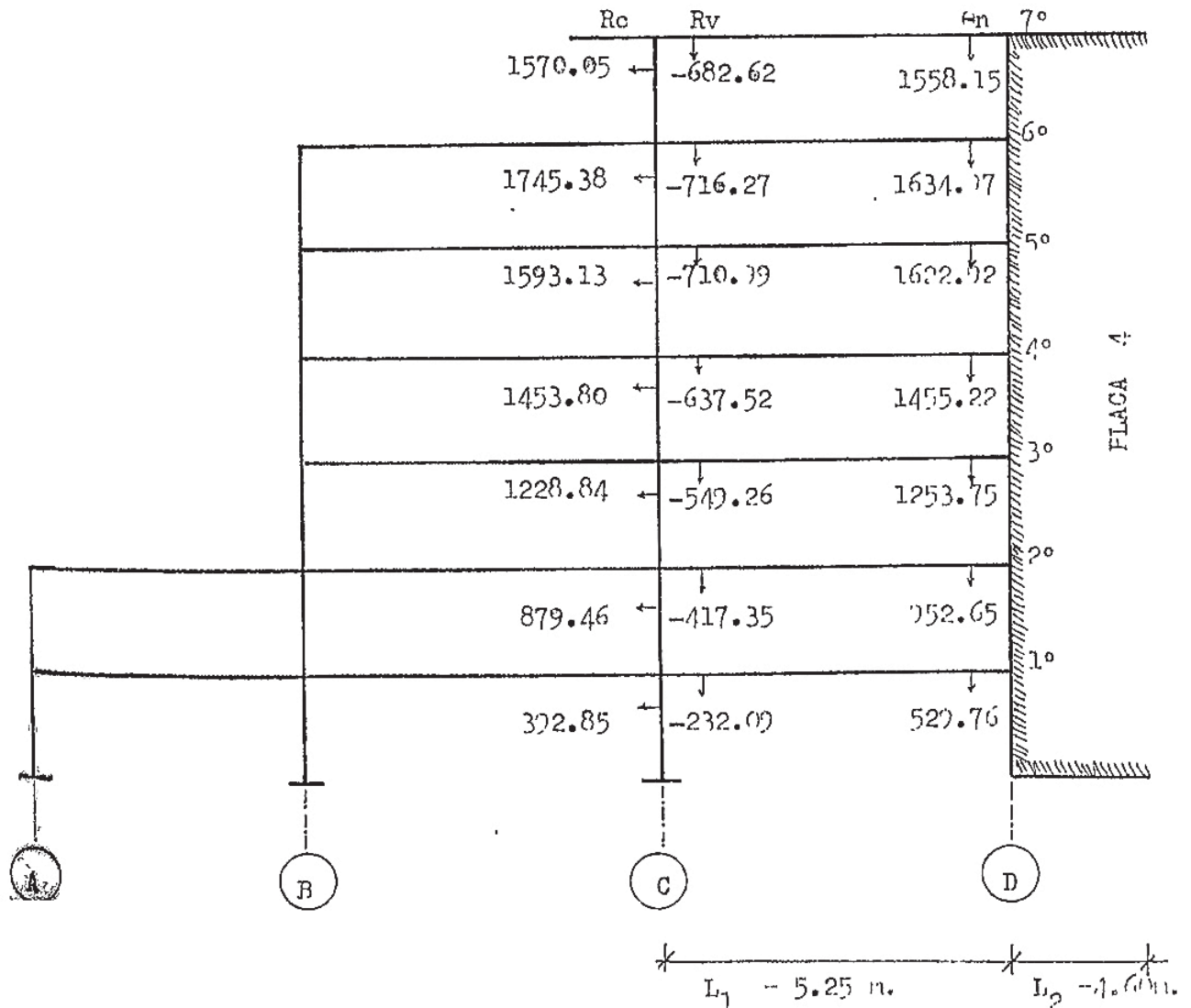
VSi = Cortante de la placa sin interacción

VCi = Cortante de la placa con interacción

SEGUNDA INTERACCION DEL PORTICO 4-4 CON LA PLACA 4

| N | 1/DWn | h/2 | Re | Sn | Rsn | RBRn | On | Rv | V |
|---|--------|-----|---------|-------|--------|---------|---------|---------|-------|
| 7 | 1/.587 | 140 | 1570.05 | 0.085 | 11.90 | 1558.15 | 1558.15 | -682.62 | 6.58 |
| 6 | 1.499 | 140 | 1745.38 | 0.240 | 33.60 | 1711.78 | 1634.97 | -716.27 | 18.69 |
| 5 | 2.883 | 140 | 1593.13 | 0.422 | 59.08 | 1534.05 | 1622.92 | -710.99 | 32.80 |
| 4 | 4.145 | 140 | 1453.80 | 0.553 | 77.42 | 1376.38 | 1455.22 | -637.52 | 43.04 |
| 3 | 6.186 | 140 | 1228.84 | 0.698 | 97.72 | 1131.12 | 1253.75 | -549.26 | 54.29 |
| 2 | 9.306 | 140 | 879.46 | 0.752 | 105.28 | 774.18 | 952.65 | -417.35 | 58.45 |
| 1 | 21.292 | 140 | 392.85 | 0.768 | 107.52 | 285.33 | 529.76 | -232.09 | 59.74 |

1.- ROTACIONES



2.- MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO DEBIDO A LA DEFORMACION

a) En vigas:

$$MDC = \frac{kv}{3} (2 \theta_c + 3 Rv)$$

$$MCD = \frac{kv}{3} (\theta_c + 3 Rv)$$

NIVEL AZOTEA (7°)

$$MDC = 0.143 (2 \times 1558.15 + 3 \times 682.62) = 738 \text{ Ton- cm.}$$

$$MCD = 0.143 (1558.15 + 3 \times 682.62) = 516 \text{ Ton- cm.}$$

NIVEL 6°

$$MDC = 0.143 (2 \times 1634.97 + 3 \times 716.27) = 775 \text{ Ton- cm.}$$

$$MCD = 0.143 (1634.97 + 3 \times 716.27) = 541 \text{ Ton- cm.}$$

NIVEL 5°

$$MDC = 0.143 (2 \times 1622.92 + 3 \times 710.99) = 769 \text{ Ton- cm.}$$

$$MCD = 0.143 (1622.92 + 3 \times 710.99) = 537 \text{ Ton- cm.}$$

NIVEL 4°

$$MDC = 0.143 (2 \times 1455.22 + 3 \times 637.52) = 690 \text{ Ton- cm.}$$

$$MCD = 0.143 (1455.22 + 3 \times 637.52) = 482 \text{ Ton- cm.}$$

NIVEL 3°

$$MDC = 0.143 (2 \times 1253.75 + 3 \times 549.26) = 594 \text{ Tn- cm.}$$

$$MCD = 0.143 (1253.75 + 3 \times 549.26) = 415 \text{ Tn- cm.}$$

NIVEL 2°

$$MDC = 0.143 (2 \times 952.65 + 3 \times 417.35) = 452 \text{ Ton- cm.}$$

$$MCD = 0.143 (952.65 + 3 \times 417.35) = 315 \text{ Ton- cm.}$$

NIVEL 1°

$$MDC = 0.143 (2 \times 529.76 + 3 \times 232.09) = 251 \text{ Ton- cm.}$$

$$MCD = 0.143 (529.76 + 3 \times 232.09) = 175 \text{ Ton- cm.}$$

La unidad de rotación normalizada será:

$$6 E K_o R_c = 1570.05$$

Por lo tanto los momentos a usar serán:

| M. viga \ NIVEL | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|
| MED /1570.05 | 0.47 | 0.49 | 0.49 | 0.44 | 0.38 | 0.29 | 0.16 |
| MED /1570.05 | 0.33 | 0.34 | 0.34 | 0.31 | 0.26 | 0.20 | 0.11 |

b) En Vigas:

$$M_{col.} = k_o R_c.$$

$$\text{Unidad de rotación normalizada: } 6 E K_o R_c = 1570.05$$

| M. del PISO | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|--|------|------|------|------|------|------|------|
| k _o | .57 | .57 | 1.49 | 2.57 | 2.57 | 4.08 | 4.08 |
| 6 E K _o R _c /1570.05 | 1.00 | 1.11 | 1.01 | 0.93 | 0.78 | 0.56 | 0.25 |
| M col. | .57 | .63 | 1.50 | 2.39 | 2.00 | 2.28 | 1.02 |

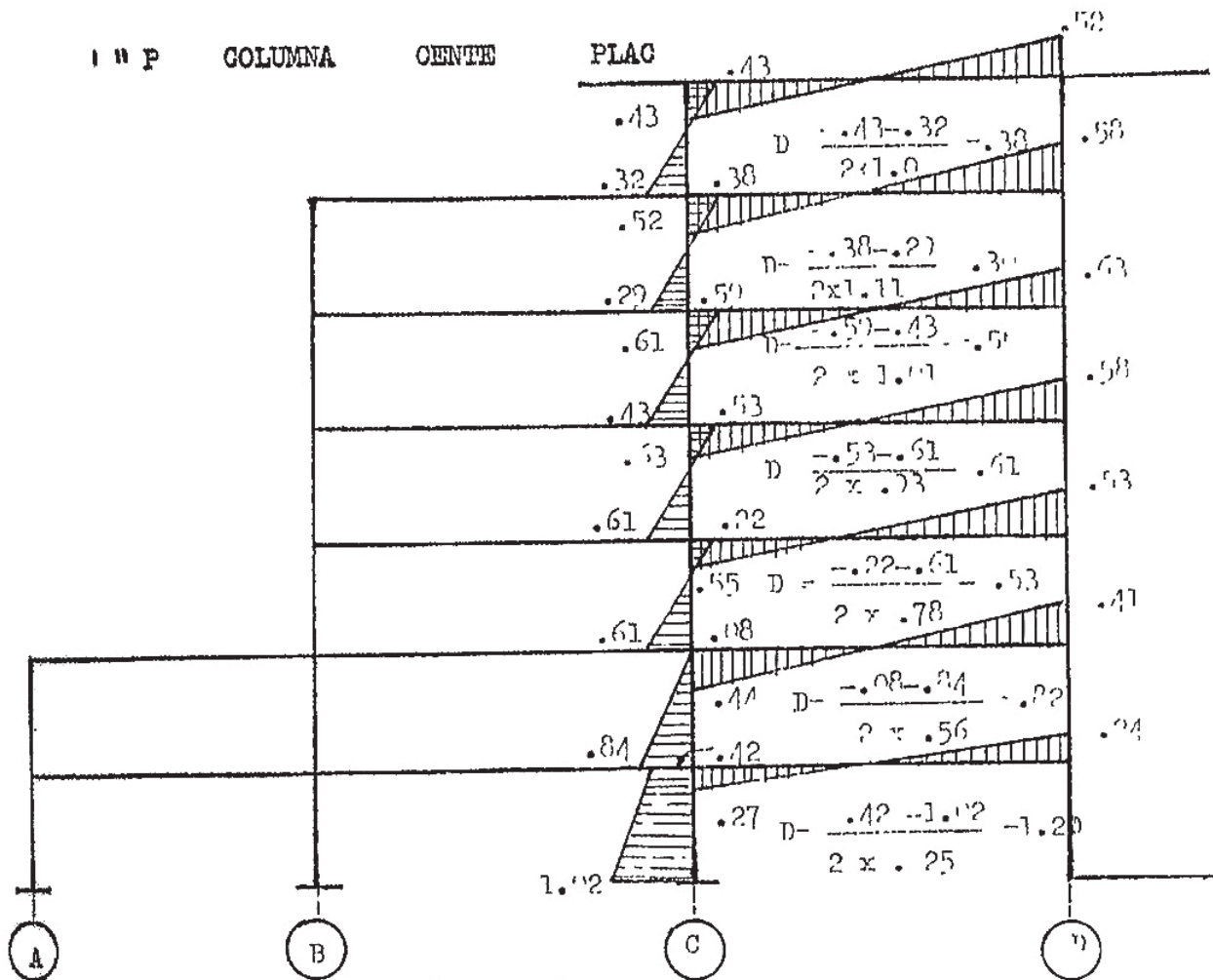
MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO FIJO

| | | | |
|------|-----|-----|----|
| | .33 | .47 | 7° |
| 0.57 | | | 6° |
| | .34 | .49 | 5° |
| 0.63 | | | 4° |
| | .34 | .49 | 3° |
| 1.50 | | | 2° |
| | .31 | .42 | 1° |
| 2.39 | | | |
| | .26 | .38 | |
| 2.00 | | | |
| | .20 | .29 | |
| 2.28 | | | |
| | .11 | .16 | |
| 1.02 | | | |

DISTRIBUYENDO LOS MOMENTOS TENDREMOS QUE :

| | | | | | |
|-------|-------------|--------------|-------------|-------------|----|
| | .57 | .43 | | | 7° |
| | -.57 | +.33 | | +.47 | / |
| | <u>+.14</u> | <u>+.10</u> | | <u>+.05</u> | / |
| | -.43 | +.43 | | +.52 | // |
| .21 | .29 | .29 | .21 | | 6° |
| | -.57 | -.63 | +.34 | +.49 | / |
| +.18 | +.2 | +.2 | +.18 | <u>+.02</u> | / |
| +.18 | -.32 | -.38 | +.52 | +.58 | |
| .15 | .19 | .51 | .15 | | 5° |
| | -.63 | -1.50 | +.34 | +.49 | |
| +.2 | + | +.1 | +.2 | <u>+.14</u> | |
| +.27 | -.29 | -.59 | +.61 | +.63 | / |
| .09 | .30 | .52 | .09 | | 4° |
| | -1.50 | -2.39 | +.31 | +.42 | |
| +.32 | +1.0 | +1.86 | +.32 | <u>+.16</u> | / |
| +.32 | -.43 | -.53 | +.63 | +.58 | |
| .07 | .43 | .43 | .07 | | 3° |
| | -2.39 | -2.0 | +.26 | +.38 | / |
| +.29 | +1.78 | +1.78 | +0.2 | <u>+.15</u> | / |
| +.29 | -.61 | -.22 | +.55 | +.53 | |
| .06 | .34 | .54 | .06 | | 2° |
| | -2.00 | -2.28 | +.20 | +.29 | |
| +.2 | +1.3 | +2.90 | +.2 | <u>+.12</u> | / |
| +.24 | -0.61 | -0.08 | +.44 | +.41 | / |
| .05 | .45 | .45 | .05 | | 1° |
| | -2.28 | -1.02 | +.11 | +.16 | |
| +0.16 | +1.4 | <u>+1.44</u> | <u>+.16</u> | <u>+.08</u> | / |
| +0.16 | -.84 | +.42 | +.27 | +.24 | // |





En el diagrama anterior $D = -\frac{(M_4 + M_5)}{2}$

FACTORES "D" CORREGIDOS PARA COLUMNAS

| PISOS | D iniciales | | D corregidos | | TOTAL |
|--------------|-----------------|-----------------|---------------|---------------|--------------|
| | S DEL PORTICO 4 | S DEL PORTICO 5 | DEL PORTICO 4 | DEL PORTICO 5 | |
| ΣD_i | $D_i 4$ | $D_i 5$ | $D_o 4$ | $D_o 5$ | ΣD_o |
| 2.94 | .1 | .1 | . | .3 | 3.3 |
| 24 | .25 | .25 | .30 | .30 | 4.34 |
| | .33 | .33 | .50 | .50 | 5.12 |
| .54 | .37 | .37 | .1 | .1 | .02 |
| 6.42 | .37 | .37 | .53 | .53 | 6.74 |
| 9.56 | .39 | .39 | .82 | .82 | 10.42 |
| .76 | 1.31 | 1.31 | 1.20 | 1.20 | 24.54 |

En el cuadro anterior:

D_i = "D" inicial de columna.

D_o = "D" corregido de columna.

$\sum D_i$ = Sumatoria de factores D iniciales.

$\sum D_o$ = Sumatoria de factores D corregidos.

La columna del eje C es la afectada.

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

| n | $\sum DC$ (pérticos) | D_4' | (pl.4+pl.5) D ples. | $\sum D_{TOT}$ | $V_{TOT.}$ | $V_{pert.}$ | V_4' | (plc.4+plc.5) V ples. | (4 & 5) V plc. |
|---|-------------------------|--------|------------------------|----------------|------------|-------------|--------|--------------------------|-------------------|
| 7 | 3.38 | .028 | 1.174 | 4.582 | 50.24 | 37.06 | .31 | 12.87 | 6.44 |
| 6 | 4.34 | .065 | 2.998 | 7.403 | 86.57 | 50.75 | .76 | 35.06 | 17.53 |
| 5 | 5.12 | .143 | 5.766 | 11.029 | 117.72 | 54.65 | 1.53 | 61.54 | 30.77 |
| 4 | 6.02 | .287 | 8.290 | 14.597 | 143.21 | 57.64 | 2.75 | 79.37 | 39.69 |
| 3 | 6.74 | .351 | 12.372 | 19.463 | 162.40 | 56.24 | 2.93 | 103.23 | 51.62 |
| 2 | 10.42 | .612 | 18.612 | 29.644 | 179.58 | 63.12 | 3.71 | 112.75 | 56.37 |
| 1 | 24.54 | 2.29 | 42.584 | 69.414 | 188.32 | 66.58 | 6.21 | 115.53 | 57.77 |

CALCULO DEL FACTOR "m" Y DISTRIBUCION DEL CORTANTE

$$m = \frac{V h}{M_s + M_i}$$

$$V. \text{ cel} = \frac{V_{pert.} D_{COL. \text{ corregido}}}{\sum D_c \text{ pérticos}}$$

Luego:

D = .38
V = 4.17
Vh = 11.67
m = 15.568

D = .30
V = 3.51
Vh = 9.828
m = 14.669

D = .50
V = 5.34
Vh = 14.952
m = 14.659

D = .61
V = 5.84
Vh = 16.352
m = 14.344

D = .53
V = 4.42
Vh = 12.376
m = 14.911

D = .82
V = 4.97
Vh = 13.916
m = 15.126

D = 1.20
V = 3.26
Vh = 9.128
m = 15.213

B

C

D

7°

D = .587
V = 6.44

6°

D = 1.499
V = 17.53

5°

D = 2.883
V = 30.77

4°

D = 4.14
V = 39.69

3°

D = 6.18
V = 51.62

2°

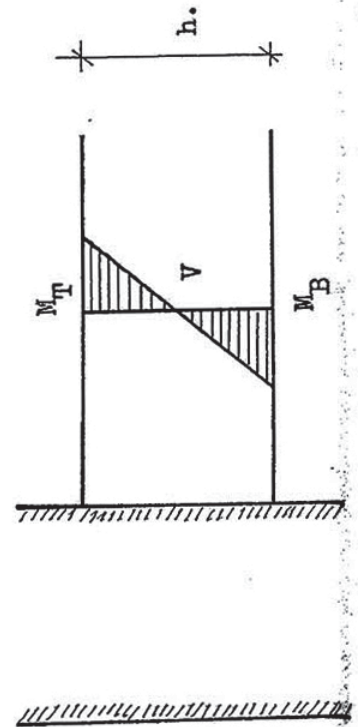
D = 9.30
V = 56.37

1°

D = 21.29
V = 57.77

MOMENTOS FINALES EN LOS EXTREMOS DE VIGAS Y COLUMNAS

| n | Momentos en columnas adyacentes | | | | | | | | | | Momentos en Vigas : $M_{ij} = (M_B + M_T) / (m_{ij} + M_{JK})$ m.j. | | | | | |
|---|---------------------------------|-------|-------|---------------|---------------|-------------|----------|----------|-------------------|----------|---|----------|--|--|--|--|
| | $e = m$ | M_B | M_T | $M_B = c M_B$ | $M_T = c M_T$ | $M_B + M_T$ | m_{eD} | m_{eB} | $m_{eD} + m_{eB}$ | M_{De} | M_{cD} | M_{cB} | | | | |
| 7 | 15.57 | — | 0.43 | — | 6.69 | 6.69 | .52 | .43 | .43 | 8.10 | 6.69 | — | | | | |
| 6 | 14.67 | .32 | .38 | 4.69 | 5.57 | 10.26 | .58 | .52 | .70 | 8.51 | 7.62 | 2.64 | | | | |
| 5 | 14.66 | .29 | .60 | 4.25 | 8.80 | 13.05 | .63 | .61 | .88 | 9.24 | 9.05 | 4.00 | | | | |
| 4 | 14.34 | .43 | .50 | 6.17 | 7.17 | 13.34 | .58 | .63 | .95 | 8.32 | 8.85 | 4.49 | | | | |
| 3 | 14.91 | .61 | .22 | 9.10 | 3.28 | 12.38 | .53 | .55 | .84 | 7.90 | 8.11 | 4.27 | | | | |
| 2 | 15.13 | .61 | .08 | 9.23 | 1.21 | 10.44 | .41 | .44 | .68 | 6.20 | 6.76 | 3.68 | | | | |
| 1 | 15.21 | .84 | -.42 | 12.82 | -6.41 | 6.41 | .24 | .27 | .43 | 3.66 | 4.02 | 2.39 | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | |



$M_{DC} = e m_{DC}$

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN COLUMNAS

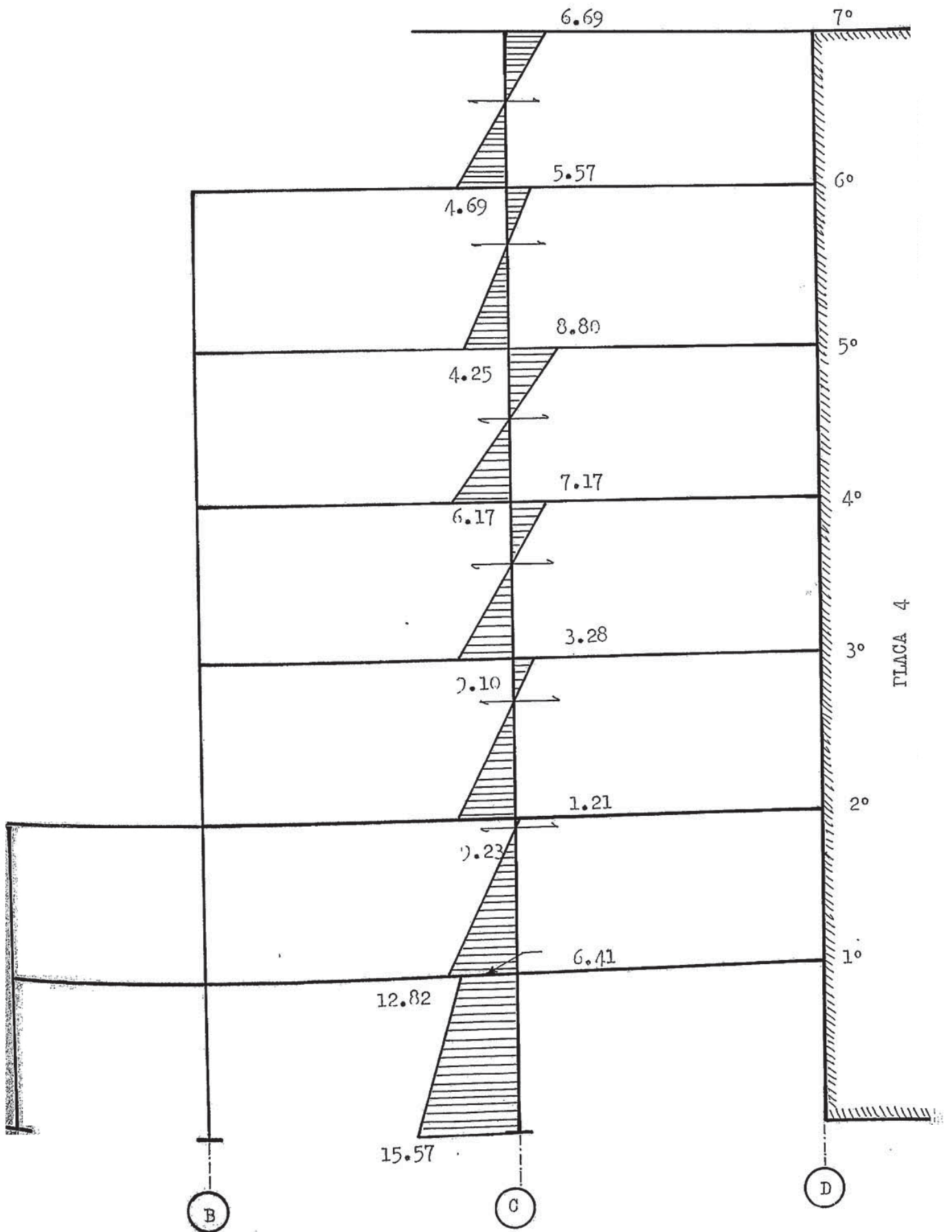
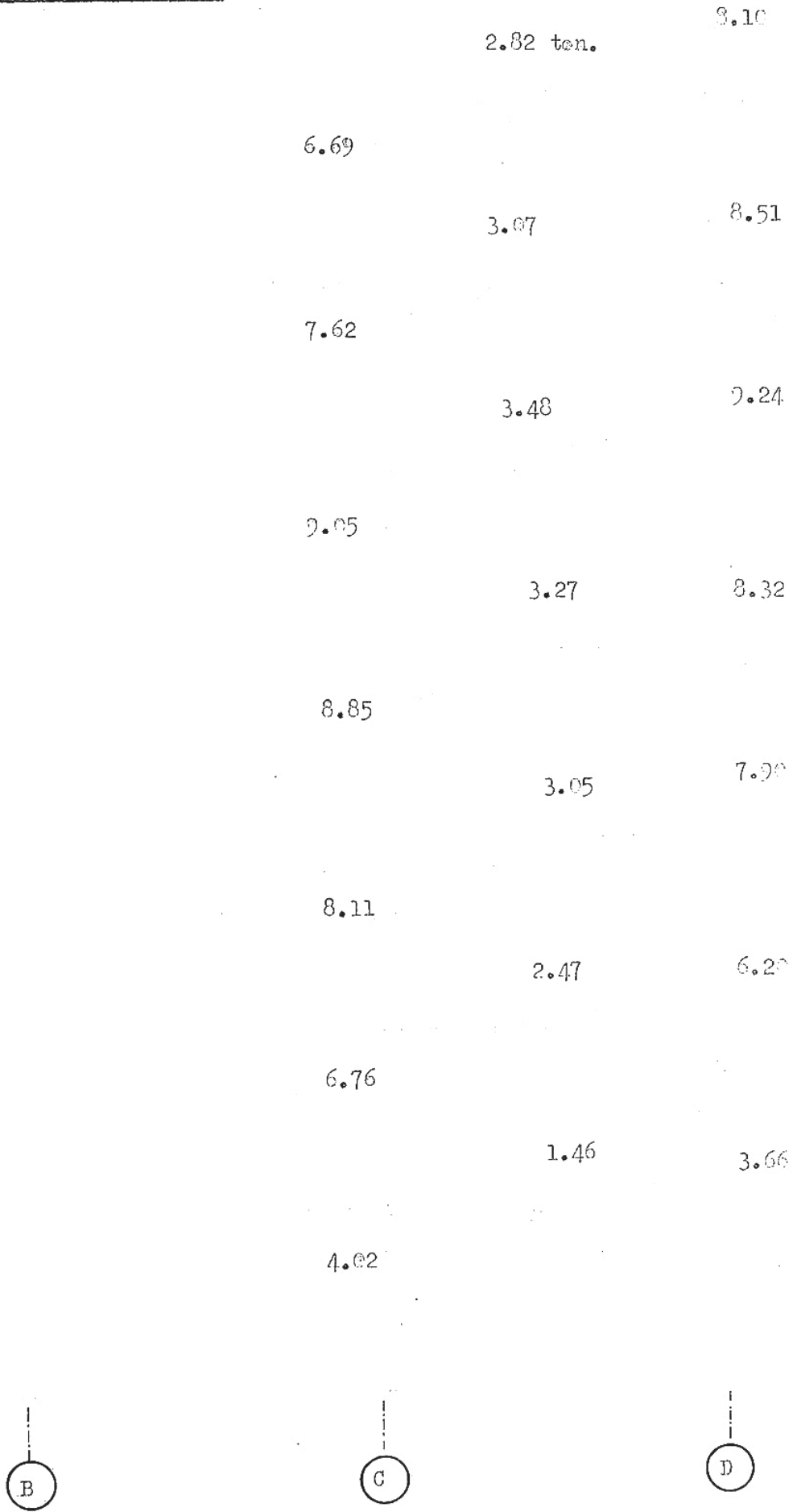
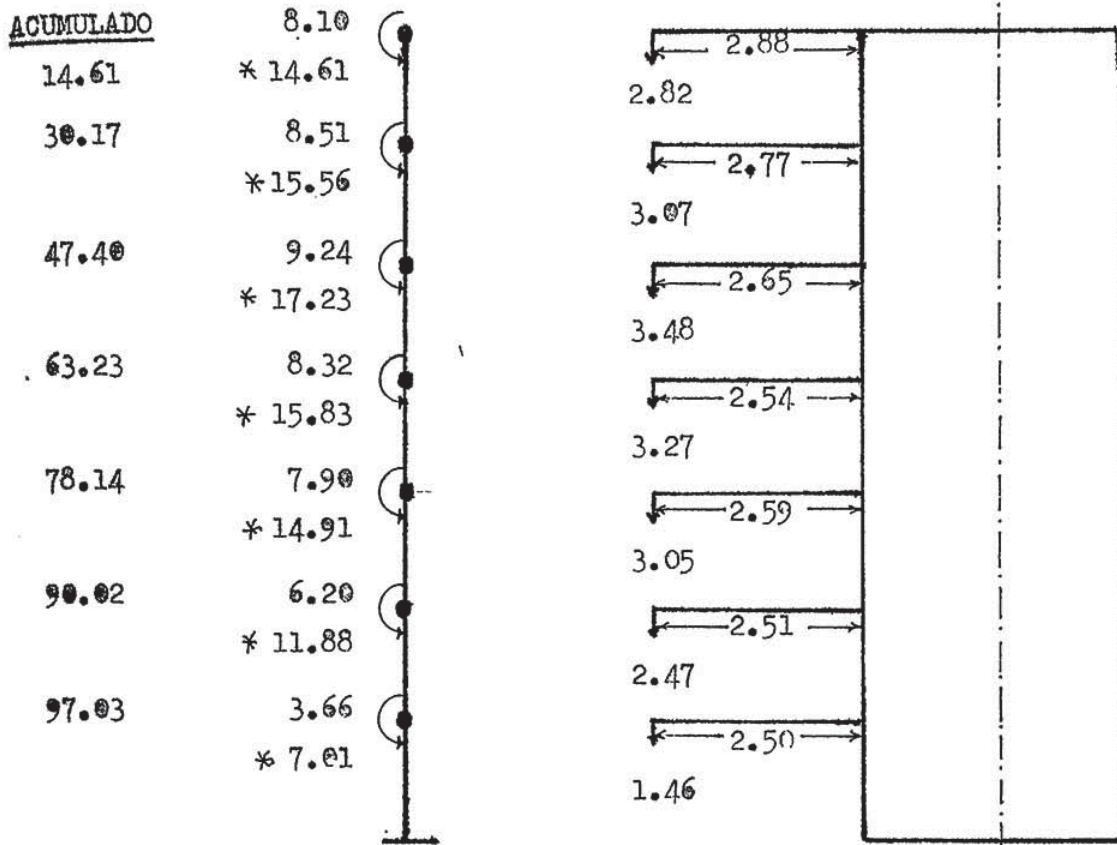


DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS



MOMENTOS MAXIMOS ACUMULADOS EN PLACA 4 x 5



Nota.- El momento considerado es el marcado: *

| n | V h | Mn x10 ² | 2 Mn x10 ² | k | 2 Mn/k | 4 Δ M1 | σ Sn |
|---|--------|---------------------|-----------------------|-----|--------|---------|-------|
| 7 | 18.03 | 18.03 | 18.03 | 579 | 3.11 | 1270.13 | 0.083 |
| 6 | 49.08 | 67.11 | 85.14 | 579 | 14.70 | 1252.32 | 0.225 |
| 5 | 86.16 | 153.27 | 220.38 | 579 | 38.06 | 1199.56 | 0.396 |
| 4 | 111.13 | 264.40 | 417.67 | 579 | 72.14 | 1089.36 | 0.510 |
| 3 | 144.64 | 409.04 | 673.44 | 579 | 116.31 | 900.91 | 0.664 |
| 2 | 157.84 | 566.88 | 975.92 | 579 | 168.55 | 616.05 | 0.725 |
| 1 | 161.76 | 728.64 | 1295.52 | 579 | 223.75 | 223.75 | 0.743 |

MOMENTO CORRECTOR (placa)

| TO CORRECTOR PLACA | | | | | | | | | |
|--------------------|--------|-----|-------|---------|---------|--------|-------|----------------|-------|
| | 2 Mn | k | Mn | Δ M 2 | Δ M 1 | Δ M | ∫ t | V _e | Dei |
| 7 | 29.22 | 579 | 5.05 | -285.51 | 1270.13 | 984.62 | 10.63 | 6.44 | 0.61 |
| 6 | 60.34 | 579 | 10.42 | -270.04 | 1252.32 | 982.28 | 10.75 | 17.53 | 1.63 |
| 5 | 94.80 | 579 | 16.37 | -243.25 | 1199.56 | 956.31 | 10.64 | 30.77 | 2.89 |
| 4 | 126.46 | 579 | 21.84 | -205.04 | 1089.36 | 884.32 | 9.98 | 39.69 | 3.98 |
| 3 | 156.28 | 579 | 26.99 | -156.21 | 900.91 | 744.70 | 8.64 | 51.62 | 5.97 |
| 2 | 180.04 | 579 | 31.09 | - 98.13 | 616.05 | 517.92 | 6.27 | 56.37 | 8.99 |
| 1 | 194.06 | 579 | 33.52 | -33 .52 | 223.75 | 190.23 | 2.78 | 57.77 | 20.78 |

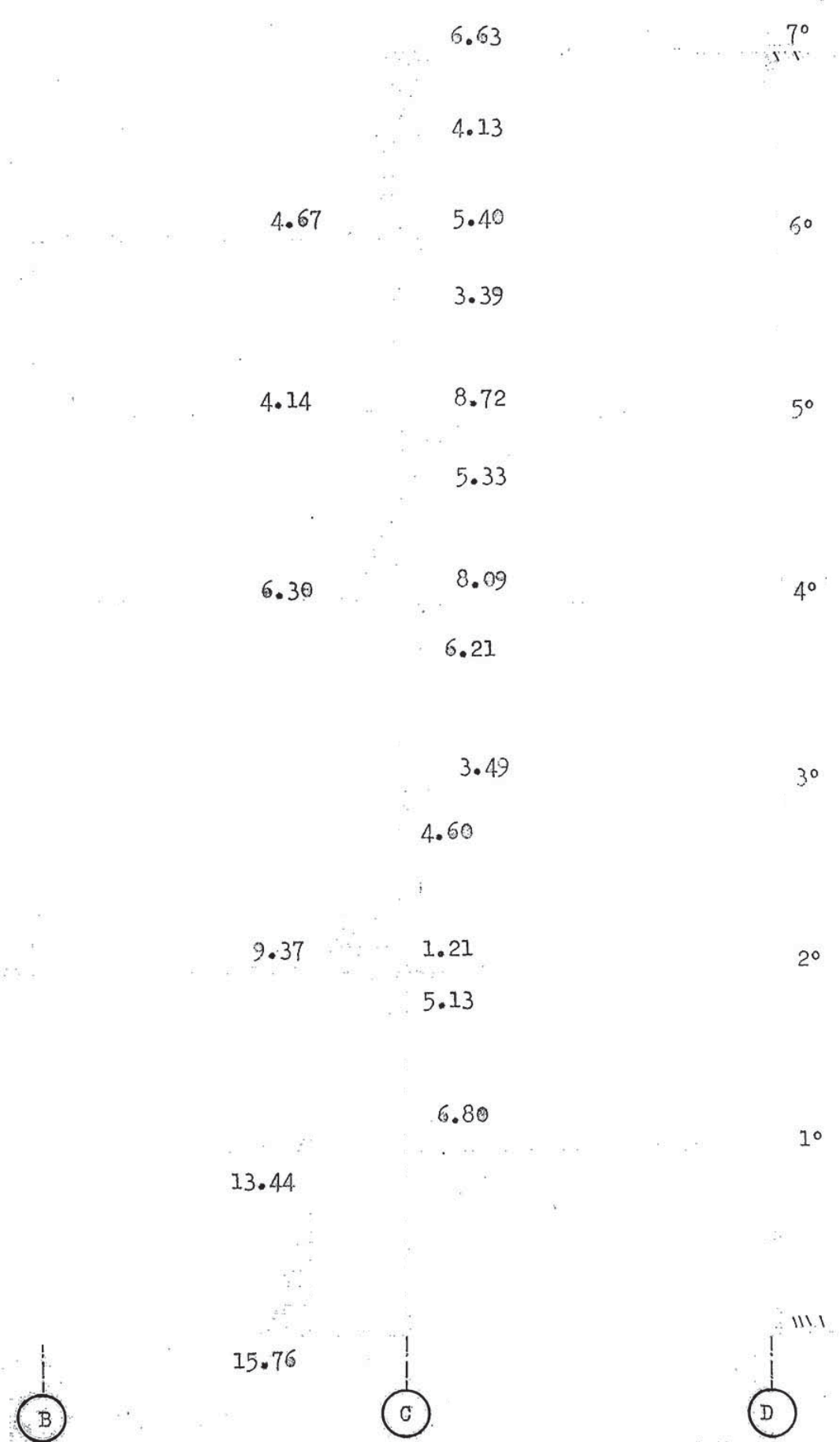
| plc.4 | | | | | | | | | | | |
|-------|---------|----------|--------|------|--------------------|------------------|---------|---------|-----------|--------|--|
| n | D pert. | D plc.4' | Dsi | Dei | Σ D _{TOT} | V _{TOT} | V pert. | Vplc.4' | Vsi plc.4 | Vciple | |
| 7 | 3.38 | .028 | .465 | .61 | 4.483 | 50.24 | 37.88 | .314 | 5.211 | 6.83 | |
| 6 | 4.34 | .065 | 1.04 | 1.63 | 7.075 | 86.57 | 53.104 | .795 | 12.725 | 19.94 | |
| 5 | 5.12 | .143 | 2.199 | 2.89 | 10.352 | 117.72 | 58.22 | 1.626 | 15.006 | 32.86 | |
| 4 | 6.02 | .287 | 3.318 | 3.98 | 13.605 | 143.21 | 63.37 | 3.021 | 34.92 | 41.89 | |
| 3 | 6.74 | .351 | 5.205 | 5.97 | 18.266 | 162.40 | 59.92 | 3.121 | 46.27 | 53.07 | |
| 2 | 10.42 | .612 | 8.249 | 8.99 | 28.271 | 179.58 | 66.18 | 3.887 | 52.40 | 57.10 | |
| 1 | 24.54 | 2.29 | 19.130 | 20.7 | 66.74 | 188.32 | 69.24 | 6.462 | 53.98 | 58.63 | |

NOTA: Dsi = Factor D sin interacción
 Dei = Factor D con interacción
 Vsi = Cortante sin interacción
 Vei = Cortante con interacción.

TERCERA ITERACION DE INTERACCION DEL PORTICO 4-4 CON LA PLACA 4

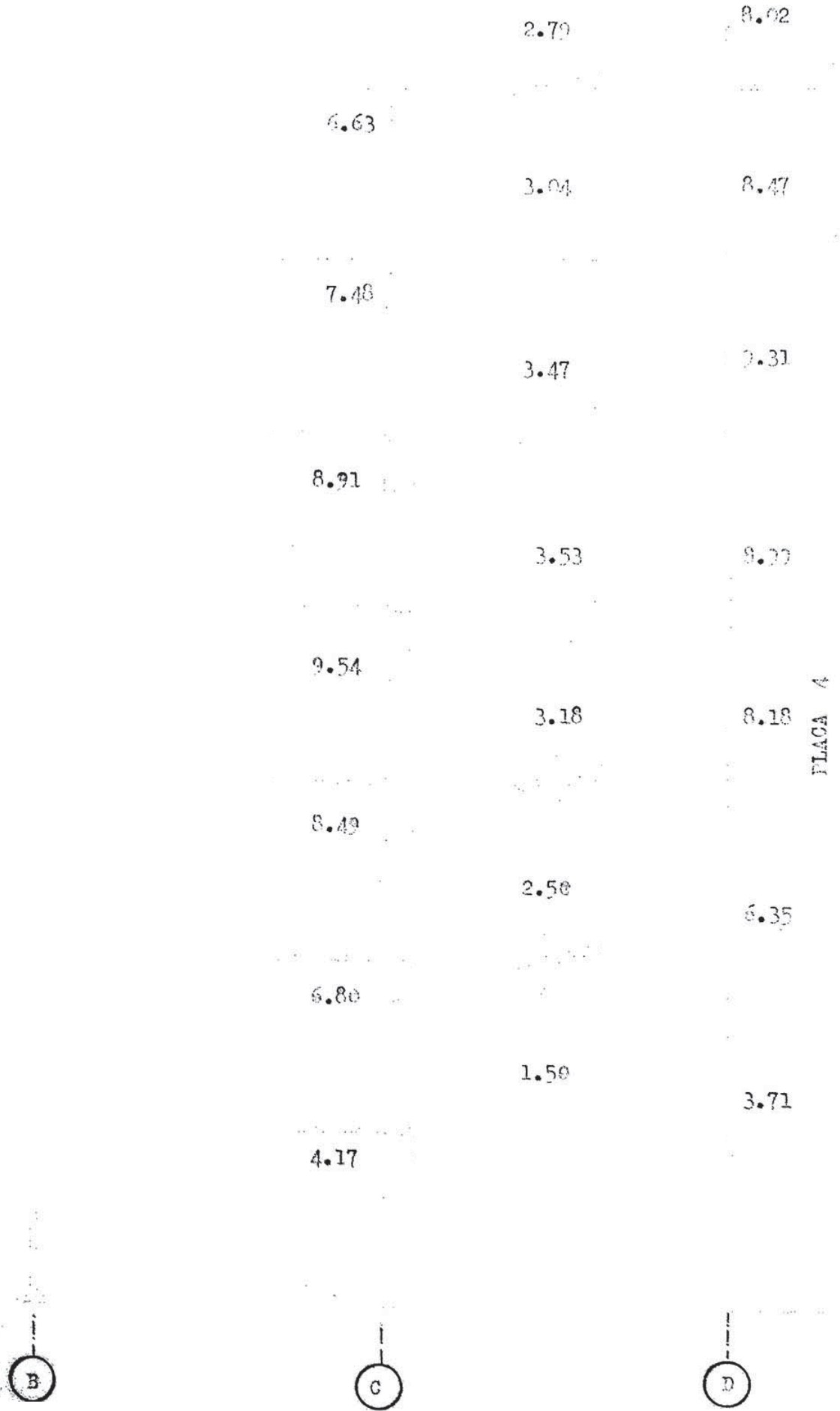
siguiendo un proceso análogo al anterior, obtenemos los diagramas de momentos en columnas y vigas :

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN COLUMNAS :

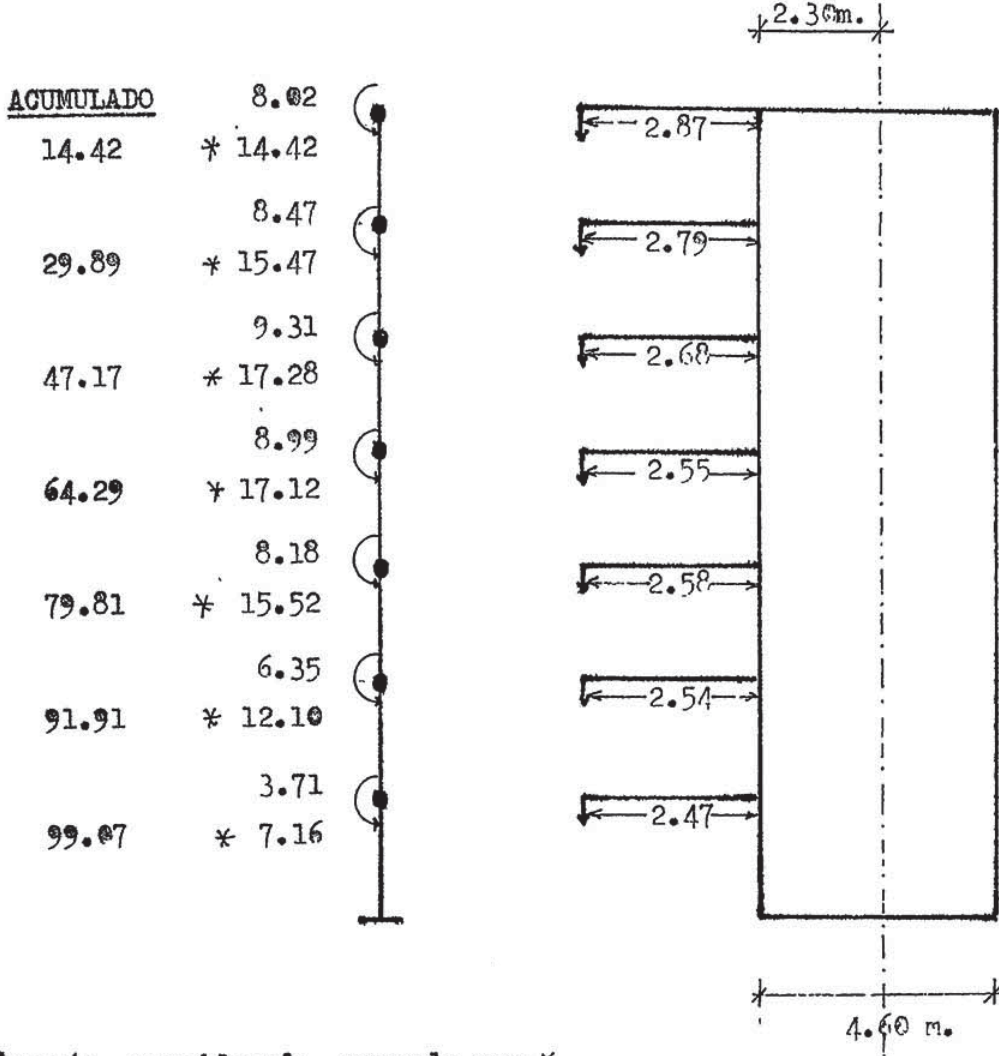


PARA EL DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS, TENDREMOS QUE :

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS



MOMENTOS MAXIMOS ACUMULADOS EN PLACA 4



Momentos considerados marcados con *

| Vh | Mn' | 2Mn x10 ² | k | 2Mn/k | 4 Δ M l | δ Sn |
|-------|--------|----------------------|-----|--------|---------|-------|
| 18.54 | 18.54 | 18.54 | 579 | 3.20 | 1277.04 | 0.085 |
| 55 | 70.09 | 88.63 | 579 | 15.31 | 1258.53 | 0.237 |
| 26 | 156.35 | 226.44 | 579 | 39.11 | 1204.11 | 0.396 |
| 71 | 268.06 | 424.41 | 579 | 73.30 | 1091.70 | 0.513 |
| 49 | 410.55 | 678.61 | 579 | 117.20 | 901.20 | 0.654 |
| 70 | 566.25 | 976.80 | 579 | 168.70 | 615.30 | 0.715 |
| 40 | 726.65 | 1292.90 | 579 | 223.30 | 223.30 | 0.737 |

| | | GTOR | | | | | | | |
|-------|----|------------|---------|------------|--------|------------|----------|-------|------|
| k | 2 | ΔM | 2 | ΔM | 1 | ΔM | $\int t$ | Vci | Dci |
| 8 | .8 | -8 | 0 | 12 | 0 | 8. | 10 6 | 6 622 | 0.62 |
| 59.7 | 57 | 10.3 | -274.40 | 1258.53 | 984.13 | 10.777 | 18.410 | 1.71 | |
| 94.3 | 57 | 16. | -247.79 | 1204.11 | 956.32 | 10.638 | 30.828 | 2.90 | |
| 5 | 57 | 22. | -209.29 | 1091.70 | 882.41 | 9.964 | 39.89 | 4.00 | |
| 159.6 | 57 | 27.57 | -159.51 | 901.20 | 741.69 | 8.597 | 50.89 | 5.92 | |
| 183.8 | 57 | 31.7 | -100.19 | 615.30 | 515.11 | 6.232 | 55.61 | 8.92 | |
| 198. | 57 | 34. | -34.22 | 223.30 | 189.08 | 2.762 | 57.29 | 20.74 | |

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

| t. | Dple.4' | plc 4 Dsi | Dci | ΣD_{TOT} | V_{TOT} | Vpert. | Vplc 4' | Vsi pl.4 | Vci pl 4 |
|-----|---------|--------------|-------|------------------|-----------|--------|---------|----------|----------|
| | .028 | .465 | .6 | 4.49 | 50.24 | 37.82 | .31 | 5.20 | 6.94 |
| | .065 | 1.04 | 1.71 | 7.16 | 86.57 | 52.47 | .79 | 12.57 | 20.68 |
| | .143 | 2.199 | 2.9 | 10.36 | 117.72 | 58.18 | 1.62 | 24.99 | 32.95 |
| 04 | .287 | 3.318 | 4.00 | 13.65 | 143.21 | 63.37 | 3.01 | 34.81 | 41.97 |
| 5 | .351 | 5.205 | 5.92 | 18.24 | 162.40 | 60.19 | 3.13 | 46.34 | 52.71 |
| .44 | .612 | 8.249 | 8.92 | 28.22 | 179.58 | 66.44 | 3.89 | 52.49 | 56.76 |
| .46 | 2.29 | 19.13 | 20.74 | 66.62 | 188.32 | 69.14 | 6.47 | 59.08 | 58.63 |

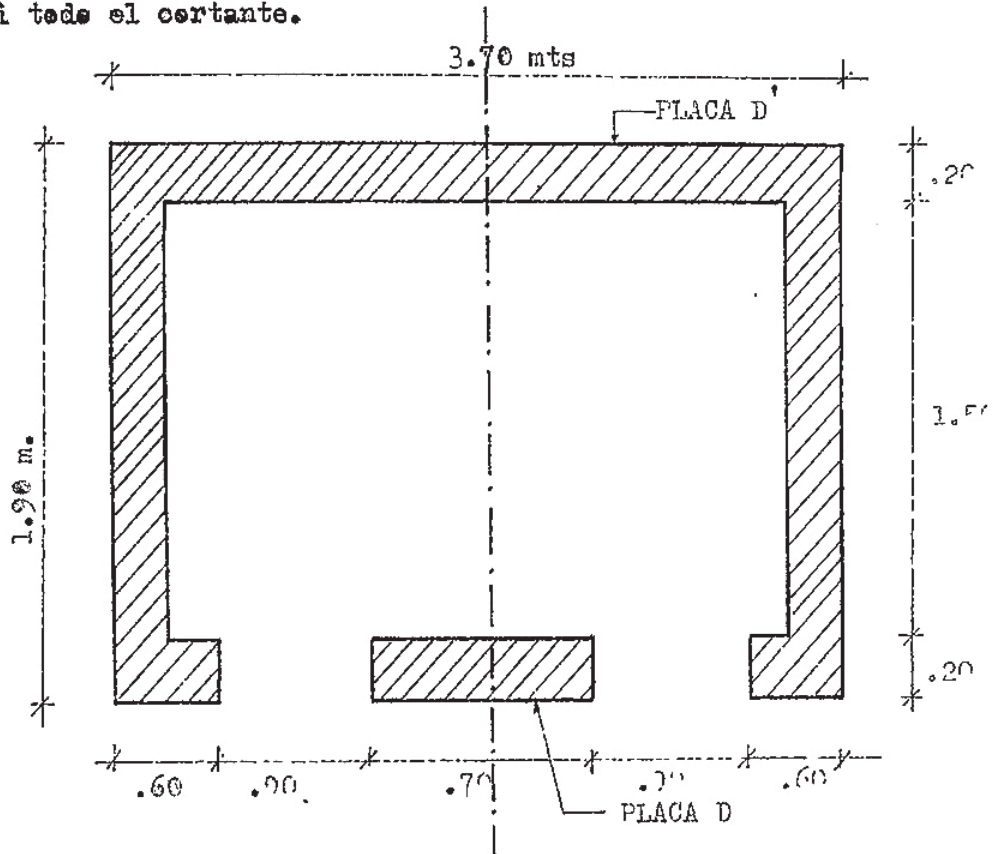
Los cortantes de la tercera iteración de interacciones no difieren mucho de los de la 2ª iteración, tomamos éstos últimos como los cortantes actuantes.

RESUMEN DE VALORES D Y CORTANTES PARA PLACA 4 e 5

| D | CORTANTES: V t n. | | | | | | |
|------|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | a | a | a | a | a | a | |
| | | .610 | .62 | . | 6.8 | 6.8 | 6. |
| | | 1.6 | 1 1 | 1 .10 | 18 6 | 1 | 20.68 |
| 2 88 | 8 | 2. 0 | 2 . | 2 80 | 2 86 | 2. | |
| 318 | 4.145 | 3.98 | 4.00 | 38.13 | 43.04 | 41.89 | 41.97 |
| | 6.186 | 5.97 | 5.92 | 49.20 | 54.29 | 53.08 | 52.71 |
| | 9.306 | 8.99 | 8.92 | 55.54 | 58.46 | 57.10 | 56.76 |
| | 21.29 | 20.78 | 20.74 | 55.61 | 59.74 | 58.64 | 58.63 |

PLACAS DIRECCION SECUNDARIA (DIRECCION X-X)

Calcularemos la caja de ascensores por facilidad para nuestros cálculos si se tratara una unidad independiente de la placa 5, y además que muros que son paralelos a la dirección X-X serán los que tomen prácticamente casi todo el cortante.



Cálculo del Momento de Inercia total:

El momento de Inercia lo calcularemos con respecto al eje de simetría que pasa por el centro de gravedad del marco rígido que forma la caja de ascensores.

H.

placa D:

$$A_{mD} = 2 (20 \times 60) + (20 \times 70) \times 2$$

$$A_{mD} = 2400 + 1400 = 3800 \text{ cm}^2$$

$$I_{c1} = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} (20) (60)^3 + (20 \times 60) (1.55)^2$$

$$I_{c1} = 291.9 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_{c2} = \frac{1}{12} (20) (70)^3 = 5.72 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia total placa D será:

$$I_{t=2} = 2 (291.9 \times 10^4) + 5.72 \times 10^5 = 588.72 \times 10^5$$

- placa D':

$$I_{t=12} = \frac{1}{12} (20) (370)^3 = 844.22 \times 10^5$$

- placas laterales:

$$I_{t=2} = 2 [(150 \times 20) (175)^2] = (919.8 \times 10^5) (2) = 1839.5 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I \text{ ascensor X-X} = (588.72 + 844.22 + 1839.50) 10^5$$

$$I \text{ x x} = 32.72 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Para distribuir el certante, inicialmente consideramos la placa como si estuviera en volado (sin interacción)

Ademas para el análisis consideramos que el certante solo lo toman las placas paralelas a la dirección sísmica considerada.

Entonces:

DEFORMACION POR CORTE

| | $\times 10^3$ wn cm ² | R | ΔSn $\times 10^3$ | 27.6 k $\times 10^3$ | hn | δSn |
|-----|-------------------------------------|-----|------------------------------|-------------------------|----|-------------|
| 2 | 11.20 | 1.2 | .214 | .099 | | .021 |
| 10 | 11.20 | 1.2 | 1.071 | .099 | | .106 |
| 30 | 11.20 | 1.2 | 3.214 | .099 | | .318 |
| 60 | 11.20 | 1.2 | 6.429 | .099 | | .636 |
| 90 | 11.20 | 1.2 | 9.643 | .099 | | .955 |
| 120 | 11.20 | 1.2 | 12.857 | .099 | | 1.273 |
| 150 | 11.20 | 1.2 | 16.071 | .099 | | 1.591 |

DEFORMACION POR FLEXION

| $V_n \text{ hm} \times 10^2$ | $M_n^1 (x 10^2)$ | $2 M_n(x 10^2)$ | kn | $2 M_n/kn$ | $4 \Delta B$ | $3/hn$ | $\sqrt{Bn.}$ |
|------------------------------|------------------|-----------------|------|------------|--------------|--------|--------------|
| 5.60 | 5.60 | 5.60 | 1169 | .48 | 855.08 | .0107 | 9.162 |
| 28.0 | 33.60 | 39.20 | | 3.35 | 851.25 | .0107 | 9.121 |
| 84.0 | 117.60 | 151.20 | | 12.93 | 834.97 | .0107 | 8.946 |
| 168.0 | 285.60 | 403.20 | | 34.49 | 787.55 | .0107 | 8.438 |
| 252.0 | 537.60 | | | 70.42 | 682.64 | .0107 | 7.314 |
| 336.0 | 873.60 | 1141.2 | | 120.72 | 491.50 | .0107 | 5.266 |
| 420.0 | 1293.60 | 2167.2 | | 185.39 | 185.39 | .0107 | 1.986 |

VALORES " D "

| $\bar{\Sigma} D. \text{pert.}$ | D placa | $\Sigma D \text{ tot.}$ | V tot. | V pert. | Vplc. asc. |
|--------------------------------|---------|-------------------------|--------|---------|------------|
| 2.10 | .218 | 2.318 | 58.40 | 52.908 | 5.492 |
| 3.38 | 1.084 | 4.464 | 104.01 | 78.753 | 25.257 |
| 4.68 | 3.238 | 7.918 | 143.12 | 84.592 | 58.528 |
| 4.74 | 6.612 | 11.352 | 175.11 | 73.117 | 101.993 |
| 4.74 | 10.884 | 15.624 | 199.20 | 60.433 | 138.767 |
| 6.54 | 18.351 | 24.891 | 220.77 | 58.006 | 162.764 |
| 13.06 | 41.935 | 54.455 | 231.68 | 55.564 | 178.413 |

Continuación presentamos un cuadro resumen de la segunda iteración y tercera iteración siguiendo un proceso análogo al hecho para la primera iteración.

SEGUNDA ITERACION (DISTRIBUCION DEL CORTANTE)

| Σ D. pert. | D placa. | Σ D tet. | Vtet. | V pert. | Vpl. asc. |
|-------------------|----------|-----------------|--------|---------|-----------|
| 2.10 | .36 | 2.462 | 58.40 | 49.81 | 8.59 |
| 3.38 | 1.65 | 5.032 | 104.01 | 69.86 | 34.15 |
| 4.68 | 3.82 | 8.503 | 143.12 | 78.77 | 64.35 |
| 4.74 | 6.95 | 11.69 | 175.11 | 71.00 | 104.11 |
| 4.74 | 10.27 | 15.014 | 199.20 | 62.89 | 136.31 |
| 6.54 | 16.59 | 23.128 | 220.77 | 62.43 | 158.34 |
| 13.06 | 36.57 | 49.63 | 231.68 | 60.97 | 170.71 |

TERCERA ITERACION (DISTRIBUCION DEL CORTANTE)

| Σ D pert. | D placa | Σ D tet. | V tet. | V pert. | Vplc. asc. |
|------------------|---------|-----------------|--------|---------|------------|
| 2.100 | .71 | 2.81 | 58.40 | 43.64 | 14.76 |
| 3.38 | 2.38 | 5.76 | 104.01 | 61.03 | 42.98 |
| 4.68 | 3.854 | 8.53 | 143.12 | 78.49 | 64.63 |
| 4.74 | 6.215 | 10.95 | 175.11 | 75.77 | 99.34 |
| 4.74 | 8.293 | 13.03 | 199.20 | 72.45 | 126.75 |
| 6.54 | 11.73 | 18.27 | 220.77 | 79.01 | 141.76 |
| 13.06 | 20.02 | 33.08 | 231.68 | 91.45 | 140.23 |

ITERACION DE INTERACCION DE CAJA DE ASCENSORES
CON COLUMNA : 6 D (LADO DERECHO) :

CAJA DE
ASCENSORES

CONTINUA

$L_1 = 3.50 \text{ m.}$



$L_2 = 5.10$

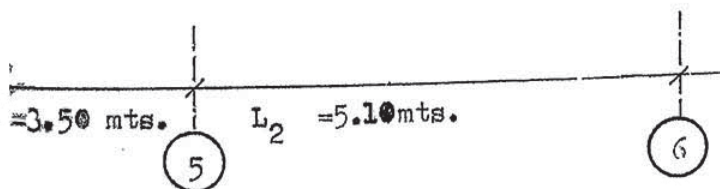


| | 1/Dwn | 2 | Re | Sn | Rsn | RBRn | En | Rv |
|-------|----------|-------|--------|-------|--------|---------|---------|---------|
| 76 | 0.10 | 140.0 | 2910.4 | .126 | 17.64 | 2892.78 | 2892.78 | 1012.47 |
| 42.98 | 1/2.38 | 140.0 | 2528.2 | .424 | 59.36 | 2468.88 | 2680.83 | 938.29 |
| 64.63 | 1/3.854 | 140.0 | 2347.7 | 1.396 | 195.44 | 2152.30 | 2310.59 | 808.71 |
| 99.34 | 1/6.215 | 140.0 | 2237.7 | 2.183 | 305.62 | 1932.13 | 2042.22 | 714.78 |
| 5.75 | 1/8.293 | 140.0 | 2139.7 | 4.317 | 604.38 | 1535.38 | 1733.76 | 606.82 |
| .76 | 1/11.733 | 140.0 | 1691.5 | 4.965 | 695.10 | 996.40 | 1265.89 | 443.06 |
| 0.23 | 1/20.02 | 140.0 | 980.4 | 5.342 | 747.88 | 232.50 | 614.45 | 215.06 |

| | En | Rv | Re |
|----|---------|---------|--------|
| | | | 2910.4 |
| | 2892.78 | 1012.47 | |
| 6° | | | 2528.2 |
| | 2680.83 | 938.29 | |
| 5° | | | 2347.7 |
| | 2310.59 | 808.71 | |
| 4° | | | 2237.7 |
| | 2042.22 | 714.78 | |
| 3° | | | 2139.7 |
| | 1733.76 | 606.82 | |
| 2° | | | 1691.5 |
| | 1265.89 | 443.06 | |
| 1° | | | 980.4 |
| | 614.45 | 215.06 | |

CAJA DE ASCENSORES

CONTINUA



DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO DEBIDO A LA DEFORMACION EN VIGAS

$$\frac{k_v}{3} (2 \theta_c + 3 R_v)$$

$$\approx \frac{k_v}{3} (\theta_c + 3 R_v)$$

TEA °

$$\approx \frac{0.31}{3} [2 (2892.78) + 3 (1012.47)] = 0.103 [5785.56 + 3037.41] = 908.76$$

$$\approx 0.103 [2892.78 + 3 (1012.47)] = 610.80$$

6°

$$\approx 0.103 [2 (2680.83) + 3 (938.29)] = 842.18$$

$$\approx 0.103 [2680.83 + 3 (938.29)] = 566.06$$

°

$$\approx 0.103 [2 (2310.59) + 3 (808.71)] = 725.87$$

$$\approx 0.103 [2 310.59 + 3 (808.71)] = 487.88$$

$$\approx 0.103 [2 (2040.22) + 3 (714.78)] = 641.15$$

$$\approx 0.103 [2040.22 + 3 (714.78)] = 431.01$$

$$\approx 0.103 [2 (1733.76) + 3 (606.82)] = 544.66$$

$$\approx 0.103 [1733.76 + 3 (606.82)] = 366.08$$

$$0.103 [2 (1265.89) + 3 (443.06)] = 397.68$$

$$\approx 0.103 [1265.85 + 3 (443.06)] = 267.29$$

$$0.103 [2 (614.45) + 3 (215.06)] = 193.03$$

$$0.103 [614.45 + 3 (215.06)] = 129.74$$

a unidad para determinar las rotaciones normalizadas es:

$$6 E K_e R_c = 2910.42$$

nes, los momentos a usar serán:

En Vigas:

| | NIVEL → | | | | | | | | |
|------|---------|------|------|------|------|------|-----|----|---|
| | 0 | 6° | 0 | 0 | 0 | 0 | 2° | 1° | |
| 6 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 0.2 | 0 | 1 | 0 |
| M 65 | 0.21 | 0.19 | 0.17 | 0.15 | 0.13 | 0.09 | 0.0 | | |

1 :

gel = Memento superior = Memento inferior = kc Rc

determinar las rotaciones normalizadas, también

$$6 E K_e R_c = 2910.42$$

$$M_{col.} = k_c R_c / 2910.42$$

| | ENTRE PISO → | | | | | | |
|---------|--------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 0 | 6° | 0 | 0 | 0 | 2° | 1° |
| kc | .2 | .2 | . | . | . | 1.1 | 1.1 |
| 2910.42 | .00 | .87 | .81 | .77 | .74 | .58 | .34 |
| | .32 | .28 | .77 | .73 | .70 | .66 | .39 |

DE LOS COEFICIENTES DE DISTRIBUCION

(NIVEL 7°)

$$.31 \quad C_{vi} = .31 / .94 = .33$$

$$.31 \quad C_{vd} = .31 / .94 = .33$$

$$0.00$$

$$.32 \quad C_{ci} = .32 / .94 = .34$$

$$.94$$

NIVEL 6°

$$.31 \quad C_{vi} = .31 / 1.26 = .246$$

$$.31 \quad C_{vd} = .31 / 1.26 = .246$$

$$.32$$

$$.32 \quad C_{cs} = C_{ci} = \frac{.32}{1.26} = .254$$

°
= .31
= .31
= .32
= .95
= 1.89

$C_{vi} = .31/1.89 = .16$
 $C_{vd} = .31/1.89 = .16$
 $C_{es} = .32/1.89 = .17$
 $C_{ei} = .95/1.89 = .51$

°
= .31
= .31
s = .95
i = .95
k = 2.52

$C_{vi} = .31/2.52 = .12$
 $C_{vd} = .31/2.52 = .12$
 $C_{es} = C_{ei} = .95/2.52 = .38$

°
= .31
= .31
s = .95
i = .95
k = 2.52

$C_{vi} = C_{vd} = .12$
 $C_{es} = C_{ei} = .38$

2°
= .31
= .31
s = .95
ei = 1.14
k = 2.71

$C_{vi} = .31/2.71 = .11$
 $C_{vd} = .31/2.71 = .11$
 $C_{es} = .95/2.71 = .35$
 $C_{ei} = 1.14/2.71 = .43$

1°
vi = .31
= .31
es = 1.14
ei = 1.14
 $\Sigma k = 2.90$

$C_{vi} = .31/2.90 = .11$
 $C_{vd} = .31/2.90 = .11$
 $C_{es} = 1.14/2.90 = .39$
 $C_{ei} = 1.14/2.90 = .39$

DISTRIBUCION DE MOMENTOS

CAJA DE ASCENSORES

| | Cvi | Cci | Ccs | Cvd |
|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | .33 | .32 | .00 | .33 |
| + .31 | + .21 | -.32 | | |
| <u>+ .02</u> | <u>+ .04</u> | <u>+ .04</u> | | <u>+ .04</u> |
| + .33 | + .25 | -.28 | | + .04 |
| | .246 | .254 | .254 | .246 |
| + .29 | + .19 | -.28 | -.32 | |
| <u>+ .05</u> | <u>+ .10</u> | <u>+ .10</u> | <u>+ .10</u> | <u>+ .10</u> |
| + .34 | + .29 | -.18 | -.22 | + .10 |
| | .16 | .51 | .17 | .16 |
| + .25 | + .17 | -.77 | -.28 | |
| <u>+ .07</u> | <u>+ .14</u> | <u>+ .45</u> | <u>+ .1</u> | <u>+ .1</u> |
| + .32 | + .31 | -.32 | -.13 | + .14 |
| | .12 | .38 | .38 | .12 |
| + .22 | + .15 | -.73 | -.77 | |
| <u>+ .08</u> | <u>+ .16</u> | <u>+ .51</u> | <u>+ .1</u> | <u>+ .16</u> |
| + .30 | + .31 | -.22 | -.26 | + .16 |
| | .12 | .38 | .38 | .12 |
| + .19 | + .13 | -.70 | -.73 | |
| <u>+ .08</u> | <u>+ .16</u> | <u>+ .</u> | <u>+ .</u> | <u>+ .16</u> |
| + .27 | + .29 | -.21 | -.24 | + .16 |
| | .11 | .43 | .35 | .11 |
| + .14 | + .09 | -.66 | -.70 | |
| <u>+ .07</u> | <u>+ .14</u> | <u>+ .55</u> | <u>+ .44</u> | <u>+ .14</u> |
| + .21 | + .23 | -.11 | -.26 | + .14 |
| | .11 | .39 | .39 | .11 |
| + .07 | + .04 | -.39 | -.66 | |
| <u>+ .05</u> | <u>+ .11</u> | <u>+ .39</u> | <u>+ .39</u> | <u>+ .11</u> |
| + .12 | + .15 | + .00 | -.27 | + .11 |

CONTINUA

VALORES " D " PARA COLUMNAS DE EJE 6

$$D = \frac{-(M_s + M_i)}{2 C_n}$$

| | | | |
|-----|--|-----|-----|
| | | | .25 |
| | | | .28 |
| .33 | $D = \frac{-.28 - .22}{2 \times 1.0} = .25$ | | .29 |
| | | | .18 |
| | | .22 | |
| .34 | $D = \frac{-.18 - .13}{2 \times .87} = .178$ | | .31 |
| | | | .32 |
| | | .13 | |
| .32 | $D = \frac{-.32 - .26}{2 \times .81} = .358$ | | .31 |
| | | | .22 |
| | | .26 | |
| .30 | $D = \frac{-.22 - .24}{2 \times .77} = .299$ | | .29 |
| | | | .21 |
| | | .24 | |
| .27 | $D = \frac{-.21 - .26}{2 \times .74} = .318$ | | .23 |
| | | | .11 |
| | | .26 | |
| .21 | $D = \frac{-.11 - .27}{2 \times .58} = .328$ | | .15 |
| | | | |
| | | .27 | .00 |
| .1 | $D = \frac{-.39}{2 \times .34} = .574$ | | |

CAJA DE ASCENSORES

CONTINUA

| PISOS | D INICIALES (D _i TOT) | | D CORREGIDO D _d | Σ D _{TOT.} CORREGIDO |
|-------|----------------------------------|----------------|-------------------------------|----------------------------------|
| | TOTAL | D _d | | |
| 7 | 2.100 | .16 | .250 | 2.190 |
| 6 | 3.380 | .16 | .178 | 3.398 |
| 5 | 4.680 | .23 | .358 | 4.808 |
| 4 | 4.740 | .23 | .299 | 4.809 |
| 3 | 4.740 | .23 | .318 | 4.828 |
| 2 | 6.540 | .24 | .328 | 6.628 |
| 1 | 13.160 | .47 | .574 | 13.264 |

$$D_{TOT. CORREGIDO} = D_{I TOT} - D_d + D_d$$

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

| n | Σ D. per | D asc. | Σ D | V tot | V pert. | V asc. |
|---|----------|--------|-------|--------|---------|--------|
| 7 | 2.190 | .710 | 2.90 | 58.40 | 44.10 | 14.30 |
| 6 | 3.398 | 2.380 | 5.78 | 104.01 | 61.15 | 42.83 |
| 5 | 4.808 | 3.854 | 8.66 | 143.12 | 79.44 | 63.68 |
| 4 | 4.809 | 6.215 | 11.02 | 175.11 | 76.39 | 98.72 |
| 3 | 4.828 | 8.293 | 13.12 | 199.20 | 73.30 | 125.90 |
| 2 | 6.628 | 11.733 | 18.36 | 220.77 | 79.69 | 141.08 |
| 1 | 13.264 | 20.025 | 33.29 | 231.68 | 92.31 | 139.37 |

DISTRIBUCION DEL CORTANTE

| | | | | |
|--------------------|----|--------------------------|---|----------|
| CANA DE ASCENSORES | 7° | D = . 710 V = 14.30 | D = .250 V = 5.03 Vh=14.08 m = 28.16 | CONTINUA |
| | 6° | D = 2.38 V = 42.83 | D = .178 V = 3.20 Vh=8.96 m = 28.90 | |
| | 5° | D = 3.854 V = 63.68 | D = .358 V = 5.92 Vh=16.58 m = 28.59 | |
| | 4° | D = 6.215 V = 98.72 | D = .279 V = 4.75 Vh=13.30 m = 28.91 | |
| | 3° | D = 8.293 V = 125.90 | D = .318 V = 4.83 Vh=13.52 m = 28.77 | |
| | 2° | D = 11.733 V = 141.08 | D = .328 V = 3.94 Vh=11.03 m = 29.03 | |
| | 1° | D = 20.025 V = 139.37 | D = .574 V = 3.79 Vh=11.17 m = 28.64 | |

6

$$\text{nde: } V = \frac{V_{\text{pert.}} \times Dc}{\sum DC}$$

$$m = c = \frac{V h}{Ms + Mi}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS EN COLUMNAS

CAJA DE ASCENSORES

CONTINUA

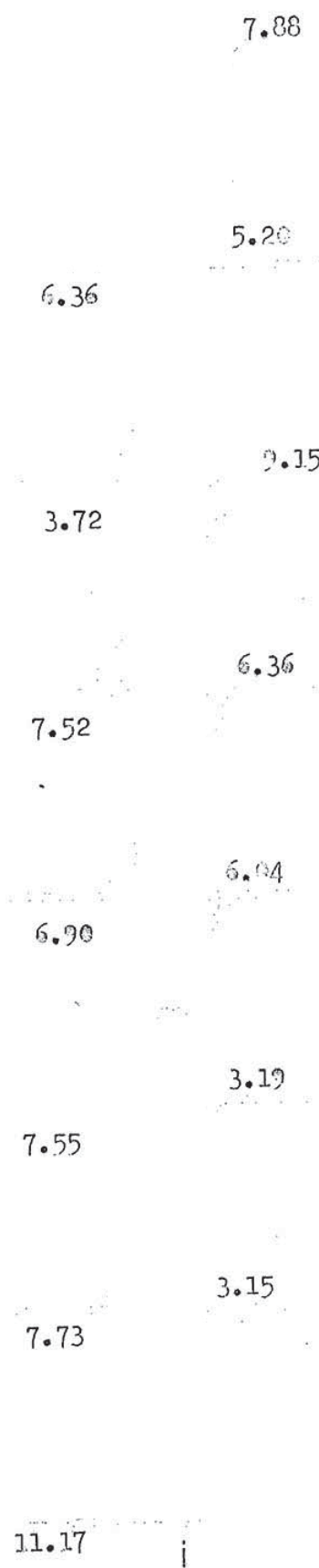


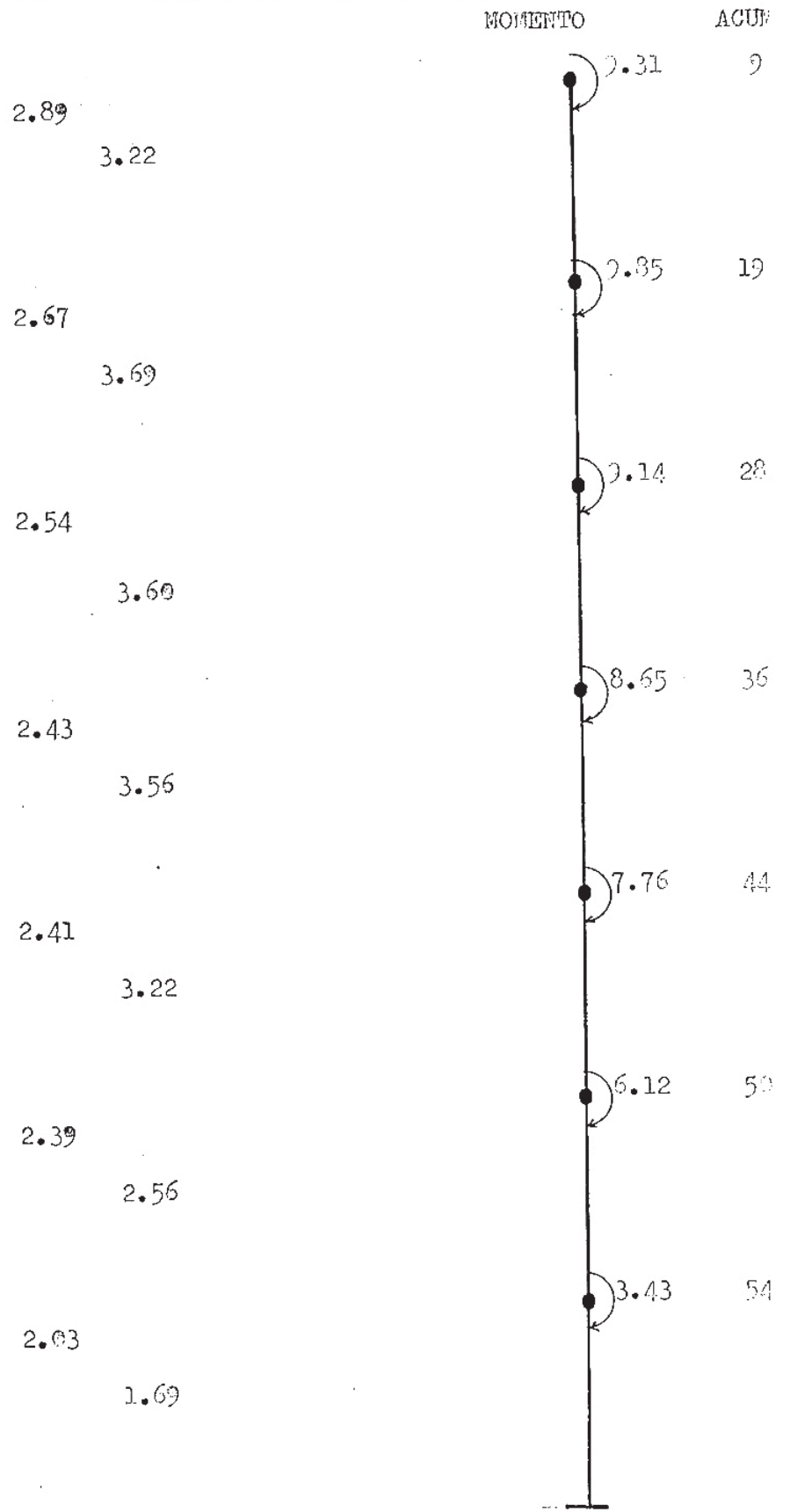
DIAGRAMA DE MOMENTOS EN VIGAS

| | | | |
|------|------|------|------|
| 0 | 3.22 | 6.79 | 1.09 |
| 9.29 | | 8.60 | 2.26 |
| 6° | 3.69 | | |
| 9.83 | | 8.87 | |
| 5° | 3.60 | | |
| 9.15 | | 9.15 | 4.40 |
| 4° | 3.56 | | |
| 8.67 | | 8.34 | 4.73 |
| 3° | 3.22 | | |
| 7.77 | | 6.68 | |
| 2° | 2.56 | | 4.06 |
| 6.10 | | 5.92 | |
| 1° | 1.69 | | 4.60 |
| .44 | | | |

CONTINUA

MOMENTOS MAXIMOS ACUMULADOS EN LA CAJA DE ASCENSORES

CAJA DE ASCENSORES



MOMENTO CORRECTOR

| | $2 M_n \times 10^2$ | k | $2 M_n/k$ | $4 \Delta M 2$ | $4 \Delta M 1$ | $4 \Delta M$ | $\int B_n$ | $\int t$ | Vas. |
|---|---------------------|------|-----------|----------------|----------------|--------------|------------|----------|--------|
| 7 | 18.62 | 1169 | 1.59 | -81.73 | 1544.90 | 1463.1 | 15.67 | 15.80 | 14.30 |
| 6 | 38.32 | 1169 | 3.28 → | -76.86 | 1526.82 | 1449.9 | 15.53 | 15.96 | 42.83 |
| 5 | 56.60 | 1169 | 4.84 → | -68.74 | 1470.94 | 1402.2 | 15.02 | 16.42 | 63.68 |
| 4 | 73.90 | 1169 | 6.32 → | -57.58 | 1349.05 | 1291.4 | 13.84 | 16.02 | 98.72 |
| 3 | 89.42 | 1169 | 7.65 | -43.61 | 1129.18 | 1085.5 | 11.63 | 15.95 | 125.90 |
| 2 | 101.66 | 1169 | 8.70 → | -27.26 | 781.84 | 754.5 | 8.09 | 13.05 | 141.08 |
| 1 | 108.52 | 1169 | 9.28 → | -9.28 | 286.56 | 277.2 | 2.97 | 8.31 | 139.37 |

En el cuadro anterior:

$4 \Delta M 1 =$ Valor de la caja de ascensor como velado.

$$\int B_n = 4 \Delta M (3/h)$$

$$\int t = \int B_n + \int S_n$$

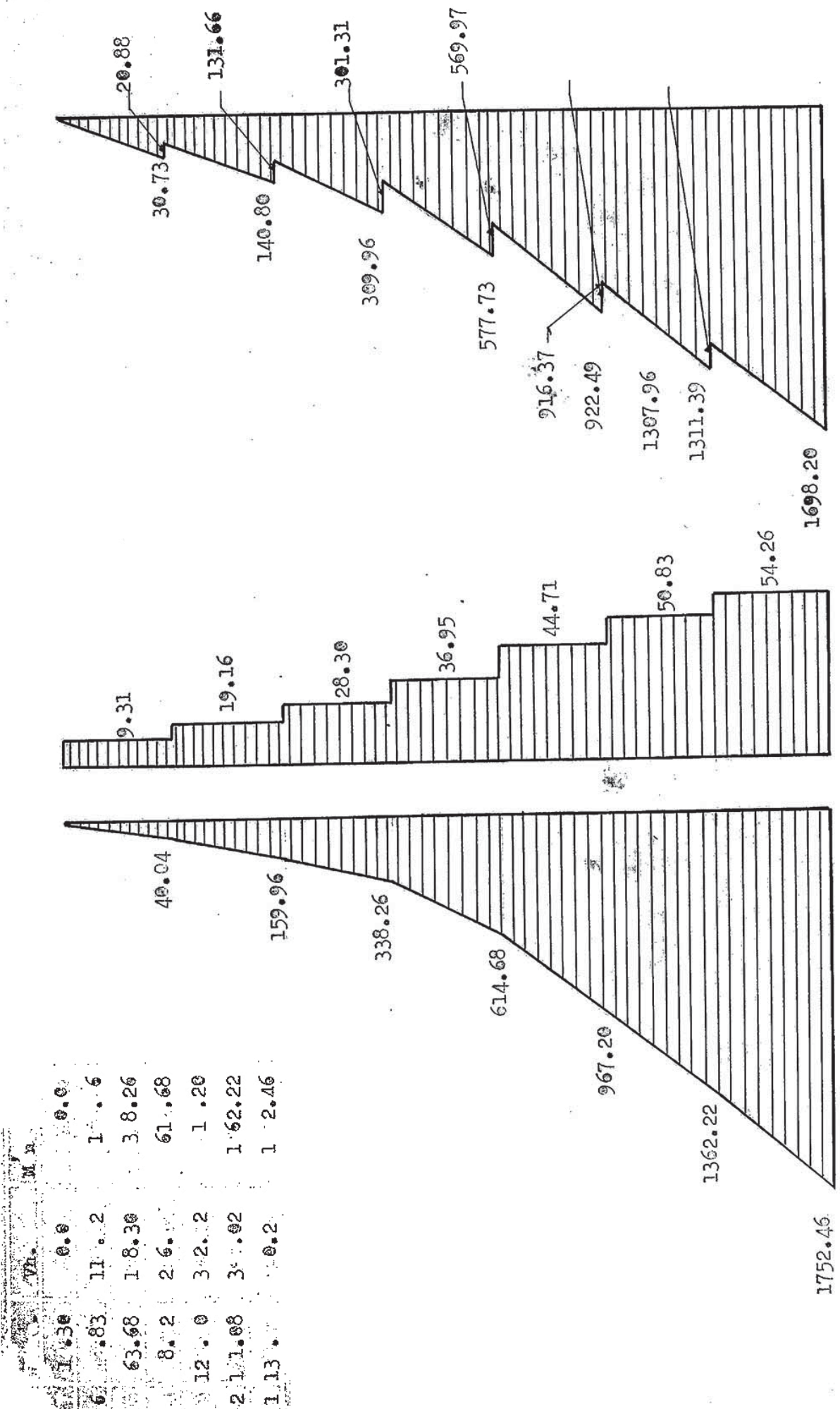
como velado

COMPARACION DE VALORES "D"

| D \ n → | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
|------------------------------|-----|------|------|------|------|-------|-------|
| (con interacción) D FINAL | .91 | 2.68 | 3.88 | 6.16 | 7.89 | 10.81 | 16.77 |
| (como velado) D INICIAL | .71 | 2.38 | 3.85 | 6.21 | 8.29 | 11.73 | 20.02 |

Tomamos como suficiente aproximación la primera interacción ya que es un método aproximado.

4.46 DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES POR SISMO EN LA DIRECCION X-X : (Momentos en Tn- m.)



DEL CENTRO DE RIGIDEZ

centro de rigidez, es el centroide estático de las rigideces de los
 tes verticales resistentes. Alrededor de éste punto se produce
 la rotación por torsión de la estructura.

Las rigideces en el método del Dr. Muto están dadas por el coeficiente
 " D ", según la dirección en que se está realizando el análisis.

Las fórmulas que nos determinarán el centro de rigidez serán:

$$\bar{X} = \frac{\sum (X D_y)}{\sum D_y}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum (Y D_x)}{\sum D_x}$$

MOMENTO POLAR DE INERCIA.- El momento polar de Inercia es la
 resistencia que la estructura ofrece como un todo a la rotación. Es
 igual a la suma de los momentos de Inercia en las dos direcciones per-
 pendiculares consideradas.

Para corregir por torsión se considera el momento polar de Inercia con
 respecto a los ejes que pasan por el centro de torsión.

$$M_p = I_{x x} + I_{y y}$$

$$I_{x x} = \sum (Y^2 D_x) - \bar{Y}^2 \sum D_x$$

$$I_{y y} = \sum (X^2 D_y) - \bar{X}^2 \sum D_y$$

CORTANTE DEBIDO A LA TORSION

Sea D_x el coeficiente de distribución de un elemento cuando se analiza
 la estructura en la dirección principal X-X, el corte debido a la torsión
 será:

$$V_T = \left(\frac{M_T}{M_P} \right) D_x Y$$

donde en la fórmula anterior

M_T = momento torsor

M_P = momento polar.

Y = distancia del elemento considerado al eje X-X.

El momento polar, y la distancia " Y " se refieren a un sistema cartesiano (el origen de coordenadas es el centro de rigidez).

En forma análoga cuando se analiza en la dirección Y-Y tendremos que:

$$V_T = \left(\frac{M_T}{M_P} \right) D_y \cdot X$$

Debemos de hacer notar que la corrección por torsión se tiene en cuenta solo en aquellos elementos que tienen igual signo que el corte debido a la cortante del entrepiso.

Luego la corrección por torsión la haremos nivel por nivel.

CORRECCION POR TORSION 7° NIVEL :

- CENTROS DE MASA

Los centros de masa han sido deducidos anteriormente y tenemos que para el 7° Nivel:

$$X_m = 21.94 \text{ m.}$$

$$Y_m = 10.99 \text{ m.}$$

- CALCULO DE LOS CENTROS DE RIGIDEZ :

| ELEMENTO | D _y | X | X D _y | X ² D _y | D _x | Y | Y D _x | Y ² D _x |
|-----------|----------------|-------|------------------|-------------------------------|----------------|-------|------------------|-------------------------------|
| C B-7 | .16 | 31.55 | 5.05 | 159.26 | .10 | 3.85 | .39 | 1.48 |
| C B-8 | .16 | 36.65 | 5.86 | 214.92 | .10 | 3.85 | .39 | 1.48 |
| C C-2 | .21 | 6.05 | 1.27 | 7.69 | .10 | 9.10 | .91 | 8.28 |
| C C-3 | .21 | 11.15 | 2.34 | 124.32 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| C C-4 | .38 | 16.25 | 6.18 | 100.34 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| C C-5 | .38 | 21.35 | 8.11 | 173.21 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| C C-6 | .21 | 26.45 | 5.55 | 146.92 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| C C-7 | .25 | 31.55 | 7.89 | 248.85 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| C C-8 | .25 | 36.65 | 9.16 | 335.81 | .10 | 9.10 | .91 | 8.28 |
| C D-2 | .16 | 6.05 | .97 | 5.86 | .10 | 14.35 | .14 | 20.59 |
| C D-3 | .16 | 11.15 | 1.78 | 19.89 | .16 | 14.35 | 2.30 | 32.95 |
| C D-6 | .16 | 21.35 | 3.42 | 72.93 | .25 | 14.35 | 3.59 | 51.48 |
| C D-7 | .16 | 26.45 | 4.23 | 111.94 | .16 | 14.35 | 2.30 | 32.95 |
| C D-8 | .16 | 31.55 | 5.05 | 159.26 | .10 | 14.35 | .14 | 20.59 |
| P D-4 | .62 | 16.15 | 10.01 | 161.71 | .11 | 16.65 | 1.83 | 30.49 |
| P D-4' | .028 | 17.60 | .49 | 8.67 | — | 15.30 | — | — |
| P D-5 | .62 | 21.45 | 13.30 | 285.26 | .11 | 16.65 | 1.83 | 30.49 |
| caja asc. | — | 19.35 | — | — | .71 | 15.67 | 11.13 | 174.34 |
| | 4.28 | | 90.66 | 2336.84 | 2.90 | | 33.16 | 479.65 |

Por lo tanto los centros de rigidez; \bar{X} é \bar{Y} serán:

$$\bar{X} = \frac{\sum X D_y}{\sum D_y} = \frac{90.66}{4.28} = 21.18 \text{ mts.}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum Y D_x}{\sum D_x} = \frac{33.16}{2.90} = 11.43 \text{ mts.}$$

Excentricidades:

$$\bar{e}_y = 11.43 - 10.99 = 0.44 \text{ mts.}$$

$$\bar{e}_x = 21.18 - 21.94 = - 0.76 \text{ mts.}$$

Momento polar:

$$I_{xx} = \sum Y^2 D_x - \bar{Y}^2 \sum D_x$$

$$I_{yy} = \sum X^2 D_y - \bar{X}^2 \sum D_y$$

$$I_{xx} = 479.65 - (11.43)^2 \times 2.90 = 100.78$$

$$I_{yy} = 2336.84 - (21.18)^2 \times 4.28 = 416.86$$

$$M_p = I_{xx} + I_{yy} = 100.78 + 416.86 = 517.64$$

Cálculo del Momento Torsor

$$M_{Tx} = F_x (1.5 e_y + 0.05 b_y)$$

$$M'_{Tx} = F_x (e_y - 0.05 b_y)$$

$$F_x = 58.40 \text{ ton.}$$

$$e_y = 0.44 \text{ mts.}$$

$$b_y = 10.28 \text{ mts.}$$

$$M_{Tx} = 58.40 (1.5 \times 0.44 + 0.05 \times 10.28) = 68.56 \text{ ton-m.}$$

$$M'_{Tx} = 58.40 (0.44 - 0.05 \times 10.28) = - 4.32 \text{ ton-m.}$$

Corte por torsión:

$$V_{TeR} = \frac{M_{Tx}}{M_p} (D_x Y) = \frac{68.56}{517.64} (D_x Y) = 0.1324 D_x Y$$

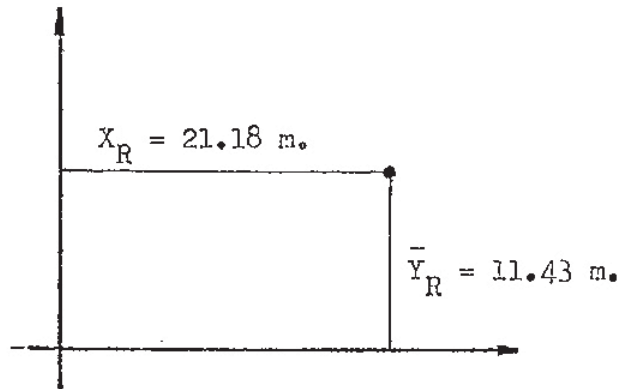
$$V'_{TeR} = \frac{M'_{Tx}}{M_p} (D_x Y) = - \frac{4.32}{517.64} (D_x Y) = - 0.0083 D_x Y$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO (DIRECCION X)

| ELEMENTO | D _x | V _F | Y | Y D _x | V _{TOR} | V' _{TOR} | V _{CORR.} |
|-------------|----------------|----------------|-------|------------------|------------------|-------------------|--------------------|
| 7 0 B-7 | .10 | + 2.01 | +7.58 | + .76 | + .10 | — | +2.11 |
| 7 0 B-8 | .10 | + 2.01 | +7.58 | + .76 | + .10 | — | +2.11 |
| 7 0 C-2 | .10 | + 2.01 | +2.33 | + .23 | + .03 | — | +2.04 |
| 7 0 C-3 | .16 | + 3.22 | +2.33 | + .37 | + .05 | — | +3.27 |
| 7 0 C-4 | .16 | + 3.22 | +2.33 | + .37 | + .05 | — | +3.27 |
| 7 0 C-5 | .16 | + 3.22 | +2.33 | + .37 | + .05 | — | +3.27 |
| 7 0 C-6 | .16 | + 3.22 | +2.33 | + .37 | + .05 | — | +3.27 |
| 7 0 C-7 | .16 | + 3.22 | +2.33 | + .37 | + .05 | — | +3.27 |
| 7 0 C-8 | .10 | + 2.01 | +2.33 | + .23 | + .03 | — | +2.04 |
| 7 0 D-2 | .10 | + 2.01 | -3.12 | - .31 | — | + .0025 | +2.01 |
| 7 0 D-3 | .16 | + 3.22 | -3.12 | - .50 | — | + .004 | +3.22 |
| 7 0 D-6 | .25 | + 5.03 | -3.12 | - .78 | — | + .01 | +5.04 |
| 7 0 D-7 | .16 | + 3.22 | -3.12 | - .50 | — | + .004 | +3.22 |
| 7 0 D-8 | .10 | + 2.01 | -3.12 | - .31 | — | + .0025 | +2.01 |
| 7 P D-4 | .11 | + 2.22 | -7.52 | - .83 | — | + .01 | +2.23 |
| 7 P D-4' | — | — | -3.97 | — | — | — | — |
| 7 P D-5 | .11 | + 2.22 | -7.52 | - .83 | — | + .01 | +2.23 |
| 7 caja asc. | .71 | +14.30 | -4.44 | -3.15 | — | + .03 | +14.33 |
| | 2.90 | | | | | | |

En el cuadro anterior:

$$V_F = \frac{D_i}{\Sigma D_i} \quad F_x = \frac{D_i}{2.90} (58.40) = 20.1379 \quad D_i$$



$$V_{CORR} = V_F + V_{TOR} \quad \text{e} \quad V_{CORR} = V_F + V'_{TOR} \quad (\text{según corresponda}).$$

DIRECCION Y-Y

$$M_{TY} = F_y (e_x + 0.05 b_x)$$

$$M'_{TY} = F_y (e_x - 0.05 b_x)$$

$$F_y = 50.24 \text{ ton.}$$

$$b_x = 30.60 \text{ mts.}$$

Memento torsión:

$$M_{TY} = 50.24 [1.5 (-0.76) + 0.05 (30.60)] = 19.59 \text{ ton-mts.}$$

$$M'_{TY} = 50.24 [-0.76 - 0.05 (30.60)] = -115.05 \text{ ton-mts.}$$

Certe per torsión:

$$V_{TOR} = \frac{M_{TOR}}{M_p} \quad D_y \quad X = \frac{19.59}{517.64} \quad D_y \quad X = 0.0378 \quad D_y \quad X$$

$$V'_{TOR} = \frac{M'_{TOR}}{M_p} \quad D_y \quad X = - \frac{115.05}{517.64} = -0.2223 \quad D_y \quad X$$

CORTANTE QUE TOMA CADA ELEMENTO DIRECCION Y

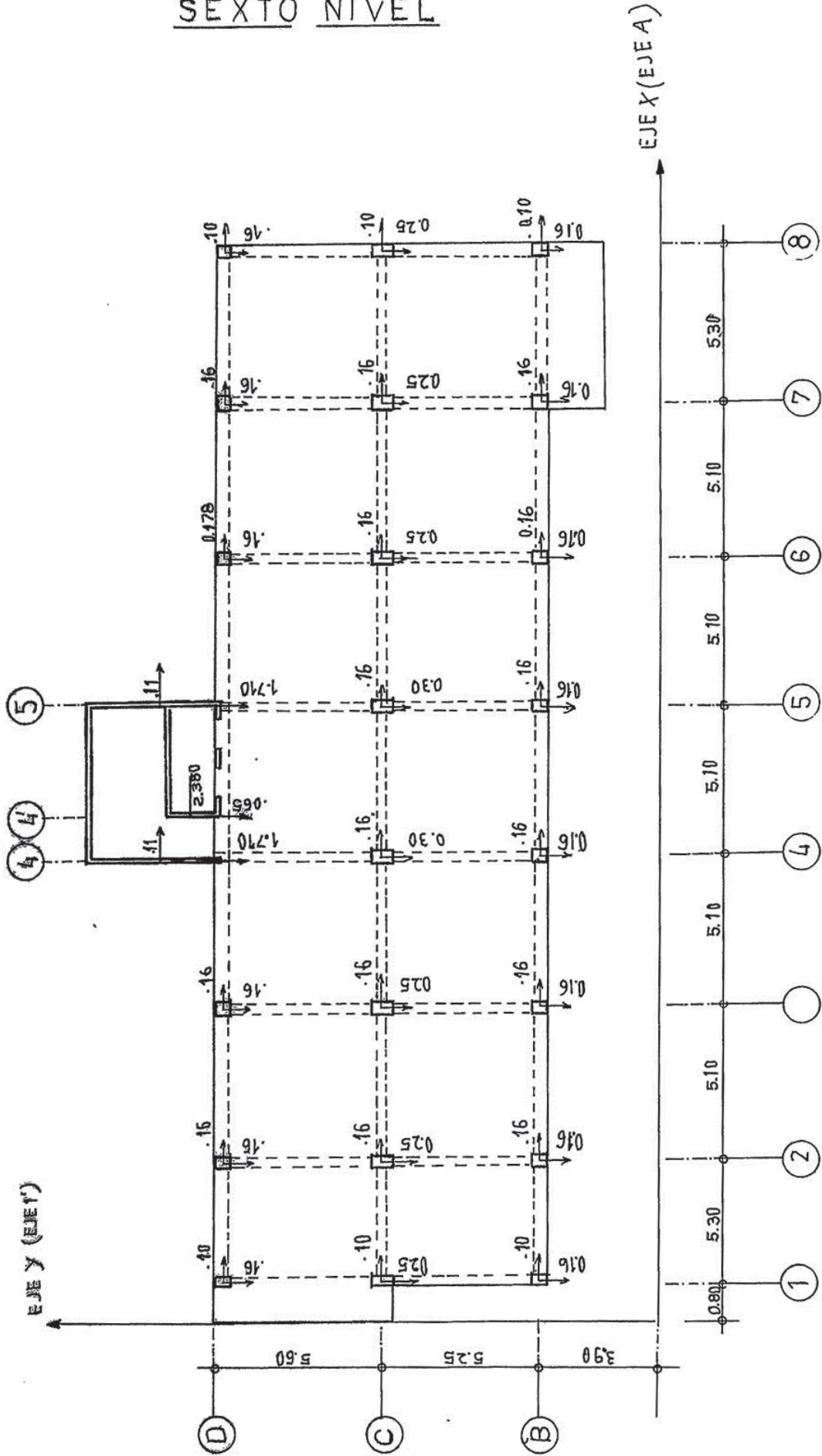
| ELEMENTO | D _y | V _F | X | X D _y | V _{TOR} | V' _{TOR} | V _{CORR} |
|----------------------|----------------|----------------|---------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| | .16 | + 1.88 | - 10.37 | - 1.66 | — | + .37 | + 1.88 |
| Q B-8 | .16 | + 1.88 | - 15.47 | - 2.48 | — | + .55 | + 1.88 |
| 7 0 C-2 | .21 | + 2.47 | + 15.13 | + 3.18 | + .12 | — | + 2.59 |
| 7 0 C-3 | .21 | + 2.47 | + 10.03 | + 2.11 | + .08 | — | + 2.55 |
| 7 0 C-4 | .38 | + 4.46 | + 4.93 | + 1.87 | + .07 | — | + 4.53 |
| 7 0 C-5 | .38 | + 4.46 | - 0.17 | - .06 | — | + .01 | + 4.47 |
| 7 0 C-6 | .21 | + 2.47 | - 5.27 | - 1.11 | — | + .25 | + 2.72 |
| 7 0 C-7 | .25 | + 2.93 | - 10.37 | - 2.59 | — | + .58 | + 3.51 |
| 7 0 C-8 | .25 | + 2.93 | - 15.47 | - 3.87 | — | + .86 | + 3.79 |
| 7 0 D-2 | .16 | + 1.88 | + 15.13 | + 2.42 | + .09 | — | + 1.97 |
| 7 0 D-3 | .16 | + 1.88 | + 10.03 | + 1.60 | + .06 | — | + 1.94 |
| 7 0 D-6 | .16 | + 1.88 | - 5.27 | - .84 | — | + .19 | + 2.07 |
| 7 0 D-7 | .16 | + 1.88 | - 10.37 | - 1.66 | — | + .37 | + 2.25 |
| 7 0 D-8 | .16 | + 1.88 | - 15.47 | - 2.48 | — | + .55 | + 2.43 |
| 7 F D-4 | .62 | + 7.28 | + 5.03 | + 3.12 | + .12 | — | + 7.40 |
| 7 F D-4 ¹ | .028 | + 0.33 | + 3.23 | + .09 | — | — | + 0.33 |
| F D-5 | .62 | + 7.28 | - 0.27 | - .17 | — | + .04 | + 7.42 |
| suma abs. | — | — | + 1.48 | — | — | — | — |

4.28

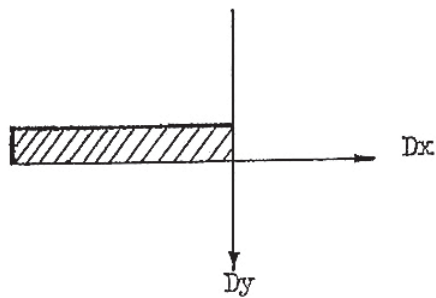
$$V_{F_y} = \frac{D_i}{\sum D_i}$$

$$F_y = 11.7383 D_i$$

SEXTO NIVEL



NIVEL 6°



| D_y | X | X D_y | $X^2 D_y$ | D_x | Y | Y D_x | $Y^2 D_x$ |
|-------|-------|---------|-----------|-------|-------|---------|-----------|
| .1 | .95 | .15 | .14 | .10 | 3.85 | .39 | 1.48 |
| .16 | 6.05 | .97 | 5.86 | .16 | 3.85 | .62 | 2.37 |
| .16 | 11.15 | 1.78 | 19.89 | .16 | 3.85 | .62 | 2.37 |
| .1 | 16.25 | 2.60 | 42.25 | .16 | 3.85 | .62 | 2.37 |
| .1 | 21.35 | 3.42 | 72.93 | .16 | 3.85 | .62 | 2.37 |
| .16 | 26.45 | 4.23 | 111.94 | .16 | 3.85 | .62 | 2.37 |
| .16 | 31.55 | 5.05 | 159.26 | .16 | 3.85 | .62 | 2.37 |
| .1 | 36.65 | 5.86 | 214.92 | .10 | 3.85 | .39 | 1.48 |
| .25 | .95 | .24 | .23 | .10 | 9.10 | .91 | 8.28 |
| .25 | 6.05 | 1.51 | 9.15 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| .25 | 11.15 | 2.79 | 31.08 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| .30 | 16.25 | 4.88 | 79.22 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| .30 | 21.35 | 6.41 | 136.75 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| .25 | 26.45 | 6.61 | 174.90 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| .25 | 31.55 | 7.89 | 248.85 | .16 | 9.10 | 1.46 | 13.25 |
| .25 | 36.65 | 9.16 | 335.81 | .10 | 9.10 | .91 | 8.28 |
| .6 | .95 | .15 | .14 | .10 | 14.35 | .14 | 20.59 |
| .16 | 6.05 | .97 | 5.86 | .16 | 14.35 | 2.30 | 32.95 |
| .1 | 11.15 | 1.78 | 19.89 | .16 | 14.35 | 2.30 | 32.95 |
| .1 | 26.45 | 4.23 | 111.94 | .178 | 14.35 | 2.55 | 36.65 |
| . | 3.55 | 5.05 | 159.2 | .1 | 14.35 | 2.30 | 32.95 |
| . | 36.65 | 5.86 | 214.92 | .10 | 14.35 | .14 | 20.59 |
| .1 | 1.15 | 27.62 | 446.01 | .11 | 16.65 | 1.83 | 30.49 |
| | 17.60 | 1.14 | 20.13 | — | 15.30 | — | — |
| | 21.45 | 36.68 | 786.78 | .11 | 16.65 | 1.83 | 30.49 |
| | 19.35 | — | — | 2.38 | 15.67 | 37.29 | 584.41 |
| | | 147.03 | 3408.11 | 5.78 | | 65.76 | 935.31 |

Centros de masa:

$$\bar{X}_m = 20.09 \text{ mts.}$$

$$\bar{Y}_m = 10.42 \text{ mts.}$$

$$\bar{X} = \frac{\sum X D_y}{\sum D_y} = \frac{147.03}{7.83} = 18.78 \text{ mts.}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum Y D_x}{\sum D_x} = \frac{65.76}{5.78} = 11.38 \text{ mts.}$$

Desviaciones

$$y = \bar{y} - \bar{y}_m = 11.38 - 10.42 = + 0.96 \text{ mts.}$$

$$x = \bar{x} - \bar{x}_m = 18.78 - 20.09 = - 1.31 \text{ mts.}$$

Momentos palar

$$I_{xx} = \sum y^2 D_x - \bar{y}^2 \sum D_x = (935.31) - (11.38)^2 (5.78) = 186.77$$

$$I_{yy} = \sum x^2 D_y - \bar{x}^2 \sum D_y = (3408.11) - (18.78)^2 (7.83) = 646.56$$

$$I_p = I_{xx} + I_{yy} = 186.77 + 646.56 = 833.33$$

DIRECCION X-X

Momento torsor:

$$M_{Tx} = F_x (1.5 e_y + 0.05 b_y); \quad F_x = 104.01 \text{ ten.}$$

$$M_{Ty} = F_x (e_y - 0.05 b_y) \quad e_y = .96 \text{ mts}$$
$$b_y = 15.10 \text{ mts.}$$

$$M_{Tx} = 104.01 (1.5 \times 0.96 + 0.05 \times 15.10) = 228.30 \text{ tn-m.}$$

$$M_{Ty} = 104.01 (0.96 - 0.05 \times 15.10) = 21.32 \text{ ten- m.}$$

Por ser ambos momentos del mismo sentido, analizamos con el mayor

Carga por tensión

$$V_{TOR} = \left(\frac{M_T}{M_P} \right) D_x Y = (228.30/833.33) D_x Y = 0.274 D_x Y$$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO (DIRECCION X)

| ELEMENTO | D _x | V _F | Y | Y D _x | V _{TOR} | V _{CORR} |
|-------------|----------------|----------------|-------|------------------|------------------|-------------------|
| B-1 | .10 | 1.80 | + . | 0 | .21 | 2.01 |
| 2 | .16 | 2.88 | +7.53 | 1.20 | .33 | 3.21 |
| 3 | .1 | 2.88 | +7.53 | 1.20 | .33 | 3.21 |
| B-4 | .16 | 2.88 | +7.53 | 1.20 | .33 | 3.21 |
| B-5 | .16 | 2.88 | +7.53 | 1.20 | .33 | 3.21 |
| 6 | .16 | 2.88 | +7.53 | 1.20 | .33 | 3.21 |
| B-7 | .16 | 2.88 | +7.53 | 1.20 | .33 | 3.21 |
| B- | .10 | 1.0 | +7.53 | .75 | .21 | 2.01 |
| 1 | .10 | 1.80 | +2.28 | .23 | .06 | 1.86 |
| C-2 | .16 | 2.88 | +2.28 | .36 | .10 | 2.98 |
| 3 | .16 | 2.88 | +2.28 | .36 | .10 | 2.98 |
| 4 | .16 | 2.88 | +2.28 | .36 | .10 | 2.98 |
| C 5 | .16 | 2.88 | +2.28 | .36 | .10 | 2.98 |
| C-6 | .16 | 2.88 | +2.28 | .36 | .10 | 2.98 |
| C-7 | .16 | 2.88 | +2.28 | .36 | .10 | 2.98 |
| C-8 | .10 | 1.80 | +2.28 | .23 | .06 | 1.86 |
| 1 | .10 | 1.80 | -2.97 | --- | --- | 1.80 |
| 2 | .16 | 2.88 | -2.97 | --- | --- | 2.88 |
| D-3 | .16 | 2.88 | -2.97 | --- | --- | 2.88 |
| 6 | .178 | 3.20 | -2.97 | --- | --- | 3.20 |
| 7 | .16 | 2.88 | -2.97 | --- | --- | 2.88 |
| | .10 | 1.80 | -2.97 | --- | --- | 1.80 |
| | .11 | 1.98 | -5.17 | --- | --- | 1.9 |
| 4' | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| | .11 | 1.98 | -5.17 | --- | --- | 1.98 |
| # a asc. 2. | 2. | 42.8 | -4.39 | --- | --- | 42.83 |
| Σ | 5.78 | | | | | |

En el cuadro anterior: $V_F = \left(\frac{D_i}{\sum D_i} \right) \times F_x = 17.9948 D_i$

DIRECCION Y

$M_y = F_y (1.5 e x + 0.05 b x) = 86.57 [1.5(-1.31) + 0.05(35.70)] = 15.58 \text{ tn-m.}$

$M'_y = F_y (e x - 0.05 b x) = 86.57 [-1.31 - (0.05) (35.70)] = -41.12 \text{ tn- m.}$

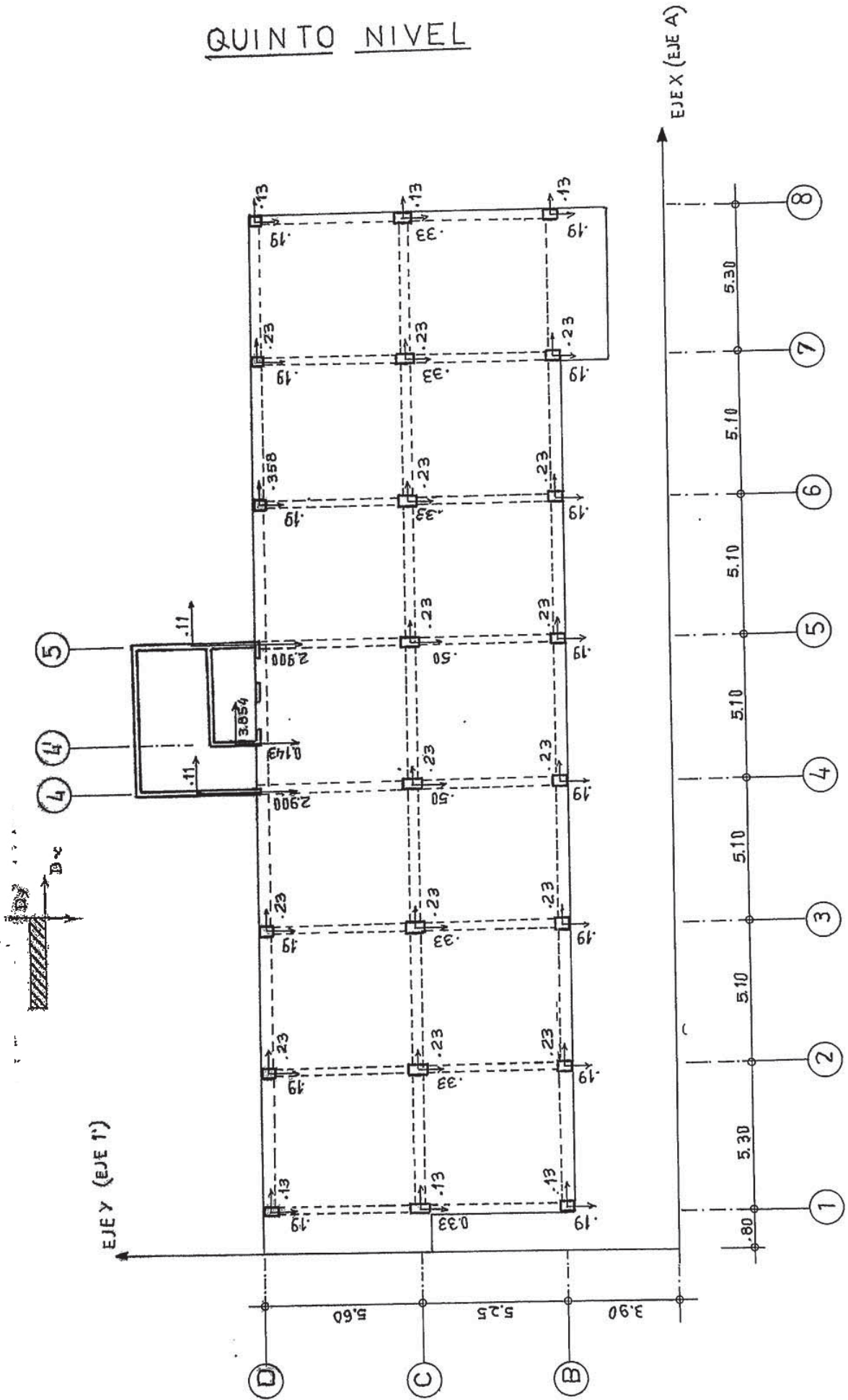
Corte por tensión:

$V'_{TOR} \left(\frac{M'_{TOR}}{M_p} \right) D_y X = - \frac{41.12}{833.33} D_x Y = - 0.0493 D_x Y$

CORTE QUE TOMA CADA ELEMENTO (DIRECCION Y-)

| ELEMENTO | D _y | V _F | X | X D _y | V' _{TOR} | V _{CORR.} |
|----------|----------------|----------------|--------|------------------|-------------------|--------------------|
| B-1 | .16 | 1. | +1 .8 | + 2.8 | — | 1. |
| 2 | .16 | 1. | +12 | + 2. | — | 1. |
| | .16 | 1. | + .6 | + 1.22 | — | 1. |
| | .16 | 1. | + 2. | + 0 0 | — | 1. |
| | .16 | 1. | - 2. | - 0. | + .02 | 1. |
| B-6 | .16 | 1. | - .6 | - 1.2 | + .06 | 1.8 |
| | 16 | 1. | -12. | - 2.0 | + .10 | 1.8 |
| B-8 | .16 | 1. | -1 .8 | - 2.86 | + .1 | 1. 1 |
| 1 | .2 | 2. 6 | +1 .8 | + . 6 | — | 2. 6 |
| 2 | .2 | 2 6 | +12. | + .18 | — | 2. 6 |
| | 2 | 2. 6 | + .6 | + 1. 1 | — | 2. 6 |
| | 0 | 32 | + 2 | + 0. 6 | — | 2 |
| G- | .30 | 2 | - 2. | - 0. | + .0 | 3.36 |
| | .2 | 2. 6 | - .6 | - 1. 2 | + . | 2.8 |
| | 2 | 2 6 | -12. | - 3.1 | + .16 | 2. 2 |
| | .2 | 2. 6 | -1 .8 | - | + .22 | 2. 8 |
| D-1 | .16 | 1. | +1 8 | + 2.8 | — | 1. |
| D-2 | .16 | 1. | +12. | + 2 0 | — | 1. |
| | .16 | 1. | + 6 | + 1.22 | — | 1. |
| 6 | .16 | 1.77 | - 7.67 | - 1.23 | + .06 | 1.83 |
| 7 | .16 | 1.77 | -12.77 | - 2.04 | + .10 | 1.87 |
| | .16 | 1.77 | -17.87 | - 2.86 | + .14 | 1.91 |
| 4 | 1.71 | 1 .91 | + 2.63 | + 4.50 | — | 18.91 |
| 4' | .065 | .72 | - 0.92 | - 0.06 | — | 0.72 |
| | 1.71 | 18.91 | 2.67 | - 4.57 | — | 18.91 |
| | — | — | — | — | + .2 | — |
| | 7.83 | | | | | |

QUINTO NIVEL

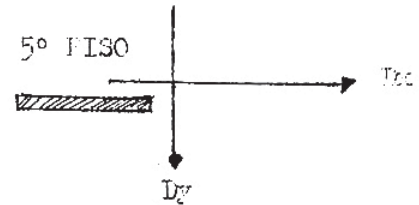


a forma análoga obtendremos los cortantes corregidos por torsión para los otros niveles tal como mostramos en cuadros resumen en continuación. (El cortante está dado en toneladas) :

5° NIVEL

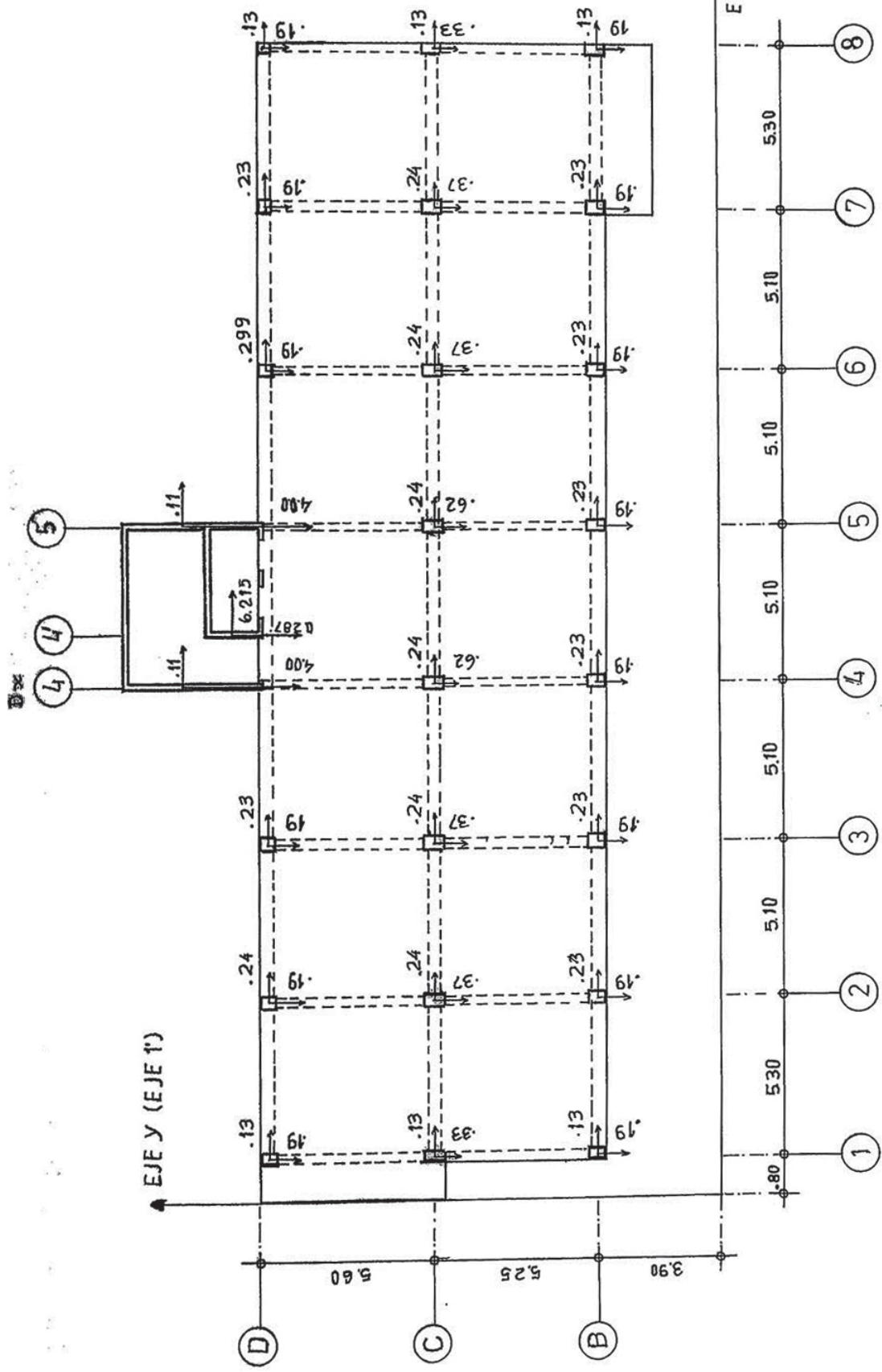
$x_m = 19.60 \text{ m}$ $\bar{x} = 18.79 \text{ m.}$

$y_m = 10.25 \text{ m}$ $\bar{y} = 12.04 \text{ m.}$



| NTO | D _y | X | D _x | Y | DIRECCION X | | DIRECCION Y | |
|-----|----------------|-------|----------------|-------|----------------|--------------------|----------------|--------------------|
| | | | | | V _F | V _{CORR.} | V _F | V _{CORR.} |
| | .1 | . | 1 | 8 | 1 | | 1. | 2 16 |
| | .1 | 6.0 | 2 | 8 | 6 | 4.48 | 1. | 2.0 |
| | 1 | 11 1 | 2 | .8 | .6 | 4.48 | 1 | 2.0 |
| | 1 | 16 2 | .2 | .8 | 6 | 4.48 | 1. | 1. 6 |
| | .1 | 21 | 2 | .8 | 6 | 4.48 | 1. | 2.08 |
| | .1 | 6.4 | . | .8 | .6 | 4.48 | 1. | 2. 8 |
| | .1 | 1. | 2 | .8 | .6 | 4.48 | 1. | 2.6 |
| | 1 | 6.6 | | .8 | 2 12 | 2. | 1. | 2. 6 |
| | | . | .1 | .10 | 2 12 | 2.2 | . | . 4 |
| | | 6 0 | 2 | .10 | .6 | 4 02 | - | .6 |
| | | 11 1 | 2 | .10 | 6 | 4 02 | - | |
| | 0 | 16.2 | 2 | 10 | 6 | 4 0 | 08 | 1 |
| | 0 | 21. | 2 | .10 | .6 | 4.0 | 08 | 08 |
| | | 26 4 | 2 | 10 | 6 | 4.02 | . | 4.12 |
| | | 1 | | .10 | 6 | 4 0 | | 4.6 |
| | | 6.6 | .1 | .10 | 2. 2 | 2 2 | . | .1 |
| | 1 | | .1 | 14 | 2.12 | 2.12 | 1. | 2.16 |
| | .1 | 6.0 | .2 | 14. | .6 | .6 | 1. | 2.0 |
| | 1 | 11.1 | .2 | 14. | 6 | .6 | 1. | 2.0 |
| | 1 | 26.4 | .8 | 14. | 8 | .8 | 1. | 2. 8 |
| | 1 | . | | 14. | .6 | 6 | 1. | 2.6 |
| | 1 | 6.6 | 2 | 14. | .6 | 6 | 1. | 2. 6 |
| | 2. 0 | 16.1 | 11 | 16.6 | 1 80 | 1.80 | .48 | 2 |
| | . 4 | 1 60 | — | 1 0 | — | — | 1.42 | 1.46 |
| | 2. 0 | 21.4 | .11 | 16.6 | 1.80 | 1.80 | 2 48 | 1.8 |
| | — | 19.35 | 3.854 | 15.67 | 62.97 | 62.97 | — | — |
| | 11.58 | | 8.76 | | | | | |

CUARTO NIVEL



QUARTO NIVEL

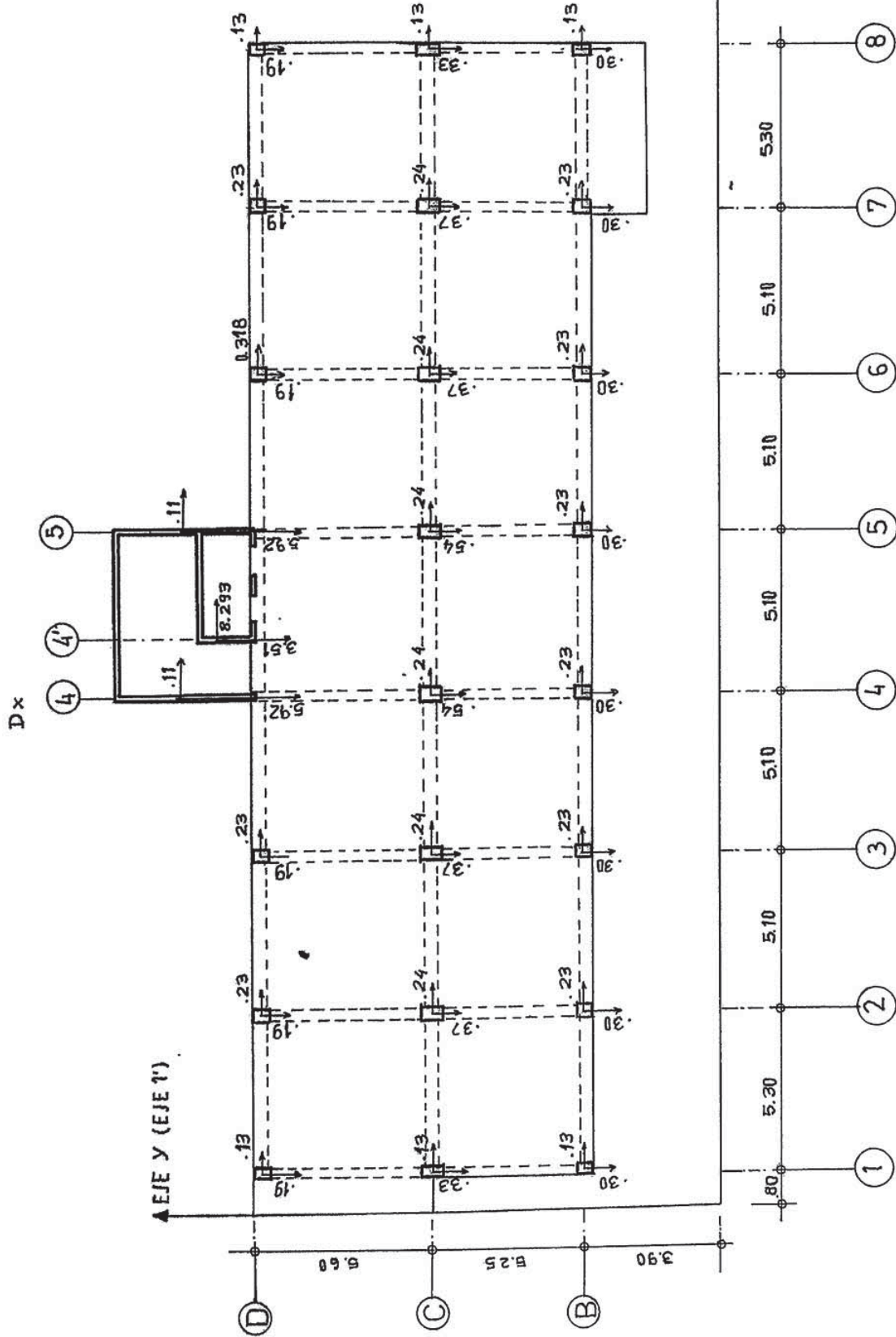
4º FISO

19.35 m. X = 18.77 m.
10.16 m. Y = 12.66 m.



| D _Y | X | D _X | Y | DIRECCION X | | DIRECCION Y | |
|----------------|-------|----------------|-------|----------------|--------------------|----------------|--------------------|
| | | | | V _F | V _{CORR.} | V _F | V _{CORR.} |
| .19 | .95 | .13 | 3.85 | 2.07 | 2.42 | 1. | 2 0 |
| . | 6 0 | | 8 | | | | |
| .19 | 11.15 | .23 | 3.85 | 3.6 | 4.2 | 1. 0 | 1. |
| 1 | 6 | | 8 | | | | |
| 1 | 21. | 2 | 8 | | 4 | | |
| 1 | 26 4 | 2 | 8 | 6 | 4 | | 09 |
| .1 | 1 | 2 | 8 | 6 | 4 | | |
| . | 6 6 | | 8 | | 4 | | |
| . | 6.0 | 4 | | 8 | 4 | | |
| | 1 | 4 | | 8 | | | |
| 6 | 6 | | | | 4 | | |
| 6 | | 4 | | | | | |
| . | 26 4 | 4 | | 8 | 4 0 | | 4 |
| . | 1 | 24 | 0 | 8 | 4 | | |
| | 6 6 | 1 | | | | | |
| 1 | | .1 | 14 | 0 | | | |
| | 6.0 | | 4 | | | | |
| . | 11 | | 4 | 6 | | | |
| | 6 4 | | | 4 | | | |
| 1 | 1 | | 4 | | | | |
| | 6 6 | 1 | 1 | | | | |
| 4 | 16 1 | | | | | | |
| .287 | 17.60 | — | 1 . 0 | — | — | 8 | 8 |
| 4.00 | 21.4 | .11 | 16.65 | 1. | 1.7 | 3 .97 | 41. 8 |
| — | 19.35 | 6.215 | 15.67 | 98.76 | 98.76 | — | — |

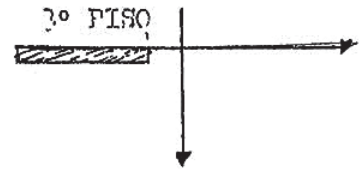
TERCER NIVEL



3º NIVEL

$\bar{X} = 19.21 \text{ m.}$
 $\bar{Y} = 10.12 \text{ m.}$

$\bar{X} = 18.78 \text{ m.}$
 $Y = 13.23 \text{ m.}$



| M. | D _Y | X | D _X | Y | DIRECCION V _F | X V _{CORR.} | DIRECCION V _F | Y V _{CORR.} |
|------|----------------|-------|----------------|-----|-----------------------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| B-1 | .0 | .95 | .1 | .8 | 1.9 | 3.05 | 2. | .8 |
| B-2 | .30 | 6.0 | .23 | .8 | .49 | .40 | 2. | 7.1 |
| - | .0 | 11.1 | .2 | .8 | .4 | .40 | 2. | 2.2 |
| B-4 | .30 | 16.2 | .2 | .8 | 3.4 | .40 | 2.7 | 2.69 |
| - | .0 | 21. | .2 | .8 | .4 | .40 | 2. | 2.80 |
| 6 | .0 | 26.4 | .2 | .8 | .4 | .40 | 2. | .2 |
| B- | .0 | 1. | .2 | .8 | .4 | .40 | 2. | 3.0 |
| 8 | .0 | 6.6 | .1 | .8 | 1. | .0 | 2. | 4.1 |
| G-1 | . | . | .1 | .10 | 1. | 2.4 | 2.8 | .2 |
| 2 | . | 6.0 | .24 | .10 | .64 | 4.51 | .17 | <u>3.88</u> |
| . | . | 11.1 | .24 | .10 | .64 | 4.1 | .1 | .60 |
| 4 | .4 | 16.26 | .24 | .10 | .64 | 4.1 | 4.6 | 4.84 |
| . | .4 | 21. | .24 | .10 | .64 | 4.1 | .6 | .04 |
| -6 | . | 26.4 | .24 | .10 | .64 | 4.1 | .1 | 4.01 |
| G- | . | 1. | .24 | .10 | .64 | 4.1 | .1 | 4.76 |
| -8 | . | 6.6 | .1 | .10 | 1. | 2.4 | 2.8 | 4.7 |
| -1 | .1 | . | .1 | 14. | 1. | 1. | 1.6 | 2.14 |
| -2 | .1 | 6.0 | .2 | 14. | 7.4 | .4 | 1.6 | 2.00 |
| - | .1 | 11.1 | .2 | | | | | |
| -6 | | 6.4 | | | | | | <u>2.06</u> |
| - | 1 | | | | | | | |
| -8 | | 6 | | | | | | |
| -4 | | 6 | | | | | | |
| -1 | | | | | | | | |
| CAJA | | | | | | | | |
| Σ | 8. | | | | | | | |

8

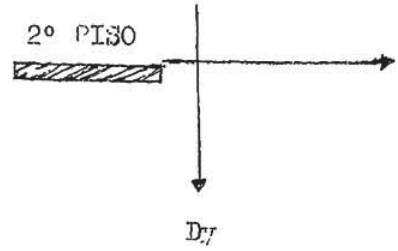
2º NIVEL

$X_m = 18.99 \text{ m};$

$\bar{X} = 18.49 \text{ m.}$

$Y_m = 9.75 \text{ m};$

$\bar{Y} = 12.66 \text{ m.}$



| | | D RECCIO | | DIRECCION | | | |
|-------|---|----------|---|-----------|-------------|-------|-------------|
| D_Y | X | D_X | Y | V_F | $V_{CORR.}$ | V_F | $V_{CORR.}$ |

612 1 .60

92 21.45

.11 6.65

1.34

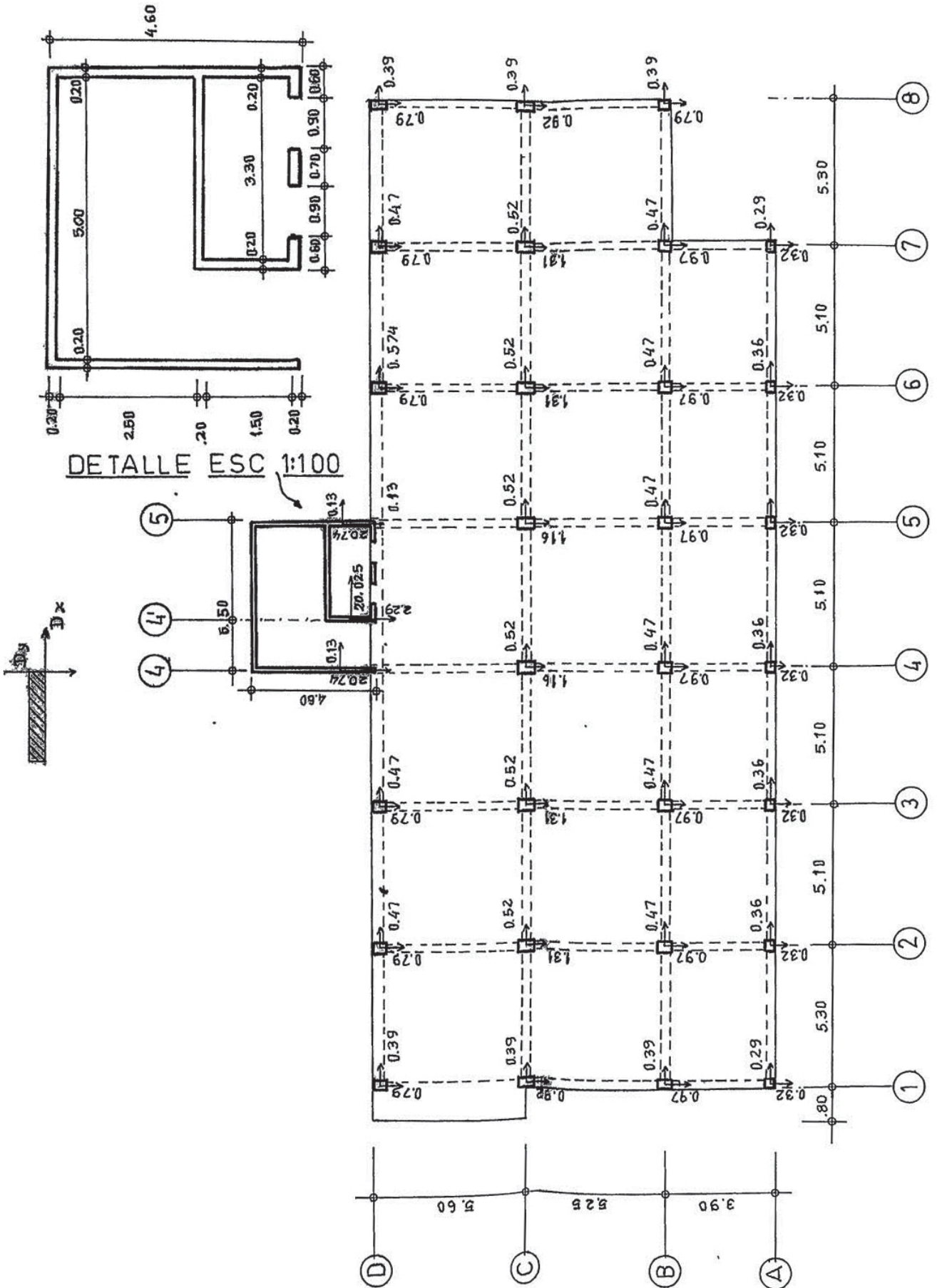
1. 4

6. 4

5

2.79

PRIMER NIVEL



19 NIVEL

| | D _X | X | D _X | Y | D R E G O N V | C O V V |
|---|----------------|---|----------------|---|------------------|------------|
| . | | | | | | |
| - | | | | | | |
| | | 4 | | | | |
| | | | 4 | | | 4 |
| | | | 4 | | | 4 |
| | | | 4 | 8 | 4 | 4 6 |
| | | | 4 | | 4 | 4 |
| | | | 4 | | 4 4 | |
| | 0 | | | | 4 | |
| | | | | | 4 | 4 0 |
| | 6 | | | | 4 | 4 |
| | | | | | 4 | |
| | 6 | | | | | 4 |
| | | 4 | | | 4 | 0 4 4 |
| | | | | | | 0 |
| | 6 | | | | | 0 |
| | | | | | 1 | .8 |
| | | | | | 4 | 0 |
| | | 4 | 4 | | | 0 |
| | | 4 | 4 | | | 2 |
| | | | | 4 | | |
| | | | | 4 | | 6 |
| | | | | | | 4 |
| | | | | | | 6 |
| | | | | | | 8 |
| | | | | | | 4 |
| | | | | | | 6 |
| | 6 | | | | | |

Momentos en columna : C -4- A

$M_i = V_y h$

$M_s = V (1-y) h$

| n | k_c | \bar{k} | a | D | h | yo | 1-yo | V | Mi | Ms |
|---|-------|-----------|-----|-----|------|-----|------|------|------|------|
| 2 | .76 | .82 | .29 | .22 | 2.80 | .40 | .60 | 1.63 | 1.83 | 2.74 |
| 1 | .76 | .57 | .42 | .32 | 2.80 | .63 | .37 | .97 | 1.71 | 1.00 |

Momentos en columna C - 4- B

| n | k_c | \bar{k} | a | D | h | yo | 1-yo | V | Mi | Ms |
|---|-------|-----------|-----|-----|------|-----|------|------|------|------|
| 6 | .57 | .75 | .27 | .16 | 2.80 | .30 | .70 | 1.77 | 1.49 | 3.47 |
| 5 | 1.49 | .29 | .13 | .19 | 2.8 | .24 | .76 | 1.96 | 1.34 | 4.17 |
| 4 | 1.49 | .29 | .13 | .19 | 2.8 | .35 | .65 | 1.92 | 1.85 | 3.52 |
| 3 | 1.49 | .50 | .20 | .30 | 2.8 | .45 | .55 | 2.69 | 3.39 | 4.14 |
| 2 | 2.57 | .41 | .17 | .44 | 2.8 | .50 | .50 | 2.90 | 4.06 | 4.06 |
| 1 | 2.57 | .41 | .38 | .97 | 2.8 | .80 | .20 | 2.96 | 6.59 | 1.70 |

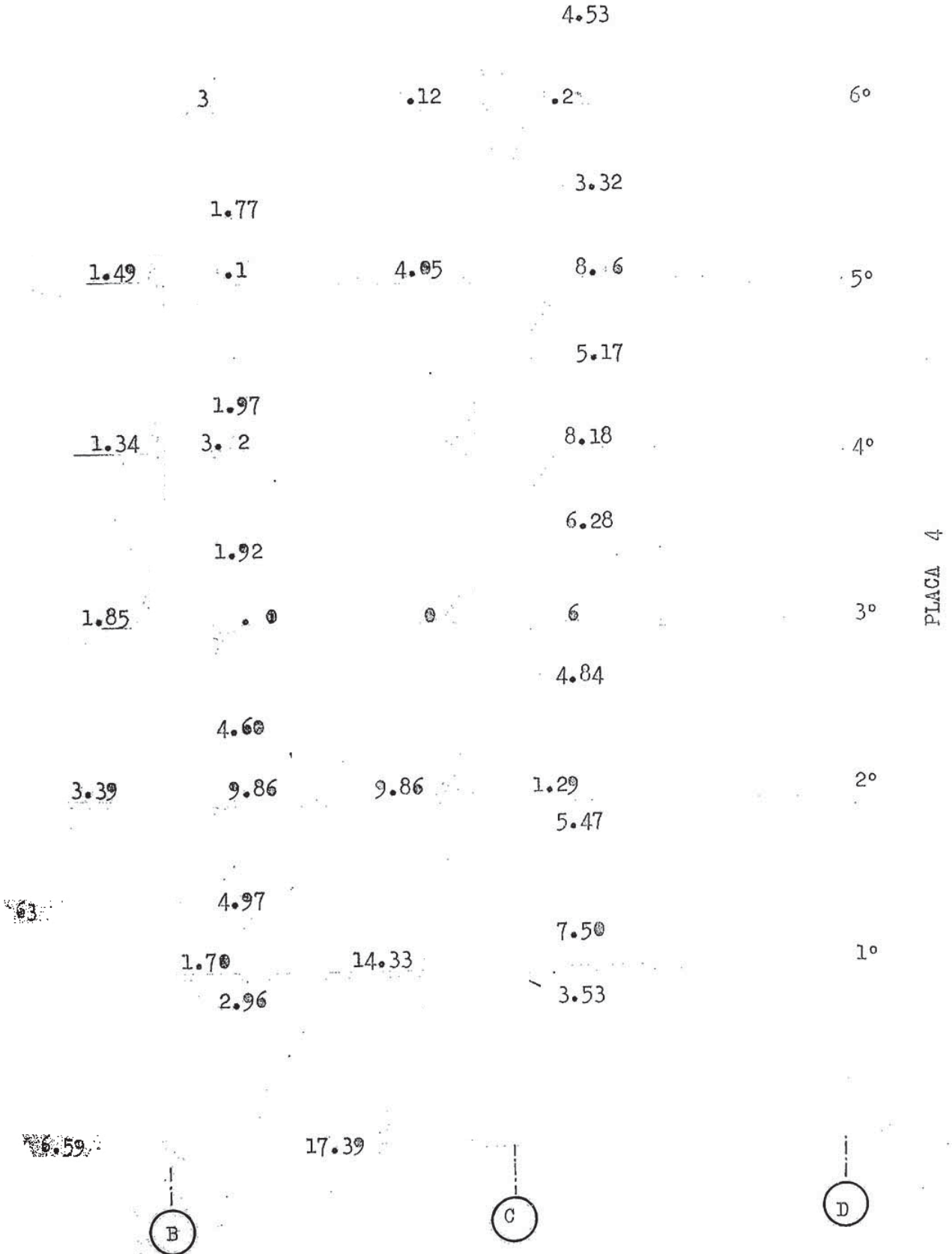
DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES PARA PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

A) En columnas :

El momento final se obtendrá :

$$M = \left(\frac{V_{\text{final}}}{V_{\text{última iteración}}} \right) \times \text{Momento de última iteración .}$$

$$(4.53/4.13)6.63=7.27 \text{ ton-m}$$



b) En Vigas :

8.79 ton

7.27 2.05 tn.

9.57

1.96

6°

3.47

1.03

8.45

3.43

10.34

2.61

5°

5.66

1.58

9.90

3.86

8.92

4.82

4°

4.86

1.84

9.47

3.50

8.36

3°

5.99

2.00

8.68

3.25

6.70

2°

4.40

3.98

3.74

2.36

3.05

1.34

7.17

2.64

6.03

3.40

4.02

1°

3.7

2.15

2.36

1.22

6.78

2.44



3.70 m.

5.25 m.

5.25 m.

PÓRTICO SECUNDARIO DE EJE C - C

Cálculo de los puntos de inflexión :

Columnas : C 3, C 4, C 5, C 6, C 7

| PISOS | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|
| \bar{K} | 1.94 | 1.94 | 0.65 | 0.54 | 0.54 | 0.46 | 0.46 |
| y | 0.40 | 0.45 | 0.40 | 0.42 | 0.45 | 0.50 | 0.77 |

Columna C 1 :

| PISOS | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| \bar{K} | .97 | .33 | .33 | .33 | .27 | .27 |
| y | .35 | .26 | .35 | .41 | .56 | .92 |

Columna C 2 :

| PISOS | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|-----------|-----|------|-----|-----|-----|-----|-----|
| \bar{K} | .97 | 1.94 | .65 | .54 | .54 | .46 | .46 |
| y | .35 | .40 | .40 | .42 | .45 | .50 | .78 |

Columna C 8 :

| PISOS | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|-----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| \bar{K} | .97 | .97 | .33 | .33 | .33 | .27 | .27 |
| y | .35 | .40 | .31 | .40 | .45 | .59 | .88 |

CORTES Y MOMENTOS EN PORTICO SECUNDARIO C - C

$h = 2.80 \text{ m.}$ (en todos los pisos).

$M_{\text{abajo}} = Vh \text{ y}$

$M_{\text{arriba}} = Vh (1-y)$

Columnas : C 3, C 4, C 5, C 6, C 7. :

| PISOS | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| V | 3.27 | 2.98 | 4.02 | 4.07 | 4.51 | 3.62 | 4.16 |
| y | .40 | .45 | .40 | .42 | .45 | .50 | .77 |
| 1-y | .60 | .55 | .60 | .58 | .55 | .50 | .23 |
| M_{abajo} | 3.66 | 3.75 | 4.73 | 4.79 | 5.61 | 5.07 | 8.97 |
| M_{arriba} | 5.49 | 4.59 | 6.75 | 6.61 | 6.95 | 5.07 | 2.68 |

Columna : C 1

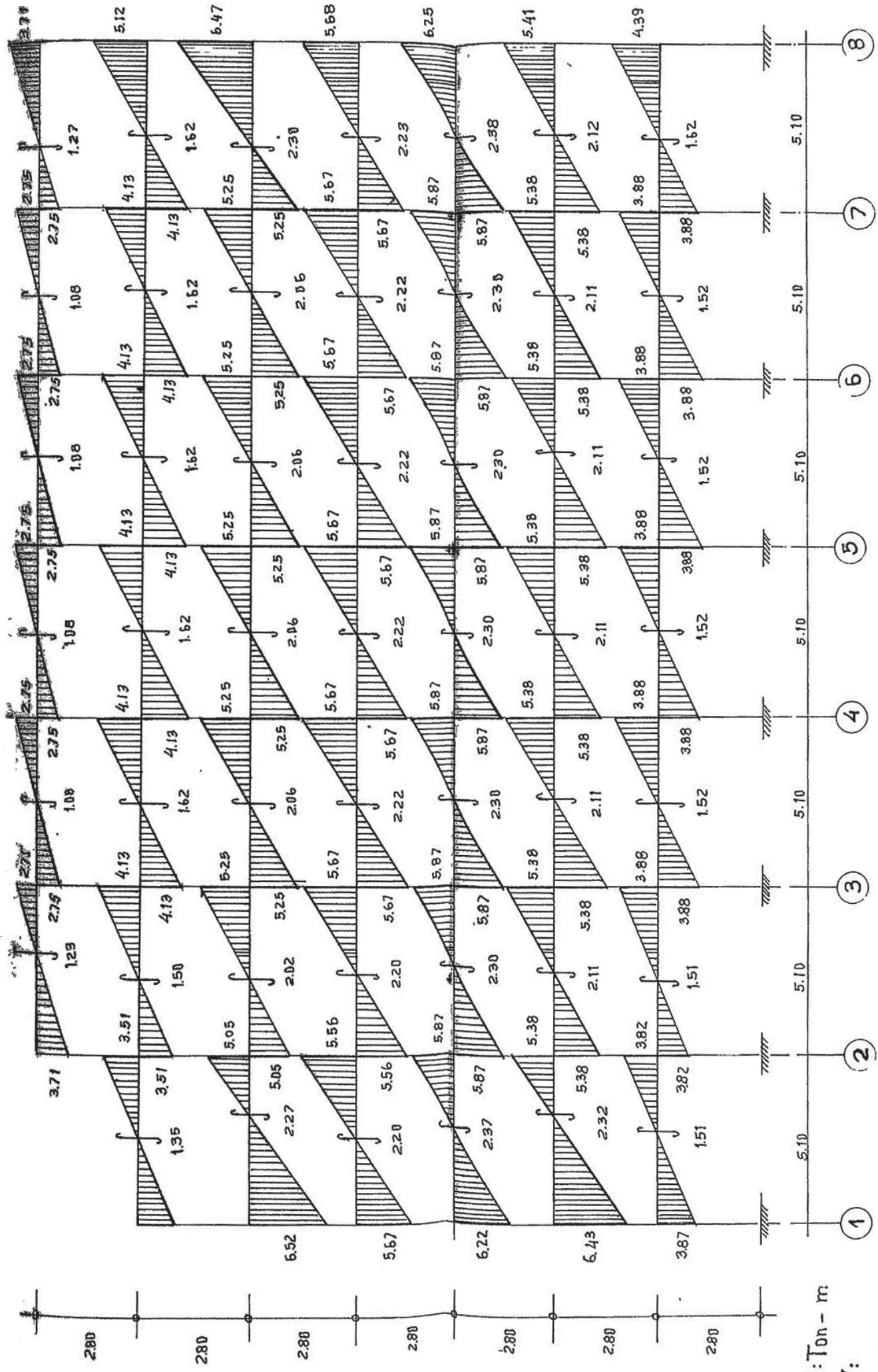
| PISOS | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|
| V | 1.86 | 2.27 | 2.21 | 2.45 | 2.02 | 3.12 |
| y | .35 | .26 | .35 | .41 | .56 | .92 |
| 1-y | .65 | .74 | .65 | .59 | .64 | .08 |
| M_{abajo} | 1.82 | 1.65 | 2.17 | 2.81 | 3.17 | 8.04 |
| M_{arriba} | 3.39 | 4.70 | 4.02 | 4.05 | 3.62 | .70 |

COLUMNA : C 2

| PISOS | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| V | 2.04 | 2.98 | 4.02 | 4.07 | 4.51 | 3.62 | 4.16 |
| y | .35 | .40 | .40 | .42 | .45 | .50 | .78 |
| l-y | .65 | .60 | .60 | .58 | .55 | .50 | .22 |
| M _{abajo} | 2.00 | 3.34 | 4.50 | 4.79 | 5.68 | 5.07 | 4.19 |
| M _{arriba} | 3.71 | 5.01 | 6.75 | 6.61 | 6.25 | 5.07 | 2.56 |

COLUMNA : C 8

| PISOS | 7° | 6° | 5° | 4° | 3° | 2° | 1° |
|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| V | 2.04 | 1.86 | 2.27 | 2.21 | 2.45 | 2.02 | 3.12 |
| y | .35 | .40 | .31 | .40 | .45 | .59 | .88 |
| l-y | .65 | .60 | .69 | .60 | .55 | .41 | .12 |
| M _{abajo} | 2.00 | 2.08 | 1.97 | 2.48 | 3.09 | 3.34 | 7.69 |
| M _{arriba} | 3.71 | 3.12 | 4.39 | 3.71 | 3.77 | 2.32 | 1.05 |



PORTICO SECUNDARIO C - C (DIAGRAMA de Momentos y Cortantes en Vigas)

M: Ton - m
V:

CAPITULO V : ANALISIS ESTRUCTURAL

5.00 ANALISIS ESTRUCTURAL

5.10 GENERALIDADES :

Consideramos en ésta parte de nuestro estudio el análisis por barras verticales, para lo cual emplearemos el método del Dr. KANI. En adelante lo denominaremos método de "KANI".

Este método tiene las siguientes ventajas :

- 1.- En el caso de nudos fijos (sin considerar desplazamientos), el cálculo en éste método es "correctivo" en cada nudo, pasando luego de éste a otro cualquiera con la cual se ahorra tiempo, y se "elimina automáticamente los errores", debido a que dicho error desaparece al producirse sucesivas iteraciones.
- 2.- La introducción en el cálculo de la hipótesis de nudos desplazables supone una pequeña variación en el desarrollo del mismo, que no tiene mucha importancia.
- 3.- La comprobación de los resultados puede hacerse en cualquier nudo y en cualquier momento.

5.11 BREVE EXPOSICION DEL METODO DE KANI

- El cálculo estático de una estructura es obtener el equilibrio de la misma, cuando, al cargar sus distintos elementos, giran o se desplazan los nudos de aquélla.
Con éste método se obtienen los momentos flectores en los extremos de cada una de las barras, quedando determinado el cálculo de la misma, pues los demás valores estáticos, pueden deducirse de éstos no datos por lo tanto el cálculo consistirá esencialmente en la determinación de los momentos en los extremos de cada barra.
- Se considera como positivo el momento flector en el extremo de una barra cuando su sentido de giro es el de las agujas del reloj.
- El proceso de cálculo sería el siguiente :
 - 1.- Se calculan los momentos de anclamiento perfecto :



k ; $\bar{M}_{k i}$, para los extremos de todas las barras cargadas y se anotan en el esquema de cálculo. Para los distintos tipos de cargas convenientemente usadas, se pueden encontrar sus valores en los manuales.

2.- Se calculan los momentos de fijación en cada nudo.

El momento de fijación o sujeción en cada nudo está dado por la siguiente relación:

$$\bar{M}_i = \sum_{(i)} \bar{M}_{i k} \quad (\text{Se anota en el círculo dibujado en el centro de cada nudo}).$$

3.- Se calculan las rigideces relativas de las columnas y de las vigas.

Para columnas será: $K_c = \frac{I_c}{h}$

Para vigas será: $K_v = \frac{I_v}{L}$

4.- Se calculan las constantes del nudo: β_i , que está dada por la

siguiente relación: $\beta_i = 2 \sum_{j=1}^n K_{i j}$

5.- Se calculan los factores de giro: ($\mu_{i k}$)

$\mu_{i k}$, está dado por la siguiente relación:

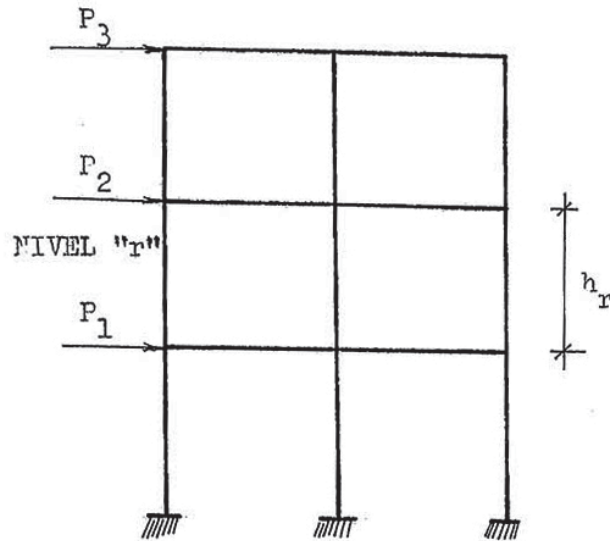
$$\mu_{i k} = - \frac{K_{i k}}{\beta_i}; \quad k = 1, 2, 3, 4, 5 \dots \dots \dots, n.$$

Los factores de giro, se anotan en el esquema de cálculo (dentro del círculo) frente a cada barra.

6.- En caso de que se tenga nudos desplazables se calculan los factores de desplazamiento para columnas (t_{ij}); y que están dadas por la siguiente relación:

$$t_{ij} = - \frac{3}{2} \times \frac{K_{ij}}{\sum_{(r)} K_{ij}}, \quad (\text{El factor de } \frac{3}{2} \text{ se considera en el caso de columnas empotradas}).$$

$\sum_{(r)} K_{ij} \Rightarrow$ Se refiere a la suma de las rigideces de todas las columnas del nivel r.



Se calcula el Momento parcial debido a los giros de los extremos de las barras adyacentes al nudo en estudio (nudo i) con la siguiente relación:

$$M'_{ij} = \mu_{ij} \left[\bar{M}_i + \sum M'_{ji} + (M''_{i \text{ cel. sup.}} + M''_{i \text{ cel inf.}}) \right]$$

dónde en la anterior relación:

\bar{M}_i = Momento de sujeción del nudo i

M'_{ji} = Momentos en los extremos opuestos de las barras

$M''_{i \text{ cel. sup.}}$; $M''_{i \text{ cel inf.}}$ = Momentos debido a los desplazamientos relativos en las columnas superior e inferior al nudo i.

NOTA.— Designaremos como extremo contiguo, el extremo de una barra que concurre en un nudo y como extremo opuesto el otro extremo de la misma. Es decir, que a cada nudo corresponderá la misma cantidad de extremos contiguos como de extremos opuestos.

Se calculan los momentos parciales debido a los desplazamientos relativos de los pisos (M''_{ij}): (Momentos de entrepiso)

$$M''_{ij} = \left[\frac{Q_r h_r}{3} + \sum (M'_{\text{sup.}} + M'_{\text{inf.}}) \right]_{(r)}$$

dónde:

Q_r = Resultante de las fuerzas externas.

h_r = Altura del nivel r

$$\frac{Q_r h}{3} = \text{Momento de piso}$$

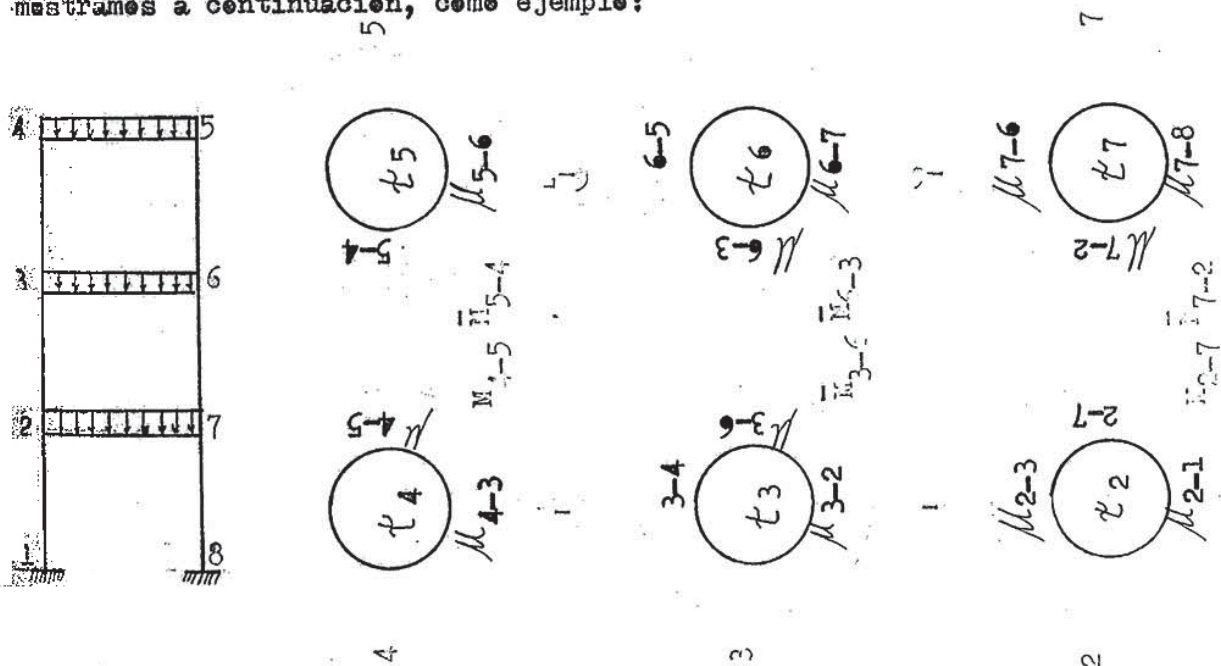
9.- Con iteraciones sucesivas se consiguen los momentos parciales debido a los giros y a los desplazamientos.

10.- Finalmente se obtienen los momentos definitivos en los extremos de las barras sumando los momentos de empotramiento \bar{M}_{ik} , las influencias de los giros M'_{ik} y las influencias del desplazamiento M''_{ik} . Así por ejemplo el Momento final para el extremo de la barra i-k será:

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

5.11.10 ESQUEMA DE CALCULO PRACTICO :

Para un cálculo práctico se asume un esquema práctico tal como el que mostramos a continuación, como ejemplo:



5.20 METRADO DE CARGAS PARA VIGAS

a- Reducción de sobrecargas:

La reducción de sobrecargas en Vigas la haremos para nuestro pórtico principal en estudio 4-4.

VIGAS ENTRE EJES C y D

Área de influencia para las vigas comprendidas entre los ejes C y D será:

$$= 5.10 \times 5.25 = 26.78 \text{ m}^2 > 15.0 \text{ m}^2$$

El porcentaje de reducción de la sobrecarga; se emplean 3 criterios:

1.-

$$R \leq 0.8 \% (A_i)$$

⇒

$$R \leq 0.8 \% (26.78) = 21.4 \%$$

2.-

$$R \leq \frac{100 (D + L)}{4.33 L}$$

$$R \leq \frac{100 (550 + 250)}{4.33 (250)} = 73.9 \%$$

3.-

$$R \leq 60 \%$$

De éstos tres criterios se escoge el mayor.

Luego tomamos

| |
|---------------|
| $R = 21.4 \%$ |
|---------------|

Por lo tanto la sobrecarga a utilizarse en el diseño será:

$$s/c = W_L = 250(1 - 0.214) = 250 (.786) = 197 \text{ kg/m}^2$$

La sobrecarga a utilizarse del 1° Nivel al 6° será 197 kg/m^2

VIGAS ENTRE EJES B y C

Del nivel 1° al 6° es igual a la reducción para las vigas entre ejes C y D.

VIGAS ENTRE EJES B y A

$$A_i = 5.10 \times 3.70 = 18.87 \text{ m}^2$$

1.- $R \leq 0.8 \% (18.87) = 15.10 \%$

2.- $R \leq \frac{100 (550 + 250)}{4.33 (250)} = 73.9 \%$

3.- $R \leq 60 \%$

s/c a utilizarse en el diseño será:

$$W_L = 250 (1 - 0.151) = 212 \text{ kg/m}^2$$

b.- RESUMEN DE CARGAS PARA VIGAS

Ancho de influencia = 5.10 mts. (perpendicular al pórtico).

| VIGAS ENTRE EJES: | Cargas aligerado | Permanentes piso terminado | k m.L. pese propio de vigas | tabiquería movil | W_d | s/c reducida kg/m.L. |
|-------------------------|---------------------|----------------------------------|-----------------------------------|---------------------|--------|-------------------------|
| B C | 1785.0 | 510.0 | 324.0 | 510.0 | 3129.0 | 1005.0 |
| C D | 1785.0 | 510.0 | 324.0 | 510.0 | 3129.0 | 1005.0 |
| A B | 1785.0 | 510.0 | 324.0 | 510.0 | 129.0 | 1081.0 |

El cuadro resumen anterior es válido para los niveles del 1° al 6° Nivel.

Para la azotea no hay reducción de sobrecarga.

La carga total para la azotea será : $W_d = 2395.0$ kg/ m.L.

5.30 CALCULO DE LOS MOMENTOS FLECTORES POR CARGAS VERTICALES.

Para calcular los momentos flectores utilizamos el método de KANI.

5.31 ANALISIS DEL PORTICO PRINCIPAL 4-4.-

Para nuestro estudio tendremos los siguientes casos:

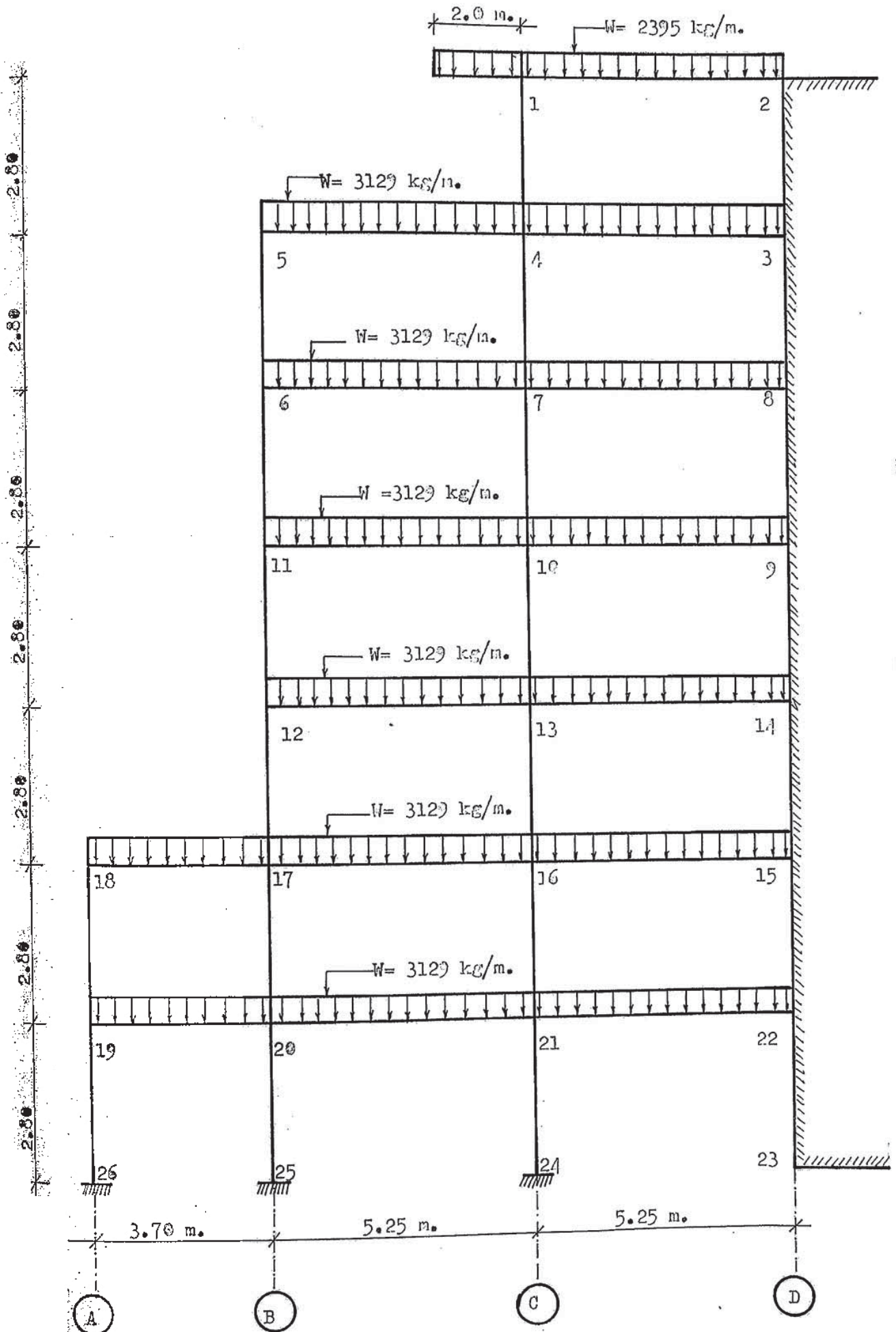
a.- Análisis estructural del pórtico en estudio por carga muerta.

b.- Variación de sobrecarga por el sistema de daderos.

a.- ANALISIS POR CARGA MUERTA TOTAL

Para nuestro estudio del pórtico 4-4 no consideramos desplazamiento de las columnas del pórtico, ya que está restringido por la placa 4.

El modelo matemático sería :



54

18

54

Cálculo de los coeficientes de giro:

Nudo 1

$$\mu_{1-2} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{1.00} = -.215$$

$$\mu_{1-4} = -\frac{1}{2} \times \frac{.57}{1.00} = -.285$$

Nudo 5

$$\mu_{5-4} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{1.00} = -.215$$

$$\mu_{5-6} = -\frac{1}{2} \times \frac{.57}{1.00} = -.285$$

Nudo 4

$$\mu_{4-1} = -\frac{1}{2} \times \frac{.57}{2.0} = -.145$$

$$\mu_{4-5} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{2.00} = -.105$$

$$\mu_{4-3} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{2.00} = -.105$$

$$\mu_{4-7} = -\frac{1}{2} \times \frac{.57}{2.00} = -.145$$

Nudo 7

$$\mu_{7-4} = -\frac{1}{2} \times \frac{.57}{2.92} = -.097$$

$$\mu_{7-10} = -\frac{1}{2} \times \frac{1.49}{2.92} = -.255$$

$$\mu_{7-6} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{2.92} = -.074$$

$$\mu_{7-8} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{2.92} = -.074$$

Nudo 6

$$\mu_{6-5} = -\frac{1}{2} \times \frac{.57}{2.49} = -.114$$

$$\mu_{6-11} = -\frac{1}{2} \times \frac{1.49}{2.49} = -.30$$

$$\mu_{6-7} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{2.49} = -.086$$

Nudo 11

$$\mu_{11-6} = -\frac{1}{2} \times \frac{1.49}{3.41} = -.218$$

$$\mu_{11-12} = -\frac{1}{2} \times \frac{1.49}{3.41} = -.218$$

$$\mu_{11-10} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{3.41} = -.064$$

Nudo 12

$$\mu_{12-11} = -\frac{1}{2} \times \frac{1.49}{3.41} = -.218$$

$$\mu_{12-17} = -\frac{1}{2} \times \frac{1.49}{3.41} = -.218$$

$$\mu_{12-13} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{3.41} = -.064$$

Nude 17

$$\mu_{17-12} = -\frac{1}{2} \times \frac{1.49}{5.11} = - . 147$$

$$\mu_{17-20} = -\frac{1}{2} \times \frac{2.57}{5.11} = - . 251$$

$$\mu_{17-16} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{5.11} = - . 042$$

$$\mu_{17-18} = -\frac{1}{2} \times \frac{.62}{5.11} = - . 060$$

Nude 16

$$\mu_{16-13} = -\frac{1}{2} \times \frac{2.57}{7.51} = - . 171$$

$$\mu_{16-15} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{7.51} = - . 028$$

$$\mu_{16-17} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{7.51} = - . 028$$

$$\mu_{16-21} = -\frac{1}{2} \times \frac{4.08}{7.51} = - . 273$$

Nude 18

$$\mu_{18-17} = -\frac{1}{2} \times \frac{.67}{1.38} = - . 225$$

$$\mu_{18-19} = -\frac{1}{2} \times \frac{.76}{1.38} = - . 275$$

Nude 19

$$\mu_{19-18} = -\frac{1}{2} \times \frac{.76}{2.14} = - . 177$$

$$\mu_{19-26} = -\frac{1}{2} \times \frac{.76}{2.14} = - . 177$$

$$\mu_{19-20} = -\frac{1}{2} \times \frac{.62}{2.14} = - . 146$$

Nude 20

$$\mu_{20-17} = -\frac{1}{2} \times \frac{2.57}{6.19} = - . 207$$

$$\mu_{20-25} = -\frac{1}{2} \times \frac{2.57}{6.19} = - . 207$$

$$\mu_{20-19} = -\frac{1}{2} \times \frac{.62}{6.19} = - . 051$$

$$\mu_{20-21} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{6.19} = - . 035$$

Nude 21

$$\mu_{21-20} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{9.02} = - . 024$$

$$\mu_{21-22} = -\frac{1}{2} \times \frac{.43}{9.02} = - . 024$$

$$\mu_{21-16} = -\frac{1}{2} \times \frac{4.08}{9.02} = - . 226$$

$$\mu_{21-24} = -\frac{1}{2} \times \frac{4.08}{9.02} = - . 226$$

Cálculo de los Momentos de empotramiento perfecto:

Azotea:

$$M_{12} = - M_{21} = - \frac{1}{12} W L^2 = \frac{1}{12} (2395) (5.25)^2 = 5501 \text{ kg-m} = 5.50 \text{ tn-m.}$$

Momento en el Volado:

$$M = \frac{1}{2} W L^2 = \frac{1}{2} (2395) (2.0)^2 = 4.79 \text{ ton-m.}$$

pises típicos:

Momentos comprendidos entre los ejes B, C, D:

$$M_{ik} = - M_{ki} = - \frac{1}{12} W L^2 = - \frac{1}{12} (3.129 \text{ ton/m}) (5.25)^2 = - 7.19 \text{ tn-m.}$$

Momentos comprendidos entre los ejes A, B.

$M_{AB} = - M_{BA}$ (Válidos para 1º y 2º nivel)

$$M = - \frac{1}{12} W L^2 = - \frac{1}{12} (3.129 \text{ ton/m}) (3.70)^2 = 3.57 \text{ ton-m.}$$

Luego los momentos serán: (Ver plano N° — —)

b) Análisis por variación de sobrecarga (sistema de daderos)

Los momentos finales para los distintos tipos de variación de sobrecarga se muestran en el plano N° $S^1 - S^2$ -)

5.32 ANALISIS POR CARGAS VERTICALES EN EL SENTIDO SECUNDARIO

Haremos el estudio en el sentido secundario del pórtico secundario representativo C-C.

METRADO DE CARGAS PARA VIGAS:

piso típico:

$$\text{p. p. de Vigas: } .30 \times .40 \times 2400 = 288 \text{ kg/m.}$$

$\frac{1}{2}$ mt. de influencia a cada

$$\text{lado de la viga: } 1.0 \times 350 = 350 \text{ kg/ m.}$$

$$\text{sobrecarga: } \frac{1.0 \times 250 = 250 \text{ kg/ m.}}$$

$$\text{Carga total: } 888 \text{ kg/ m.}$$

Luego:

| |
|---|
| $W_T \text{ piso típico} = .89 \text{ Ton/ m.L.}$ |
|---|

Notas:

p. p. de vigas: .30 x .40 x 2400 = 288 kg/ m.

influencia de

aligerado (1.0 m): 1.0 x 1.0 x 350 = 350 kg/ m.

s/c : 150 kg/ m² x 1.0 = 150 kg/ m.

$W_{T=}$ 788 kg/ m.

$W_{T=}$. 79 T/m.L.

Carga en el Velado:

p. p. Viga = .30 x .40 x 2400 = 288.0

pese de muro = 864.0 kg/ m. = 864.0

W = 1152 kg/ m.

W = 1.152 T/ m.

s/c en Velado: 250 x 1.0 = 250 kg/ m.

Carga total en el Velado:

$W_T = 1152 \text{ kg/ m} + 250 \text{ kg/ m} = 1402 \text{ kg/ m}.$

$W_{T=}$ 1.40 t/ m.

Coefficientes de giro: Ver plano N° 53

Factores de corrimiento para columnas

Se considera desplazamiento ya que en éste sentido ningún elemento arriestra
al pórtico secundario C-C

Entrepiso 7°

$C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = C_6 = C_7 = C_8 = -\frac{3}{2} \times \frac{.32}{2.24} = - . 214$

e ise 6°

$1 = C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = C_6 = C_7 = C_8 = -\frac{3}{2} \times \frac{.32}{2.56} = - . 187$

ise °

$= C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = C_6 = C_7 = C_8 = -\frac{3}{2} \times \frac{.95}{7.6} = - . 187.$

Entrepiso 4°

$$C_1 = C_8 = -\frac{3}{2} \times \frac{.95}{8.74} = - . 163$$

$$C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = C_6 = C_7 = -\frac{3}{2} \times \frac{1.14}{8.74} = - . 195$$

Entrepiso 3°

(Similar al entrepiso 4°)

Entrepiso 2° = Entrepiso 1°

$$C_1 = C_8 = -\frac{3}{2} \times \frac{1.14}{10.32} = - . 165$$

$$C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = C_6 = C_7 = -\frac{3}{2} \times \frac{1.34}{10.32} = - . 194$$

La disposición de los cálculos así como los momentos finales se muestran en el plano N° 53

CAPITULO VI : ENVOLVENTES DE MOMENTOS FLECTORES
Y FUERZAS CORTANTES

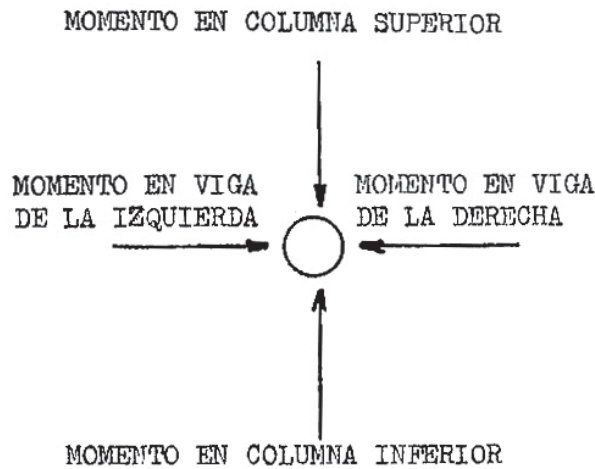
CAPITULO VI

6.00 ENVOLVENTES DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES:

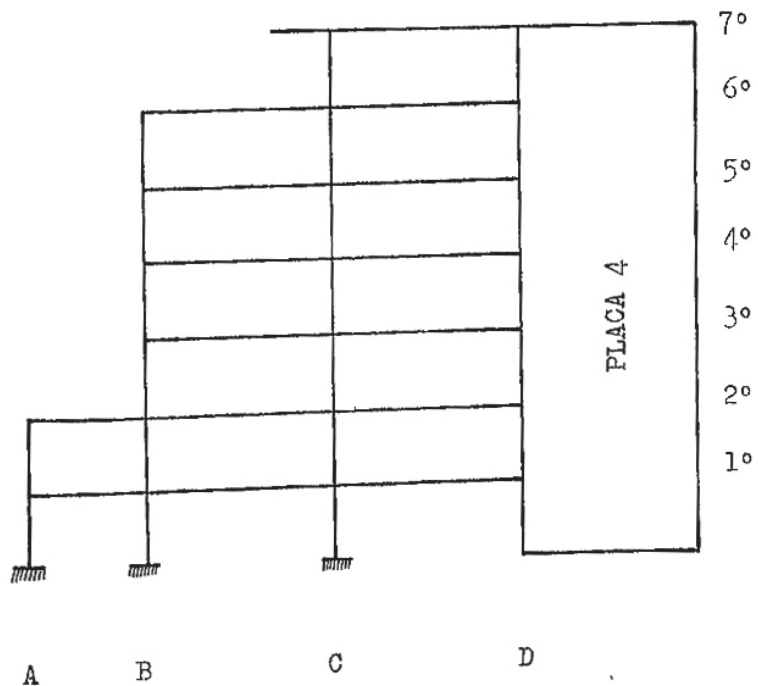
6.10 ESTUDIO EN LA DIRECCION PRINCIPAL Y-Y :

Este estudio lo haremos para el pórtico representativo 4-4 debido a los diferentes tipos de cargas.

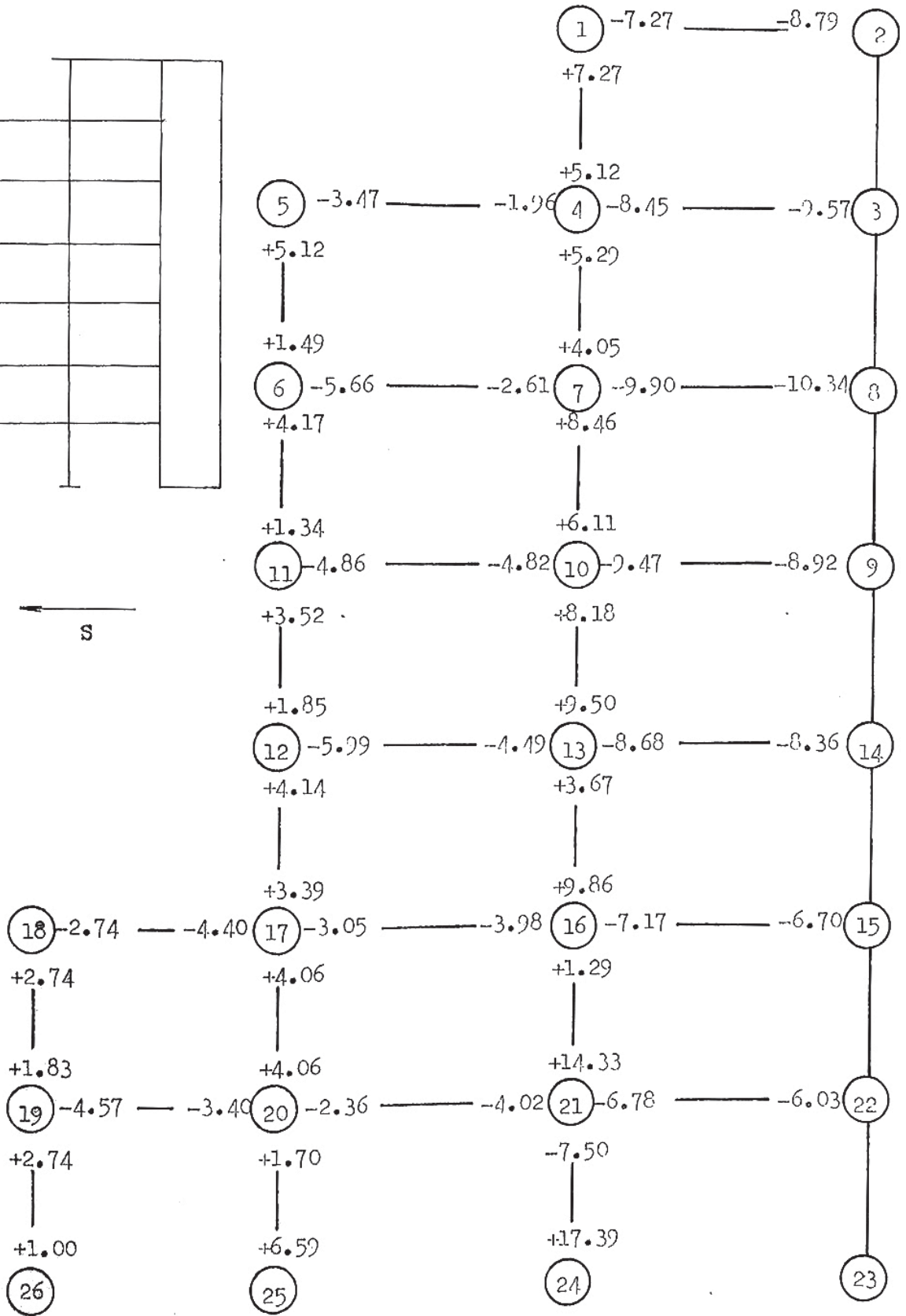
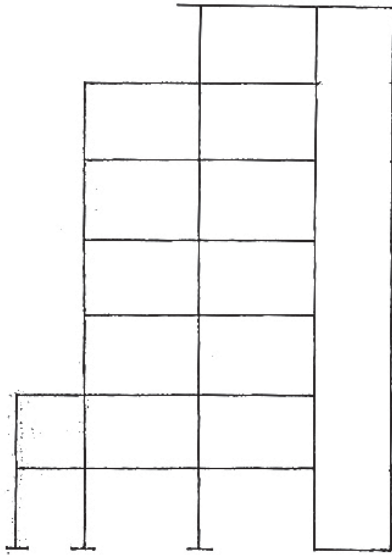
En general tendremos, resumido el siguiente esquema de Momentos obtenidos del cálculo, para los distintos sistemas de carga.



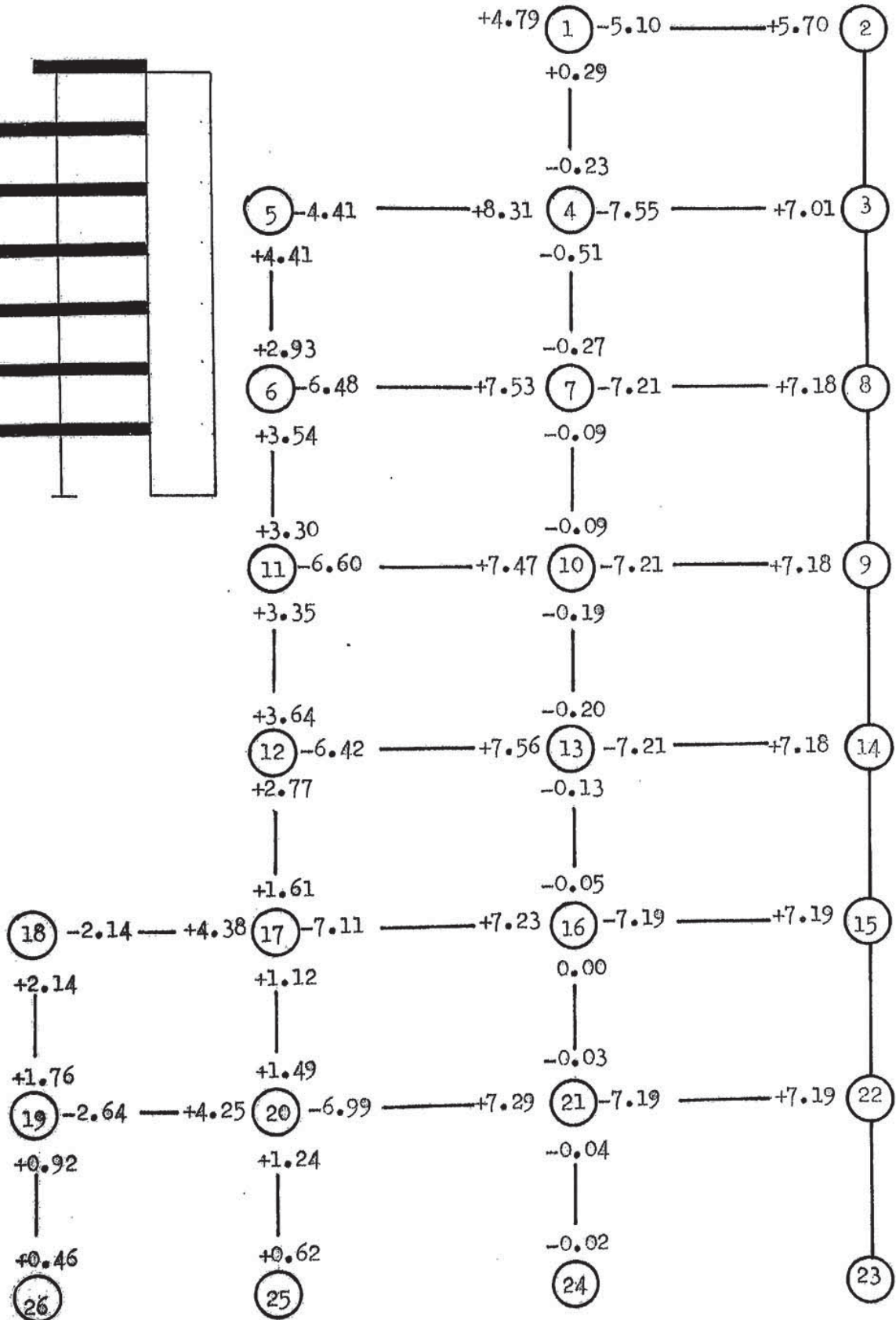
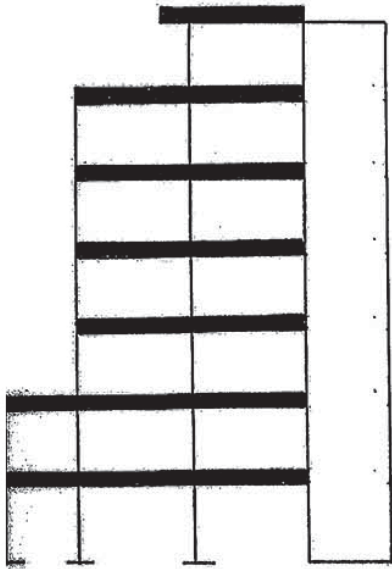
Nuestro esquema típico para el pórtico que estudiaremos será: (afectado de los respectivos estados de carga: sismo, carga permanente, sobrecarga, etc.)



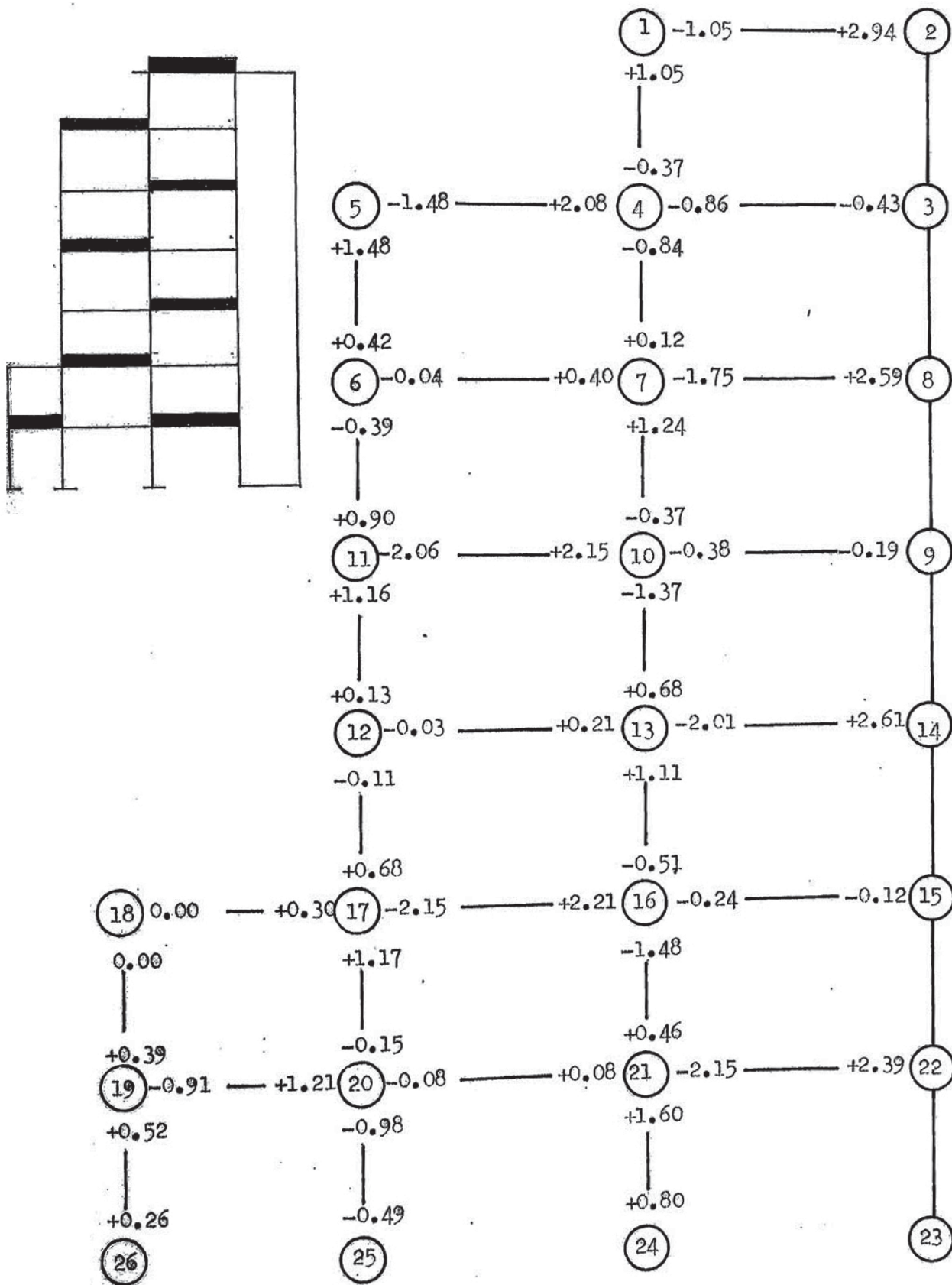
6.11.20 SISTEMA S : SISMO



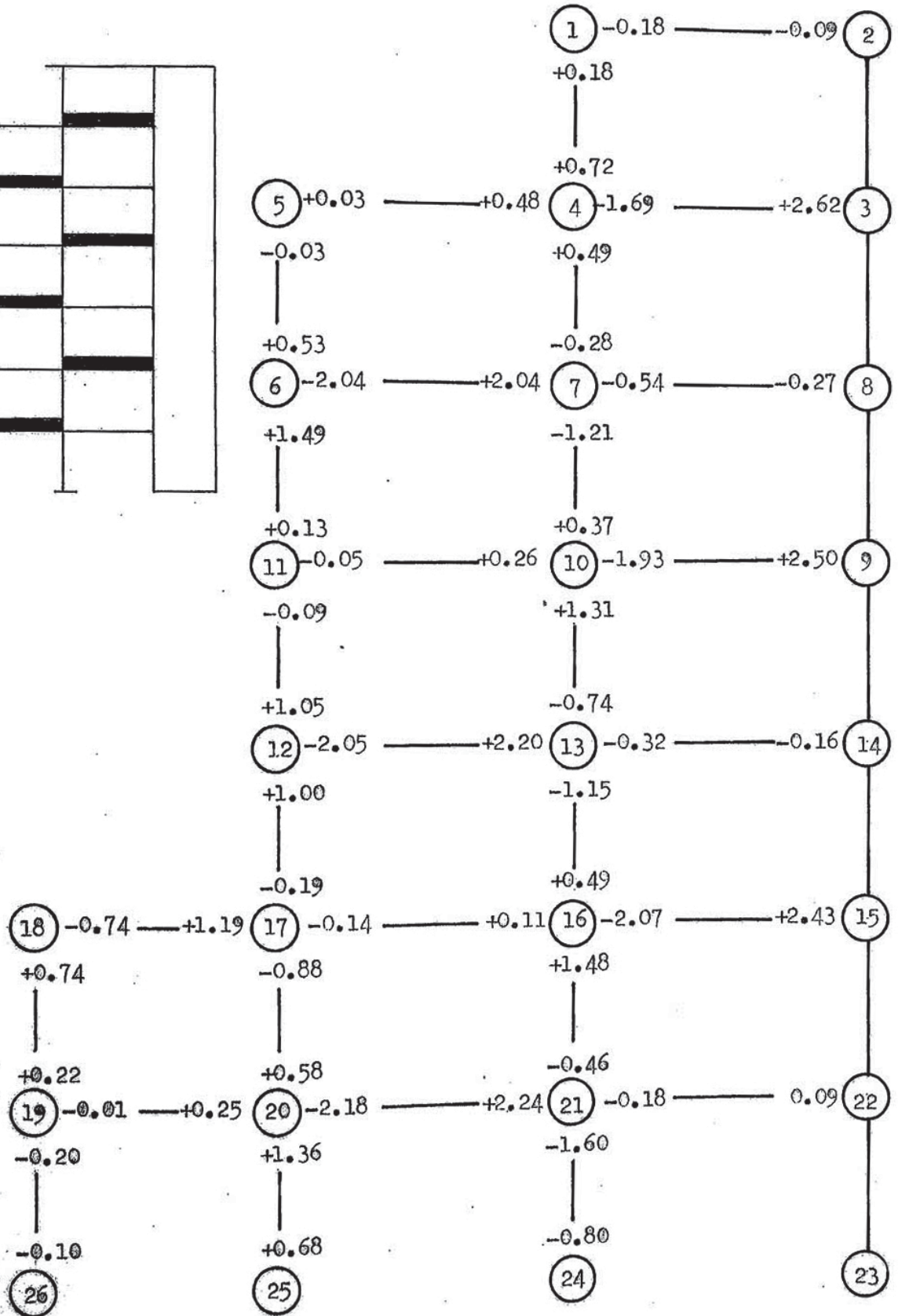
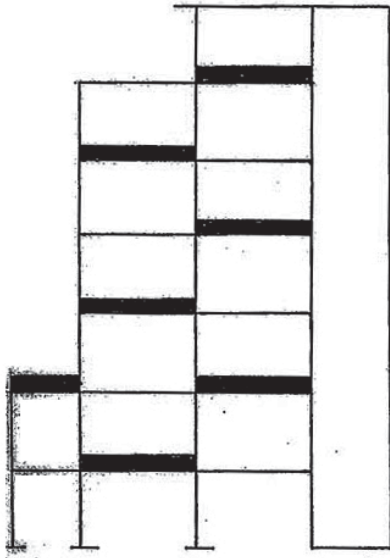
6.11.30 SISTEMA D (CARGA MUERTA PLENA)



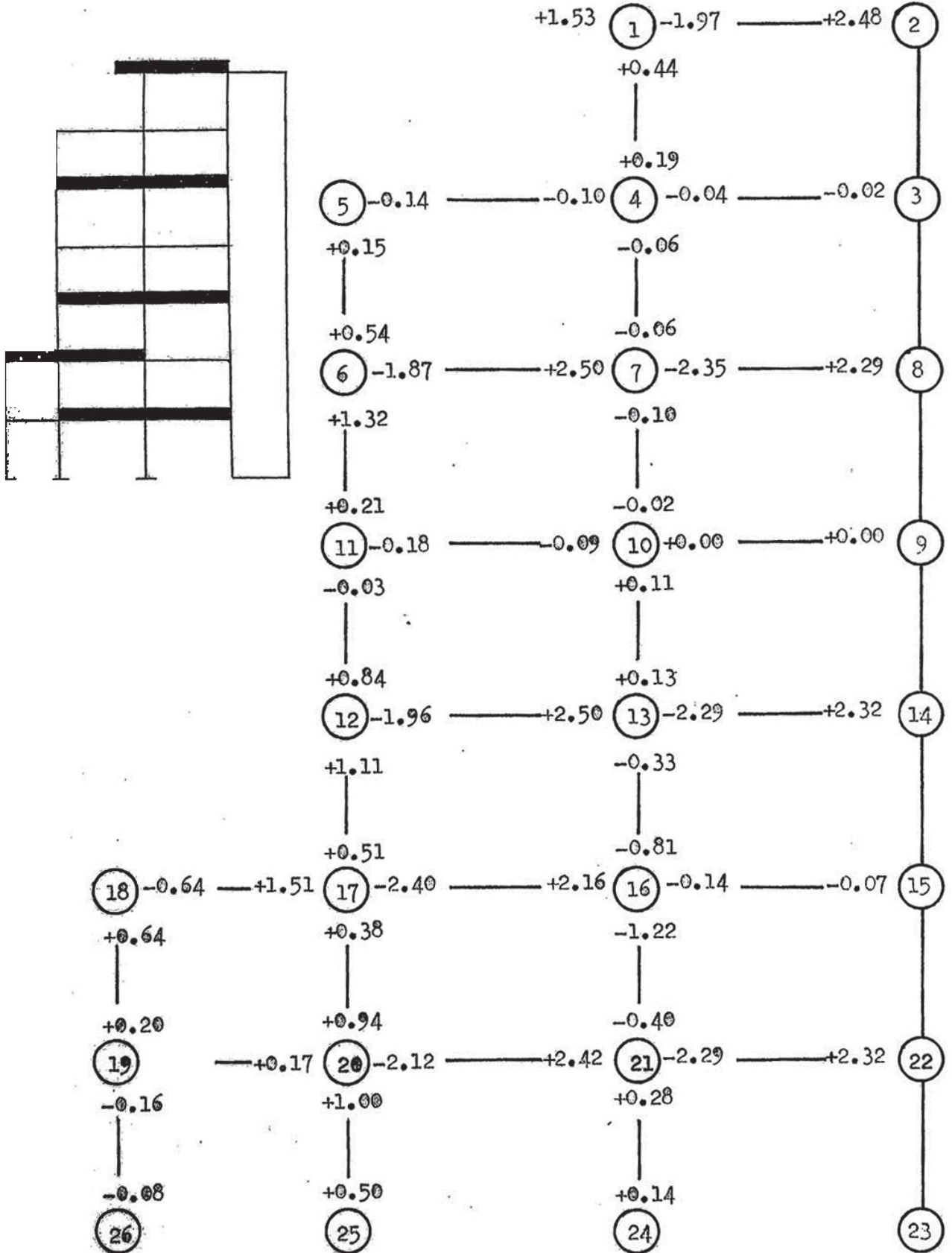
6.11.40 SISTEMA DE SOBRECARGA L 1(tipo damero)



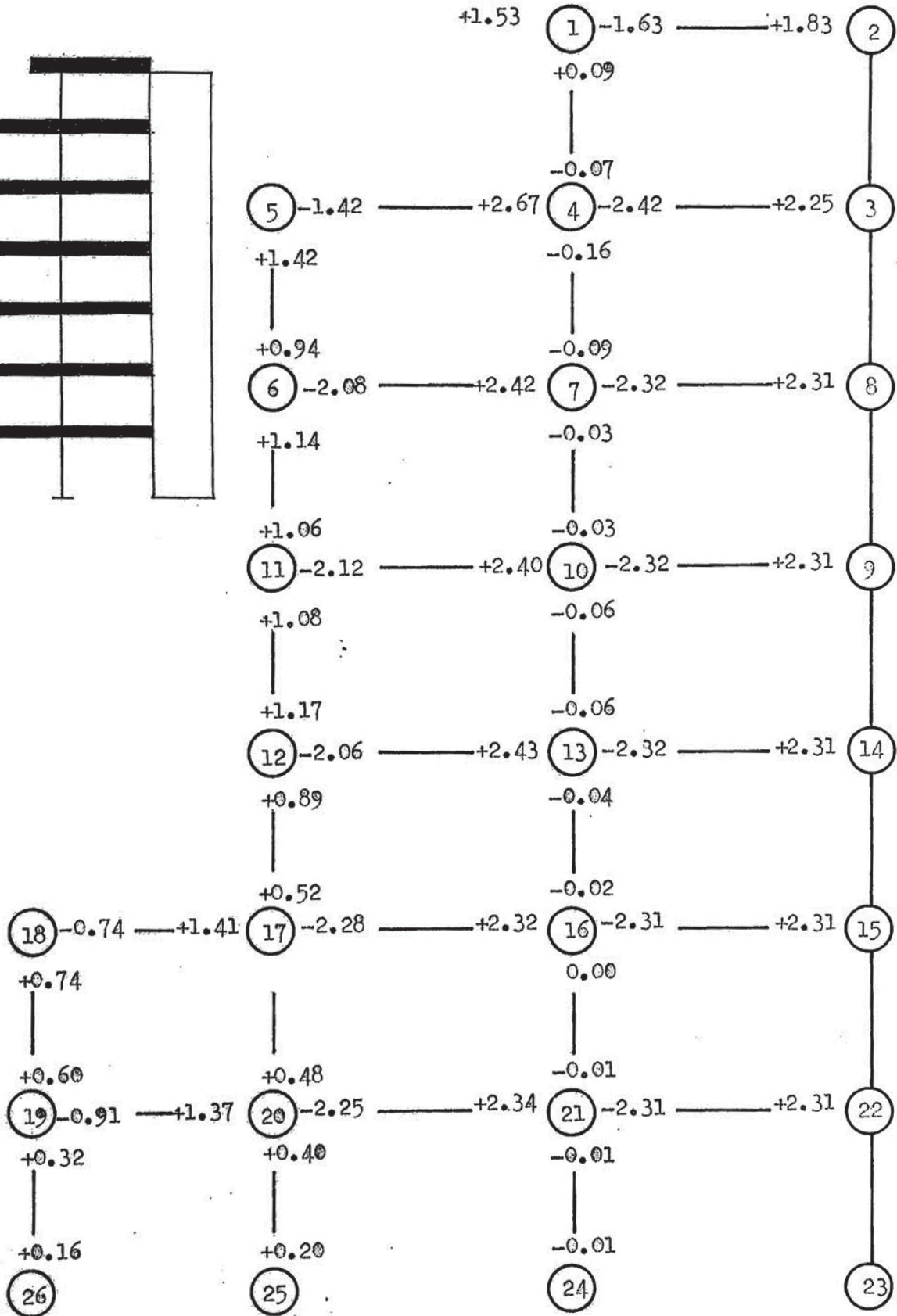
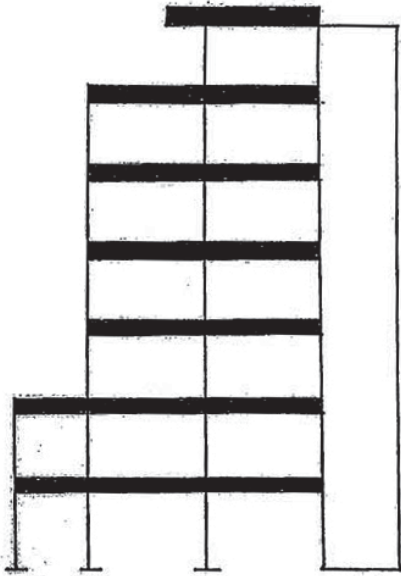
6.11.50 SISTEMA DE SOBRECARGA L 2



6.11.70 SISTEMA DE SOBRECARGA L 4



6.11.80 SISTEMA DE SOBRECARGA L 5



| NIVELES | | MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR CARGAS PERMANENTES "D" | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|-------|--|--------|-------|-------|-------|--------|-------|-----------|-------|--------|-------|---|-------|--------|---------|
| | | EJE A | | | | | | | EJE B | | | | | | | |
| | | DERECHA | | | | | | | IZQUIERDA | | | | | | | DERECHA |
| | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 6° | — | — | — | — | — | — | — | — | -4.41 | — | — | — | — | -3.97 | -5.51 | -6.62 |
| 5° | — | — | — | — | — | — | — | — | -6.48 | — | — | — | — | -5.83 | -8.10 | -9.72 |
| 4° | — | — | — | — | — | — | — | — | -6.60 | — | — | — | — | -5.94 | -8.25 | -9.90 |
| 3° | — | — | — | — | — | — | — | — | -6.42 | — | — | — | — | -5.78 | -8.03 | -9.63 |
| 2° | -2.14 | -1.93 | -2.68 | -3.21 | +4.38 | +3.94 | +5.48 | +6.57 | -7.11 | -6.40 | -8.89 | -10.6 | | | | |
| 1° | -2.64 | -2.38 | -3.30 | -3.96 | +4.25 | +3.83 | +5.31 | +6.38 | -6.99 | -6.29 | -8.74 | -10.5 | | | | |

MOMENTOS ISOSTATICOS:

| NIVELES → TRAMOS ↓ | 7° | | | | | | | 6° a 3° | | | | | | | 1° y 2° | | |
|-----------------------|------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|---------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|---------|-------|--|
| | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | |
| A-B | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| B-C | — | — | — | — | 10.78 | 9.70 | 13.48 | 16.17 | 10.78 | 9.70 | 13.48 | 16.17 | 10.78 | 9.70 | 13.48 | 16.17 | |
| C-D | 8.25 | 7.43 | 10.31 | 12.38 | 10.78 | 9.70 | 13.48 | 16.17 | 10.78 | 9.70 | 13.48 | 16.17 | 10.78 | 9.70 | 13.48 | 16.17 | |

| NIVELES | | MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR CARGAS PERMANENTES "D" | | | | | | | | | | | | | | |
|---------|-------|--|--------|-------|-------|---------|--------|-------|-----------|-------|--------|-------|---------|-------|--------|-------|
| | | EJE C | | | | | | | EJE D | | | | | | | |
| | | IZQUIERDA | | | | DERECHA | | | IZQUIERDA | | | | DERECHA | | | |
| | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D | D | 0.9 D | 1.25 D | 1.5 D |
| 7° | +4.79 | +4.31 | +5.99 | +7.19 | -5.10 | -4.59 | -6.38 | -7.65 | +5.7 | +5.13 | +7.13 | +8.55 | | | | |
| 6° | +8.31 | +7.48 | +10.4 | +12.5 | -7.55 | -6.80 | -9.44 | -11.3 | +7.01 | +6.31 | +8.76 | +10.5 | | | | |
| 5° | +7.53 | +6.78 | +9.41 | +11.3 | -7.21 | -6.49 | -9.01 | -10.8 | +7.18 | +6.46 | +8.98 | +10.8 | | | | |
| 4° | +7.47 | +6.72 | +9.34 | +11.2 | -7.21 | -6.49 | -9.01 | -10.8 | +7.18 | +6.46 | +8.98 | +10.8 | | | | |
| 3° | +7.56 | +6.80 | +9.45 | +11.3 | -7.21 | -6.49 | -9.01 | -10.8 | +7.18 | +6.46 | +8.98 | +10.8 | | | | |
| 2° | +7.23 | +6.51 | +9.04 | +10.9 | -7.19 | -6.47 | -8.99 | -10.8 | +7.19 | +6.47 | +8.99 | +10.8 | | | | |
| 1° | +7.29 | +6.56 | +9.11 | +10.9 | -7.19 | -6.47 | -8.99 | -10.8 | +7.19 | +6.47 | +8.99 | +10.8 | | | | |

FORNICO PRINCIPAL 4-4

EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISTEMA DE s/e : L₁

| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE D | |
|----|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|
| | IZ | DERECHA | IZ | DERECHA | IZ | DERECHA | IZ | DERECHA |
| 5° | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ |
| 6° | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ |
| 6° | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ |
| 4° | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ |
| 3° | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ |
| 2° | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ |
| 1° | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ | 1.25L ₁ | 1.8L ₁ |

1 220 1

MOMENTOS ISOSTATICOS

| NIVELES | 7° | | 6° a 3° (alternados) | | 1° y 2° (alternados) | |
|---------|----------------|----------------|----------------------|----------------|----------------------|----------------|
| | L ₁ | L ₁ | L ₁ | L ₁ | L ₁ | L ₁ |
| A - B | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| B - C | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| C - D | --- | --- | --- | --- | --- | --- |

| MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISTEMA DE $s/e : L_2$ | | | | | | | | | | | | |
|--|------------|-----------|-------|------------|-----------|-------|------------|-----------|-------|------------|-----------|---|
| NIVELES | | EJE B | | | | | | | | | | |
| | | EJE A | | | | | | EJE B | | | | |
| | | DERECHA | | | IZQUIERDA | | | DERECHA | | | DERECHA | |
| L_2 | 1.25 L_2 | 1.8 L_2 | L_2 | 1.25 L_2 | 1.8 L_2 | L_2 | 1.25 L_2 | 1.8 L_2 | L_2 | 1.25 L_2 | 1.8 L_2 | |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 6° | — | — | — | — | — | — | — | — | +0.03 | +0.04 | +0.05 | — |
| 5° | — | — | — | — | — | — | — | — | -2.04 | -2.55 | -3.67 | — |
| 4° | — | — | — | — | — | — | — | — | -0.05 | -0.06 | -0.09 | — |
| 3° | — | — | — | — | — | — | — | — | -2.05 | -2.56 | -3.69 | — |
| 2° | -0.74 | -0.93 | -1.33 | +1.19 | +1.49 | +2.14 | -0.14 | -0.18 | -0.25 | -0.25 | -0.25 | — |
| 1° | -0.01 | -0.01 | -0.02 | +0.25 | +0.31 | +0.45 | -2.18 | -2.73 | -3.92 | -3.92 | -3.92 | — |

| MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISTEMA DE $s/e : L_2$ | | | | | | | | | | | | |
|--|-----------|------------|-----------|---------|------------|-----------|-----------|------------|-----------|---------|------------|-----------|
| | EJE C | | | | | | EJE D | | | | | |
| | IZQUIERDA | | | DERECHA | | | IZQUIERDA | | | DERECHA | | |
| | L_2 | $1.25 L_2$ | $1.8 L_2$ | L_2 | $1.25 L_2$ | $1.8 L_2$ | L_2 | $1.25 L_2$ | $1.8 L_2$ | L_2 | $1.25 L_2$ | $1.8 L_2$ |
| 7° | — | — | — | -0.18 | -0.23 | -0.32 | -0.09 | -0.11 | -0.16 | -0.11 | -0.16 | -0.16 |
| 6° | +0.48 | +0.60 | +0.86 | -1.69 | -2.11 | -3.04 | +2.62 | +3.28 | +4.72 | +3.28 | +4.72 | +4.72 |
| 5° | +2.04 | +2.55 | +3.67 | -0.54 | -0.68 | -0.97 | -0.27 | -0.34 | -0.49 | -0.34 | -0.49 | -0.49 |
| 4° | +0.26 | +0.33 | +0.47 | -1.93 | -2.41 | -3.47 | +2.50 | +3.13 | +4.50 | +3.13 | +4.50 | +4.50 |
| 3° | +2.20 | +2.75 | +3.96 | -0.32 | -0.40 | -0.58 | -0.16 | -0.20 | -0.29 | -0.20 | -0.29 | -0.29 |
| 2° | +0.11 | +0.14 | +0.20 | -2.07 | -2.59 | -3.73 | +2.43 | +3.04 | +4.37 | +3.04 | +4.37 | +4.37 |
| 1° | +2.24 | +2.80 | +4.03 | -0.18 | -0.23 | -0.32 | -0.09 | -0.11 | -0.16 | -0.11 | -0.16 | -0.16 |

MOMENTOS ISOSTATICOS

| NIVELES | 7° | | | | | | | 6° a 3° (alternados) | | | 1° a 2° (alternados) | | |
|---------|-------|------------|-----------|-------|------------|-----------|-------|----------------------|-----------|-------|----------------------|-----------|--|
| | L_2 | $1.25 L_2$ | $1.8 L_2$ | L_2 | $1.25 L_2$ | $1.8 L_2$ | L_2 | $1.25 L_2$ | $1.8 L_2$ | L_2 | $1.25 L_2$ | $1.8 L_2$ | |
| TRAMOS | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | |
| A - B | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1.85 | 2.31 | 3.33 | |
| B - C | — | — | — | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | |
| C - D | — | — | — | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | |

| MOMENTOS EN EXTREMOS DE VICAS POR SISTEMA DE s/e : L ₄ | | | | | | | | | | | | |
|---|----------------|---------------------|--------------------|----------------|---------------------|--------------------|----------------|---------------------|--------------------|----------------|---------------------|--------------------|
| NIVEL | EJE A | | | | | | EJE B | | | | | |
| | DERECHA | | | IZQUIERDA | | | DERECHA | | | IZQUIERDA | | |
| | L ₄ | 1.25 L ₄ | 1.8 L ₄ | L ₄ | 1.25 L ₄ | 1.8 L ₄ | L ₄ | 1.25 L ₄ | 1.8 L ₄ | L ₄ | 1.25 L ₄ | 1.8 L ₄ |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 6° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -0.14 | -0.18 | -0.25 |
| 5° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -1.87 | -2.34 | -3.37 |
| 4° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -0.18 | -0.23 | -0.32 |
| 3° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -1.96 | -2.45 | -3.53 |
| 2° | -0.64 | -0.80 | -1.15 | +1.51 | +1.89 | +2.72 | -2.40 | -3.00 | -4.32 | -2.12 | -2.65 | -3.82 |
| 1° | -0.02 | -0.03 | -0.04 | +0.17 | +0.21 | +0.31 | -2.12 | -2.65 | -3.82 | -2.12 | -2.65 | -3.82 |

| MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISTEMA DE $\frac{e}{s} : L_4$ | | | | | | | | | | | | |
|--|-----------|------------|-----------|---------|------------|-----------|-----------|------------|-----------|---------|------------|-----------|
| NIVELES | EJE C | | | | | | EJE D | | | | | |
| | IZQUIERDA | | | DERECHA | | | IZQUIERDA | | | DERECHA | | |
| | L_4 | $1.25 L_4$ | $1.8 L_4$ | L_4 | $1.25 L_4$ | $1.8 L_4$ | L_4 | $1.25 L_4$ | $1.8 L_4$ | L_4 | $1.25 L_4$ | $1.8 L_4$ |
| 7° | +1.53 | +1.91 | +2.75 | -1.97 | -2.46 | -3.55 | +2.48 | +3.10 | +4.46 | -0.02 | -0.03 | -0.04 |
| 6° | -0.10 | -0.13 | -0.18 | -0.04 | -0.05 | -0.07 | +2.29 | +2.86 | +4.12 | +2.29 | +2.86 | +4.12 |
| 5° | +2.50 | +3.13 | +4.50 | -2.35 | -2.94 | -4.23 | 0.00 | 0.00 | — | 0.00 | — | — |
| 4° | -0.09 | -0.11 | -0.16 | 0.00 | — | — | +2.32 | +2.90 | +4.18 | +2.32 | +2.90 | +4.18 |
| 3° | +2.50 | +3.13 | +4.50 | -2.29 | -2.86 | -4.12 | -0.07 | -0.09 | -0.13 | -0.07 | -0.09 | -0.13 |
| 2° | +2.16 | +2.70 | +3.89 | -0.14 | -0.18 | -0.25 | +2.32 | +2.90 | +4.18 | +2.32 | +2.90 | +4.18 |
| 1° | +2.42 | +3.03 | +4.36 | -2.29 | -2.86 | -4.12 | — | — | — | — | — | — |

MOMENTOS ISOSTATICOS

| NIVELES | 7° | | | 6° a 3° (alternados) | | | 1° y 2° (alternados) | | |
|---------|-------|------------|-----------|----------------------|------------|-----------|----------------------|------------|-----------|
| | L_4 | $1.25 L_4$ | $1.8 L_4$ | L_4 | $1.25 L_4$ | $1.8 L_4$ | L_4 | $1.25 L_4$ | $1.8 L_4$ |
| TRAMOS | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| A - B | — | — | — | — | — | — | 1.85 | 2.31 | 3.33 |
| B - C | — | — | — | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 |
| C - D | 2.64 | 3.29 | 4.74 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 |

| MOMENTOS EN EXTREMOS DE VICAS POR SISTEMA DE s/ e : L ₅ | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------|---------------------|--------------------|----------------|---------------------|--------------------|----------------|---------------------|--------------------|----------------|---------------------|--------------------|
| NIVELES | EJE A | | | | | | EJE B | | | | | |
| | DERECHA | | | | | | IZQUIERDA | | | | | |
| | L ₅ | 1.25 L ₅ | 1.8 L ₅ | L ₅ | 1.25 L ₅ | 1.8 L ₅ | L ₅ | 1.25 L ₅ | 1.8 L ₅ | L ₅ | 1.25 L ₅ | 1.8 L ₅ |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 6° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -1.42 | -1.78 | -2.56 |
| 5° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -2.08 | -2.60 | -3.74 |
| 4° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -2.12 | -2.65 | -3.82 |
| 3° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -2.06 | -2.58 | -3.71 |
| 2° | -0.74 | -0.93 | -1.33 | +1.41 | +1.76 | +2.54 | -2.28 | -2.85 | -4.10 | | | |
| 1° | -0.91 | -1.14 | -1.64 | +1.37 | +1.71 | +2.47 | -2.25 | -2.81 | -4.05 | | | |

| MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISTEMA DE $s/e : L_5$ | | | | | | | | | | | |
|--|-----------|------------|-----------|-------|------------|-----------|-------|------------|-------|------------|-----------|
| NIVELES | EJE C | | | | | EJE D | | | | | |
| | IZQUIERDA | | | | | DERECHA | | | | | |
| | L_5 | $1.25 L_5$ | $1.8 L_5$ | L_5 | $1.25 L_5$ | $1.8 L_5$ | L_5 | $1.25 L_5$ | L_5 | $1.25 L_5$ | $1.8 L_5$ |
| 7° | +1.53 | +1.91 | +2.75 | -1.63 | -2.04 | -2.93 | +1.83 | +2.29 | +3.29 | | |
| 6° | +2.67 | +3.34 | +4.81 | -2.42 | -3.03 | -4.36 | +2.25 | +2.81 | +4.05 | | |
| 5° | +2.42 | +3.03 | +4.36 | -2.32 | -2.90 | -4.18 | +2.31 | +2.89 | +4.16 | | |
| 4° | +2.40 | +3.03 | +4.36 | -2.32 | -2.90 | -4.18 | +2.31 | +2.89 | +4.16 | | |
| 3° | +2.43 | +3.04 | +6.68 | -2.32 | -2.90 | -4.18 | +2.31 | +2.89 | +4.16 | | |
| 2° | +2.32 | +2.90 | +4.18 | -2.31 | -2.89 | -4.16 | +2.31 | +2.89 | +4.16 | | |
| 1° | +2.34 | +2.93 | +4.21 | -2.31 | -2.89 | -4.16 | +2.31 | +2.89 | +4.16 | | |

MOMENTOS ISOSTATICOS

| NIVELES | 7° | | | | | 6° a 3° | | | | | 1° y 2° | | | | |
|---------|-------|------------|-----------|-------|------------|---------|------------|-----------|-------|------------|-----------|-------|------------|-----------|--|
| | L_5 | $1.25 L_5$ | $1.8 L_5$ | L_5 | $1.25 L_5$ | L_5 | $1.25 L_5$ | $1.8 L_5$ | L_5 | $1.25 L_5$ | $1.8 L_5$ | L_5 | $1.25 L_5$ | $1.8 L_5$ | |
| TRAMOS | | | | | | | | | | | | | | | |
| A - B | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 1.85 | 2.31 | 3.33 | |
| B - C | — | — | — | — | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 6.23 | |
| C - D | 2.64 | 3.29 | 4.74 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 3.46 | 4.33 | 6.23 | 6.23 | 6.23 | |

MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISMO : \vec{S}

| NIVEL | EJE A | | | | | | EJE B | | | | | |
|-------|-----------|---------------|----------------|-----------|---------------|----------------|-----------|---------------|----------------|-----------|---------------|----------------|
| | DERECHA | | | IZQUIERDA | | | DERECHA | | | IZQUIERDA | | |
| | \vec{S} | 1.1 \vec{S} | 1.25 \vec{S} | \vec{S} | 1.1 \vec{S} | 1.25 \vec{S} | \vec{S} | 1.1 \vec{S} | 1.25 \vec{S} | \vec{S} | 1.1 \vec{S} | 1.25 \vec{S} |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 6° | — | — | — | — | — | — | +3.47 | — | — | +3.82 | — | +4.34 |
| 5° | — | — | — | — | — | — | +5.66 | — | — | +6.23 | — | +7.08 |
| 4° | — | — | — | — | — | — | +4.86 | — | — | +5.35 | — | +6.08 |
| 3° | — | — | — | — | — | — | +5.99 | — | — | +6.59 | — | +7.49 |
| 2° | +2.74 | +3.01 | +3.43 | +4.40 | +4.84 | +5.50 | +3.05 | +4.84 | +5.50 | +3.36 | +3.81 | +3.81 |
| 1° | +4.47 | +5.03 | +5.71 | +3.40 | +3.74 | +4.25 | +2.36 | +3.74 | +4.25 | +2.60 | +2.95 | +2.95 |

| MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISMO : \vec{S} | | | | | | | | | | | | |
|---|-----------|---------------|----------------|-----------|---------------|----------------|-----------|---------------|----------------|-----------|---------------|----------------|
| NIVELES | EJE C | | | | | | EJE D | | | | | |
| | IZQUIERDA | | | DERECHA | | | IZQUIERDA | | | DERECHA | | |
| | \vec{S} | 1.1 \vec{S} | 1.25 \vec{S} | \vec{S} | 1.1 \vec{S} | 1.25 \vec{S} | \vec{S} | 1.1 \vec{S} | 1.25 \vec{S} | \vec{S} | 1.1 \vec{S} | 1.25 \vec{S} |
| 7° | — | — | — | +7.27 | +8.00 | +9.09 | +8.79 | +9.67 | +10.99 | +9.67 | +10.99 | +12.93 |
| 6° | +1.96 | +2.16 | +2.45 | +8.45 | +9.30 | +10.56 | +9.57 | +10.53 | +11.96 | +9.57 | +10.53 | +12.93 |
| 5° | +2.61 | +2.87 | +3.26 | +9.90 | +10.89 | +12.38 | +10.34 | +11.37 | +12.93 | +10.34 | +11.37 | +12.93 |
| 4° | +4.82 | +5.30 | +6.03 | 9.47 | 10.42 | 11.84 | +8.92 | +9.81 | +11.15 | +8.92 | +9.81 | +11.15 |
| 3° | +4.49 | +4.94 | +5.61 | 8.68 | 9.55 | 10.85 | +8.36 | +9.20 | +10.45 | +8.36 | +9.20 | +10.45 |
| 2° | +3.98 | +4.38 | +4.98 | +7.17 | +7.89 | +8.96 | +6.70 | +7.37 | +8.38 | +6.70 | +7.37 | +8.38 |
| 1° | +4.02 | +4.42 | +5.03 | +6.78 | +7.46 | +8.48 | +6.03 | +6.63 | +7.54 | +6.03 | +6.63 | +7.54 |

| MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISMO : \overleftarrow{S} | | | | | | | | | | | | |
|---|---------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------|-------------------------|--------------------------|
| NIVELES | EJE A | | | | | | EJE B | | | | | |
| | DERECHA | | | IZQUIERDA | | | DERECHA | | | IZQUIERDA | | |
| | \overleftarrow{S} | 1.1 \overleftarrow{S} | 1.25 \overleftarrow{S} | \overleftarrow{S} | 1.1 \overleftarrow{S} | 1.25 \overleftarrow{S} | \overleftarrow{S} | 1.1 \overleftarrow{S} | 1.25 \overleftarrow{S} | \overleftarrow{S} | 1.1 \overleftarrow{S} | 1.25 \overleftarrow{S} |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 6° | — | — | — | — | — | — | -3.47 | — | — | -3.82 | — | -4.34 |
| 5° | — | — | — | — | — | — | -5.66 | — | — | -6.23 | — | -7.08 |
| 4° | — | — | — | — | — | — | -4.86 | — | — | -5.35 | — | -6.08 |
| 3° | — | — | — | — | — | — | -5.99 | — | — | -6.59 | — | -7.49 |
| 2° | -2.74 | -3.01 | -3.43 | -4.40 | -4.84 | -5.50 | -3.05 | -4.84 | -5.50 | -3.36 | -3.36 | -3.81 |
| 1° | -4.57 | -5.03 | -5.71 | -3.40 | -3.74 | -4.25 | -2.36 | -3.74 | -4.25 | -2.60 | -2.60 | -2.95 |

| MOMENTOS EN EXTREMOS DE VIGAS POR SISMO : \bar{S} | | | | | | | | | |
|---|-----------|---------------|----------------|-----------|---------------|----------------|-----------|---------------|----------------|
| NIVELES | EJE C | | | | | EJE D | | | |
| | IZQUIERDA | | DERECHA | | | IZQUIERDA | | | |
| | \bar{S} | 1.1 \bar{S} | 1.25 \bar{S} | \bar{S} | 1.1 \bar{S} | 1.25 \bar{S} | \bar{S} | 1.1 \bar{S} | 1.25 \bar{S} |
| 7° | — | — | — | -7.27 | -8.00 | -9.09 | -8.79 | -9.67 | -10.99 |
| 6° | -1.96 | -2.16 | -2.45 | -8.45 | -9.30 | -10.56 | -9.57 | -10.53 | -11.96 |
| 5° | -2.61 | -2.87 | -3.26 | -9.90 | -10.89 | -12.38 | -10.34 | -11.37 | -12.93 |
| 4° | -4.82 | -5.30 | -6.03 | -9.47 | -10.42 | -11.84 | -8.92 | -9.81 | -11.15 |
| 3° | -4.49 | -4.94 | -5.61 | -8.68 | -9.55 | -10.85 | -8.36 | -9.20 | -10.45 |
| 2° | -3.98 | -4.38 | -4.98 | -7.17 | -7.89 | -8.96 | -6.70 | -7.37 | -8.38 |
| 1° | -4.02 | -4.42 | -5.03 | -6.78 | -7.46 | -8.48 | -6.03 | -6.63 | -7.54 |

MOMENTOS EXTREMOS EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA : (1.5 D + 1.8 L₁) en Ton-m.

| EJES NIV. | A | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
|--------------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|--------|-------|-------|--------|---|
| | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | | |
| 7° | — | — | — | — | — | +7.19 | -9.54 | 22.40 | 22.40 | +13.84 | |
| 6° | — | — | — | -9.28 | 22.40 | +16.21 | -12.88 | 16.17 | 16.17 | +9.75 | |
| 5° | — | — | — | -9.79 | 16.17 | +12.02 | -13.97 | 22.40 | 22.40 | +15.43 | |
| 4° | — | — | — | -13.61 | 22.40 | +15.08 | -11.50 | 16.17 | 16.17 | +10.43 | |
| 3° | — | — | — | -9.68 | 16.17 | +11.72 | -14.44 | 22.40 | 22.40 | +15.47 | |
| 2° | -3.21 | +8.03 | +7.11 | -14.54 | 22.40 | +14.83 | -11.22 | 16.17 | 16.17 | +10.57 | |
| 1° | -5.60 | +11.36 | +8.56 | -10.63 | 16.17 | +11.08 | -14.66 | 22.40 | 22.40 | +15.09 | |

MOMENTOS EXTREMOS EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA: (1.5 D + 1.8 L₂) en Ton- m.

| EJES NIV. | A | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
|--------------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|-------|--------|
| | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | | |
| 7° | — | — | — | — | — | + 7.19 | - 7.97 | 16.17 | + 8.39 | 16.17 | + 8.39 |
| 6° | — | — | — | -6.57 | 16.17 | +13.33 | -14.37 | 22.40 | +15.24 | 22.40 | +15.24 |
| 5° | — | — | — | -13.39 | 22.40 | +14.97 | -11.79 | 16.17 | +10.28 | 16.17 | +10.28 |
| 4° | — | — | — | - 9.99 | 16.17 | +11.68 | -14.29 | 22.40 | +15.27 | 22.40 | +15.27 |
| 3° | — | — | — | -13.32 | 22.40 | +15.30 | -11.40 | 16.17 | +10.48 | 16.17 | +10.48 |
| 2° | -4.54 | 11.36 | +8.71 | -10.92 | 16.17 | +11.05 | -14.52 | 22.40 | +15.16 | 22.40 | +15.16 |
| 1° | -3.98 | 8.03 | +6.83 | -14.41 | 22.40 | +14.97 | -11.11 | 16.17 | +10.63 | 16.17 | +10.63 |

EXREMOS EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL A-4

SISTEMA : (1.5 D + 1.8 L₃) en T₁₀₀-R.

| NIV. | EJES A | | B | | B-C | | C | | C-D | |
|------|--------|-------|-------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|-------|
| | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. |
| 7° | --- | --- | --- | --- | --- | +9.94 | -8.84 | 16.17 | +7.96 | 16.17 |
| 6° | --- | --- | --- | -8.89 | 22.40 | +17.55 | -7.14 | 22.40 | +14.66 | 22.40 |
| 5° | --- | --- | --- | -10.13 | 16.17 | +11.48 | -10.78 | 16.17 | +10.75 | 16.17 |
| 4° | --- | --- | --- | -13.39 | 22.40 | +15.67 | -15.01 | 22.40 | +14.91 | 22.40 |
| 3° | --- | --- | --- | -9.85 | 16.17 | +11.23 | -10.82 | 16.17 | +10.77 | 16.17 |
| 2° | -3.26 | 8.03 | +6.95 | -14.41 | 22.40 | +15.24 | -14.91 | 22.40 | +14.97 | 22.40 |
| 1° | -5.45 | 11.36 | +9.01 | -14.70 | 22.40 | +14.90 | -11.01 | 16.17 | +10.68 | 16.17 |

| MOMENTOS EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | | | |
|---|------|-------|-------|------|--------|--------------|--------|--------|--------------|-----------|--|
| SISTEMA : (1.5 D + 1.8 L ₄) en Ten- m. | | | | | | | | | | | |
| EJES | NIV. | A | | B | | B-C ISOS. | C | | C-D ISOS. | D IZQ. | |
| | | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | | IZQ. | DER. | | | |
| | 7° | — | — | — | — | — | + 9.94 | -11.20 | 22.40 | + 18.30 | |
| | 6° | — | — | — | -6.87 | 16.17 | +12.29 | -11.40 | 16.17 | + 9.71 | |
| | 5° | — | — | — | -13.09 | 22.40 | +15.80 | -15.05 | 22.40 | + 19.55 | |
| | 4° | — | — | — | -10.22 | 16.17 | +11.05 | -10.82 | 16.17 | + 10.43 | |
| | 3° | — | — | — | -13.16 | 22.40 | +15.84 | -14.94 | 22.40 | + 19.65 | |
| | 2° | -4.36 | 11.39 | 9.29 | -14.99 | 22.40 | +14.74 | -11.04 | 16.17 | + 10.44 | |
| | 1° | -4.00 | 8.03 | 6.69 | -14.31 | 22.40 | +15.30 | -14.91 | 22.40 | + 19.27 | |

| MOMENTOS EXCELOS DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | | | | |
|--|------|-------|-------|------|--------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|--------|
| SISTEMA: (1.5 D + 1.8 L ₅) en Ton-m. | | | | | | | | | | | | |
| NIV. | EJES | A | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
| | | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | DER. | IZQ. | DER. | ISOS. | | |
| 7° | | — | — | — | — | — | — | + 9.94 | -10.58 | 22.40 | 22.40 | +11.84 |
| 6° | | — | — | — | - 9.18 | 22.40 | 22.40 | +17.28 | -15.69 | 22.40 | 22.40 | +14.57 |
| 5° | | — | — | — | -13.46 | 22.40 | 22.40 | +15.66 | -15.00 | 22.40 | 22.40 | +14.93 |
| 4° | | — | — | — | -13.72 | 22.40 | 22.40 | +15.57 | -15.00 | 22.40 | 22.40 | +14.93 |
| 3° | | — | — | — | -13.34 | 22.40 | 22.40 | +18.02 | -15.00 | 22.40 | 22.40 | +14.93 |
| 2° | | +4.54 | 11.36 | 9.11 | -14.77 | 22.40 | 22.40 | +15.03 | -14.95 | 22.40 | 22.40 | +14.95 |
| 1° | | +5.60 | 11.36 | 8.85 | -14.54 | 22.40 | 22.40 | +15.15 | -14.95 | 22.40 | 22.40 | +14.95 |

| MOMENTOS EXTREMOS DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL A-4 | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|--------|-------|------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|----------------|
| SISTEMA : $1.25 (D + L_1 + \frac{S}{3})$ en Ton-m. | | | | | | | | | | | | |
| EJES | A | | A-B | | B | | B-C | | C | | C-D | D |
| | DER. | IZQ. | ISOS. | IZQ. | DER. | IZQ. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | | |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | +1.40 | — | 17.81 | IZQ. +21.80 |
| 6° | — | — | — | — | -2.98 | +15.44 | 17.81 | +0.04 | — | — | 13.48 | +20.18 |
| 5° | — | — | — | — | -1.07 | +13.17 | 13.48 | +1.18 | — | — | 17.81 | +25.15 |
| 4° | — | — | — | — | -4.75 | +18.06 | 17.81 | +2.35 | — | — | 13.48 | +19.89 |
| 3° | — | — | — | — | -0.58 | +15.32 | 13.48 | -0.67 | — | — | 17.81 | +22.69 |
| 2° | +0.75 | +11.36 | 6.69 | — | -8.95 | +16.78 | 17.81 | -0.33 | — | — | 13.48 | +17.22 |
| 1° | +1.27 | +11.07 | 9.00 | — | -5.89 | +14.24 | 13.48 | -3.20 | — | — | 17.81 | +19.52 |

| MOMENTOS EXTREMOS DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|
| SISTEMA: $1.25 (D + L_2 + \bar{S})$ en Ton-m. | | | | | | | | | | | | |
| EJES | A | | A-B | | B | | B-C | | C | | C-D | D |
| | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | | |
| NIV. | | | | | | | | | | | | |
| 7° | | | | | | | | | | | | |
| 6° | | | | | | | | | | | | |
| 5° | | | | | | | | | | | | |
| 4° | | | | | | | | | | | | |
| 3° | | | | | | | | | | | | |
| 2° | -0.18 | 9.00 | +12.47 | -5.26 | 13.48 | +14.16 | -2.62 | 17.81 | +17.81 | +1.44 | 17.81 | +20.41 |
| 1° | +2.40 | 6.69 | +9.87 | -8.52 | 17.81 | +16.94 | -0.74 | 17.81 | +16.20 | +2.69 | 13.48 | +16.37 |

MOMENTOS EXTREMOS DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA : $1.25 (D + L_3 + \vec{S})$ en Ton - m.

| EJES NIV. | A | | A-B | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
|--------------|-------|-------|--------|-------|------|------|-------|--------|-------|-------|------|-------|----------------|
| | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | +1.88 | — | — | 13.48 | IZQ. +17.71 |
| 6° | — | — | — | -2.75 | — | — | 17.81 | +16.37 | -1.79 | — | — | 17.81 | +23.60 |
| 5° | — | — | — | -1.31 | — | — | 13.48 | +12.80 | +3.40 | — | — | 13.48 | +21.92 |
| 4° | — | — | — | -4.60 | — | — | 17.81 | +18.47 | -0.08 | — | — | 17.81 | +23.01 |
| 3° | — | — | — | -0.69 | — | — | 13.48 | +14.98 | +1.84 | — | — | 13.48 | +19.43 |
| 2° | +0.71 | 6.69 | +11.24 | -7.68 | — | — | 17.81 | +17.07 | -2.89 | — | — | 17.81 | +20.27 |
| 1° | +1.37 | 9.00 | +11.39 | -8.72 | — | — | 17.81 | +16.89 | -0.66 | — | — | 13.48 | +16.45 |

MOMENTOS EXTERIORS DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA: $1.25 (D + L_4 + \bar{S})$ en Ton-m.

| NIV. | EJES A | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
|------|--------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|----|--------|
| | DER. | ISOS. | IZ | DER. | ISOS. | DER. | ISOS. | DER. | ISOS. | IZ | |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | +0.25 | 17.81 | — | +21.22 |
| 6° | — | — | — | -1.35 | 13.48 | +12.71 | +1.07 | 13.48 | 17.81 | — | +20.69 |
| 5° | — | — | — | -3.36 | 17.81 | +15.80 | +0.43 | 17.81 | 17.81 | — | +24.77 |
| 4° | — | — | — | -2.40 | 13.48 | +15.26 | +2.83 | 13.48 | 17.81 | — | +20.13 |
| 3° | — | — | — | -2.99 | 17.81 | +18.19 | -1.02 | 17.81 | 17.81 | — | +22.33 |
| 2° | 0.05 | 9.00 | +12.87 | -6.91 | 17.81 | +16.72 | -0.21 | 13.48 | 17.81 | — | +17.28 |
| 1° | 2.38 | 6.69 | +9.77 | -8.44 | 17.81 | +17.17 | -3.37 | 17.81 | 17.81 | — | +19.43 |

MOMENTOS EXTREMOS DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA : 1.25 (D + I₅ + \vec{S}) en Ton.- m.

| EJES NIV. | A | | A-B | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
|--------------|-------|-------|--------|-------|------|--------|-------|------|-------|-------|--------|-------|--------|
| | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | | |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | +0.67 | 17.81 | +20.41 | 17.81 | +20.41 |
| 6° | — | — | — | -2.95 | — | +16.18 | 17.81 | — | -1.91 | 17.81 | +23.53 | 17.81 | +23.53 |
| 5° | — | — | — | -3.62 | — | +15.70 | 17.81 | — | +0.47 | 17.81 | +26.07 | 17.81 | +26.07 |
| 4° | — | — | — | -4.82 | — | +18.45 | 17.81 | — | -1.49 | 17.81 | +24.29 | 17.81 | +24.29 |
| 3° | — | — | — | -3.12 | — | +18.10 | 17.81 | — | -1.06 | 17.81 | +22.32 | 17.81 | +22.32 |
| 2° | -0.18 | 9.00 | +12.74 | -8.69 | — | +16.92 | 17.81 | — | -2.92 | 17.81 | +20.26 | 17.81 | +20.26 |
| 1° | +1.27 | 9.00 | +11.27 | -9.19 | — | +17.07 | 17.81 | — | -4.67 | 17.81 | +19.42 | 17.81 | +19.42 |

| MOMENTOS EXTREMOS DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL A-4 | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|
| SISTEMA : 1.25 (D + L ₁ + \overline{S}) en Ton-m. | | | | | | | | | | | | |
| EJES | A | A-B | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
| | | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | | |
| NIV. | | | | | | | | | | | | |
| 7° | | | | | | | | | | | | |
| 6° | | | | | | | | | | | | |
| 5° | | | | | | | | | | | | |
| 4° | | | | | | | | | | | | |
| 3° | | | | | | | | | | | | |
| 2° | -5.42 | 6.69 | +0.36 | -15.39 | 17.81 | 13.48 | 17.81 | 13.48 | +4.10 | -22.37 | 17.81 | +1.79 |
| 1° | -8.78 | 9.00 | +2.57 | -11.79 | 13.48 | 13.48 | 17.81 | 13.48 | +4.18 | -20.16 | 17.81 | +0.44 |

MOMENTOS EXTREMOS DE VICAS DE PORTIGO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA : 1.25 (D + I₂ + S̄) en Ton-m.

| NIV. | A | | B | | B-C | | C | | C-D | | D | |
|------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|-------|
| | DER. | ISOS. | IZ. | DER. | ISOS. | DER. | ISOS. | DER. | ISOS. | | | |
| 7° | --- | --- | --- | --- | --- | -15.70 | 13.48 | --- | --- | -15.70 | 13.48 | -3.97 |
| 6° | --- | --- | --- | -9.81 | 13.48 | 8.54 | 17.81 | -22.11 | 17.81 | -22.11 | 17.81 | +0.08 |
| 5° | --- | --- | --- | -17.73 | 17.81 | 8.70 | 13.48 | -22.07 | 13.48 | -22.07 | 13.48 | -4.29 |
| 4° | --- | --- | --- | -14.38 | 13.48 | 3.64 | 17.81 | -23.26 | 17.81 | -23.26 | 17.81 | +0.96 |
| 3° | --- | --- | --- | -18.08 | 17.81 | 6.59 | 13.48 | -20.26 | 13.48 | -20.26 | 13.48 | -1.67 |
| 2° | -7.04 | 9.00 | +1.47 | -12.88 | 13.48 | 4.20 | 17.81 | -20.54 | 17.81 | -20.54 | 17.81 | +3.65 |
| 1° | -9.02 | 6.69 | +1.37 | -14.42 | 17.81 | 6.88 | 13.48 | -17.70 | 13.48 | -17.70 | 13.48 | +1.34 |

MOMENTOS EXTREMOS DE VIGAS DE PORTIGO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA : $1.25 (D + L_4 + S)$ en Ton-m.

| EJES NIV. | A | | A-B | | B | | B-C | | C | | C-D | | D | |
|--------------|-------|------|-------|-------|--------|-------|------|------|-------|--------|-------|--------|-------|-------|
| | DER. | IZQ. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | | |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 17.81 | -17.93 | 17.81 | -0.76 |
| 6° | — | — | — | — | -10.03 | 13.48 | — | — | +7.81 | -20.05 | 13.48 | — | 13.48 | -3.23 |
| 5° | — | — | — | — | -17.52 | 17.81 | — | — | +9.28 | -24.33 | 17.81 | — | 17.81 | -1.09 |
| 4° | — | — | — | — | -14.56 | 13.48 | — | — | +3.20 | -20.85 | 13.48 | — | 13.48 | -2.17 |
| 3° | — | — | — | — | -17.97 | 17.81 | — | — | +6.97 | -22.72 | 17.81 | — | 17.81 | +1.43 |
| 2° | -6.91 | — | 9.00 | +1.87 | -15.70 | 17.81 | — | — | +6.76 | -18.13 | 13.48 | — | 13.48 | +0.52 |
| 1° | -9.04 | — | 6.69 | +1.27 | -14.34 | 17.81 | — | — | +7.11 | -20.33 | 17.81 | — | 17.81 | +4.35 |

MOMENTOS EXTREMOS DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA: $1.25 (D + L_5 + S)$ en Ton-m.

| EJES | A | | A-B | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
|------|--------|------|-------|-------|--------|-------|--------|--------|-------|------|--------|-------|-------|
| | DER. | IZQ. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. | DER. | ISOS. | IZQ. |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -17.51 | 17.81 | -1.57 |
| 6° | — | — | — | — | -11.63 | 17.81 | +11.28 | -23.03 | 17.81 | — | -23.03 | 17.81 | -0.39 |
| 5° | — | — | — | — | -17.78 | 17.81 | +9.19 | -24.29 | 17.81 | — | -24.29 | 17.81 | -1.06 |
| 4° | — | — | — | — | -16.98 | 17.81 | +6.34 | -23.75 | 17.81 | — | -23.75 | 17.81 | +0.72 |
| 3° | — | — | — | — | -18.10 | 17.81 | +6.88 | -22.76 | 17.81 | — | -22.76 | 17.81 | +1.42 |
| 2° | -7.04 | — | 9.00 | +1.74 | -15.55 | 17.81 | +6.96 | -20.84 | 17.81 | — | -20.84 | 17.81 | +3.70 |
| 1° | -10.15 | — | 9.00 | +2.77 | -14.50 | 17.81 | +7.01 | -20.36 | 17.81 | — | -20.36 | 17.81 | +4.34 |

MOMENTOS EXTERMINOS DE VICAS DE FORNICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA : (0.9 D + 1.1 S) en Tor- m.

| NIV. | A | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-----|------|--------|
| | DER. | ISOS. | IZ. | DER. | ISOS. | IZ. | DER. | ISOS. | IZ. | | |
| 7° | — | — | — | — | — | — | +3.41 | 9.70 | — | 9.70 | +14.80 |
| 6° | — | — | — | -0.15 | 9.70 | +9.64 | +2.50 | 9.70 | — | 9.70 | +16.84 |
| 5° | — | — | — | +0.40 | 9.70 | +9.65 | +4.40 | 9.70 | — | 9.70 | +17.84 |
| 4° | — | — | — | -0.59 | 9.70 | +12.02 | +3.93 | 9.70 | — | 9.70 | +16.27 |
| 3° | — | — | — | +0.81 | 9.70 | +11.74 | +3.06 | 9.70 | — | 9.70 | +15.66 |
| 2° | +1.08 | 4.82 | +8.78 | -3.40 | 9.70 | +10.89 | +1.42 | 9.70 | — | 9.70 | +13.84 |
| 1° | +2.65 | 4.82 | +7.57 | -3.69 | 9.70 | +10.98 | +0.99 | 9.70 | — | 9.70 | +13.10 |

MOVIMIENTOS EXTERNOS DE VIGAS DE PÓRTICO PRINCIPAL 4-4

SISTEMA : (0.9 D + 1.1 S) en Ton-m.

| NIV. | EJES A | | A-B | | B | | B-C | | C | | C-D | | D |
|------|--------|-----|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|---|
| | DER. | IZ. | ISOS. | IZ. | DER. | ISOS. | IZ. | DER. | ISOS. | IZ. | ISOS. | IZ. | |
| 7° | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | 9.70 | -4.54 | |
| 6° | — | — | — | — | -7.79 | 9.70 | +5.32 | -16.10 | 9.70 | -4.22 | 9.70 | -4.22 | |
| 5° | — | — | — | — | -12.06 | 9.70 | +3.91 | -17.38 | 9.70 | -4.91 | 9.70 | -4.91 | |
| 4° | — | — | — | — | -11.29 | 9.70 | +1.42 | -16.91 | 9.70 | -3.35 | 9.70 | -3.35 | |
| 3° | — | — | — | — | -12.37 | 9.70 | +1.86 | -16.04 | 9.70 | -2.74 | 9.70 | -2.74 | |
| 2° | -4.94 | — | 4.82 | -0.09 | -9.76 | 9.70 | +2.13 | -14.36 | 9.70 | -0.09 | 9.70 | -0.09 | |
| 1° | -7.41 | — | 4.82 | +0.09 | -8.89 | 9.70 | +2.14 | -13.93 | 9.70 | -0.16 | 9.70 | -0.16 | |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | (1.5 D + 1.8 L ₁) ton. | | | | | | | | (1.5 D + 1.8 L ₂) ton. | | | | | | | |
|-------|-------------------------------------|------|--------|--------|--------|--------|--------|------|-------------------------------------|------|------|------|--------|--------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | — | — | — | + 9.38 | +13.04 | +13.04 | +13.04 | — | — | — | — | — | + 9.38 | +12.31 | +12.31 | +12.31 |
| HIP. | — | — | — | — | + 0.82 | - 0.82 | + 0.82 | — | — | — | — | — | — | - 0.08 | - 0.08 | + 0.08 |
| 7° | — | — | — | + 9.38 | +13.86 | +13.86 | +13.86 | — | — | — | — | — | + 9.38 | +12.23 | +12.23 | +12.39 |
| ISOS. | — | — | +17.06 | +17.06 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | — | — | — | — | — | +12.31 | +17.06 | +17.06 | +17.06 |
| HIP. | — | — | - 1.32 | + 1.32 | - 0.59 | + 0.59 | - 0.59 | — | — | — | — | — | - 1.28 | - 0.16 | - 0.16 | + 0.16 |
| 6° | — | — | +15.74 | +18.38 | +12.90 | +12.90 | +11.72 | — | — | — | — | — | +12.03 | +16.90 | +16.90 | +17.22 |
| ISOS. | — | — | +12.31 | +12.31 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | — | — | — | — | — | +17.06 | +12.31 | +12.31 | +12.31 |
| HIP. | — | — | - 0.42 | + 0.42 | - 0.28 | - 0.28 | + 0.28 | — | — | — | — | — | - 0.03 | + 0.28 | + 0.28 | - 0.28 |
| 5° | — | — | +11.89 | +12.73 | +16.78 | +16.78 | +17.34 | — | — | — | — | — | +17.03 | +12.59 | +12.59 | +12.03 |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | (1.5 D + 1.8 L ₁) ton. | | | | | | | | (1.5 D + 1.8 L ₂) ton. | | | | | | | |
|-------|------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | - | - | +17.06 | +17.06 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | - | - | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +17.06 | +17.06 |
| HIP. | - | - | - 0.28 | + 0.28 | + 0.20 | - 0.20 | - 0.20 | - 0.20 | - | - | - 1.69 | + 1.69 | - 0.18 | + 0.18 | + 0.18 | + 0.18 |
| 4° | - | - | +16.78 | +17.34 | +12.51 | -12.11 | -12.11 | -12.11 | - | - | +10.62 | +14.00 | +16.88 | +16.88 | +17.24 | +17.24 |
| ISOS. | - | - | +12.31 | +12.31 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | - | - | +17.06 | +17.06 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 |
| HIP. | - | - | - 0.39 | + 0.39 | - 0.20 | + 0.20 | + 0.20 | + 0.20 | - | - | - 0.37 | + 0.37 | + 0.18 | + 0.18 | - 0.18 | - 0.18 |
| 3° | - | - | +11.92 | +12.70 | +16.86 | +17.26 | +17.26 | +17.26 | - | - | +16.69 | +17.43 | +12.49 | +12.49 | +12.13 | +12.13 |
| ISOS. | + 8.68 | + 8.68 | +17.06 | +17.06 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.28 | +12.28 | +12.31 | +12.31 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 |
| HIP. | - 1.30 | + 1.30 | - 0.05 | + 0.05 | + 0.12 | - 0.12 | - 0.12 | - 0.12 | - 1.12 | + 1.12 | - 0.02 | + 0.02 | - 0.12 | + 0.12 | + 0.12 | + 0.12 |
| 2° | + 7.38 | + 9.98 | +17.01 | +17.11 | +12.43 | +12.19 | +12.19 | +12.19 | +11.16 | +13.40 | +12.29 | +12.33 | +16.94 | +16.94 | +17.18 | +17.18 |
| ISOS. | +12.28 | +12.28 | +12.31 | +12.31 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | + 8.68 | + 8.68 | +17.06 | +17.06 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 |
| HIP. | - 1.56 | + 1.56 | - 0.08 | + 0.08 | - 0.08 | + 0.08 | + 0.08 | + 0.08 | - 0.77 | + 0.77 | + 0.01 | + 0.01 | + 0.18 | + 0.18 | - 0.18 | - 0.18 |
| 1° | +10.72 | +13.84 | +12.23 | +12.39 | +16.98 | +17.14 | +17.14 | +17.14 | + 7.91 | + 9.45 | +17.05 | +17.07 | +12.49 | +12.49 | +12.13 | +12.13 |

FUERZAS CORTANTES DE VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | (1.5 D + 1.8 L ₃) ton. | | | | | | (1.5 D + 1.8 L ₄) ton. | | | | | | | | | |
|-------|-------------------------------------|------|--------|--------|--------|--------|-------------------------------------|------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | — | — | — | +12.14 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | — | — | — | — | +12.14 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | — |
| HIP. | — | — | — | — | +0.16 | -0.16 | -0.16 | — | — | — | — | — | — | -1.35 | +1.35 | — |
| 7° | — | — | — | +12.14 | +12.47 | +12.15 | +12.15 | — | — | — | — | +12.14 | +15.71 | +15.71 | +18.41 | — |
| ISOS. | — | — | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | — | — | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | — |
| HIP. | — | — | -1.64 | +1.64 | -1.43 | +1.43 | +1.43 | — | — | — | -1.03 | -1.03 | +1.03 | +0.32 | +0.32 | -0.32 |
| 6° | — | — | +15.42 | +18.70 | +15.63 | +18.49 | +18.49 | — | — | — | +11.28 | +13.34 | +13.34 | +12.63 | +12.63 | +11.99 |
| ISOS. | — | — | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | — | — | — | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | — |
| HIP. | — | — | -0.25 | +0.25 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | — | — | — | -0.52 | +0.52 | +0.52 | -0.85 | -0.85 | +0.85 |
| 5° | — | — | +12.06 | +12.56 | +12.31 | +12.31 | +12.31 | — | — | — | +16.54 | +17.58 | +17.58 | +16.21 | +16.21 | +17.91 |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | | (1.5 D + 1.8 L ₅) ton. | | | | | | | |
|-------|--|------------------------------------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | A | | B | | C | | D | |
| | | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | | — | — | — | +12.14 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 |
| HIP. | | — | — | — | — | — | — | - 0.24 | + 0.24 |
| 7° | | — | — | — | +12.14 | +17.06 | +17.06 | +16.82 | +17.30 |
| ISOS. | | — | — | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 |
| HIP. | | — | — | - 1.54 | + 1.54 | + 0.21 | + 0.21 | + 0.21 | - 0.21 |
| 6° | | — | — | +15.52 | +18.60 | +17.27 | +18.60 | +17.27 | +16.85 |
| ISOS. | | — | — | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 |
| HIP. | | — | — | - 0.42 | + 0.42 | + 0.01 | + 0.42 | + 0.01 | - 0.01 |
| 5° | | — | — | +16.64 | +16.64 | +17.07 | +16.64 | +17.07 | +17.05 |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | | (1.5 D + 1.8 I ₅) ton. | | | | | | | |
|-------|--|-------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | A | | B | | C | | D | |
| | | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | | --- | --- | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 |
| HIP. | | --- | --- | - 1.65 | + 1.65 | + 0.01 | - 0.01 | | |
| 4° | | --- | --- | +15.41 | +18.71 | +17.07 | +17.05 | | |
| ISOS. | | --- | --- | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | | |
| HIP. | | --- | --- | - 0.89 | + 0.89 | + 0.01 | - 0.01 | | |
| 3° | | --- | --- | +16.17 | +17.95 | +17.07 | +17.05 | | |
| ISOS. | | +12.28 | +12.28 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | | |
| HIP. | | - 3.69 | + 3.69 | - 0.05 | + 0.05 | 0 | 0 | | |
| 2° | | + 8.59 | +15.97 | +17.01 | +17.11 | +17.06 | +17.06 | | |
| ISOS. | | +12.28 | +12.28 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | +17.06 | | |
| HIP. | | - 3.90 | + 3.90 | - 0.11 | + 0.11 | 0 | 0 | | |
| 1° | | + 8.38 | +16.18 | +16.95 | +17.17 | +17.06 | +17.06 | | |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | 1.25 ($D + L_1 + \vec{S}$) ton. | | | | | | 1.25 ($D + L_1 + \overleftarrow{S}$) ton. | | | | | | | | | |
|-------|-----------------------------------|------|--------|--------|--------|--------|---|------|------|--------|--------|------|------|--------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | — | — | — | — | +10.37 | +10.37 | — | — | — | — | — | — | — | — | +7.85 | +7.85 |
| HIP. | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 7° | — | — | — | — | +5.95 | +14.79 | — | — | — | — | — | — | — | — | +11.08 | +4.62 |
| ISOS. | — | — | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | — | — | — | +10.26 | +10.26 | — | — | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 6° | — | — | +11.20 | +15.94 | +6.41 | +14.11 | — | — | — | +10.48 | +10.04 | — | — | +18.30 | +8.84 | — |
| ISOS. | — | — | +10.26 | +10.26 | +13.57 | +13.57 | — | — | — | +13.57 | +13.57 | — | — | +10.26 | +10.26 | +10.26 |
| HIP. | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| 5° | — | — | +7.96 | +12.56 | +8.55 | +18.59 | — | — | — | +15.20 | +11.94 | — | — | +14.89 | +5.63 | — |

FUERZAS CORRIENTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | 1.25 (D + L ₁ + S) ten. | | | | | | | | | | | | 1.25 (D + L ₁ + S) ton. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|------|------|------|--------|--------|--|--|--|
| | A | | | | B | | | | C | | | | D | | | | A | | | | B | | | | C | | | | D | | | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | | | | |
| ISOS. | — | — | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | +10.26 | +10.26 | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | — | — | — | — | — | — | +13.57 | +13.57 | | | |
| HIP. | — | — | - 2.54 | + 2.54 | - 4.24 | + 4.24 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | - 4.24 | + 4.24 | - 2.08 | + 2.08 | + 4.52 | + 4.52 | — | — | — | — | — | — | - 4.52 | - 4.52 | | | |
| 4° | — | — | +11.03 | +16.11 | + 6.02 | +14.50 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | +13.57 | +13.57 | + 8.18 | +12.34 | +18.09 | +18.09 | — | — | — | — | — | — | + 9.05 | + 9.05 | | | |
| ISOS. | — | — | +10.26 | +10.26 | +13.57 | +13.57 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | — | — | — | — | — | — | +10.26 | +10.26 | | | |
| HIP. | — | — | - 2.81 | + 2.81 | - 4.19 | + 4.19 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | - 4.19 | + 4.19 | - 2.18 | + 2.18 | + 3.92 | + 3.92 | — | — | — | — | — | — | - 3.92 | - 3.92 | | | |
| 3° | — | — | + 7.45 | +13.07 | + 9.38 | +17.76 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | + 9.38 | +17.76 | +11.39 | +15.75 | +14.18 | +14.18 | — | — | — | — | — | — | + 6.34 | + 6.34 | | | |
| ISOS. | +7.23 | + 7.23 | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | + 9.73 | + 9.73 | +10.26 | +10.26 | + 9.73 | + 9.73 | + 9.73 | + 9.73 | + 9.73 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | — | — | — | — | +13.57 | +13.57 | | | |
| HIP. | -3.27 | + 3.27 | - 1.49 | + 1.49 | - 3.22 | + 3.22 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | - 3.22 | + 3.22 | - 1.63 | + 1.63 | + 3.39 | + 3.39 | — | — | — | — | — | — | - 3.39 | - 3.39 | | | |
| 2° | +3.96 | +10.50 | -12.08 | +15.06 | + 7.04 | +13.48 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | + 7.04 | +13.48 | + 8.63 | +11.89 | +16.96 | +16.96 | — | — | — | — | — | — | +10.18 | +10.18 | | | |
| ISOS. | +9.73 | + 9.73 | +10.26 | +10.26 | +13.57 | +13.57 | + 7.23 | + 7.23 | +13.57 | +13.57 | + 7.23 | + 7.23 | + 7.23 | + 7.23 | + 7.23 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | — | — | — | — | +10.26 | +10.26 | | | |
| HIP. | -3.34 | + 3.34 | - 1.59 | + 1.59 | - 3.11 | + 3.11 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | - 3.11 | + 3.11 | - 1.45 | + 1.45 | + 0.45 | + 0.45 | — | — | — | — | — | — | - 0.45 | - 0.45 | | | |
| 1° | +6.39 | +13.07 | + 8.67 | +11.85 | +10.46 | +16.68 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | +10.46 | +16.68 | +12.12 | +15.02 | +10.71 | +10.71 | — | — | — | — | — | — | + 9.81 | + 9.81 | | | |

FUERZAS CORRIENTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | 1.25 (D + L ₂ + S) ton. | | | | | | | | 1.25 (D + L ₂ + S) ton. | | | | | | | |
|-------|--------------------------------------|------|------|---------|---------|------|------|------|--------------------------------------|---------|------|------|---------|---------|---------|--|
| | ← | | | | → | | | | ← | | | | → | | | |
| | A | B | | C | D | A | B | | C | D | A | B | | C | D | |
| DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | |
| ISOS. | --- | --- | --- | MIN | + 7.85 | --- | --- | --- | + 7.85 | --- | --- | --- | MIN | + 7.85 | + 7.85 | |
| HIP. | --- | --- | --- | --- | + 4.42 | --- | --- | --- | + 4.42 | --- | --- | --- | --- | + 3.75 | - 3.75 | |
| 7° | --- | --- | --- | --- | + 3.43 | --- | --- | --- | + 3.43 | --- | --- | --- | --- | + 11.60 | + 4.10 | |
| ISOS. | --- | --- | --- | + 10.26 | + 13.57 | --- | --- | --- | + 10.26 | + 13.57 | --- | --- | + 10.26 | + 13.57 | + 13.57 | |
| HIP. | --- | --- | --- | - 2.37 | + 3.85 | --- | --- | --- | - 2.37 | + 3.85 | --- | --- | - 0.24 | + 4.20 | - 4.20 | |
| 6° | --- | --- | --- | + 7.89 | + 12.63 | --- | --- | --- | + 7.89 | + 12.63 | --- | --- | + 10.02 | + 17.77 | + 9.37 | |
| ISOS. | --- | --- | --- | + 13.57 | + 10.26 | --- | --- | --- | + 13.57 | + 10.26 | --- | --- | + 13.57 | + 10.26 | + 10.26 | |
| HIP. | --- | --- | --- | - 2.30 | + 5.02 | --- | --- | --- | - 2.30 | + 5.02 | --- | --- | - 1.72 | + 5.02 | - 5.02 | |
| 5° | --- | --- | --- | + 11.27 | + 15.87 | --- | --- | --- | + 11.27 | + 15.87 | --- | --- | + 11.85 | + 15.28 | + 5.24 | |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | 1.25 ($D + L_2 + \vec{S}$) ton. | | | | | | 1.25 ($D + L_2 + \vec{S}$) ton. | | | | | | | | | |
|-------|-----------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-----------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | — | — | +10.26 | +10.26 | +13.57 | +13.57 | — | — | — | — | +10.26 | +10.26 | +13.57 | +13.57 | — | — |
| HIP. | — | — | - 2.54 | + 2.54 | - 4.24 | + 4.24 | — | — | — | — | + 2.05 | - 2.05 | + 4.25 | - 4.25 | — | — |
| 4° | — | — | + 7.72 | +12.80 | + 9.33 | +17.81 | — | — | — | — | +12.31 | + 8.21 | +17.82 | + 9.32 | — | — |
| ISOS. | — | — | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | — | — | — | — | +13.57 | +13.57 | +10.16 | +10.26 | — | — |
| HIP. | — | — | - 2.81 | + 2.81 | - 4.19 | + 4.19 | — | — | — | — | + 2.19 | - 2.19 | + 4.18 | - 4.18 | — | — |
| 3° | — | — | +10.76 | +16.38 | + 6.07 | +14.45 | — | — | — | — | +15.76 | +11.38 | +14.44 | + 6.08 | — | — |
| ISOS. | 9.73 | + 9.73 | +10.26 | +10.26 | +13.57 | +13.57 | + 9.73 | + 9.73 | + 9.73 | + 9.73 | +10.26 | +10.26 | +13.57 | +13.57 | — | — |
| HIP. | -3.32 | + 3.32 | - 1.49 | + 1.49 | - 3.22 | + 3.22 | + 1.06 | + 1.06 | + 1.06 | + 1.06 | + 1.65 | - 1.65 | + 3.22 | - 3.22 | — | — |
| 2° | +6.41 | +13.05 | + 8.77 | +11.75 | +10.35 | +16.79 | +10.79 | +10.79 | +10.79 | +10.79 | +11.91 | + 8.61 | +16.79 | +10.35 | — | — |
| ISOS. | +7.23 | + 7.23 | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | + 7.23 | + 7.23 | + 7.23 | + 7.23 | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | — | — |
| HIP. | -2.02 | + 2.02 | - 1.59 | + 1.59 | - 3.11 | + 3.11 | + 1.46 | + 1.46 | + 1.46 | + 1.46 | + 1.44 | - 1.44 | + 3.12 | - 3.12 | — | — |
| 1° | +5.21 | + 9.25 | +11.98 | +15.16 | + 7.15 | +13.37 | + 8.69 | + 8.69 | + 8.69 | + 8.69 | +15.01 | +12.13 | +13.38 | + 7.14 | — | — |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | 1.25 ($D + L_3 + \vec{S}$) | | | | | | 1.25 ($D + L_3 + \overleftarrow{S}$) | | | | | | | | | |
|------------------|------------------------------|------|--------|--------|--------|--------|--|--------|------|------|------|------|--------|--------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | IZQ. | DER. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | IZQ. | DER. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | — | — | — | — | MIN | + 7.85 | + 7.85 | + 7.85 | — | — | — | — | MIN | — | + 7.85 | + 7.85 |
| HIP. | — | — | — | — | — | - 3.02 | + 3.02 | + 3.02 | — | — | — | — | — | — | + 3.92 | - 3.92 |
| $\Sigma 7^\circ$ | — | — | — | — | — | + 4.83 | +10.87 | +10.87 | — | — | — | — | — | +11.77 | + 3.93 | + 3.93 |
| ISOS. | — | — | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | — | — | — | — | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | — | — | - 2.59 | + 2.59 | + 2.59 | - 4.15 | + 4.15 | + 4.15 | — | — | — | — | - 0.01 | + 0.01 | + 4.42 | - 4.42 |
| $\Sigma 6^\circ$ | — | — | +10.98 | +16.16 | +16.16 | + 9.42 | +17.72 | +17.72 | — | — | — | — | +13.58 | +17.99 | + 9.15 | + 9.15 |
| ISOS. | — | — | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | — | — | — | — | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 |
| HIP. | — | — | - 2.19 | + 2.19 | + 2.19 | - 4.82 | + 4.82 | + 4.82 | — | — | — | — | + 1.75 | + 4.82 | - 4.82 | - 4.82 |
| $\Sigma 5^\circ$ | — | — | + 8.07 | +12.45 | +12.45 | + 5.44 | +15.08 | +15.08 | — | — | — | — | +12.01 | +15.08 | + 5.44 | + 5.44 |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4:

| | 1.25 (D + L ₃ + \vec{S}) | | | | | | 1.25 (D + L ₃ + \overleftarrow{S}) | | | | | | | | | |
|-------|---|--------|--------|--------|--------|--------|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | - | - | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | - | - | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | - | - | - 2.64 | + 2.64 | - 4.37 | + 4.37 | + 4.37 | + 4.37 | - | - | + 1.97 | - 1.97 | + 4.39 | - 4.39 | + 4.39 | - 4.39 |
| Σ 4° | - | - | +10.93 | +16.21 | + 9.20 | +17.94 | +17.94 | +17.94 | - | - | +15.54 | +11.60 | +17.96 | + 9.18 | +17.96 | + 9.18 |
| ISOS. | - | - | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | - | - | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 |
| HIP. | - | - | - 2.72 | + 2.72 | - 4.05 | + 4.05 | + 4.05 | + 4.05 | - | - | + 2.27 | - 2.27 | + 4.06 | - 4.06 | + 4.06 | - 4.06 |
| Σ 3° | - | - | + 7.54 | +12.98 | + 6.21 | +14.31 | +14.31 | +14.31 | - | - | +12.53 | + 7.99 | +14.32 | + 6.20 | +14.32 | + 6.20 |
| ISOS. | + 7.23 | + 7.23 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | + 7.23 | + 7.23 | + 7.23 | + 7.23 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | - 3.23 | + 3.23 | - 1.79 | + 1.79 | - 3.31 | + 3.31 | + 3.31 | + 3.31 | + 1.60 | - 1.60 | + 1.60 | - 1.60 | + 3.30 | - 3.30 | + 3.30 | - 3.30 |
| Σ 2° | + 4.00 | +10.46 | +11.78 | +15.36 | +10.26 | +16.88 | +16.88 | +16.88 | + 8.83 | + 5.63 | + 5.63 | + 5.63 | +16.87 | +10.27 | +16.87 | +10.27 |
| ISOS. | + 9.73 | + 9.73 | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | + 9.73 | + 2.73 | + 2.73 | + 2.73 | +13.57 | +10.26 | +13.57 | +10.26 |
| HIP. | - 2.71 | + 2.71 | - 1.56 | + 1.56 | - 3.01 | + 3.01 | + 3.01 | + 3.01 | + 0.15 | - 0.15 | - 0.15 | - 0.15 | + 3.10 | - 3.10 | + 3.10 | - 3.10 |
| Σ 1° | + 7.02 | +12.44 | +12.01 | +15.13 | + 7.25 | +13.27 | +13.27 | +13.27 | + 9.88 | + 9.58 | + 9.58 | + 9.58 | +15.05 | +12.09 | +15.05 | + 7.16 |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | 1.25 (D + L ₄ + S) | | | | | | 1.25 (D + L ₄ + S) | | | | | | | | | |
|-------|---------------------------------|------|--------|--------|--------|--------|---------------------------------|------|------|------|------|------|--------|--------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | | | | MIN | +13.57 | +13.57 | | | | | | MIN | +13.57 | +13.57 | | |
| HIP. | | | | | - 4.09 | + 4.09 | | | | | | | | - 3.56 | + 3.56 | |
| Σ 7° | | | | | + 9.48 | +17.66 | | | | | | | | +17.13 | +10.01 | |
| ISOS. | | | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | | | | | | | | +10.26 | +10.26 | +10.26 |
| HIP. | | | - 2.16 | + 2.16 | - 4.14 | + 4.14 | | | | | | | | + 0.42 | - 0.42 | - 3.18 |
| Σ 6° | | | + 8.10 | +12.42 | + 6.12 | +14.40 | | | | | | | | +10.68 | + 9.84 | + 7.08 |
| ISOS. | | | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | | | | | | | | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | | | - 2.37 | + 2.37 | - 4.80 | + 4.80 | | | | | | | | + 1.57 | - 1.57 | - 4.84 |
| Σ 5° | | | +11.20 | +15.94 | + 8.77 | +18.37 | | | | | | | | +15.14 | +12.00 | + 8.73 |

FUERZAS CORTANTES EN VIGAS DE PORTICO PRINCIPAL 4-4 :

| | 1.25 (D + L ₄ + \vec{S}) | | | | | | 1.25 (D + L ₄ + \overleftarrow{S}) | | | | | | | | | |
|-------------|---|--------|--------|--------|--------|--------|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | | | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | | | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 |
| HIP. | | | - 2.45 | + 2.45 | - 4.37 | + 4.37 | + 4.37 | + 4.37 | | | + 2.16 | - 2.16 | + 4.38 | - 4.38 | - 4.38 | - 4.38 |
| Σ 4° | | | + 7.81 | +12.71 | + 5.89 | +14.63 | +14.63 | +14.63 | | | +12.42 | + 8.10 | +14.64 | + 5.88 | +14.64 | + 5.88 |
| ISOS. | | | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | | | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | | | - 2.90 | + 2.90 | - 4.06 | + 4.06 | + 4.06 | + 4.06 | | | + 2.10 | - 2.10 | + 4.60 | - 4.60 | + 4.60 | - 4.60 |
| Σ 3° | | | +10.67 | +16.47 | + 9.51 | +17.63 | +17.63 | +17.63 | | | +15.67 | +11.47 | +18.17 | + 8.97 | +18.17 | + 8.97 |
| ISOS. | +9.73 | + 9.73 | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | + 9.73 | +9.73 | +13.57 | +13.57 | +10.26 | +10.26 | +10.26 | +10.26 |
| HIP. | -3.46 | + 3.46 | - 1.87 | + 1.87 | - 3.25 | + 3.25 | + 3.25 | + 3.25 | + 1.36 | - 1.36 | + 1.70 | - 1.70 | + 3.35 | - 3.35 | + 3.35 | - 3.35 |
| Σ 2° | +6.27 | +13.19 | +11.70 | +15.44 | + 7.01 | +13.51 | +13.51 | +13.51 | +11.09 | + 8.37 | +15.27 | +11.87 | +13.61 | + 6.91 | +13.61 | + 6.91 |
| ISOS. | +7.23 | + 7.23 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | + 7.23 | + 7.23 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | -3.28 | + 3.28 | - 1.66 | + 1.66 | - 3.06 | + 3.06 | + 3.06 | + 3.06 | + 2.10 | - 2.10 | + 1.38 | - 1.38 | + 3.04 | - 3.04 | + 3.04 | - 3.04 |
| Σ 1° | +3.95 | +10.51 | +11.91 | +15.23 | +10.51 | +16.63 | +16.63 | +16.63 | + 9.33 | + 5.13 | +14.95 | +12.19 | +16.61 | +10.53 | +16.61 | +10.53 |

| | 1.25 (D + L ₅ + \vec{s}) | | | | | | 1.25 (D + L ₅ + \overleftarrow{s}) | | | | | | | | | |
|-------------|---|--------|--------|--------|--------|--------|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | | | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | | | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | | | - 2.60 | + 2.60 | - 4.34 | + 4.34 | | | | | + 2.03 | - 2.03 | + 4.66 | - 4.66 | | |
| Σ 4° | | | +10.97 | +16.17 | + 9.23 | +17.91 | | | | | +15.60 | +11.54 | +18.23 | + 8.91 | | |
| ISOS. | | | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | | | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | | | - 2.85 | + 2.85 | - 4.05 | + 4.05 | | | | | + 2.14 | - 2.14 | + 4.39 | - 4.39 | | |
| Σ 3° | | | +10.72 | +16.42 | + 9.52 | +17.62 | | | | | +15.71 | +11.43 | +17.96 | + 9.18 | | |
| ISOS. | +9.73 | + 9.73 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | + 9.73 | + 9.73 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | -3.39 | + 3.39 | - 1.57 | + 1.57 | - 3.30 | + 3.30 | + 3.30 | + 3.30 | + 1.01 | -1.01 | + 1.64 | - 1.64 | + 3.26 | - 3.26 | | |
| Σ 2° | +6.34 | +13.12 | +12.00 | +15.14 | +10.27 | +16.87 | +16.87 | +16.87 | +10.74 | +8.72 | +15.21 | +11.93 | +16.83 | +10.31 | | |
| ISOS. | +9.73 | + 9.73 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | + 9.73 | + 9.73 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 | +13.57 |
| HIP. | -3.39 | + 3.39 | - 1.50 | + 1.50 | - 2.81 | + 2.81 | + 2.81 | + 2.81 | + 1.41 | -1.41 | + 1.43 | - 1.43 | + 3.05 | - 3.05 | | |
| Σ 1° | +6.34 | +13.12 | +12.07 | +15.07 | +10.76 | +16.38 | +16.38 | +16.38 | +11.14 | +8.32 | 15.00 | +12.14 | +16.62 | +10.52 | | |

| | (0.9 D + 1.1 \vec{S}) | | | | | | | | (0.9 D + 1.1 \overleftarrow{S}) | | | | | | | |
|-------------|---------------------------|------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|-------------------------------------|------|------|------|--------|---------|--------|--------|
| | A | | B | | C | | D | | A | | B | | C | | D | |
| | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. | DER. | IZQ. |
| ISOS. | | | | | | MIN | + 5.67 | + 5.67 | | | | | MIN | + 5.67 | + 5.67 | |
| HIP. | | | | | | | + 3.47 | - 3.47 | | | | | | | | - 3.26 |
| Σ 7° | | | | | | | + 9.14 | + 2.20 | | | | | | | | + 2.41 |
| ISOS. | | | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | | | | | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 |
| HIP. | | | - 1.81 | + 1.81 | - 3.68 | + 3.68 | + 3.68 | - 3.68 | | | | | - 0.47 | + 0.47 | - 3.87 | - 3.87 |
| Σ 6° | | | + 5.59 | + 9.21 | + 3.72 | + 11.08 | + 11.08 | + 3.72 | | | | | + 6.93 | + 11.27 | + 3.53 | + 3.53 |
| ISOS. | | | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | | | | | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 | + 7.40 |
| HIP. | | | - 1.91 | + 1.91 | - 4.24 | + 4.24 | + 4.24 | - 4.24 | | | | | - 1.56 | + 1.56 | - 4.25 | - 4.25 |
| Σ 5° | | | + 5.49 | + 9.31 | + 3.16 | + 11.64 | + 11.64 | + 3.16 | | | | | + 5.84 | + 11.65 | + 3.15 | + 3.15 |

| | | MOMENTOS MAXIMOS EN COLUMNAS PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | | | |
|-------|--|--|-------|-------|-------|-------|-------|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 1.5 D + 1.8 L ₁ | | | | | | 1.5 D + 1.8 L ₂ | | | | | |
| NIVEL | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | |
| | | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | | — | — | — | — | +2.35 | -1.02 | — | — | — | — | +0.76 | +0.95 |
| 6° | | — | — | +9.28 | +5.16 | -2.28 | -0.19 | — | — | +6.59 | +5.35 | +0.11 | -0.91 |
| 5° | | — | — | +4.61 | +6.57 | +2.09 | -0.81 | — | — | +7.99 | +5.18 | -2.32 | + .32 |
| 4° | | — | — | +7.12 | +5.69 | -2.76 | +0.92 | — | — | +4.87 | +7.35 | +2.07 | -1.63 |
| 3° | | — | — | +3.95 | +3.64 | +1.80 | -1.00 | — | — | +5.95 | +2.08 | +1.87 | +0.80 |
| 2° | | +3.21 | +3.34 | +3.78 | +1.97 | -2.66 | +0.78 | +4.54 | +3.00 | +0.10 | +3.28 | +2.66 | -0.88 |
| 1° | | +2.32 | +1.16 | +0.10 | +0.05 | +2.82 | +1.41 | +1.02 | +0.51 | +4.31 | +2.15 | +2.82 | -1.47 |

| MOMENTOS MAXIMOS EN COLUMNAS PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|
| 1.25 (D + L ₁ + \vec{S}) | | | | | | | | | | | | | | |
| NIVEL | 1.5 D + 1.8 L ₅ | | | | | | | | | | | | | |
| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE C | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | — | — | +0.60 | -0.47 | — | — | — | — | — | — | -7.39 | -7.15 |
| 6° | — | — | +9.18 | +6.09 | -1.06 | -0.57 | — | — | +0.97 | +2.33 | -8.30 | -5.32 | — | — |
| 5° | — | — | +7.36 | +6.86 | -0.19 | -0.19 | — | — | -1.27 | +3.58 | -9.13 | -8.21 | — | — |
| 4° | — | — | +6.97 | +7.56 | -0.40 | -0.41 | — | — | +1.24 | +2.40 | -12.17 | -11.28 | — | — |
| 3° | — | — | +5.75 | +3.36 | -0.27 | -0.02 | — | — | -1.82 | -1.38 | -3.20 | -13.02 | — | — |
| 2° | +4.54 | +3.72 | +2.32 | +3.10 | 0.00 | -0.07 | -0.75 | +0.40 | -2.21 | -3.41 | -3.46 | -17.37 | — | — |
| 1° | +1.96 | +0.98 | +2.58 | +1.29 | -0.08 | -0.05 | -1.63 | -0.34 | -1.81 | -8.07 | +1.95 | -20.76 | — | — |

| | | MOMENTOS MAXIMOS EN COLUMNAS | | | | | | PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | |
|--------|--|------------------------------|-------|-------|-------|--------|--------|----------------------------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| | | $1.25 (D + L_2 + \vec{S})$ | | | | | | $1.25 (D + L_3 + \vec{S})$ | | | | | | | |
| SEMIAN | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | | |
| | | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | | |
| 7° | | - | - | - | - | -8.49 | -5.79 | - | - | - | - | - | - | -9.82 | -7.28 |
| 6° | | - | - | -0.90 | +2.46 | -6.64 | -5.79 | - | - | +6.90 | +2.30 | - | - | -7.28 | -5.41 |
| 5° | | - | - | +1.08 | +2.61 | -12.19 | -7.29 | - | - | -1.01 | +3.54 | - | - | -10.73 | -7.80 |
| 4° | | - | - | -3.20 | +3.55 | -8.82 | -13.06 | - | - | +1.12 | +2.49 | - | - | -10.60 | -12.18 |
| 3° | | - | - | -0.47 | -2.47 | -3.31 | -11.77 | - | - | -1.81 | -1.58 | - | - | -4.64 | -12.19 |
| 2° | | +0.18 | +0.16 | -4.77 | -2.49 | +0.24 | -18.53 | -0.71 | +0.36 | -1.99 | -2.27 | -2.00 | -19.18 | | |
| 1° | | -2.53 | -0.80 | +1.12 | -6.61 | +11.38 | -22.76 | -1.70 | -0.38 | -0.43 | -7.38 | -7.95 | -22.45 | | |

| MOMENTOS MAXIMOS EN COLUMNAS PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|--------|--------|--------|---------|---------|---|--------|--------|--------|---------|---------|--|
| SERIE A IN | 1.25 (D + L ₄ + \vec{S}) | | | | | | 1.25 (D + L ₅ + \vec{S}) | | | | | | |
| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | |
| 7° | - | - | - | - | - 8.17 | - 6.45 | - | - | - | - | - 8.61 | - 6.78 | |
| 6° | - | - | - 0.68 | - 1.18 | - 7.33 | - 5.52 | - | - | + 9.10 | + 2.98 | - 7.45 | - 5.55 | |
| 5° | - | - | + 0.87 | + 2.71 | - 10.81 | - 7.78 | - | - | + 0.65 | + 3.78 | - 10.72 | - 7.79 | |
| 4° | - | - | - 0.41 | + 3.29 | - 10.32 | - 11.97 | - | - | + 1.14 | + 3.70 | - 10.52 | - 12.21 | |
| 3° | - | - | - 0.33 | - 1.59 | - 5.16 | - 13.39 | - | - | - 0.61 | - 1.58 | - 4.80 | - 12.41 | |
| 2° | + 0.05 | + 0.16 | - 3.19 | - 2.04 | - 3.13 | - 18.45 | + 0.18 | + 0.66 | - 3.22 | - 4.48 | - 1.61 | - 17.96 | |
| 1° | - 2.48 | - 0.77 | + 0.67 | - 6.83 | + 9.68 | - 21.58 | - 1.88 | - 0.47 | - 0.08 | - 7.21 | + 9.32 | - 21.77 | |

| MOMENTOS MAXIMOS EN COLUMNAS PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------------------|-------|--------|-------|--------|--------|---------------------------------|-------|--------|-------|--------|--------|--------|
| NIVEL | 1.25 (D + L ₁ + S) | | | | | | 1.25 (D + L ₂ + S) | | | | | | |
| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | |
| 7° | — | — | — | — | +10.77 | + 5.44 | — | — | — | — | — | + 9.67 | + 7.01 |
| 6° | — | — | +13.77 | +6.05 | +4.92 | + 4.83 | — | — | +11.90 | +6.18 | + 6.58 | + 4.33 | |
| 5° | — | — | + 9.15 | +6.94 | +8.05 | + 7.07 | — | — | +11.50 | +5.97 | + 8.95 | + 7.99 | |
| 4° | — | — | +10.04 | +7.02 | +8.27 | +12.48 | — | — | + 8.48 | +8.17 | +11.62 | +10.70 | |
| 3° | — | — | + 8.50 | +7.10 | +5.82 | +11.62 | — | — | + 9.89 | +6.01 | + 5.87 | +12.85 | |
| 2° | +6.11 | +4.98 | + 7.93 | +6.75 | -0.24 | +18.45 | +7.04 | +4.74 | +5.37 | +7.67 | + 3.46 | +17.29 | |
| 1° | +5.23 | +2.16 | + 2.45 | +8.41 | -7.43 | +22.70 | +4.33 | +1.70 | +5.46 | +9.87 | - 7.43 | +20.70 | |

| MOMENTOS MAXIMOS EN COLUMNAS PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|-------|--------|-------|--------|--------|---|-------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|
| SETEMIN | 1.25 (D + L ₃ + \overleftarrow{S}) | | | | | | 1.25 (D + L ₄ + \overleftarrow{S}) | | | | | | | |
| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | | |
| 7° | — | — | — | — | + 8.34 | + 5.52 | — | — | — | — | — | — | + 9.99 | + 6.35 |
| 6° | — | — | +13.49 | +6.02 | + 5.94 | + 4.71 | — | — | +12.12 | +6.20 | + 5.89 | + 4.60 | — | — |
| 5° | — | — | + 9.41 | +6.90 | +10.51 | + 7.48 | — | — | +13.29 | +6.07 | +10.33 | + 7.50 | — | — |
| 4° | — | — | + 9.92 | +7.11 | +9.84 | +11.38 | — | — | + 8.39 | +7.91 | +10.12 | +11.79 | — | — |
| 3° | — | — | + 8.55 | +6.90 | +4.54 | +12.45 | — | — | +10.03 | +6.89 | +4.02 | +11.25 | — | — |
| 2° | +6.15 | +5.54 | + 8.15 | +7.89 | +1.22 | +16.64 | +6.91 | +4.04 | + 6.95 | +8.12 | +0.09 | +17.37 | — | — |
| 1° | +5.16 | +2.66 | + 3.83 | +9.10 | -10.81 | +21.01 | +4.06 | +1.73 | + 4.93 | +9.65 | -9.08 | +21.88 | — | — |

| MOMENTOS MAXIMOS EN COLUMNAS PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|--------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|--------|------|-------|-------|--------|
| 1.25 (D + L ₅ + S) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| NIVEL | EJE A | | | EJE B | | | EJE C | | | EJE A | | | EJE B | | | EJE C | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | — | — | + 9.55 | + 6.02 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | -7.54 | - 5.84 |
| 6° | — | — | +13.71 | +6.70 | + 5.77 | + 4.57 | — | — | — | — | -1.64 | +1.00 | -6.28 | - 4.70 | — | — | -6.28 | - 4.70 |
| 5° | — | — | +11.07 | +7.14 | +10.42 | + 7.42 | — | — | — | — | -1.42 | +1.50 | -9.38 | - 6.80 | — | — | -9.38 | - 6.80 |
| 4° | — | — | + 9.94 | +8.32 | + 9.90 | +11.55 | — | — | — | — | -0.85 | +1.25 | -9.16 | -10.63 | — | — | -9.16 | -10.63 |
| 3° | — | — | + 9.75 | +6.90 | + 4.38 | +12.23 | — | — | — | — | -2.06 | -2.28 | -4.26 | -10.89 | — | — | -4.26 | -10.89 |
| 2° | +7.04 | +5.04 | + 6.92 | +7.54 | + 1.61 | +17.86 | -1.08 | -0.43 | -3.46 | -3.13 | -1.42 | -15.79 | — | — | — | — | -1.42 | -15.79 |
| 1° | +4.98 | +2.03 | +4.18 | +2.27 | - 7.44 | +21.62 | -2.18 | -0.69 | -0.75 | -6.69 | +8.21 | -17.14 | — | — | — | — | +8.21 | -17.14 |

0.9 D + 1.1 S

| MOMENTOS MAXIMOS EN COLUMNAS PORTICO PRINCIPAL 4-4 | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|---------|
| 0.9 D + 1.1 S ← | | | | | | | | | |
| | EJE A | | | EJE B | | | EJE C | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | |
| 7° | — | — | — | — | + 8.06 | — | + 5.42 | + 8.06 | + 5.42 |
| 6° | — | — | + 9.61 | + 4.28 | + 5.36 | + 4.22 | + 4.22 | + 5.36 | + 4.22 |
| 5° | — | — | + 7.76 | + 4.44 | + 9.22 | + 6.64 | + 6.64 | + 9.22 | + 6.64 |
| 4° | — | — | + 9.91 | + 5.31 | + 8.82 | + 10.27 | + 10.27 | + 8.82 | + 10.27 |
| 3° | — | — | + 7.04 | + 5.18 | + 3.92 | + 10.79 | + 10.79 | + 3.92 | + 10.79 |
| 2° | +4.94 | +5.17 | + 5.48 | +5.81 | + 1.42 | + 15.73 | + 15.73 | + 1.42 | + 15.73 |
| 1° | +3.84 | +1.51 | + 2.99 | +7.81 | - 8.21 | + 19.10 | + 19.10 | - 8.21 | + 19.10 |

FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS MAXIMOS EN TONELADAS

| NIVEL | ARR. | | ABJ. | | ARR. | | ABJ. | | 1.5 D + 1.8 L ₁ | | | 1.5 D + 1.8 L ₂ | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------------------------|-------|-------|----------------------------|-------|-------|-------|-------|
| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | | EJE B | | | EJE C | | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | — | — | +0.48 | -0.48 | — | — | — | — | — | — | — | — | +0.61 | -0.61 |
| 6° | — | — | +5.15 | -5.15 | -0.88 | +0.88 | — | — | — | — | +4.26 | -4.26 | — | — | -0.29 | +0.29 |
| 5° | — | — | +3.99 | -3.99 | +0.46 | -0.46 | — | — | — | — | +4.70 | -4.70 | — | — | -0.71 | +0.71 |
| 4° | — | — | +4.58 | -4.58 | -0.65 | +0.65 | — | — | — | — | +4.36 | -4.36 | — | — | +0.16 | -0.16 |
| 3° | — | — | +2.71 | -2.71 | +0.29 | -0.29 | — | — | — | — | +2.87 | -2.87 | — | — | +0.95 | -0.95 |
| 2° | +2.34 | -2.34 | +2.05 | -2.05 | -0.67 | +0.67 | +2.69 | -2.69 | +2.69 | -2.69 | +1.18 | -1.18 | +2.69 | -2.69 | +0.64 | -0.64 |
| 1° | +1.24 | -1.24 | +0.05 | -0.05 | +1.51 | -1.51 | +0.55 | -0.55 | +0.55 | -0.55 | +2.30 | -2.30 | +2.30 | -2.30 | +0.48 | -0.48 |

| FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS MAXIMOS EN TONELADAS | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1.5 D + 1.8 L ₃ | | | | | | | | | | | | | | |
| NIVEL | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE D | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | — | — | -0.83 | +0.83 | — | — | — | — | — | — | +0.44 | -0.44 |
| 6° | — | — | +5.0 | -5.0 | -0.42 | +0.42 | — | — | +4.38 | -4.38 | — | — | -0.50 | +0.50 |
| 5° | — | — | +4.11 | -4.11 | -0.10 | +0.10 | — | — | +4.65 | -4.65 | — | — | -0.18 | +0.18 |
| 4° | — | — | +4.56 | -4.56 | -0.31 | +0.31 | — | — | +4.20 | -4.20 | — | — | -0.06 | +0.06 |
| 3° | — | — | +2.56 | -2.56 | -0.08 | +0.08 | — | — | +3.39 | -3.39 | — | — | -0.82 | +0.82 |
| 2° | +2.27 | -2.27 | +2.75 | -2.75 | -0.85 | +0.85 | +2.44 | -2.44 | +2.25 | -2.25 | +2.44 | -2.44 | -1.06 | +1.06 |
| 1° | +1.14 | -1.14 | +1.14 | -1.14 | -1.09 | +1.09 | +0.50 | -0.50 | +1.96 | -1.96 | +0.50 | -0.50 | +0.24 | -0.24 |

1.5 D + 1.8 L₃

1.5 D + 1.8 L₄

| FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS MAXIMOS EN TONELADAS | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| NIVEL | 1.5 D + 1.8 L ₅ | | | | | | 1.25 (D + L ₁ + S) | | | | | |
| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | — | — | +0.05 | -0.05 | — | — | — | — | -5.19 | +5.19 |
| 6° | — | — | +5.45 | -5.45 | -0.58 | +0.58 | — | — | +1.18 | — | -4.86 | +4.86 |
| 5° | — | — | +5.08 | -5.08 | -0.14 | +0.14 | — | — | +0.83 | — | -6.19 | +6.19 |
| 4° | — | — | +5.19 | -5.19 | -0.29 | +0.29 | — | — | +1.30 | -1.30 | -8.38 | +8.38 |
| 3° | — | — | +3.25 | -3.25 | -0.14 | +0.14 | — | — | -1.14 | + | -5.79 | +5.79 |
| 2° | +2.95 | -2.95 | +1.93 | -1.93 | -0.03 | +0.03 | -0.13 | +0.13 | -2.00 | + | -7.44 | +7.44 |
| 1° | +1.05 | -1.05 | +0.92 | -0.92 | -0.05 | +0.05 | -0.70 | +0.70 | -3.53 | + | -6.72 | +6.72 |

| FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS MAXIMOS EN TONELADAS | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|------|-------|--------|--------|
| 1.25 (D + L ₂ + \vec{S}) | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| INCLIN | EJE A | | | EJE B | | | EJE C | | | EJE A | | | EJE B | | | EJE C | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | — | — | — | — | -5.10 | +5.10 | — | — | — | — | — | — | — | — | -6.11 | +6.11 |
| 6° | — | — | +0.56 | -0.56 | -4.44 | +4.44 | -4.44 | +4.44 | — | — | +3.29 | -3.29 | -4.53 | +4.53 | — | — | -4.53 | +4.53 |
| 5° | — | — | +1.32 | -1.32 | -6.95 | +6.95 | -6.95 | +6.95 | — | — | +0.90 | -0.90 | -6.62 | +6.62 | — | — | -6.62 | +6.62 |
| 4° | — | — | +0.13 | -0.13 | -7.81 | +7.81 | -7.81 | +7.81 | — | — | +1.30 | -1.30 | -8.14 | +8.14 | — | — | -8.14 | +8.14 |
| 3° | — | — | -1.05 | +1.05 | -5.39 | +5.39 | -5.39 | +5.39 | — | — | -1.21 | +1.21 | -6.01 | +6.01 | — | — | -6.01 | +6.01 |
| 2° | +0.12 | -0.12 | -2.59 | +2.59 | -6.53 | +6.53 | -6.53 | +6.53 | -0.13 | +0.13 | -1.52 | +1.52 | -7.56 | +7.56 | — | — | -7.56 | +7.56 |
| 1° | -1.19 | +1.19 | -1.96 | +1.96 | -4.06 | +4.06 | -4.06 | +4.06 | -0.74 | +0.74 | -2.79 | +2.79 | -10.86 | +10.86 | — | — | -10.86 | +10.86 |

1.25 (D + L₃ + \vec{S})

| FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS MÁXIMAS EN TONELADAS | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1.25 (D + L ₄ + S̄) | | | | | | | | | | | | | | |
| EJE A | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE B | | EJE C | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | — | — | -5.22 | +5.22 | — | — | — | — | — | — | -5.50 | +5.50 |
| 6° | — | — | -0.66 | +0.66 | -4.59 | +4.59 | — | — | +4.31 | -4.31 | — | — | -4.64 | +4.64 |
| 5° | — | — | +1.28 | -1.28 | -6.64 | +6.64 | — | — | +1.58 | -1.58 | — | — | -6.61 | +6.61 |
| 4° | — | — | +1.03 | -1.03 | -7.96 | +7.96 | — | — | +1.73 | -1.73 | — | — | -8.12 | +8.12 |
| 3° | — | — | -0.69 | +0.69 | -6.63 | +6.63 | — | — | -0.78 | +0.78 | — | — | -6.15 | +6.15 |
| 2° | +0.08 | -0.08 | -1.87 | +1.87 | -7.71 | +7.71 | +0.30 | -0.30 | -2.75 | +2.75 | -0.30 | +0.30 | -6.99 | +6.99 |
| 1° | -1.16 | +1.16 | -2.20 | +2.20 | -4.25 | +4.25 | -0.84 | +0.84 | -2.60 | +2.60 | +0.84 | -0.84 | -4.45 | +4.45 |

1.25 (D + L₅ + S̄)

| FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS MAXIMOS EN TONELADAS | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|-------|-------|-------|-------|-------|---|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| NIVEL | 1.25 (D + L ₁ + \bar{S}) | | | | | | 1.25 (D + L ₂ + \bar{S}) | | | | | | |
| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | |
| 7° | — | — | — | — | +5.79 | -5.79 | — | — | — | — | +5.96 | -5.96 | |
| 6° | — | — | +7.07 | -7.07 | +3.48 | -3.48 | — | — | +6.46 | -6.46 | +3.90 | -3.90 | |
| 5° | — | — | +5.75 | -5.75 | +5.40 | -5.40 | — | — | +6.24 | -6.24 | +6.05 | -6.05 | |
| 4° | — | — | +6.09 | -6.09 | +7.41 | -7.41 | — | — | +5.95 | -5.95 | +7.97 | -7.97 | |
| 3° | — | — | +5.57 | -5.57 | +6.23 | -6.13 | — | — | +5.68 | -5.68 | +6.69 | -6.69 | |
| 2° | +3.96 | -3.96 | +5.24 | -5. | +6.50 | -6.50 | +4.20 | -4.20 | +4.66 | -4.66 | +7.41 | -7.41 | |
| 1° | +2.64 | -2.64 | +3.88 | -3.88 | +5.45 | -5.45 | +2.15 | -2.15 | +5.48 | -5.48 | +4.74 | -4.74 | |

| FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS MAXIMOS EN TONELADAS | | | | | | | | | | | | | |
|--|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
| NIVEL | 1.25 (D + L ₃ + S) | | | | | | 1.25 (D + L ₄ + S) | | | | | | |
| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | |
| 7° | - | - | - | - | +4.95 | -4.95 | - | - | - | - | +5.84 | -5.84 | |
| 6° | - | - | +6.97 | -6.97 | +3.80 | -3.80 | - | - | +6.54 | -6.54 | +3.75 | -3.75 | |
| 5° | - | - | +5.83 | -5.83 | +6.43 | -6.43 | - | - | +6.91 | -6.91 | +6.37 | -6.37 | |
| 4° | - | - | +6.08 | -6.08 | +7.58 | -7.58 | - | - | +5.82 | -5.82 | +7.83 | -7.83 | |
| 3° | - | - | +5.52 | -5.52 | +6.07 | -6.07 | - | - | +6.04 | -6.04 | +5.45 | -5.45 | |
| 2° | +4.18 | -4.18 | +5.73 | -5.73 | +6.38 | -6. | +3.91 | -3.91 | +5.38 | -5.38 | +6.24 | -6.24 | |
| 1° | +2.79 | -2.79 | +4.62 | -4.62 | +3.64 | -3.64 | +2.07 | -2.07 | +5.21 | -5.21 | +4.57 | -4.57 | |

FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS MAXIMOS EN TONELADAS

| NIVEL | 1.25 (D + I ₅ + S [←]) | | | | | | 0.9 D + I ₁ S [→] | | | | | |
|-------|---|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | EJE A | | EJE B | | EJE C | | EJE A | | EJE B | | EJE C | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | — | — | +5.56 | -5.56 | — | — | — | — | -4.42 | +4.42 |
| 6° | — | — | +7.29 | -7.29 | +3.69 | -3.69 | — | — | -0.23 | +0.23 | -4.78 | +4.78 |
| 5° | — | — | +6.50 | -6.50 | +6.37 | -6.37 | — | — | +0.03 | -0.03 | -3.92 | +3.92 |
| 4° | — | — | +6.52 | -6.52 | +7.66 | -7.66 | — | — | +0.14 | -0.14 | -5.78 | +5.78 |
| 3° | — | — | +5.95 | -5.95 | +5.93 | -5.93 | — | — | -1.55 | +1.55 | -7.07 | +7.07 |
| 2° | +4.31 | -4.31 | +5.16 | -5.16 | +6.95 | -6.95 | -0.54 | +0.54 | -2.35 | +2.35 | -6.15 | +6.15 |
| 1° | +2.50 | -2.50 | +4.80 | -4.80 | +4.38 | -4.38 | -1.03 | +1.03 | -2.66 | +2.66 | -3.90 | +3.90 |

FUERZAS CORTANTES EN COLUMNAS MAXIMOS EN TONELADAS

0.9 D + 1.1 S ←

| NIVEL | EJE A | | EJE B | | EJE C | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | — | — | +4.81 | -4.81 |
| 6° | — | — | +4.96 | -4.36 | +3.42 | -3.42 |
| 5° | — | — | +4.35 | -4.35 | +5.66 | -5.66 |
| 4° | — | — | +5.44 | -5.44 | +6.82 | -6.82 |
| 3° | — | — | +4.36 | -4.36 | +5.25 | -5.25 |
| 2° | +3.61 | -3.61 | +4.03 | -4.03 | +6.13 | -6.13 |
| 1° | +1.91 | -1.91 | +3.86 | -3.86 | +3.89 | -3.89 |

MOMENTOS MAXIMOS EN EXTREMOS DE COLUMNAS EN PORTICO SECUNDARIO C - C

| NIVEL | SISTEMA 1.25 ($\vec{D} + \vec{S}$) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------|--------------------------------------|-------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|--|--|
| | EJE 1 | | EJE 2 | | EJE 3 | | EJE 4 | | EJE 5 | | EJE 6 | | EJE 7 | | EJE 8 | | | |
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | | |
| 7° | --- | --- | -3.01 | -1.97 | -7.04 | -4.53 | -6.72 | -4.48 | -6.76 | -4.48 | -6.81 | -4.45 | -5.25 | -4.29 | -6.39 | -3.96 | | |
| 6° | -2.57 | -1.20 | -6.72 | -4.43 | -5.68 | -4.66 | -5.80 | -4.73 | -5.78 | -4.72 | -5.78 | -4.72 | -5.69 | -4.65 | -5.05 | -3.58 | | |
| 5° | -4.42 | -0.71 | -8.41 | -5.66 | -8.41 | -5.90 | -8.41 | -5.90 | -8.41 | -5.90 | -8.41 | -5.91 | -8.30 | -5.80 | -7.47 | -4.12 | | |
| 4° | -3.74 | -1.38 | -8.32 | -6.02 | -8.25 | -5.98 | -8.26 | -6.00 | -8.25 | -5.98 | -8.26 | -5.99 | -8.18 | -5.93 | -6.08 | -4.64 | | |
| 3° | -3.80 | -2.28 | -8.77 | -7.14 | -8.65 | -7.06 | -8.69 | -7.10 | -8.66 | -7.09 | -8.69 | -7.10 | -8.61 | -7.02 | -6.24 | -5.29 | | |
| 2° | -3.09 | -2.43 | -6.37 | -6.37 | -6.31 | -6.30 | -6.31 | -6.30 | -6.33 | -6.33 | -6.33 | -6.33 | -6.25 | -6.23 | -4.60 | -5.97 | | |
| 1° | +4.18 | -9.50 | -3.26 | -11.37 | -3.34 | -11.18 | -3.34 | -11.18 | -3.36 | -11.20 | -3.36 | -11.20 | -3.30 | -11.16 | -2.57 | -10.22 | | |

MOMENTOS MAXIMOS EN EXTREMOS DE COLUMNAS EN PORTICO SECUNDARIO C - C

SISTEMA 1.25 (D + S)

| NIVELES | EJE 1 | | EJE 2 | | EJE 3 | | EJE 4 | | EJE 5 | | EJE 6 | | EJE 7 | | EJE 8 | |
|---------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|-------|
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | +6.27 | +3.03 | +6.68 | +4.63 | +7.00 | +4.68 | +6.96 | +4.68 | +6.91 | +4.71 | +6.47 | +4.87 | +2.89 | +1.04 |
| 6° | +5.91 | +3.34 | +5.80 | +3.93 | +5.80 | +4.72 | +5.68 | +4.65 | +5.70 | +4.66 | +5.70 | +4.66 | +5.79 | +4.73 | +2.75 | +1.62 |
| 5° | +7.34 | +3.41 | +8.47 | +5.60 | +8.47 | +5.92 | +8.47 | +5.92 | +8.47 | +5.92 | +8.47 | +5.91 | +8.58 | +6.02 | +3.51 | +0.80 |
| 4° | +6.32 | +4.04 | +8.20 | +5.96 | +8.27 | +6.00 | +8.20 | +5.98 | +8.27 | +6.00 | +8.26 | +5.99 | +8.34 | +6.05 | +3.20 | +1.56 |
| 3° | +6.32 | +4.74 | +8.61 | +7.06 | +8.73 | +7.14 | +8.69 | +7.10 | +8.72 | +7.11 | +8.69 | +7.10 | +8.77 | +7.18 | +3.18 | +2.43 |
| 2° | +5.97 | +5.40 | +6.31 | +6.31 | +6.37 | +6.38 | +6.37 | +6.38 | +6.35 | +6.35 | +6.35 | +6.35 | +6.43 | +6.45 | +1.20 | +2.39 |
| 1° | +1.94 | +10.60 | +3.14 | +11.35 | +3.36 | +11.24 | +3.36 | +11.24 | +3.34 | +11.22 | +3.34 | +11.22 | +3.40 | +11.26 | +0.05 | +9.00 |

SISTEMA : 1.5 D'

| | EJE 1 | | EJE 2 | | EJE 3 | | EJE 4 | | EJE 5 | | EJE 6 | | EJE 7 | | EJE 8 | |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. | ARR. | ABJ. |
| 7° | — | — | +1.95 | +0.63 | -0.21 | +0.06 | +0.17 | +0.12 | +0.12 | +0.12 | +0.06 | +0.15 | +1.94 | +0.35 | -2.10 | -1.76 |
| 6° | +2.00 | +1.31 | -0.56 | -0.30 | +0.08 | +0.03 | -0.08 | -0.05 | -0.05 | -0.03 | -0.05 | -0.03 | +0.06 | +0.05 | -1.38 | -1.17 |
| 5° | +1.76 | +1.62 | +0.03 | -0.03 | +0.03 | +0.02 | +0.03 | +0.02 | +0.03 | +0.02 | +0.03 | 0.0 | +0.17 | +0.14 | -2.37 | -2.70 |
| 4° | +1.55 | +1.59 | -0.08 | -0.03 | +0.02 | +0.02 | 0.0 | -0.02 | +0.02 | +0.02 | 0.0 | 0.0 | +0.09 | -0.03 | -1.72 | -1.85 |
| 3° | +1.51 | +1.47 | -0.09 | -0.05 | +0.05 | +0.05 | 0.0 | 0.00 | +0.03 | +0.02 | 0.00 | 0.0 | +0.09 | +0.07 | -1.83 | -1.71 |
| 2° | +1.73 | +1.83 | -0.03 | -0.03 | +0.03 | +0.05 | +0.03 | +0.05 | +0.02 | +0.02 | +0.02 | +0.02 | +0.11 | +0.17 | -2.04 | -2.15 |
| 1° | +1.22 | +0.66 | -0.08 | -0.02 | +0.02 | +0.03 | +0.03 | +0.03 | -0.02 | +0.02 | -0.02 | +0.02 | +0.06 | +0.06 | -1.51 | -0.74 |

CAPITULO VII : DISEÑO DE VIGAS

CAPITULO VII

7.00 DISEÑO DE VIGAS

7.10 GENERALIDADES

a.- Materiales: Usaremos concreto y acero con las siguientes características:

$$\text{Concreto : } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Acero : } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

b.- Sección : $b \times h = 30 \times 45 \Rightarrow$ Para vigas principales.

$b \times h = 30 \times 40 \Rightarrow$ Para vigas secundarias.

c.- Peralte efectivo : $d_1 = 39 \text{ cm.}$

$$d_2 = 36 \text{ cm.}$$

d.- Ancho "b" mínima en vigas

| Número de barras en una ca a | | | | | | | INCREMENTO |
|------------------------------|------|------|------|------|------|------|-----------------------------|
| 2 | 5 | 6 | 8 | | | | POR @ BARRA ADICIONAL |
| 14.5 | 18.0 | 22.0 | 26.0 | 29.5 | 33.0 | 37.0 | 4.0 cm. |
| 15.0 | 19.5 | 23.0 | 27.5 | 31.5 | 35.5 | 39.5 | 4.0 cm. |
| 15.5 | 20.0 | 24.5 | 29.0 | 33.0 | 37.5 | 42.0 | 4.5 cm. |
| 16.0 | 21.0 | 25.5 | 31.0 | 35.0 | 40.0 | 44.5 | 5.0 cm. |
| 17.0 | 22.0 | 27.0 | 32.0 | 37.0 | 42.0 | 47.0 | 5.0 cm. |

Para barras de ϕ diferentes, usar el ancho de la tabla para el número de barras del menor diámetro, mas el incremento por cada barra adicional de diámetro.

a tabla anterior:

$$\text{cm.} \Rightarrow A_s \text{ máx} = 4 \phi 1" = 20.40 \text{ cm}^2$$

Momento resistente que produce esta área de acero.

$$M u = \phi A s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{20.40 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 16.0$$

$$\left(d - \frac{a}{2} \right) = \left(39 - \frac{16}{2} \right) = 31$$

$$M u = 0.9 \times 4200 \times 20.40 (31) = 23.90 \text{ t - m.}$$

Luego : $M u = 23.90 \text{ t - m}$ para viga de sección 30×45

En forma análoga para viga de sección 30×40 ($A s = 20.40 \text{ cm}^2$)

$$M u = 20.0 \text{ t - m.}$$

Para momentos actuantes mayores que estos momentos es necesario distribuir el acero en 2 capas, lo que equivale a disminuir " d " en 2.5 cm.

d.- Cuantía máxima (para miembros dúctiles sujetos a flexión)

Tomamos una cuantía máxima (según R.N.C)

de :

$$p \text{ máx} = 0.75 p b.$$

$$p \text{ máx} = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) = 0.016.$$

$$p \text{ máx} = 0.016$$

e.) Área de acero máxima

$$A s \text{ máx} = p \text{ máx} b d$$

$$A s1 \text{ máx} = 0.016 (30) (39) = 18.72 \text{ cm}^2$$

$$A s2 \text{ máx} = 0.016 (30) (34) = 16.32 \text{ cm}^2$$

f) Áreas estructurales de acero.

Se calculan por aproximaciones sucesivas en las fórmulas siguientes (tal como hemos visto anteriormente en el capítulo de aligerados)

$$A s = \frac{M u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Momento máximo para el cual no se necesita acero en compresión (falla dúctil)

Sección: 30 x 45

$$a = \frac{18.72 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 14.68 \quad ; \quad (d - a/2) = 31.65$$

$$M_u = 0.9 \times 18.72 \times 4200 (31.65) = 22.39 \text{ t-m.}$$

Sección : 30 x 40

$$a = \frac{16.32 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 30} = 12.80 \text{ cm} \quad ; \quad (d - a/2) = 27.6 \text{ cm.}$$

$$M_u = 0.9 \times 16.32 \times 4200 (27.60) = 17.03 \text{ t-m.}$$

i) Cantidad mínima:

$$p_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

l) Área de acero mínima.

$$\text{Sección : } 30 \times 45 \quad \Rightarrow \quad A_{s_{\min}} = 0.0033 \times 30 \times 39 = 3.86 \text{ cm}^2 \quad (2 \phi 5/8 \text{u})$$

$$\text{Sección : } 30 \times 40 \quad \Rightarrow \quad A_{s_{\min}} = 0.0033 \times 30 \times 34 = 3.37 \text{ cm}^2 \quad (2 \phi 5/8 \text{u})$$

j) Momento mínimo

$$\text{Con } 2 \phi 5/8 \text{u} \quad \rightarrow \quad A_s = 4.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sección : } 30 \times 45 \quad \Rightarrow \quad M_{u_{\min}} = 5.60 \text{ tn-m.}$$

$$\text{Sección : } 30 \times 40 \quad \Rightarrow \quad M_{u_{\min}} = 4.16 \text{ tn-m.}$$

k) Área de acero para flechas

$$p_f = 0.18 \frac{f'_c}{f_y} = 0.18 \frac{210}{4200} = 0.009$$

$$A_{s_{\text{flechas}}} = p_{\text{flechas}} (b d)$$

$$\text{Sección: } 30 \times 45 \quad \Rightarrow \quad A_{s_f} = 10.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sección : } 30 \times 40 \quad \Rightarrow \quad A_{s_f} = 9.18 \text{ cm}^2$$

l) Verificación por flecha

$$\text{Si : } A_{s_{\min}} \leq A_s < A_{s_f} \quad \Rightarrow \quad \text{No se verifica flecha.}$$

$$A_{s_f} \leq A_s \leq A_{s_{\max}} \quad \Rightarrow \quad \text{Se verifica flecha.}$$

ga de sección rectangular con acero en compresión
acero en compresión se utiliza:

- 1.- Cuando las dimensiones de la sección transversal están limitadas y el concreto no es capaz de desarrollar la fuerza de compresión necesaria para resistir un momento dado.
- 2.- Cuando se quiere limitar las deformaciones que se producen por flujo plástico.
- 3.- Para poder ubicar los estribos dentro de la viga.

En la práctica si la cuantía $p > p_{m\acute{a}x} = 0.75 p_b$ debe hacerse un análisis especial:

- El acero en compresión alcanza la fluencia.
- El acero en compresión no alcanza la fluencia.

En los 2 casos se cuida que el acero en tracción alcance la fluencia.

En nuestro caso tenemos el caso de Viga doblemente reforzada en la Zona de entrega de viga a placa en los niveles:

7.20 DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES DE PORTICO 4-4

Haremos el diseño en detalle de la Viga del 7º Nivel del pórtico principal 4-4.

7.21 DISEÑO POR FLEXION.-

Calcularemos las áreas de acero por aproximaciones sucesivas, aplicando las fórmulas conocidas:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} ; a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Los Momentos se han obtenido del diagrama total de envolventes de momentos flectores.

- APOYO C (izquierda, hacia C' en Volado) :

$$M_u = 7.90 \text{ t - m.}$$

$$\phi = 0.9 , f_y = 4200 \text{ kg/ cm}^2 = 4.20 \text{ Ton/ cm}^2$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/ cm}^2 = 0.210 \text{ Ton/ cm}^2 ; b = 30 \text{ cm.}$$

$$= 39 \text{ cm.}$$

emplazando Valores:

$$A_s = 26.46 \times \frac{M_u}{(d - a/2)} ; \text{ donde } M_u \text{ en Ten - m. ,}$$

a y d en cms.

$$a = 0.7843 A_s$$

tanteamos $a = 4.40$ cm.

$$A_s = 26.46 \times \frac{7.90}{(39 - \frac{4.40}{2})} = 5.68 \text{ cm}^2 \text{ (} 2 \phi 3/4 \text{)}$$

Comprobación del Valor a asumido:

$$a = 0.7843 A_s = 0.7843 (5.68) = 4.45 \text{ cm. ; bien !}$$

APOYO C (derecha)

$$M_{\bar{u}} = 16.50 \text{ ten - m. ; probamos } a = 10.0 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{26.46 \times 16.50}{(39 - \frac{10}{2})} = 12.84 \text{ cm}^2 \text{ (} 3 \phi 3/4 \text{ + } 2 \phi 5/8 \text{)}$$

Comprobación del Valor a asumido:

$$a = 0.784 A_s = 0.784 (12.84) = 10.0 ; \text{ bien !}$$

APOYO D (extremo izquierdo)

$$M_{\bar{u}} = 21.80 \text{ t - m.}$$

probamos $a = 14.10$ cm.

$$A_s = \frac{26.46 \times 21.80}{(39 - \frac{14.10}{2})} = 18 \text{ cm}^2 \text{ (} 3 \phi 3/4 \text{ + } 2 \phi 1 \text{)}$$

$$a = 0.784 (18 \text{ cm}^2) = 14.13 ; \text{ bien !}$$

TRAMO C - D

$$\text{Momento máximo} = M_{\bar{u}}^+ = 13.60 \text{ t-m.}$$

probamos $a = 8.0$ cm.

$$A_s = \frac{26.46 \times 13.60}{(39 - \frac{8.0}{2})} = 10.28 \text{ cm}^2 \text{ (} 5 \phi 5/8 \text{)}$$

Comprobación $a = 8.06 ; \text{ bien !}$

7. CORTADO DE VARILLAS Y DESARROLLO DEL REFUERZO

En la figura que a continuación se muestra se indican con una " X " " C " las secciones crítica (Ver fig. 6.1).

b.- El reglamento del A.C.I. especifica la prelongación del refuerzo una distancia " d " o 12ϕ mas allá del punto donde ya no se requiere teóricamente para resistir flexión, puntos " S " y " T " en la fig. 7.1.

No se cortará ninguna barra requerida por flexión en la Zona de tracción a no ser que se satisfaga una de las siguientes condiciones (Sección 919 del R.N.C: Concrete code y armado).

1.- El cortante en el punto donde se interrumpe la armadura no es mayor que la mitad de la que se permitiría normalmente, incluyendo el efecto del refuerzo en el alma, si existe.

2.- Se proporcionen estribos en exceso de los requeridos normalmente a cada lado de la sección de corte, en una longitud igual a tres cuartas partes del peralte de la viga. Los estribos en exceso tendrán por lo menos $\%$ una cuantía del 0.15 $\%$. El espaciamiento de estos estribos no excederá $d/8 r_b$; donde r_b es la relación entre el área de las barras cortadas con el área total de las barras en la sección.

3.- Las barras que se continúan proporcionan el doble del área requerida por flexión en dicho punto, o el doble del perímetro requerido para adherencia por flexión.

c.- En la Zona de compresión, punto " R " de la fig. 7.1, se cortarán Varillas solamente para los casos que lleguen mas de 2 varillas. El A.C.I 71 en su sección A. 5.1 especifica que el refuerzo superior e inferior debe consistir en no menos de 2 varillas con una cuantía mínima de $14/f_y$ en toda la longitud del miembro.

d.- Cortado de varillas.

Para el cortado de Varillas nos referimos a la fig. 7.1.

Usaremos la sgte. nomenclatura:

A_{sa} = Area del refuerzo tipo " a "

A_{sb} = Area del refuerzo tipo " b "

D_{p.i (+)} = Distancia de la cara del apoyo al punto de inflexión de momento positivo.

D_{p.i (-)} = Distancia de la cara del apoyo al punto de inflexión de momento negativo.

L_S = Distancia de la cara del apoyo, al punto " S " de corte.

L_T = Distancia de la cara del apoyo, al punto " T " de corte.

$L_{t.e.}$ = Longitud medida de la cara del apoyo al punto teórico de corte.

$M_{\bar{u}a}$ = Momento resistente debido a A_{sa} .

$M_{\bar{u}b}$ = Momento resistente debido a A_{sb} .

CORTADO DE VARILLAS TIPO " b "

| - APOYO | A_{sb} (cm ²) | REFUERZO TIPO "b" | a (cm.) | $M_{\bar{u}b}$ (T-m) | $L_{t.e.}$ (m.) | LS (m.) | $D_{p.i} (-)$ (m.) |
|---------|--------------------------------|-------------------------|------------|-------------------------|--------------------|------------|-----------------------|
| C a C' | | 2 ϕ 3/4" que pasan | en el | Volado | | | |
| C a D | 5.68 | 2 ϕ 3/4" | 4.45 | 7.89 | .85 | 1.25 | 1.35 |
| D a C | 5.68 | 2 ϕ 3/4" | 4.45 | 7.89 | 1.50 | 2.20 | 1.92 |

CORTADO DE VARILLAS TIPO " a "

| TRAMO | A_{sa} (cm ²) | REFUERZO TIPO "a" | a (cm.) | $M_{\bar{u}a}$ (T-m) | $L_{t.c}$ (m.) | $L_T=L_{t.c-d}$ | $D_{p.i} (+)$ (m.) |
|-------|--------------------------------|----------------------|------------|-------------------------|-------------------|-----------------|-----------------------|
| C-D | 4.0 | 2 ϕ 5/8" | 3.14 | 5.66 | .60 | .21 | 0.00 |
| D-C | 4.0 | 2 ϕ 5/8" | 3.14 | 5.66 | .55 | .16 | 0.00 |

VERIFICACION POR CORTE DE VARILLAS EN ZONA DE TRACCION

Verificaremos la siguiente condición:

$$V_a < \frac{2.6 \phi}{2} \sqrt{f'_c} b d = 1.3 \times 0.85 \sqrt{210} \times 30 \times 39 = 18,735 \text{ kg.}$$

El mayor cortante se produce en la Zona de entrega de Viga a placa =
15.70 ten. < 18.7 ten. ; bien !

luego es permitida cortar las varillas en Zona de tracción.

23 VERIFICACION POR ADHERENCIA Y FLEXION

El esfuerzo máximo de adherencia por flexión en cualquier sección transversal se calcula por :

$$\mu_u = \frac{V_u}{\phi \cdot \Sigma o \cdot j \cdot d} ; j = 7/8, \phi = 0.85 ; d = 39 \text{ cm.}$$

$$\mu_u \text{ act.} = 34.47 \frac{V_u}{\Sigma o} \quad (\text{kg/cm}^2) ; V_u \text{ en ton.}$$

$\Sigma o \text{ en cm.}$

$$\Sigma o = \frac{4 A S}{D_{\text{mayor}}}, \text{ para Varillas de diámetro diferente.}$$

$$\mu_u = \frac{4.50}{D} f'_c \leq 39.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ para barras de capa superior}$$

$$\mu_u = \frac{6.39}{D} f'_c \leq 56.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ para barras de capa inferior.}$$

ANCLAJE DE VARILLAS

El R.N.C. especifica que cuando los esfuerzos por adherencia no son adecuados se desarrollará el esfuerzo en la longitud de anclaje mínima tomando el 80 % del esfuerzo permisible.

La longitud de anclaje (en partes rectas) se calcula con la expresión:

$$L_d = \frac{A_s f_y}{\Sigma o \times 0.8 \mu_u}$$

Para una Varilla la expresión anterior se convierte en:

$$L_{d \text{ mín}} = \frac{D f_y}{3.2 \mu_u}$$

7.24 ESFUERZOS MAXIMOS Y LARGO DE DESARROLLO MINIMO

| BARRA | D (cm.) | Esfuerzos : μ_u | | Largo desarrollo mínimo | |
|-------|-------------|-------------------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------------------|
| | | $\frac{4.5 \sqrt{f'_c}}{D} \leq 39$ | $\frac{6.39}{D} f'_c \leq 56$ | Capa superior cm. | Capa inferior cm. |
| 1/2" | 1.270 | 39.0 | 56.0 | 42.7 | 29.8 |
| 1/8" | 1.587 | 39.0 | 56.0 | 53.4 | 37.2 |
| " | 1.905 | 34.2 | 48.6 | 73.0 | 51.4 |
| " | 2.54 | 25.6 | 36.5 | 129.9 | 51.4 |

- Las barras de capa superior son aquellas colocadas de tal manera que existe 30 cm. o mas de concreto por debajo de las barras.
- Barras de capa inferior cuando el concreto por debajo de las barras es menor a 30 cm.

SECCIONES CRITICAS PARA ADHERENCIA POR FLEXION.-

Las secciones criticas son las siguientes:

- En cada punto donde terminan las barras de tracción.
- La cara de los apoyos, donde se presentan los esfuerzos cortantes máximos.
- En los puntos de inflexión para momentos positivos.

El refuerzo de adherencia por flexión no requiere considerarse en el caso de varillas en compresión, y en el caso de refuerzos en tracción, en los cuales la longitud de anclaje se ha calculado con el 80 % del esfuerzo máximo de adherencia.

VERIFICACION POR ADHERENCIA EN VIGA DE NIVEL 7° (V P-7°)

| TIPO | ON CRIT C EJES | V u (ton.) | REFUERZO | Σ e (cm.) | μ u act. (kg/cm ²) | μ u perm. kg/cm ² |
|-------------------|-------------------|---------------|--------------------|--------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| Cara de Volado | C | 10.20 | 2 φ 3/4" | 12.0 | 29.3 | 34.23 |
| | C a D | 16.30 | 3 3/4" 2 φ 5/8" | 26.28 | 21.38 | 34.23 |
| | D a C | 18.40 | 3 3/4" 2 φ 1" | 29.48 | 21.51 | 34.23 |
| ONA DE | C a D | 11.80 | 2 5/8" 2 φ 3/4" | 20.32 | 20.01 | 34.23 |
| TRACCION | C a D | 9.70 | 2 φ 3/4" | 12.0 | 27.86 | 34.23 |
| | D a C | 11.00 | 2 φ 3/4" 1" | 16.98 | 22.33 | 25.67 |
| A DE CION | D a C | 8.50 | 2 φ 1" | 16.06 | 18.24 | 25.67 |
| | C a D | 14.60 | 3 φ 5/8" | 15.12 | 33.28 | 56.0 |
| | D a C | 17.00 | 3 φ 5/8" | 15.12 | 38.75 | 56.0 |

El esfuerzo actuante es menor que el esfuerzo permisible en todos los casos, luego no hay problemas de adherencia y los puntos de corte finales son los hallados anteriormente.

7.30 DISEÑO DEL REFUERZO POR CORTANTE

Cortante máximo permisible (V_{up})

$$v_{up} = 2.6 \phi \sqrt{f'_c}$$

$$v_{up} = 2.6 \times 0.85 \sqrt{210} = 32.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{up} = v_{up} \text{ bd} = 32.03 \times 30 \times 39 = 37.48 \text{ ton. (sección 30 x 45)}$$

$$V_{up} = 32.03 \times 30 \times 34 = 32.67 \text{ ton. (sección 30 x 40)}$$

El cortante máximo se produce en el nivel 5° = 18.60 ton.
Luego como 18.60 ton < 37.48 ton, la Viga puede tomar el corte reforzando el alma.

Cortante máximo que toma el concreto (V_c)

$$v_c = \text{cortante unitario} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c}$$

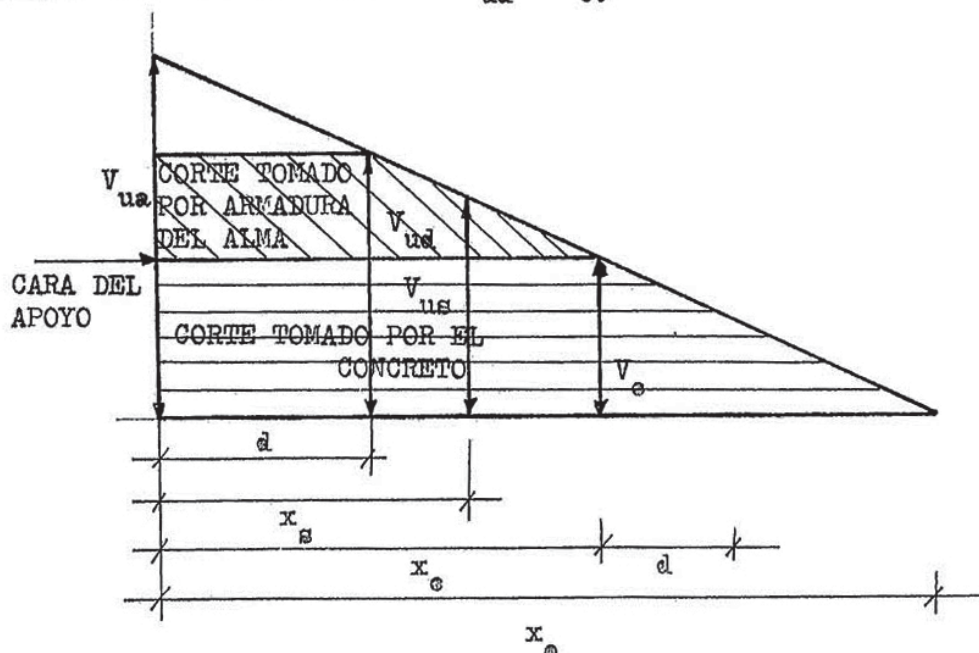
$$v_c = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = (6.16 \text{ kg/cm}^2) \times 30 \times 39 = 7.21 \text{ ton. (sección 30 x 45)}$$

$$V_c = (6.16 \text{ kg/cm}^2) \times 30 \times 34 = 6.28 \text{ ton (sección 30 x 40)}$$

7.31 LONGITUD CON REFUERZO DE ALMA

Se requieren estribos cuando $V_{ud} > V_c$.



Sea:

V_{ua} = Cortante última en la cara del apoyo.

V_{ud} = Cortante última a la distancia "d" de la cara del apoyo

V_{us} = Cortante a la distancia X_s de la cara del apoyo.

X_e = Longitud teórica que necesita estribos.

X_s = Distancia a cualquier punto.

X_t = $X_e + d$ = Longitud práctica que se debe estribar.

X_e = Distancia desde la cara del apoyo hasta el punto de cortante nulo.

De la fig:

$$\frac{X_e}{X_e} = \frac{V_{ua} - V_e}{V_{ua}} \Rightarrow \boxed{X_e = X_e \left(\frac{V_{ua} - V_e}{V_{ua}} \right)} \quad (\alpha)$$

$$\frac{X_e - X_s}{V_{ue} - V_e} = \frac{X_e}{V_{ua}} \Rightarrow \boxed{X_s = X_e - X_e \left(\frac{V_{us} - V_e}{V_{ua}} \right)} \quad (\beta)$$

7.32 SEPARACION DE ESTRIBOS:

a) Los requisitos estructurales tendremos que:

a la distancia "d" de la cara del apoyo:

$$S_d = \frac{\phi A_v f_y d}{V_{ud} - V_e}$$

Si usamos estribos de 2 ramas con ϕ 3/8", tendremos que:

$$A_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\phi = 0.85 \text{ (tracción diagonal)}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 4.20 \text{ Ton/cm}^2 ; d = 39 \text{ cm.}$$

reemplazando valores tendremos que:

$$S_d = \frac{197.71}{V_{ud} - V_e} ; V_{ud}, V_e \text{ en toneladas.}$$

) Para una distancia cualquiera después de la distancia "d"

$$V_{us} - V_e = \frac{\phi A_v f_y d}{s} = \frac{197.91}{s} \quad (\theta)$$

Reemplazando la expresión (θ) en (β) tendremos que:

$$X_s = X_e - X_e \left(\frac{197.91}{Vua \times S} \right)$$

e) Cálculo de la separación máxima:

- Per cuantía mínima:

$$S_{\text{máx}} = \frac{Av}{0.0015 b} ; Av = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Luego: } S_{\text{máx}} = \frac{1.42}{0.0015 \times 30} = 31.6 \text{ cm.}$$

- Criterio de grietas:

$$Vud \leq 1.6 \phi \sqrt{f'_c} bd \Rightarrow S_{\text{máx}} = d/2 = 19.5 \text{ cm.}$$

$$Vud > 1.6 \phi \sqrt{f'_c} bd \Rightarrow S_{\text{máx}} = d/4 = 9.75 \text{ cm.}$$

$$1.6 \phi \sqrt{f'_c} bd = 1.6 (0.85) (\sqrt{210}) \times 30 \times 39 = 23.06 \text{ ton.}$$

DISEÑO POR CORTANTE DE LA VIGA DEL 8° NIVEL

1.- Longitud que necesita estribos y separación:

| TRAMO | Xe (m.) | Vua (Ton.) | Ve (Ton.) | Xe (m.) | Xr (m.) | S _{máx} (cm.) | Vud (Ton.) | Sd (cm.) |
|--------|---------|------------|-----------|---------|---------|------------------------|------------|----------|
| C - C' | 1.80 | 10.20 | 7.21 | 0.53 | 0.92 | 19.5 | 8.10 | 222 |
| C - D | 3.84 | 16.30 | 7.21 | 2.14 | 2.53 | 19.5 | 14.40 | 27.52 |
| D - C | 4.35 | 18.40 | 7.21 | 2.64 | 3.03 | 19.5 | 15.70 | 23.31 |

ESPACIAMIENTO DE ESTRIBOS

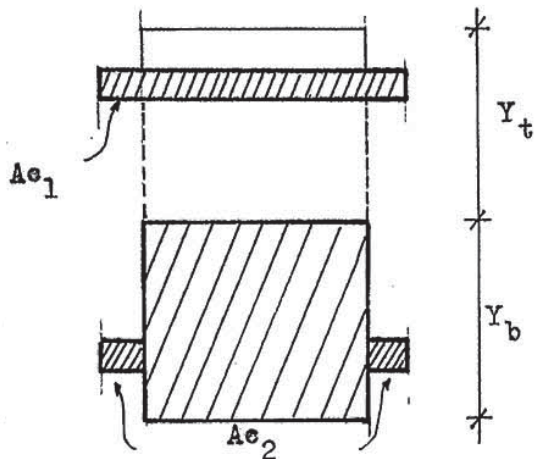
Aceptamos una distribución de estribos práctica (ya que la separación estructural Sd, es mayor que la separación máxima especificada por el reglamento) :

| TRAMO | Xr (m.) | Estribos de 2 ramas, cerrado, ϕ 3/8" |
|--------|---------|---|
| C a C' | 0.92 | 1 @ 0.05, 3 @ .10, 3 @ .15 Rto. @ .20 |
| C a D | 2.53 | 1 @ 0.05, 2 @ .10, 2 @ .15, Rto. @ .20 |
| D a C | 3.03 | 1 @ 0.05, 3 @ .10, 2 @ .15 Rto. @ .20 |

7.40 CONTROL DE DEFLEXIONES

- Las deflexiones se calculan en el rango elástico.
- Se verifican deflexiones cuando f_y excede de $2,800 \text{ kg/cm}^2$
- Cuando $p f_y \leq 35 \text{ kg/cm}^2$ se usará la sección total para calcular el momento de Inercia, si es mayor se usará la sección agrietada transformada.
- En tramos continuos puede considerarse el momento de Inercia promedio de los Valores obtenidos para las secciones críticas de momento negativo y positivo.

MOMENTO DE INERCIA PARA UNA SECCION AGRIETADA



$$E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15000 \sqrt{210} = 2.17 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{2.17 \times 10^5} = 9$$

$$A_{c1} = n A_s = 9 A_s$$

$$A_{c2} = (n-1) A'_s = 8 A'_s$$

$$I_t = \sum I_e + \sum A y^2$$

$$I_g = I_t - \sum A_t Y_b^2$$

$$A = A_c + A_{c1} + A_{c2}$$

En las expresiones anteriores:

n = relación modular.

E_s = módulo de elasticidad del acero.

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

I_t = Momento de Inercia respecto a la fibra inferior.

I_g = Momento de Inercia respecto al eje neutro.

En el caso de una sección sin agrietar transformada:

$$A_{c1} = (n - 1) A_s$$

$$A_{c2} = (n - 1) A'_s$$

VERIFICACION DE SECCION AGRIETADA EN VIGA PRINCIPAL DEL PORTICO

PRINCIPAL 4-4 (NIVEL 7°)

EXTREMO LIBRE (C')

$$A_s = 5.68 \text{ cm}^2 \text{ (} 2 \phi 3/4 \text{)}$$

$$p = \frac{5.60}{30 \times 39} = 0.00478$$

$$p f_y = 0.00478 \times 4200 = 20.10 \text{ kg/cm}^2 < 35 \text{ kg/cm}^2$$

(Sección transformada no agrietada)

APOYO C :

$$A_s = 12.52 \text{ cm}^2 \text{ (} 2 \phi 5/8 \text{ + } 3 \phi 3/4 \text{)}$$

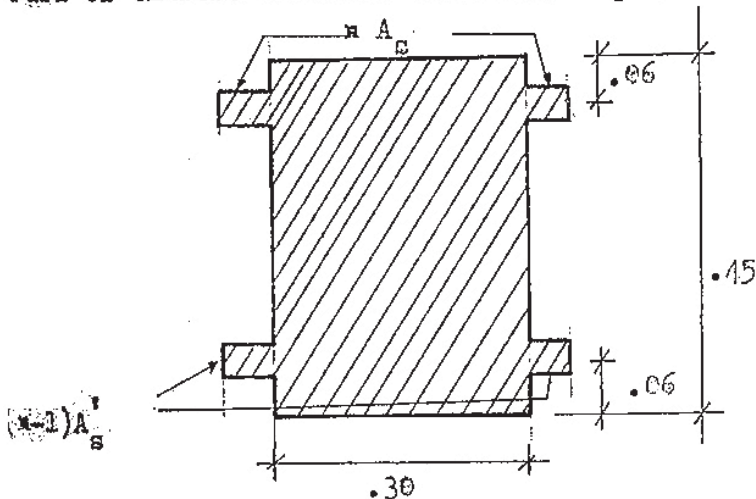
$$p = \frac{12.52}{30 \times 39} =$$

$$p f_y = 0.0107 \times 4200 = 44.94 > 35.0 \text{ kg/cm}^2$$

(Sección transformada agrietada)

A continuación verificamos la flecha en el Volado:

Para el extremo continuo tendremos que:



$$A_s = 12.52 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 4.0 \text{ cm}^2$$

tabulando tendremos que:

| O | A (cm ²) | y (cm.) | A (y) | A _y ² | I _o (cm ⁴) |
|------|-------------------------|------------|---------|-----------------------------|--------------------------------------|
| 1350 | 22.5 | 30375 | 683438 | 227812 | |
| 113 | 39.0 | 4407 | 171873 | --- | |
| 32 | 6.0 | 192 | 1152 | --- | |
| 1495 | | 34974 | 856463 | 227812 | |

$$Y_b = \frac{\sum A y}{\sum A}$$

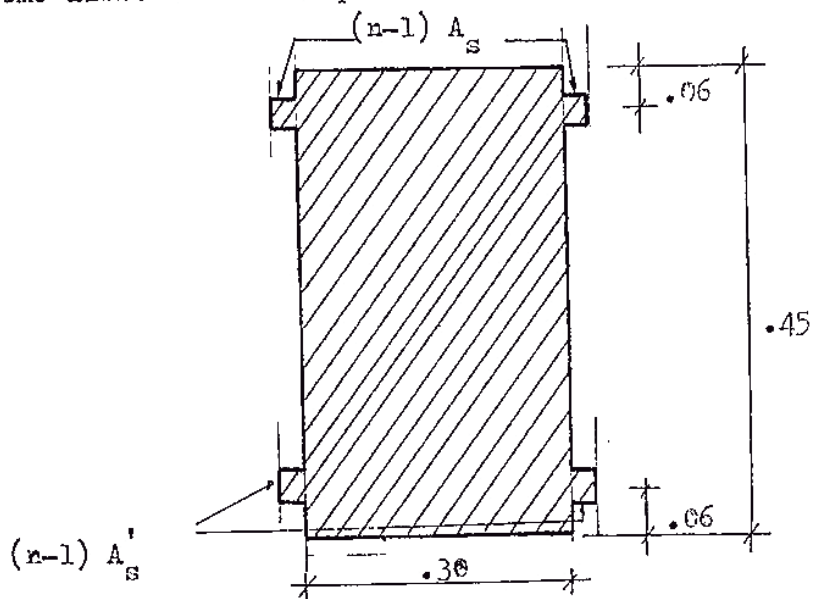
$$Y_b = \frac{34,974}{1495} = 23.39 \text{ cm.}$$

$$I_t = \sum I_o + \sum A_y^2 = 227812 + 856,463 = 1'084,275 \text{ cm}^4$$

$$I_G = I_t - (\sum A) y_b^2 = 1'084,275 - (1495) (23.39)^2$$

$$I_G = 1'084,275 - 817903 = 266,372 \text{ cm}^4$$

Para el extremo libre tendremos que:



| TIPO AREA | A (cm ²) | y (cm.) | A (y) | A _y ² | I _o (cm ⁴) |
|-----------------|-------------------------|------------|---------|-----------------------------|--------------------------------------|
| A _s | 1350 | 22.5 | 30375 | 683438 | 227812 |
| A _{o1} | 45 | 39.0 | 1755 | 68445 | — |
| A _{o2} | 32 | 6.0 | 192 | 1152 | — |
| Σ | 1427 | | 32322 | 753035 | 227812 |

$$Y_b = \frac{\sum A y}{\sum A} = \frac{32322}{1427} = 22.65$$

$$I_t = \sum I_o + \sum A_y^2 = 227812 + 753035$$

$$I_t = 980847 \text{ cm}^4$$

$$I_G = I_t - (\sum A) y_b^2$$

$$I_G = 980,847 - (1427) (22.65)^2 = 248,403 \text{ cm}^4$$

mento de Inercia promedio será:

$$\frac{266,372 \text{ cm}^4 + 248,403 \text{ cm}^4}{2} = \frac{514,775}{2}$$

$$\bar{I}_G = 257,388 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 15,000 \quad \sqrt{f'_c} = 15,000 \quad \sqrt{210} = 2.17 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{I}_G E_c = 257,388 (2.17 \times 10^5) = 5585 \text{ T-m}^2$$

Flecha instantánea por sobrecarga: Δ_{iL}

$$\Delta_{iL} = \frac{1}{8} \frac{WL^4}{E_c I_G}$$

donde: W per s/c = 765 kg/m = 7.65 kg/cm.

$$L = 1.80 \text{ m.} = 180 \text{ cm.}$$

$$E_c I_G = 5585 \times 10^7 \text{ kg-cm}^2$$

$$\Delta_{iL} = \frac{1}{8} \frac{(7.65)(180)^4}{5585 \times 10^7}$$

$$\Delta_{iL} = 0.0179 \text{ cm.}$$

Flecha instantánea por carga permanente.

$$W = 2,395 \text{ kg/m.}$$

Por proporciones tendremos que:

$$\Delta_{iD} = \left(\frac{2395 \text{ kg/m.}}{765 \text{ kg/m.}} \right) \times 0.0179 = 0.056 \text{ cm.}$$

Flecha diferida por carga permanente Δ_{dD}

$$\Delta_{dD} = A \Delta_{iD}$$

donde A se obtiene de la tabla siguiente:

| VALORES DE " A " | | |
|----------------------|----------------|-----------------|
| DURACION DE LA CARGA | A _s | A' _s |
| 1 mes | . 6 | . 4 |
| 6 meses | 1.2 | 1. 0 |
| 1 año | 1.4 | 1. 1 |
| 5 años ó más | 2.0 | 1. 2 |

De la tabla anterior tomamos $A = 1.2$ (ya que tenemos acero en la capa superior e inferior)

$$\text{Luego: } \Delta_d D = 1.2 (0.056) = 0.0672$$

$$\text{Flecha total : } \Delta_i L + \Delta_i D + \Delta_d D$$

$$\Delta_t = 0.0179 + 0.056 + 0.0672$$

$$\Delta_t = 0.14 \text{ cm.}$$

$$\text{Flecha máxima} = \frac{L}{360} = \frac{180}{360} = 0.50 \text{ cm.}$$

$$\Delta_t = 0.14 \text{ cm} \quad \leftarrow \quad \Delta_{\text{máx}} = 0.50 \text{ cm.} \quad \text{¡ bien !}$$

RESUMEN DE DISEÑO DE VIGAS

1.- DISEÑO POR FLEXION

| VIGA | SECCION (APOYOS ó TRAMOS) | Mu (T-m) | REFUERZO POR TRACCION | | REFUERZO POR COMPRESION | |
|---------|----------------------------------|--------------|--------------------------|-------------------------------|--------------------------|---------------|
| | | | As (cm ²) | REFUERZO | As (cm ²) | REFUERZO |
| 6° VP-4 | B | 8.90 | 7.68 | 1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4" | — | — |
| | C | 19.30 | 15.50 | 2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1" | — | — |
| | D | 24.00 | 20.01 | 4 ϕ 1" | 1.28 | 1 ϕ 5/8" |
| | B - C | 10.50 | 7.72 | 1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4" | — | — |
| | C - D | 11.70 | 8.70 | 3 ϕ 3/4" | — | — |
| 5° VP-4 | B | 14.70 | 11.24 | 4 ϕ 3/4" | — | — |
| | C | 12.60 | 9.44 | 2 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4" | — | — |
| | D | 26.00 | 21.56 | 4 ϕ 1" | 2.88 | 1 ϕ 3/4" |
| | B - C | 9.00 | 6.53 | 4 ϕ 5/8" | — | — |
| | C - D | 9.30 | 6.76 | 4 ϕ 5/8" | — | — |
| 4° VP-4 | B | 14.40 | 10.98 | 4 ϕ 3/4" | — | — |
| | C | 19.40 | 15.6 | 2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1" | — | — |
| | D | 24.30 | 20.40 | 4 ϕ 1" | 1.52 | 1 ϕ 5/8" |
| | B - C | 7.40 | 5.30 | 2 ϕ 3/4" | — | — |
| | C - D | 8.80 | 6.38 | 1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4" | — | — |

| VIGA | SECCION (APOYO o TRAMO) | Mu (T-m.) | REFUERZO POR TRACCION: | | REFUERZO POR COMPRESION | |
|---------|--------------------------------|--------------|--------------------------|-------------------------------|--------------------------|----------|
| | | | As (cm ²) | REFUERZO | As (cm ²) | REFUERZO |
| 3° VP-4 | B | 14.40 | 10.98 | 4 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| | C | 17.70 | 13.96 | 5 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| | D | 22.70 | 18.72 | 3 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1" | ----- | ----- |
| | B - C | 8.50 | 6.14 | 2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| | C - D | 8.90 | 6.45 | 2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| 2° VP-4 | A | 5.20 | mínimo | 2 ϕ 5/8" | ----- | ----- |
| | B | 12.50 | 9.36 | 2 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| | C | 16.80 | 13.13 | 1 ϕ 5/8" + 4 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| | D | 20.40 | 16.64 | 4 ϕ 3/4" + 1 ϕ 1" | ----- | ----- |
| | A - B | 6.20 | 4.40 | 3 ϕ 5/8" | ----- | ----- |
| | B - C | 7.60 | 5.45 | 3 ϕ 5/8" | ----- | ----- |
| | C - D | 9.30 | 6.77 | 2 ϕ 5/8" + 1 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| 1° VP-4 | A | 7.50 | 5.38 | 2 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| | B | 9.70 | 7.00 | 1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| | C | 9.50 | 6.92 | 1 ϕ 5/8" + 2 ϕ 3/4" | ----- | ----- |
| | D | 19.50 | 15.70 | 2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1" | ----- | ----- |
| | A - B | 5.70 | mínimo | 2 ϕ 5/8" | ----- | ----- |
| | B - C | 7.70 | 5.53 | 3 ϕ 5/8" | ----- | ----- |
| | C - D | 8.00 | 5.76 | 3 ϕ 5/8" | ----- | ----- |

CORTADO DE VARILLAS.-

Para el corte de varillas, Ver plano de vigas.

DISEÑO POR CORTE

Cortante que toma el concreto: 6.28 ton.

| VIGA | TRAMO | Vua (Ten.) | Vud (Ten.) | Xr (m.) | Estribos cerrados de 2 ramas $\phi : 3/8''$ | | | |
|---------|-------|---------------|---------------|------------|--|----------|-------------|------|
| 6° VP-4 | B a C | 12.40 | 10.10 | 1.54 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a B | 17.80 | 15.00 | 1.99 | 1 @ .05, 4 | @ .10, 4 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a D | 17.70 | 15.70 | 2.65 | 1 @ .05, 4 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | D a C | 18.50 | 16.60 | 2.31 | 2 @ .05, 5 | @ .10, 5 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| 7° VP-4 | A a C | 15.70 | 13.00 | 1.89 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a B | 16.20 | 13.70 | 2.01 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 4 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a D | 16.20 | 16.00 | 2.60 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | D a C | 18.60 | 15.00 | 2.54 | 3 @ .05, 5 | @ .10, 5 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| 4° VP-4 | A a C | 16.30 | 13.90 | 1.89 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 1 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a B | 18.00 | 15.30 | 2.06 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 1 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a D | 17.00 | 15.20 | 2.48 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | D a C | 17.90 | 16.00 | 2.65 | 2 @ .05, 5 | @ .10, 5 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| 3° VP-4 | B a C | 14.80 | 13.00 | 1.96 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 4 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a B | 16.00 | 11.20 | 2.11 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 1 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a D | 17.00 | 14.80 | 2.00 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | D a C | 18.00 | 11.60 | 2.12 | 2 @ .05, 5 | @ .10, 5 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| 2° VP-4 | A a B | 10.20 | 8.00 | 1.00 | 1 @ .05, 2 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | B a C | 11.80 | 11.20 | 1.60 | 1 @ .05, 2 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | B a C | 11.00 | 12.00 | 1.00 | 1 @ .05, 2 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a D | 11.80 | 13.80 | 2.10 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 2 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| 1° VP-4 | B a C | 11.20 | 11.60 | 2.00 | 2 @ .05, 5 | @ .10, 5 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | A a B | 10.10 | 8.00 | 1.00 | 1 @ .05, 2 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | B a A | 11.60 | 11.80 | 1.59 | 1 @ .05, 2 | @ .10, 3 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | A a C | 11.70 | 12.20 | 1.77 | 1 @ .05, 2 | @ .10, 4 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a E | 15.60 | 12.80 | 1.77 | 1 @ .05, 3 | @ .10, 4 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | C a D | 14.70 | 12.00 | 1.00 | 1 @ .05, 2 | @ .10, 2 | @ .15, Rto. | @ 20 |
| | D a C | 17.90 | 16.40 | 2.37 | 2 @ .05, 5 | @ .10, 5 | @ .15, Rto. | @ 20 |

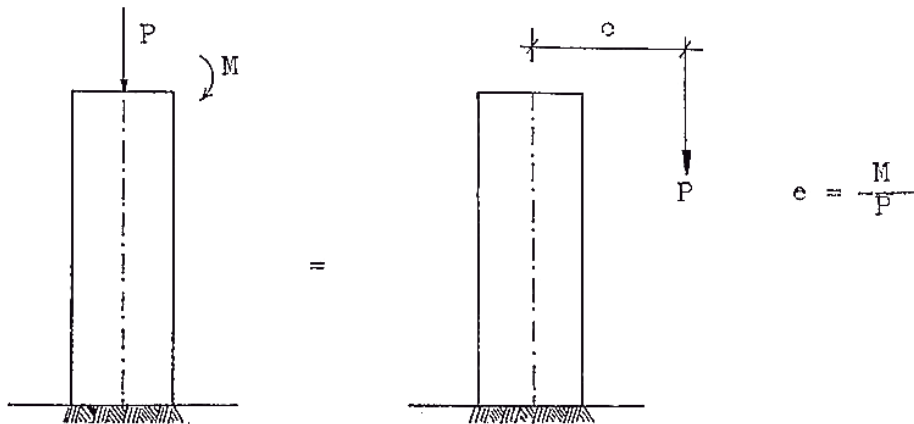
CAPITULO VIII DISEÑO DE COLUMNAS

CAPITULO VIII

8.00 DISEÑO DE COLUMNAS.

8.10 GENERALIDADES

En estructuras de concreto armado es casi imposible encontrar columnas con carga axial solamente, las vigas transmiten un momento de modo que ocurre " flexocompresión " :

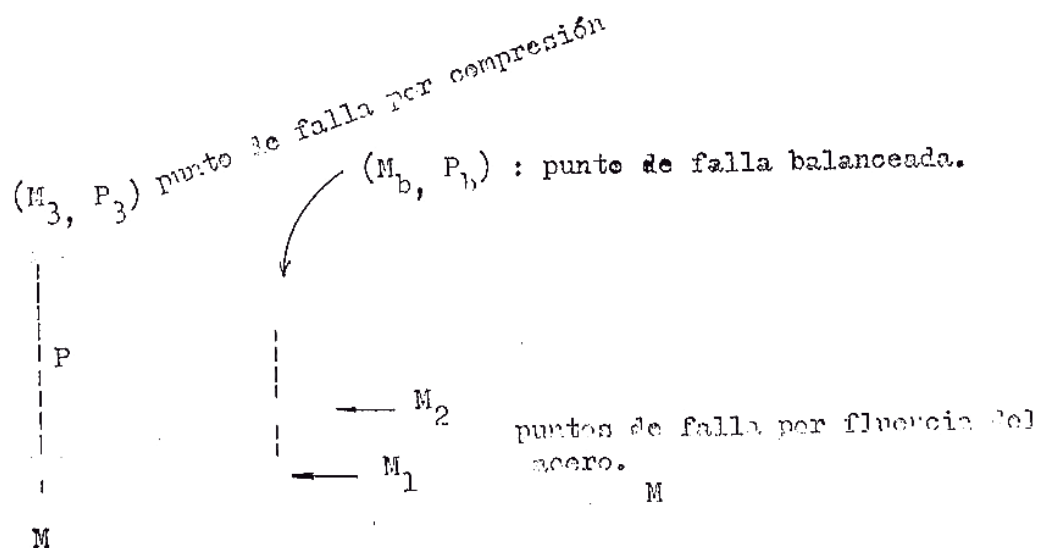


8.11 DIAGRAMA DE INTERACCION

Para un elemento sujeto a flexocompresión, se denomina diagrama de interacción al lugar geométrico de las cargas axiales y de los momentos correspondientes a la carga última del elemento.

Para cada valor de "P" existe un valor de "M"

Un esquema de un diagrama de interacción sería el siguiente:



gráficamente la inversa de la excentricidad es la pendiente de la

$$\text{recta: } \frac{1}{e} = \frac{P}{M} \longrightarrow e = \frac{M}{P}$$

Como en el caso de flexión existen los sgtes. tipos de falla:

- a) Falla por fluencia del acero: Se presenta para valores altos del momento o para valores altos de la excentricidad.
- b) Falla por aplastamiento del concreto: Consiste en el aplastamiento de la zona del concreto en compresión y corresponde a valores altos de la carga P.
- c) Falla por condición balanceada aquella que se presenta simultáneamente por fluencia del acero y por aplastamiento del concreto.

El A.C.I. especifica que la cuantía mínima para elementos en flexocompresión debe de ser el 1 % y la cuantía máxima el 8 % . Si se necesita más acero, debe aumentarse la sección.

8.20 METRADO DE CARGAS PARA COLUMNAS.-

Haremos el metrado de cargas en detalle para la columna C 4 - C en todos los niveles.

$$\text{Área de influencia 7º piso} = 5.10 \frac{(20 + 5.25)}{2} = 18.48 \text{ m}^2 > 15.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Área de influencia 6º a 1º piso} = 5.10 \times 5.25 = 26.78 \text{ m}^2 > 15.0 \text{ m}^2$$

8.21 REDUCCION DE SOBRECARGAS EN COLUMNAS:

8.21.10 Cálculo del coeficiente de reducción " f "

$$R_1 = 0.8 A_{t a}$$

$$R_2 = 100 \frac{D + L}{4.33 L} \leq 60 \%$$

$$f = 1 - R$$

Se considera reducción de sobrecarga, cuando $A_{t a} > 15.0 \text{ m}^2$

En las expresiones anteriores:

R_1, R_2 : porcentajes de reducción de sobrecarga.

R : Es el porcentaje de reducción final y es el menor valor entre R_1 y R_2 .

A_t = Área tributaria.

$A_{t a}$ = Área tributaria acumulada.

tabulando tendremos que:

| LEVEL | A_t | $A_{t a}$ | R_1 (%) | D | L | R_2 (%) | R % | f |
|-------|-------|-----------|--------------|-------|-------|--------------|--------|------|
| 7 | 18.48 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | 1.00 |
| 6 | 26.78 | 45.26 | 36.20 | 550 | 250 | 60 | 36 | 0.64 |
| 5 | 26.78 | 72.04 | 57.60 | 550 | 250 | 60 | 57 | 0.43 |
| 4 | 26.78 | 98.82 | 79.06 | 550 | 250 | 60 | 60 | 0.40 |
| 3 | 26.78 | 125.60 | 100.55 | 550 | 250 | 60 | 60 | 0.40 |
| 2 | 26.78 | 152.38 | 121.90 | 550 | 250 | 60 | 60 | 0.40 |
| 1 | 26.78 | 179.16 | 143.3 | 550 | 250 | 60 | 60 | 0.40 |

SUBVENCION

(K\$)

(K\$)

C.P. = $350 + 100 \times 1.0 = 831$

V.P. = $\left[.30 \times .45 \times \frac{(5.25 + 2.0)}{2} \right] \times 2400 = 1175$

V.A. = $\left[.30 \times .40 \times 5.10 \right] \times 2400 = 1469$

C.v. = carga equivalente

a tabiquería (100 x 18.48) = 1848
móvil

Columna $(.30 \times .40 \times \frac{2.65}{2} \times 2400) = 382$

7° PISO

13190

C.P. = $350 + 100 \times 26.78 = 12,051$

V.P. = $(.30 \times .45 \times 5.25) \times 2400 = 1,701$

V.A. = $(.30 \times .40 \times 5.10) \times 2400 = 1,469$

C.v. = $(100 \times 26.78) = 2,678$

Carga lineal sobre vigas:

$(5.10 \times 1.275 \times 150) +$

$(5.10 \times 1.375 \times 200) = 975 + 1402$

Columna $.30 \times .40 \times 2.65 \times 2400 = 763$

6° PISO

34229

1.5 x 34229

51344

| | SERVICIO DE (kg) | DE SERVICIO | DE SERVICIO | ULTIMA | ULTIMA | SERVICIO (kg) | ULTIMA (kg) |
|---------|---------------------|----------------|---------------------|--------------------|---------------------|------------------|----------------|
| 7° PISO | 100 x 18.48 1848 | 1848 | 1.8 x 1848 3326 | 1848 | 3326 | 15038 | 23111 |
| 6° PISO | 250 x 26.78 6695 | 8543 | 1.8 x 8543 15377 | .64 x 8543 5468 | .64 x 15377 9841 | 39697 | 61185 |

| | SERVICIO (kg.) | DE (kg.) | A TUBERIA (kg.) |
|---------|-------------------|-------------|-----------------------|
| 5° PISO | G.P. ----- | | |
| | V.P. ----- | | |
| | V.A. ----- | | |
| | C.V. ----- | | |
| | COLUMNA ----- | | |
| | <u>19,171</u> | 53400 | 80100 |
| | 1.5 x 53400 | | |
| 4° PISO | G.P. ----- | | |
| | V.P. ----- | | |
| | V.A. ----- | | |
| | C.V. ----- | | |
| | Columna ----- | | |
| | <u>19,425</u> | 72825 | 109238 |
| | 1.5 x 72825 | | |

| NIVEL | S O B R E C A R G A S | | | | | | CARGA TOTAL REDUCIDA | |
|---------|--------------------------|-------------------|----------------------|---------------------|-----------------------|------------------|----------------------|--|
| | PARCIAL DE SERVICIO (kg) | A C U M U L A D A | | REDUCIDA ACUMULADA | | DE SERVICIO (kg) | ULTIMA (kg) | |
| | | DE SERVICIO (kg) | ULTIMA (kg) | DE SERVICIO (kg) | ULTIMA (kg) | | | |
| 5° PISO | 250 x 26.78 | 15238 | 1.8 x 15238 27428 | .43 x 15238 6552 | .43 x 27428 11,794 | 59952 | 91894 | |
| | 6695 | 21933 | | | | | | |
| 4° PISO | 250 x 26.78 | 21933 | 1.8 x 21933 39479 | .40 x 21933 8773 | .40 x 39479 15792 | 81598 | 125030 | |
| | 6695 | 21933 | | | | | | |

| NIVEL | | CARGAS PERMANENTES | | ACUMULADAS | |
|---------|-----------------------------|---------------------|----------------|------------|-------------|
| | PARCIAL DE SERVICIO (kg) | DE SERVICIO (kg) | ULTIMA (kg) | | |
| 3º PISO | G.P. | ----- | 12051 | | |
| | V.P. | ----- | 1701 | | |
| | V.A. | ----- | 1469 | | |
| | C.v. | ----- | 2678 | | |
| | Columna | ----- | 1526 | | 1.5 x 92250 |
| | | ----- | 19,425 | | 92250 |
| 2º PISO | G.P. | ----- | 12051 | | |
| | V.P. | ----- | 1701 | | |
| | V.A. | ----- | 1469 | | |
| | C.v. | ----- | 2678 | | |
| | Columna | ----- | 1781 | | |
| | | ----- | 19,680 | | 111,930 |

S O B R E E G A R G A S

| | PARCIAL DE SERVICIO (kg) | ACUMULADA DE SERVICIO (kg) | ULTIMA | REDUCIDA ACUMULADA DE SERVICIO (kg) | ULTIMA (kg) | DE SERVICIO (kg) | ULTIMA (kg.) |
|---------|-----------------------------------|-------------------------------------|----------------------|---|----------------------|------------------------|-----------------|
| 3° PISO | 250 x 26.78 6695 | 28628 | 1.8 x 28628 51530 | .40 x 28628 11451 | .40 x 28628 20612 | 103701 | 158987 |
| 2° PISO | 6695 | 35323 | 1.8 x 35323 63581 | .40 x 35323 14129 | .40 x 35323 25432 | 126059 | 193327 |

G A S P I N E

PARCIAL DE SERVICIO (kg) A C U M U L A D A S DE SERVICIO (kg)

(Similar al 2º piso)

1º PISO ----- 19680

131610

1.5 x

131610 =

197415

| NIVEL | SOBRE CARGAS | | | | CARGA TOTAL REDUCIDA | |
|---------|--------------------------|----------------------------|-------------|-------------------------------------|----------------------|---------------|
| | PARCIAL DE SERVICIO (kg) | ACUMULADA DE SERVICIO (kg) | ULTIMA (kg) | REDUCIDA ACUMULADA DE SERVICIO (kg) | ULTIMA (kg) | SERVICIO (kg) |
| | 250 x 26.78 | 1.8 x 42018 | .40 x 42018 | .40 x 42018 | .40 x 75632 | |
| 1° PISO | 6695 | 42018 | 75632 | 16807 | 30253 | 148417 |
| | | | | | | 227668 |

DE CARGAS Y MOMENTOS EN COLUMNAS DE PORTICO PRINCIPAL

MOMENTOS Y CARGAS DE DISEÑO PARA COLUMNAS.

| EJE | EJE A | | | EJE B | | | EJE C | |
|-----|------------------|----------------|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------|------------------|-----------------|
| | P axial (ton) | Mx x (tn-m) | My y (ton-m) | P axial (ton.) | Mx x (ton-m) | My y (ton-m) | P axial (ton) | Mx x (ton-m) |
| | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | 10.77 | 23.11 | 6.9 |
| | ----- | ----- | 13.77 | 21.13 | 6.74 | 8.30 | 61.19 | 5.7 |
| | ----- | ----- | 13.29 | 46.03 | 9.72 | 12.19 | 91.89 | 8.4 |
| | ----- | ----- | 10.04 | 70.22 | 8.96 | 12.48 | 125.03 | 8.3 |
| | ----- | ----- | 10.03 | 92.11 | 10.40 | 13.39 | 158.98 | 8.7 |
| 04 | 16.67 | 9.37 | 8.15 | 118.63 | 7.51 | 19.18 | 193.32 | 6.3 |
| | 35.62 | 8.03 | 9.87 | 149.43 | 11.31 | 22.76 | 227.70 | 11.2 |

Se obtiene del cuadro de Momentos máximos de columnas

axiales se obtiene del metrado de cargas para columnas.

Se obtiene directamente de la carga por sismo, pues los momentos obtenidos por carga vertical son despreciables.

25 $M_x x$ (sismo)

COLUMNAS COMO MIEMBROS EN FLEXOCOMPRESION

PARA DETERMINAR SI EL PORTICO ES ARRIOSTRADO:

Se dice que un pórtico está arriostrado cuando mediante algún sistema de trabamiente o sujeción en su plano, no se le permite el desplazamiento del mismo.

I - 71 (sección 10. 11.3) señala el criterio siguiente para determinar si las columnas están arriostradas ó no.

Un miembro en compresión arriostrado lateralmente es un miembro en el que los elementos de arriestre pueden ser muros de cortante, con una rigidez que registre los movimientos laterales de un piso, de por lo menos 6 veces la suma de las rigideces de todas las columnas, que resisten el momento lateral en el nivel considerado, de tal modo que las deflexiones laterales del piso no serán lo suficiente grandes para afectar significativamente la resistencia de la columna".

Resumiendo si $6 \sum D_{\text{col.}} < \sum D_{\text{placas.}} \Rightarrow$ Las columnas se consideran arriestradas.

donde:

$\sum D_{\text{col.}}$: Suma de rigideces de todas las columnas del nivel considerado.

$\sum D_{\text{placas}}$: Suma de rigideces de los muros de corte en el nivel considerado.

8.32 ESBELTEZ EFECTIVA

$\frac{k L}{r}$ = relación de esbeltez efectiva

$r = 0.30 t.$

K se calcula utilizando nomogramas (Ver A.C.I - 71 - sección 10-11)

8.33 VERIFICACION DE ARRIOSTRAMIENTO DE LA COLUMNA EN LA DIRECCION PRINCIPAL

| RIGIDECES | NIVELES | | | | | | |
|--------------------------|---------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| $\sum D_{\text{col.}}$ | 3.012 | 4.345 | 5.64 | 6.04 | 6.759 | 9.978 | 22.99 |
| $6 \sum D_{\text{col.}}$ | 18.07 | 26.07 | 33.84 | 36.26 | 40.554 | 59.868 | 137.94 |
| $\sum D_{\text{ple.}}$ | 1.268 | 3.485 | 5.94 | 8.287 | 12.191 | 18.452 | 43.77 |

Del cuadro anterior se deduce que:

$6 \sum D_{\text{col.}} > \sum D_{\text{ple.}}$

Por lo tanto las columnas no se consideran arriestradas en todos los niveles.

8.34 CALCULO DE LA ESBELTEZ EFECTIVA :

A.- Elementos en compresión arriestrados:

El R.N.C. especifica que para elementos en compresión arriestrados contra desplazamientos laterales, los efectos de esbeltez se pueden ignorar cuando $k h/r$ es menor que $(34 - 12 M_1/M_2)$

donde:

h = longitud de la columna considerada entre el piso y la viga que proporciona apoyo lateral.

r = radio de giro = 0.30 t para secciones rectangulares.

M_1 = Memento flexionante menor de diseño en el extremo de la columna,

es positivo si el miembro está flexionado con curvatura simple y

ve cuando la curvatura es doble.

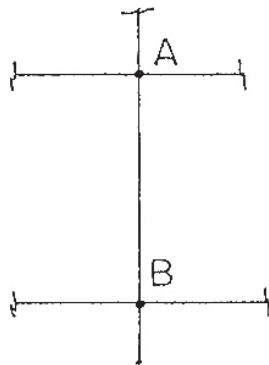
= momento flexionante mayor de diseño en el extremo de la columna,

e es positivo.

Elementos en compresión no arriestrados.

Para elementos no arriestrados en compresión se desprecian los efectos de esbeltez cuando $\frac{k h}{r} < 22$

0.- Cálculo del factor "k" y la relación de esbeltez efectiva:



$$G_A = \left[\frac{\sum K_e}{\sum k_v} \right] \text{ para el nudo A}$$

$$G_B = \left[\frac{\sum K_e}{\sum K_v} \right] \text{ para el nudo B}$$

= rigidez relativa de columna.

v = rigidez relativa de viga.

Con los valores de G_A y G_B se entra en la carta de alineamiento y se encuentra "k".

la columna está empotrada $G = 1.0$

la columna en estudio 4 - C tendremos que:

| | (cm.) | | | | | (cm.) | | | | (cm.) | |
|---|-------|----|---|------|-----|-------|------|------|-----|-------|------|
| 7 | 4 - C | 40 | 4 | 0.57 | .43 | 1.33 | 1.33 | 1.42 | 235 | 12 | 27.8 |
| 6 | 4 - C | 40 | 4 | 1.14 | .86 | 1.33 | 2.40 | 1.55 | 235 | 12 | 30.4 |
| 5 | 4 - C | 50 | 5 | 2.06 | .86 | 2.40 | 4.72 | 1.90 | 235 | 15 | 29.8 |
| 4 | 4 - C | 60 | 6 | 4.06 | .86 | 4.72 | 5.98 | 2.12 | 235 | 18 | 27.7 |
| 3 | 4 - C | 60 | 6 | 5.14 | .86 | 5.98 | 7.73 | 2.28 | 235 | 18 | 29.8 |
| 2 | 4 - C | 70 | 7 | 6.65 | .86 | 7.73 | 9.49 | 2.80 | 235 | 21 | 31.3 |
| 1 | 4 - C | 70 | 7 | 8.16 | .86 | 9.49 | 1.00 | 1.90 | 235 | 21 | 21.3 |

* La excentricidad mínima e_{min} , en flexocompresión para el diseño a la rotura el R.N.C establece una e_{min} , cuando la columna es estribada y es igual a 0.1 t.
 $e_{min} = 0.1 t.$

- Como $k_n/r > 22$ en todos los casos, se considera esbeltez.

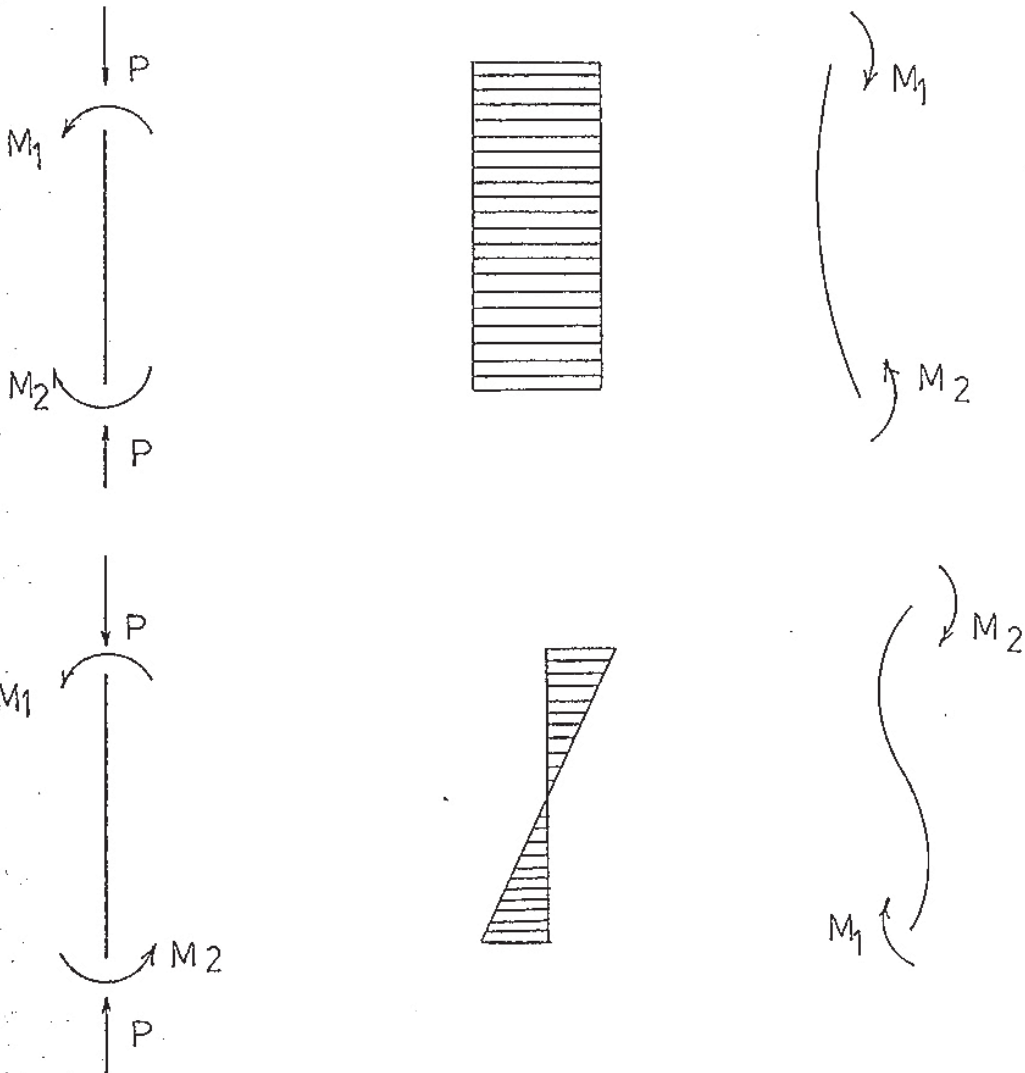
EXERCITION SECONDAIRE X - X

| NIV. | GOL. | t (em.) | e mfa. (em.) | Σ | Ke. | Σ Kv. | G _A | G _B | k | h (em.) | r (em.) | k _{n/r} |
|------|-------|------------|-----------------|------|-----|-------|----------------|----------------|------|------------|------------|------------------|
| 7 | 4 - C | 30 | 3 | .32 | .62 | .62 | .52 | 1.03 | 1.22 | 240 | 9 | 32.5 |
| 6 | 4 - C | 30 | 3 | .64 | .62 | .62 | 1.03 | 2.05 | 1.45 | 240 | 9 | 38.7 |
| 5 | 4 - C | 40 | 4 | 1.27 | .62 | .62 | 2.05 | 3.37 | 1.73 | 240 | 12 | 34.6 |
| 4 | 4 - C | 40 | 4 | 2.09 | .62 | .62 | 3.37 | 3.68 | 1.90 | 240 | 12 | 38.0 |
| 3 | 4 - C | 40 | 4 | 2.28 | .62 | .62 | 3.68 | 4.0 | 1.96 | 240 | 12 | 39.2 |
| 2 | 4 - C | 40 | 4 | 2.48 | .62 | .62 | 4.0 | 4.32 | 2.05 | 240 | 12 | 41.0 |
| 1 | 4 - C | 40 | 4 | 2.68 | .62 | .62 | 4.32 | 1.00 | 1.65 | 240 | 12 | 33.0 |

Come en la dirección secundaria $k_{n/r}$ es mayor que 22, también consideramos los efectos de esbeltez en todos los niveles.

TIPOS DE CURVATURA

Tenemos 2 casos : curvatura simple y curvatura doble.



M_1 : es positivo (+) si la curvatura es simple

M_1 : es negativo (-) si la curvatura es doble.

M_2 : siempre es positivo.

Se calcula el factor : $E = (34 - 12 M_1/M_2)$

si $k_h/r < E$, los efectos de la esbeltez se ignoran.

CALCULO DEL MOMENTO AMPLIFICADO

Usaremos el método del momento amplificado para el diseño de columnas esbeltas (columnas largas).

En el caso de columnas esbeltas, se presenta en ambas direcciones, por lo tanto las columnas se diseñarán usando la carga axial mas

un momento amplificado M_e .

$$\text{Momento amplificado} = M_e = \delta M_2$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}} \geq 1$$

P_{cr} = carga crítica.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(k h)^2}$$

- Valor de $E I$

$E I$ para simplificar se toma conservadamente como:

$$E I = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + R_m} ; \text{ tomamos } R_m = 0 ; \text{ ya que } M_1 \ll M_2$$

- Valor de C_m

Para elementos arriestrados contra desplazamientos laterales y sin cargas transversales en los apoyos: $C_m = 0.6 + 0.4 M_1/M_2 \geq 0.4$

Para columnas con desplazamiento lateral $C_m = 1.0$

En las expresiones anteriores:

M_e = Momento amplificado usado en el diseño de un miembro en compresión.

δ = Factor de amplificación de momentos.

C_m = Factor que relaciona el diagrama real de momento a un diagrama equivalente de momento uniforme.

P_{cr} = carga crítica.

$E I$ = Rigidez a la flexión de los miembros en compresión.

E_c = módulo de elasticidad del concreto (kg/cm^2 .)

I_g = momento de Inercia de la sección total del concreto con respecto al eje centroidal (despreciando el refuerzo.)

R_m = Relación del máximo momento de diseño debido a cargas muertas, al momento máximo debido a todas las cargas, siempre es positivo.

8.36 CALCULO DE LA RIGIDEZ A LA FLEXION (E I)

(dirección secundaria X - X)

$$E I = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + R_m}$$

$$E_c = 15,000 \quad \sqrt{f'_c} = 15,000 \quad \sqrt{210} = 217370 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_c = 217 \text{ Ton/cm}^2.$$

$$I_g = \frac{b h^3}{12}$$

| NIVELES | SECCION b x h | $I_g \times 10^4$ cm ⁴ | E_c (T/cm ²) | $E I \times 10^6$ (T - cm ²) |
|---------|------------------|--------------------------------------|-------------------------------|---|
| 7°, 6° | 40 x 30 | 9.0 | 217 | 7.81 |
| 5° | 50 x 40 | 26.67 | 217 | 23.15 |
| 4°, 3° | 60 x 40 | 32.0 | 217 | 27.78 |
| 2°, 1° | 70 x 40 | 37.33 | 217 | 32.40 |

8.37 Carga crítica: $Per = \frac{\pi^2 E I}{(k h)^2}$

| NIVEL | COLUMNA | $(k h)^2 \times 10^4$ (cm ²) | $E I \times 10^6$ (T - cm ²) | Per (Ton.) |
|-------|---------|---|---|---------------|
| 7° | 4 - C | 8.57 | 7.81 | 899.0 |
| 6° | 4 - C | 12.11 | 7.81 | 636.5 |
| 5° | 4 - C | 17.24 | 23.15 | 1325.3 |
| 4° | 4 - C | 20.79 | 27.78 | 1318.8 |
| 3° | 4 - C | 22.13 | 27.78 | 1238.9 |
| 2° | 4 - C | 24.21 | 32.40 | 1320.8 |
| 1° | 4 - C | 15.68 | 32.40 | 2039.4 |

8.38 FACTOR δ

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{er}} ; C_m = 1.0 \text{ (Para elementos no arriestrados).}$$

| NIVEL | COLUMNA | Pu | 1 - Pu/Per | δ |
|-------|---------|--------|------------|----------|
| 7° | 4 - C | 23.11 | 0.97 | 1.03 |
| 6° | 4 - C | 61.19 | 0.90 | 1.11 |
| 5° | 4 - C | 91.89 | 0.93 | 1.08 |
| 4° | 4 - C | 125.03 | 0.91 | 1.10 |
| 3° | 4 - C | 158.98 | 0.87 | 1.15 |
| 2° | 4 - C | 193.33 | 0.85 | 1.17 |
| 1° | 4 - C | 227.67 | 0.89 | 1.12 |

8.39 VALOR DE M_e :

$$M_e = \delta M_2$$

| NIVEL | COLUMNA | M_2 (ton-m) | M_e (ton-m) |
|-------|---------|---------------|---------------|
| 7° | 4 - C | 7.00 | 7.21 |
| 6° | 4 - C | 5.70 | 6.33 |
| 5° | 4 - C | 8.50 | 9.18 |
| 4° | 4 - C | 8.30 | 9.13 |
| 3° | 4 - C | 8.70 | 10.00 |
| 2° | 4 - C | 6.40 | 7.49 |
| 1° | 4 - C | 11.20 | 12.54 |

8.40 DIRECCION PRINCIPAL (Y - Y)

Cálculo de la rigidez a la flexión (E I)

$$E I = \frac{E_0 I_g / 2.5}{1 + R_m} ; R_m \cong 0 \quad (M_{\text{carga muerta}} \ll M_{\text{carga total}})$$

$$E_0 = 15000 \sqrt{f'_c} = 217 \text{ ton/cm}^2$$

$$I_g = \frac{b h^3}{12}$$

| NIVELES | SECCION b x h | $I_g \times 10^4$ (cm ⁴) | E_0 (T/cm ²) | $T - \text{cm}^2$ |
|---------|------------------|---|-------------------------------|-------------------|
| 7°, 6° | 30 x 40 | 16.00 | 217 | 13.89 |
| 5° | 40 x 50 | 41.67 | 217 | 36.17 |
| 4°, 3° | 40 x 60 | 72.00 | 217 | 62.50 |
| 2°, 1° | 40 x 70 | 114.34 | 217 | 99.25 |

8.41 Carga crítica $Per = \frac{\pi^2 E I}{(k h)^2}$

| NIVELES | COLUMNA | $(k h)^2 \times 10^4$ (cm ²) | $E I \times 10^6$ (Tn - cm ²) | Per (ton.) |
|---------|---------|---|--|------------|
| 7° | 4 - C | 11.14 | 13.89 | 1231 |
| 6° | 4 - C | 13.27 | 13.89 | 1033 |
| 5° | 4 - C | 19.94 | 36.17 | 2690 |
| 4° | 4 - C | 24.82 | 62.50 | 2148 |
| 3° | 4 - C | 28.71 | 62.50 | 2149 |
| 2° | 4 - C | 43.30 | 99.25 | 2262 |
| 1° | 4 - C | 19.93 | 99.25 | 4914 |

8.42 Factor β de amplificación de Momentos

$$\beta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}} ; C_m = 1.0 \text{ (para elementos no arriestrados)}$$

| NIVEL | COLUMNA | Pu | 1 - Pu/Per. | β |
|-------|---------|--------|-------------|---------|
| 7° | 4 - C | 23.11 | 0.98 | 1.02 |
| 6° | 4 - C | 61.19 | 0.94 | 1.06 |
| 5° | 4 - C | 91.89 | 0.97 | 1.03 |
| 4° | 4 - C | 125.03 | 0.94 | 1.06 |
| 3° | 4 - C | 158.98 | 0.925 | 1.08 |
| 2° | 4 - C | 193.33 | 0.917 | 1.09 |
| 1° | 4 - C | 227.67 | 0.952 | 1.05 |

8.43 Valor de M_e : (M_2 se obtiene del cuadro de momentos máximos en columnas)

| NIVEL | COLUMNA | M_2 | $M_e = \beta M_2$ |
|-------|---------|-------|-------------------|
| 7 | 4 - C | 10.77 | 10.98 |
| 6 | 4 - C | 8.30 | 8.80 |
| 5 | 4 - C | 12.19 | 12.55 |
| 4 | 4 - C | 12.48 | 13.23 |
| 3 | 4 - C | 13.39 | 14.46 |
| 2 | 4 - C | 19.18 | 20.90 |
| 1 | 4 - C | 22.76 | 23.90 |

DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

- Excentricidad (e)

- dirección principal : $e_y = M_e / P_u$

- dirección secundaria: $e_x = M_e / P_u$.

- Excentricidad mínima: $e_{mín} = 0.10 t$ (Cuando $e < e_{mín}$ se usará ésta última.

| NIVEL | e_y (cm.) | e_x (cm.) |
|-------|-------------|-----------------|
| 7° | 46.60 | 31.19 |
| 6° | 13.56 | 10.34 |
| 5° | 13.26 | 9.99 |
| 4° | 9.98 | 7.30 |
| 3° | 8.42 | 6.29 |
| 2° | 9.92 | 3.87 (Use 4.0) |
| 1° | 9.99 | 5.51 |

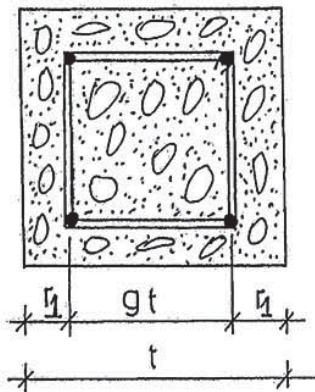
Tipe de falla :

Cuando : $e/t < e_p/t$ --- Falla por compresión C

$e/t > e_p/t$ --- Falla

- Valor de "g"

Para usar los ábacos es necesario determinar los valores "g" definidos de acuerdo a la figura mostrada:



Para refuerzos longitudinales de diámetro 1" y estribos de diámetro $\phi 3/8$ " el

Valor de r_1 será:

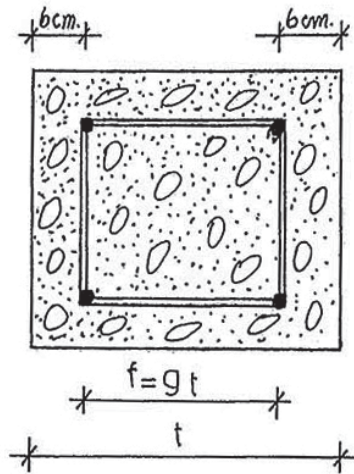
$$r_1 = \text{recubrimiento} + \text{diámetro del estribo} + \frac{1}{2} \text{ diámetro longitudinal}$$

$$r = 4 + 1 + \frac{1}{2} \cdot 2.5 = 6.25 \text{ cm.}$$

$$g t = t - 2 r_1 \implies$$

| |
|---------------------------|
| $g = 1 - \frac{12.50}{t}$ |
|---------------------------|

En la práctica se usa :



$$f = g t$$

$$f = t - 12 \text{ cm.}$$

Luego:
$$g = \frac{f}{t}$$

| NIVEL | DIRECCION PRINCIPAL | | | DIRECCION SECUNDARIA | | |
|-------|---------------------|------------------|------|----------------------|------------------|------|
| | t (cm.) | f = g t (cm.) | g | t (cm.) | f = g t (cm.) | g |
| 7° | 40 | 28 | 0.70 | 30 | 18 | 0.60 |
| 6° | 40 | 28 | 0.70 | 30 | 18 | 0.60 |
| 5° | 50 | 38 | 0.80 | 40 | 28 | 0.70 |
| 4° | 60 | 48 | 0.80 | 40 | 28 | 0.70 |
| 3° | 60 | 48 | 0.80 | 40 | 28 | 0.70 |
| 2° | 70 | 58 | 0.80 | 40 | 28 | 0.70 |
| 1° | 70 | 58 | 0.80 | 40 | 28 | 0.70 |

C.- FLEJO COMPRESION BIAJIAL

Para resolver éste caso se usan procedimientos aproximados, el R.N.C. presenta la siguiente fórmula de las inversas (método del Dr. Bresler).

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_{ue}} \quad (\alpha) ; P_u \geq 0.1 P_{ue}$$

En la relación (α) anterior:

P_u = carga última con excentricidades, e_x , e_y .

P_{ux} = carga última con excentricidad e_x .

P_{uy} = carga última con excentricidad e_y .

P_{ue} = carga última con excentricidad nula ($e_x = e_y = 0$).

función de los valores "K"

$$\frac{1}{K_u} = \frac{1}{K_{ux}} + \frac{1}{K_{uy}} - \frac{1}{K_{ue}} \quad (\beta)$$

siendo : $P_u = K_u f'_c b_t \geq P_u \text{ actuante.}$

$$k_{ux} = \frac{P_{ux}}{f'_c b_x t_y} \quad ; \quad k_{uy} = \frac{P_{uy}}{f'_c b_y t_x} \quad ; \quad K_{ue} = \frac{P_{ue}}{f'_c b t}$$

$$P_{ue} = \phi (0.85 b t f'_c + A_s f_y) \quad \phi = 0.7 \text{ (columna estribada).}$$

PROCEDIMIENTO

- a) Per tratarse de un procedimiento iterativo se empieza asumiendo una cuantía p_t y se calcula:

$$p_t m = p_t \left(\frac{f_y}{0.85 f'_c} \right)$$

- b) Con $p_t m$, ξ , $\frac{e_x}{t}$, $\frac{e_y}{t}$ entremos en las cartas 49, 50, 51, 52 del

S P - 7 y encontremos los valores de k_{ux} , k_{uy} , respectivamente.

- c) Se calcula k_{ue}

- d) Con las fórmulas de las inversas se calcula K_u .

- e) Se halla P_u .

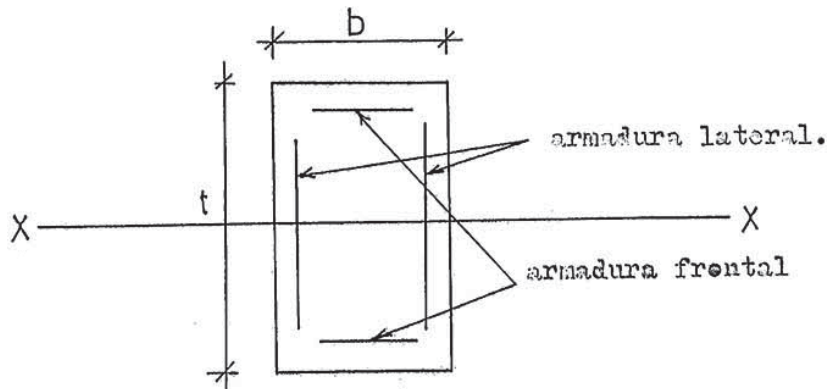
- f) Se verifica las relaciones $P_u \geq 0.1 P_{ue}$ ó $k_u \geq 0.1 K_{ue}$.

- g) Si $P_u < 0.10 P_{ue}$ verificamos con el sgte. método

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1.0 \quad (\theta)$$

M_x ; M_y = momentos de flexión.

M_{ux} ; M_{uy} = momentos resistentes según los ejes coordenados.



$$= \phi \left[A_s \text{ frontal } f_y \left(d_x - \frac{a_x}{2} \right) \right]$$

$$M_{xy} = \phi \left[A_s \text{ lateral } \cdot f_y \left(d_y - \frac{a_y}{2} \right) \right]$$

La fórmula (Θ) se usa cuando se tiene cargas pequeñas y momentos grandes. En nuestro caso se presenta en el 7° Nivel de la columna C 4 - C en estudio.

Haremos el diseño en detalle para la columna C 4 - C, 1° Nivel:

8.50.10 DISEÑO DE COLUMNA 1° 4 - C

Sección: 40 cm. x 70 cm. $\Rightarrow Ag = 40 \times 70 = 2800 \text{ cm}^2$

Assumimos un refuerzo de $6 \phi 1'' + 6 \phi 3/4'' = 30.60 + 17.04 = 47.64 \text{ cm}^2$

La cuantía $p_t = \frac{47.64}{40 \times 60} = 0.017$.

1. Cálculo de k_{ux} (uniaxial)

$b = 40 \text{ cm.}$

$t = 70 \text{ cm.}$

$P_u = 227.7 \text{ ton.}$

$M_{ux} = 11.31 \text{ t - m.}$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 \times 210} = 23.529$$

$$p_t m = 0.017 (23.529) = 0.399 \approx 0.40$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1120}{227.7} \text{ t - cm} = 4.91 > e_{\min} = 0.10 t = 0.10 \times 40 = 4 \text{ cm.}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{4.96}{70} = 0.07$$

$$g = \frac{f}{t} = \frac{28}{40} = 0.7$$

Luego con $g = 0.7$; $f_y = 60 \text{ Ksi}$; $f'_c = 3 \text{ Ksi}$, entramos al ábaco

N° 50 del S P - 7

y encontraremos que para:

$$\left. \begin{array}{l} p_t m = 0.40 \\ \frac{e}{t} = 0.07 \end{array} \right\} \Rightarrow e_b/t = 0.50$$

Como $\frac{e}{t} = 0.07 < \frac{e_b}{t} = 0.50$ (Falla por compresión)

De igual forma en el mismo ~~base~~ base N° 50, encontramos que

$$\left. \begin{array}{l} \text{para: } \frac{e}{t} = 0.07 \\ p_t m = 0.40 \end{array} \right\} \Rightarrow k_{ux} = 0.67$$

2.- Cálculo de k_{uy} (uniaxial)

$P_u = 227.7$ ton.

$M_{uy} = 22.76$ ton.

$e = \frac{2276}{227.7}$ ton - em = 9.99

$\frac{e}{t} = \frac{9.99}{70} = 0.14$

$g = \frac{58}{70} = 0.8$

$$\left. \begin{array}{l} g = 0.8 \\ \frac{e}{t} = 0.14 \\ p_t m = 0.40 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Del base N° 51 (S P -7)} \\ \frac{e_b}{t} = 0.50 \quad \frac{e}{t} = 0.14 \text{ (falla por compresión)} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e}{t} = 0.14 \\ p_t m = 0.40 \end{array} \right\} k_{uy} = 0.45$$

3.- Cálculo de K_{ue}

$P_{ue} = \phi (0.85 f'_c A_g + A_s f_y)$
 $P_{ue} = 0.7 (0.85 \times 0.21 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \times 2800 \text{ cm}^2 + 47.64 \times 4.2 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2}) = 489.92 \text{ ton.}$

$$K_{uo} = \frac{P_{ue}}{f'_c b t} = \frac{489.92}{0.21 \times 2800} = 0.833$$

4.- VERIFICACION DE LA CUANTIA ASUMIDA

$$\frac{1}{K_u} = \frac{1}{K_{ax}} + \frac{1}{K_{ay}} - \frac{1}{K_{uo}}$$

$$\frac{1}{K_u} = \frac{1}{0.67} + \frac{1}{0.45} - \frac{1}{0.83} = 1.49 + 2.22 - 1.20$$

$$\frac{1}{K_u} = 2.51$$

$$K_u = \frac{1}{2.51}$$

$$P_u = K_u f'_c b t.$$

$$P_u = \left(\frac{1}{2.51} \right) \times 0.210 \frac{\text{ton}}{\text{cm}^2} \times 40 \times 70 = 234.3 \text{ ton.}$$

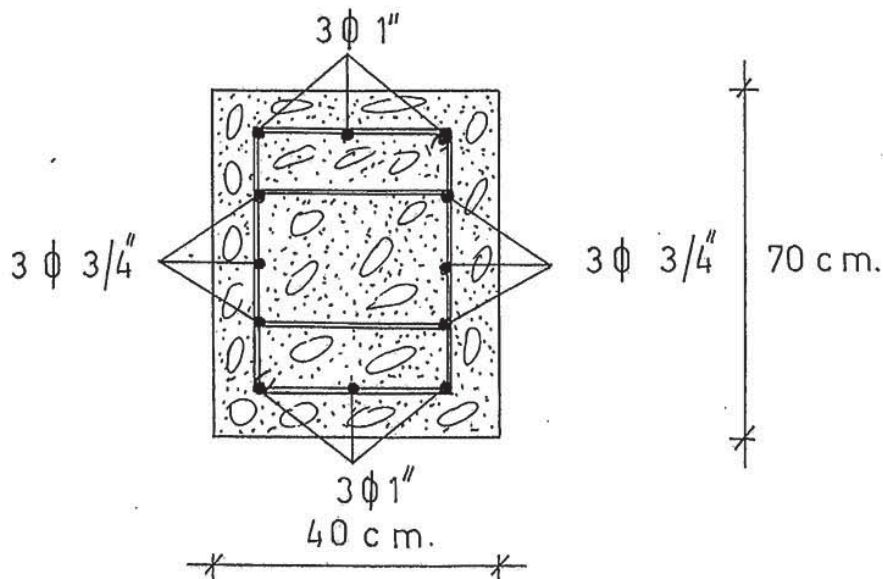
Luego : $P_u = 234.3 \text{ ton.}$

$$0.10 P_{ue} = 0.10 (489.92) = 48.99 \text{ ton.}$$

$$P_u = 234.3 \text{ ton} > 0.10 P_{ue} = 48.99 \text{ ton} \quad ; \text{ bien !}$$

$$P_u = 234.3 \text{ ton} > P_u \text{ actuante} = 227.7 \text{ ton.}$$

Luego use: $6 \phi 3/4'' + 6 \phi 1''$



REFUERZO TRANSVERSAL

Esfuerzo cortante Nominal permisible (v_c)

$$v_c = 0.5 (1 + 0.07 Nu/Ag) \sqrt{f'_c}$$

$$v_c \leq 0.9 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + 0.0285 Nu/Ag'}$$

Nu = carga de diseño normal a la sección transversal.

Ag = área total de la sección.

REQUERIMIENTO DE REFUERZO TRANSVERSAL ESPECIAL

Cuando $\frac{P}{Ag} \leq 0.12 f'_c$ No se requiere refuerzo especial.

$$0.12 f'_c = 0.12 \times 210 = 25.2 \text{ kg/cm}^2$$

P = máxima carga axial que se espera actuará sobre el miembro durante un sismo.

Para nuestro caso:

$$\frac{Pu}{Ag} = \frac{227,670 \text{ kg}}{40 \times 70} = 81.3 \text{ kg/cm}^2 > 25.2 \text{ kg/cm}^2$$

Luego la columna requiere estribos especiales.

Diseño de estribos para confinamiento.

Longitud a confinar a partir de la cara de conexión : (h)

$$h = 70 \text{ cm.}$$

Área del refuerzo $A_{s h}$

$$A_{s h} = \frac{l_h \rho_s s_h}{2} \text{ --- (1)}$$

donde:

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{Ag}{A_c h} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y}$$

ρ_s = relación volumétrica.

l_h = longitud máxima no sepertada del anillo cerrado rectangular, medido entre las ramas perpendiculares del anillo.

= Area del núcleo de una columna medida entre las caras exteriores del estribo cerrado.

espaciamiento centro a centro de estribos cerrados.

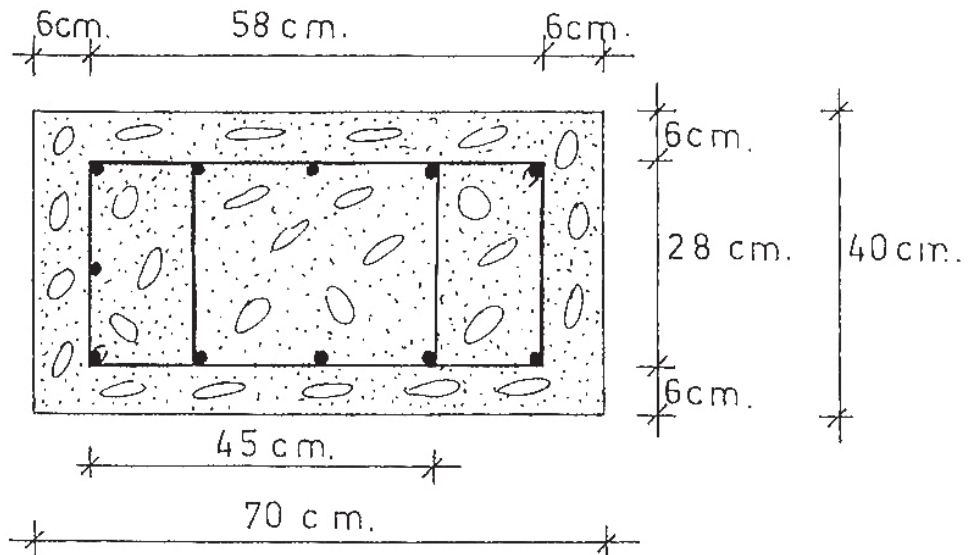
$$(1) : s_h = \frac{1}{I_h} \left[\frac{2 A_s h}{0.45 \left(\frac{A_g}{A_e h} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}} \right]$$

a nuestra columna en estudio tendremos que :

1°

Usando estribos cerrados de 3/8"

$$A_s h = 2 \times 0.79 = 1.58 \text{ cm}^2$$



$$I_h = 45 \text{ cm.}$$


$$s_h = \frac{1}{45} \left[\frac{2 \times 1.58}{0.45 \left(\frac{40 \times 70}{58 \times 28} - 1 \right) \left(\frac{210}{4200} \right)} \right] = 4.31 \text{ cm.}$$

la parte central de la columna el espaciamiento será :

$$s \leq \begin{cases} 16 D_L = 16 \times 2.54 = 40 \text{ cm.} \\ 48 D_e = 48 \times 0.95 = 45.6 \text{ cm.} \\ b = 40 \text{ cm.} \end{cases}$$

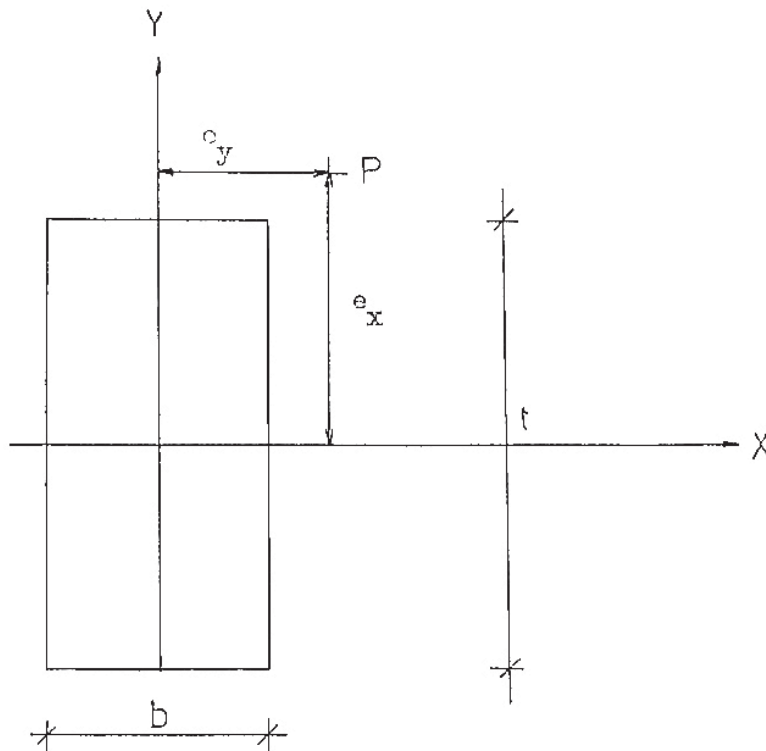
sea menor.

Usaremos la siguiente disposición de estribos:

Use  $\phi 3/8''$ 2 @ .05, 6 @ .10 Rto. @ .30

RESUMEN DEL DISEÑO PARA COLUMNA C 4 - C EN ESTUDIO

| NIVEL | p_t | $p_t m$ | DIRECCION PRINCIPAL Y-Y | | | DIRECCION SECUNDARIA: X-X | | |
|-------|-----------|---------|-------------------------|---------|----------|---------------------------|---------|----------|
| | (asumido) | | ξ | e_y/b | k_{uy} | ξ | e_x/t | k_{ux} |
| 7° | .027 | .645 | .70 | 1.55 | — | .60 | .78 | — |
| 6° | .027 | .645 | .70 | .45 | .34 | .60 | .26 | .46 |
| 5° | .011 | .267 | .80 | .33 | .34 | .70 | .20 | .45 |
| 4° | .012 | .278 | .80 | .25 | .41 | .70 | .12 | .45 |
| 3° | .012 | .278 | .80 | .21 | .49 | .70 | .10 | .59 |
| 2° | .017 | .399 | .80 | .25 | .45 | .70 | .05 | .67 |
| 1° | .017 | .399 | .80 | .14 | .45 | .70 | .08 | .67 |



| NIVEL | $1/k_{ux}$ | $1/k_{uy}$ | $1/k_{u\theta}$ | k_u | $0.1 k_{u\theta}$ | $f'_c b_t$ | P_u | $P_u \text{ act.}$ |
|-------|------------|------------|-----------------|-------|-------------------|------------|-------|--------------------|
| 7° | --- | --- | --- | --- | --- | 252 | --- | 23.11 |
| 6° | 2.17 | 2.94 | 1.02 | 0.23 | 0.10 | 252 | 62.20 | 61.19 |
| 5° | 2.22 | 2.94 | 1.32 | 0.26 | 0.08 | 420 | 109.0 | 91.89 |
| 4° | 2.22 | 2.44 | 1.31 | 0.30 | 0.08 | 504 | 150.0 | 125.03 |
| 3° | 1.69 | 2.04 | 1.31 | 0.42 | 0.08 | 504 | 208.0 | 158.98 |
| 2° | 1.49 | 2.22 | 1.20 | 0.40 | 0.08 | 588 | 234.3 | 193.3 |
| 1° | 1.49 | 2.22 | 1.20 | 0.40 | 0.08 | 588 | 234.3 | 227.7 |

- AREAS DE ACERO Y SELECCION DE VARILLAS DE REFUERZO

| NIVEL | COLUMNA | SECCION (cm ²) | P_t | A_s (cm ²) | REFUERZO LONGITUDINAL |
|-------|-----------|-------------------------------|-------|-----------------------------|-----------------------------|
| 7° | C : 4 - C | 30 x 40 | .027 | 32.92 | 8 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1" |
| 6° | C : 4 - C | 30 x 40 | .027 | 32.92 | 8 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1" |
| 5° | C : 4 - C | 40 x 50 | .011 | 22.72 | 8 ϕ 3/4" |
| 4° | C : 4 - C | 40 x 60 | .011 | 28.40 | 10 ϕ 3/4" |
| 3° | C : 4 - C | 40 x 60 | .011 | 28.40 | 10 ϕ 3/4" |
| 2° | C : 4 - C | 40 x 70 | .017 | 47.64 | 6 ϕ 3/4" + 6 ϕ 1" |
| 1° | C : 4 - C | 40 x 70 | .017 | 47.64 | 6 ϕ 3/4" + 6 ϕ 1" |

RESUMEN DE ESTRIBOS PARA COLUMNA 4 - C

Nivel 7° : ϕ 3/8" 2 @ . 05, 3 @ . 10, Rto. @ . 30

Nivel 6° : ϕ 3/8" 2 @ . 05, 3 @ . 10, Rto. @ . 30

Nivel 5° : ϕ 3/8" 2 @ . 05, 4 @ . 10, Rto. @ . 30

Nivel 4° : $\phi 3/8''$ 2 @ .05, 5 @ .10, Rto. @ .30
 Nivel 3° : $\phi 3/8''$ 2 @ .05, 5 @ .10, Rto. @ .30
 Nivel 2° : $\phi 3/8''$ 2 @ .05, 6 @ .10, Rto. @ .30
 Nivel 1° : $\phi 3/8''$ 2 @ .05, 6 @ .10, Rto. @ .30.

A Continuación presentamos tabulados el diseño para la columna del eje 4 - B y A - 4.

RESUMEN DE DISEÑO PARA COLUMNA 4 - B

Áreas de acero y selección de varillas de refuerzo:

| NIVEL | COLUMNA | SECCION (cm ²) | P _t | A _s (cm ²) | REFUERZO LONGITUDINAL |
|-------|---------|----------------------------|----------------|-----------------------------------|-----------------------|
| 6° | C : 4-B | 30 x 40 | 0.033 | 39.76 | 14 $\phi 3/4''$ |
| 5° | C : 4-B | 40 x 50 | 0.019 | 39.76 | 14 $\phi 3/4''$ |
| 4° | C : 4-B | 40 x 50 | 0.017 | 34.08 | 12 $\phi 3/4''$ |
| 3° | C : 4-B | 40 x 50 | 0.017 | 34.08 | 12 $\phi 3/4''$ |
| 2° | C : 4-B | 40 x 60 | 0.014 | 34.08 | 12 $\phi 3/4''$ |
| 1° | C : 4-B | 40 x 60 | 0.019 | 45.44 | 16 $\phi 3/4''$ |

Resumen de estribos

Nivel 6° : $\phi 3/8''$: 2 @ .05, 3 @ .10 Rto. @ .30.

Nivel 5°, 4°, 3° : $\phi 3/8''$: 2 @ .05, 4 @ .10 Rto. @ .30.

Nivel 2°, 1° : $\phi 3/8''$ 2 @ .05, 5 @ .10 Rto. @ .30.

RESUMEN DE DISEÑO PARA COLUMNA 4-A

Áreas de acero y selección de varillas de refuerzo:

| NIVEL | COLUMNA | SECCION (cm ²) | p _t | A _s (cm ²) | REFUERZO LONGITUDINAL |
|-------|---------|-------------------------------|----------------|--------------------------------------|--------------------------|
| 2° | C : 4-A | 40 x 40 | 0.014 | 22.72 | 8 ø 3/4" |
| 1° | C : 4-A | 40 x 40 | 0.014 | 22.72 | 8 ø 3/4" |

- Resumen de estribos:

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{35.62 \times 10^3 \text{ kg}}{40 \times 40} = 22.26$$

Como $\frac{P_u}{A_g} = 22.26 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 25.2 \text{ kg/cm}^2$ La columna no necesita

estribaje por confinamiento.

Use ø 3/8" 2 @ .10, Rto. @ .30 en ambos niveles (1° y 2°).

CAPITULO IX

DISEÑO DE PLACAS

CAPITULO IX

9.00 DISEÑO DE PLACAS

9.10 GENERALIDADES

Estudiaremos la placa "4" en la dirección principal.

En la dirección secundaria, haremos el estudio de la placa de la caja de ascensores.

9.20 DISEÑO DE LA PLACA "4"

9.21 REDUCCION DE SOBRECARGAS Y METRADO DE CARGAS

| NIVEL | A _t (m ²) | A _{ta} (m ²) | R ₁ | D | L | R ₂ | R (%) | f |
|-------|-------------------------------------|--------------------------------------|----------------|-----|-----|----------------|-------|------|
| 7º | 13.40 | 13.40 | — | — | — | — | — | 1.00 |
| 6º | 13.40 | 26.80 | 21.4 | 550 | 250 | 60 | 21.4 | .78 |
| 5º | 13.40 | 40.20 | 32.2 | 550 | 250 | 60 | 32.2 | .68 |
| 4º | 13.40 | 53.60 | 43.0 | 550 | 250 | 60 | 43.0 | .47 |
| 3º | 13.40 | 67.00 | 56.5 | 550 | 250 | 60 | 56.5 | .44 |
| 2º | 13.40 | 80.40 | 64.4 | 550 | 250 | 60 | 60 | .40 |
| 1º | 13.40 | 93.80 | 75.0 | 550 | 250 | 60 | 60 | .40 |

Metrado de cargas

9.1- NIVEL 7º

Cargas muertas:

losa : $1.60 \times 4.60 \times .58 \text{ t/m}^2 = 4.27 \text{ ton.}$

Vigas principales : $2.395 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times \frac{5.25}{2} = 6.28 \text{ ton.}$

Vigas secundarias : $.638 \text{ t/m} \times 5.10 = 3.25 \text{ ton.}$

propie : $.20 \times 2.80 \times 4.60 \times 2400 = 6.18 \text{ ton.}$

escaleras : - - - - - = 6.20 ton.

elevado : - - - - - = 22.980 ton.

total carga muerta : 49.16 ton.

Carga viva :

losa : $1.60 \times 4.60 \times .150 \text{ t/m}^2 = 1.10 \text{ ton.}$

viga : $.765 \text{ T/m} \times \frac{5.25}{2} = 2.00 \text{ ton.}$

1.- Niveles 6°, 5°, 4°, 3°, 2°, 1°.

Carga muerta total - - - - - 26.18 ton.

Carga viva total - - - - - 4.48 ton.

9.22 CALCULO DE LA CARGA AXIAL ACTUANTE

| NIVEL | C.M. (ACUM.) | 1.5 C.M. | C.V. (ACUM.) | f | C.V. (RED.) | 1.8 C.V. (RED.) | P.servicio (Ton.) | Pu (Ton) |
|-------|-----------------|----------|-----------------|-------|----------------|--------------------|----------------------|-------------|
| 7° | 49.16 | 73.74 | 3.10 | 1.00 | 3.10 | 5.58 | 52.26 | 79.32 |
| 6° | 75.34 | 113.01 | 7.58 | 0.786 | 5.96 | 10.73 | 81.30 | 123.74 |
| 5° | 101.52 | 152.28 | 12.06 | .678 | 8.18 | 14.72 | 109.70 | 167.0 |
| 4° | 127.70 | 191.55 | 16.54 | .470 | 7.77 | 13.99 | 135.47 | 205.54 |
| 3° | 153.88 | 230.82 | 21.02 | .435 | 9.14 | 16.45 | 163.02 | 247.27 |
| 2° | 180.06 | 270.09 | 25.50 | .400 | 10.20 | 18.36 | 190.26 | 288.45 |
| 1° | 206.24 | 309.36 | 29.98 | .400 | 11.99 | 21.58 | 218.23 | 330.94 |

9.23 ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE PLACAS

- Los muros que tengan la resultante dentro del tercio medio de su sección pueden considerarse que estan cargados concéntricamente y pueden diseñarse empíricamente, siempre y cuando se cumpla que :

$$Pu = 0.55 \phi f'_c Ag \left[1 - \left(\frac{L_c}{40 h} \right)^2 \right] ; \phi = 0.70$$

donde en la fórmula anterior :

Ag = área total de la sección en cm²

h = espesor del muro en cm.

Pu = carga axial de compresión.

D = ancho de la placa

Lc = distancia vertical entre apoyos.

- Los muros en que la carga resultante cae fuera del tercio medio de la sección deben diseñarse a flexo-compresión.

Verificación de la zona de acción de la resultante.

$$\frac{D}{6} = \frac{4.60}{6} = 0.77 \text{ m.}$$

Si $e < \frac{D}{6}$, la resultante se encuentra dentro del tercio medio.

A continuación, calcularemos la excentricidad.

el Momento último : $M_u = 1.25 M.$ (por sismo)

Luego :

| NIVEL | V (ton.) | h (mts.) | V x h | M (t -m) | Pu (ton.) | Mu (ton-m) | e (m) |
|-------|-------------|-------------|--------|-------------|--------------|---------------|----------|
| 7° | 7.40 | 2.80 | 20.72 | 20.72 | 79.32 | 25.90 | 0.33 |
| 6° | 18.91 | 2.80 | 52.95 | 73.67 | 123.74 | 92.09 | 0.74 |
| 5° | 29.99 | 2.80 | 83.97 | 157.64 | 167.00 | 197.05 | 1.18 |
| 4° | 40.50 | 2.80 | 113.40 | 271.04 | 205.54 | 338.80 | 1.65 |
| 3° | 53.09 | 2.80 | 148.65 | 419.69 | 247.27 | 524.61 | 2.12 |
| 2° | 58.94 | 2.80 | 165.03 | 584.72 | 288.45 | 730.90 | 2.53 |
| 1° | 63.38 | 2.80 | 177.46 | 762.18 | 330.94 | 952.73 | 2.87 |

Como $e = 2.87 > \frac{D}{6} = 0.77 \text{ m}$, debe diseñarse la placa principalmente

por flexocompresión.

Diseño por Compresión :

Capacidad de carga del muro :

$$P_u = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{L_e}{40 h} \right)^2 \right]$$

donde :

$$A_g = 460 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 9200 \text{ cm}^2.$$

$$\phi = 0.7$$

$$f'_y = 0.21 \text{ ton /cm}^2$$

$L_c = 2.80 \text{ m} = 280 \text{ cm.}$

$h = 20 \text{ cm.}$

Luego : $P_u = 0.55 \times 0.7 \times 0.21 \times 9200 \left[1 - \left(\frac{280}{40 \times 20} \right)^2 \right]$

$P_u = 743.82 \left[1 - (0.35)^2 \right] = 652.7 \text{ ton.}$

Como $P_u = 652.7 \text{ ton} > 330.94 \text{ ton}$; bien !

Armadura mínima :

a.- Refuerzo horizontal.

El A.C.I. especifica que la cuantía mínima sera de 0.0025.

Luego : $A_{sh} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$

Usamos varillas de $\phi 3/8''$ distribuidas en 2 capas .

$\phi 3/8'' @ \frac{2 \times .71 \times 100}{5.0} = 28.4 \text{ cm.}$

$\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm. en 2 capas.}$

b.- Refuerzo vertical :

$A_{sv} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$

$\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm. en 2 capas.}$

c.- Diseño por corte.

$v_u = \frac{V_u}{\phi h d.}$; $V_u =$ fuerza cortante total de diseño aplicada en la sección.

$h =$ espesor de la placa.

$l_w =$ longitud horizontal del muro.

$V_u = 1.25 \times 63.38 = 79.2 \text{ ton.}$

$v_u = \frac{79.230}{0.85 \times 20 \times 0.8 \times 460} = 12.67 \text{ kg/cm}^2.$

Corte que toma el concreto : v_c

$v_c = 0.9 \quad f'_c + \frac{N_u}{4 l_w h} = 0.9 \quad 210 + \frac{330940}{4 \times 460 \times 20} = 22.03 \text{ kg/cm}^2$

Luego como $v_c = 22.03 \text{ kg/cm}^2 > 12.67 \text{ kg/cm}^2$; bien! no se requiere

estribos estructuralmente.

DISEÑO POR FLEJO COMPRESION

1.- Excentricidad :

Para el 1º Nivel, tenemos el momento y carga axial máximas, luego :

Mu = 952.7 ton-m; Pu = 330.94 ton-m.

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{952.7}{330.94} = 2.88 \text{ mts.}$$

$$\frac{D}{6} = \frac{460}{6} = 0.77 \text{ m.}$$

$e > \frac{D}{6}$; la resultante cae fuera del tercio medio de la sección.

2.- DISEÑO POR FLEXION

Calcularemos la curva de interacción, considerando los diferentes tipos de falla.

Punto de falla balanceado (punto b)

Deformaciones máximas :

Concreto : $\epsilon_{cu} = 0.003$

Acero : $\epsilon_y = \frac{4200}{2.1 \times 10^6} = 0.0021$

$$\frac{C_b}{\epsilon_{cu}} = \frac{4.50}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{cy}}$$

$$C_b = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{cy}} \right) \times 4.50$$

$$C_b = 4.50 \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right)$$

$$C_b = 2.65 \text{ m.}$$

Altura del bloque de Whitney :

$$a = 0.85 C_b = 0.85 \times 2.65 = 2.25 \text{ mts.}$$

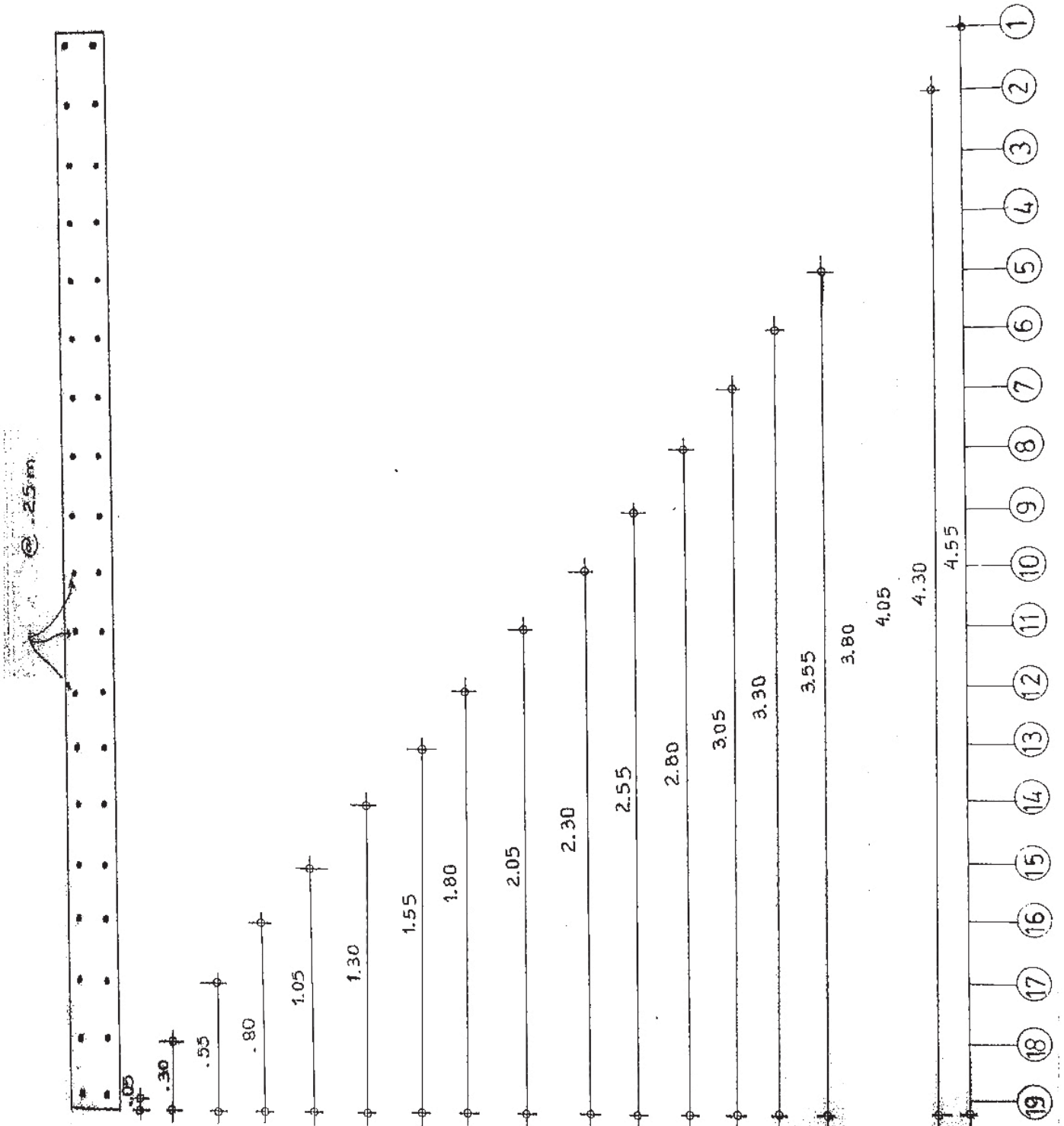
Fuerza de compresión C_c :

$$C_c = 0.85 f'_c a b$$

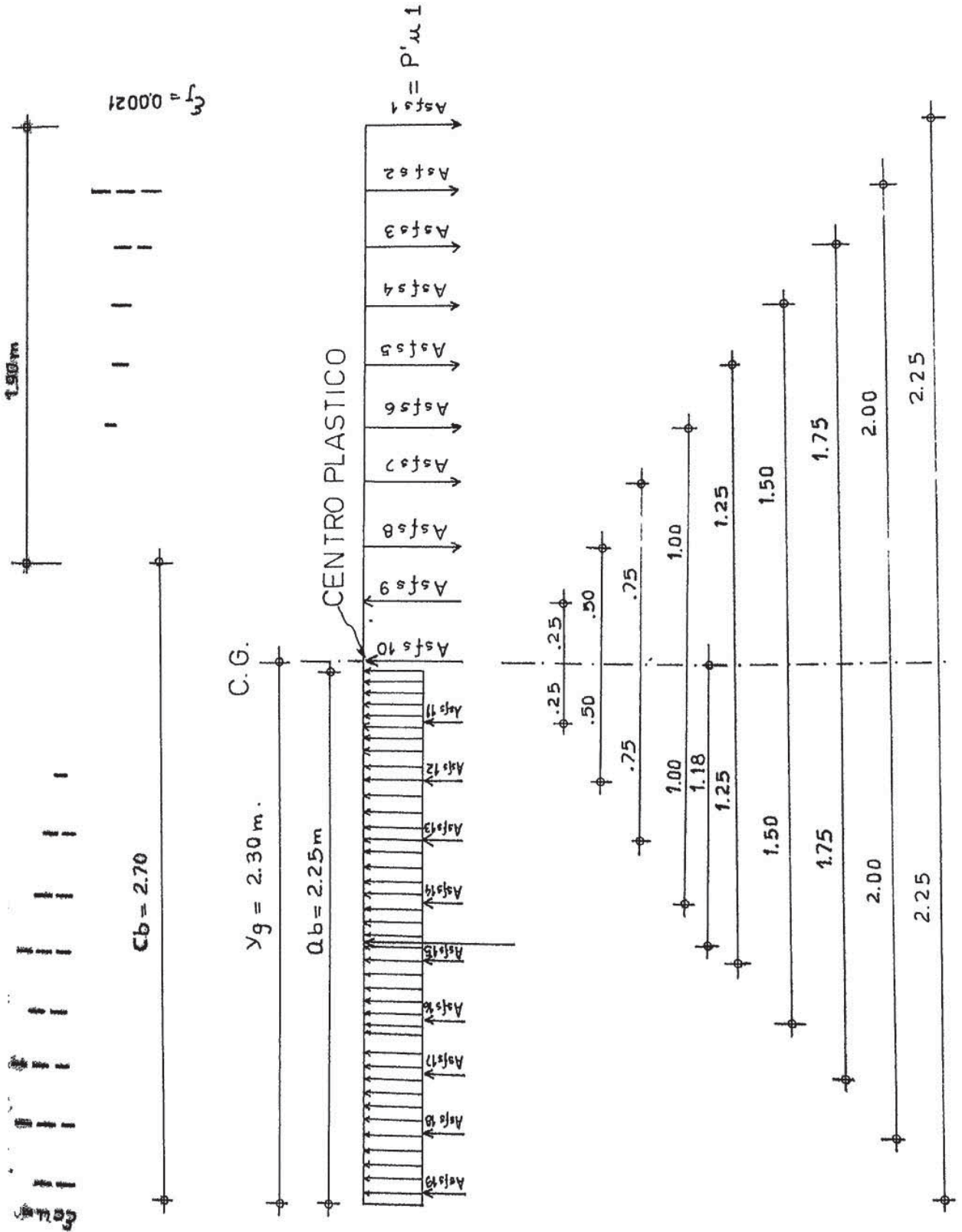
$$C_c = 0.85 \times 0.21 \text{ ton/cm}^2 \times 225 \times 20 = 803.25 \text{ ton.}$$

culo de la car a resistente Pu momento último resistente Mu

PLACA "4"



PUNTO DE FALLA BALANCEADA



$$\xi_{si} = \xi_{su} \left(1 - \frac{y_i}{b}\right)$$

$$f_{si} = \xi_{si} \cdot H_s$$

$$P_{ui} = A_s f_{si}$$

$$P_u = \sum A_s f_{si} + C_c$$

$$M_u = \sum P_{ui} X_i + C_c X_i$$

tabulando tendremos que :

| i | y _i (mts.) | ε _{si} | f _{si} T cm ² | P _{ui} | X _i | M _{ui} |
|----|--------------------------|-----------------|--------------------------------------|-----------------|----------------|-----------------|
| 1 | 4.55 | -.0022 | -4.62 | -4.62 As | -2.25 | + 10.40 As |
| 2 | 4.30 | -.0019 | -3.99 | -3.99 As | -2.00 | + 7.98 As |
| 3 | 4.05 | -.0016 | -3.36 | -3.36 As | -1.75 | + 5.88 As |
| 4 | 3.80 | -.0013 | -2.73 | -2.73 As | -1.50 | + 4.09 As |
| 5 | 3.55 | -.0010 | -2.10 | -2.10 As | -1.25 | + 2.62 As |
| 6 | 3.30 | -.0007 | -1.47 | -1.47 As | -1.00 | + 1.47 As |
| 7 | 3.05 | -.0004 | -0.84 | -0.84 As | -0.75 | + 0.63 As |
| 8 | 2.80 | -.0002 | -0.42 | -0.42 As | -0.50 | + 0.21 As |
| 9 | 2.55 | +.0001 | +0.21 | +0.21 As | -0.25 | - 0.05 As |
| 0 | 2.30 | +.0004 | +0.84 | +0.84 As | 0.00 | 0.00 |
| | 2.05 | +.0007 | +1.47 | +1.47 As | +0.25 | + 0.37 As |
| | 1.80 | +.0010 | +2.10 | +2.10 As | +0.50 | + 1.05 As |
| 3 | 1.55 | +.0012 | +2.52 | +2.52 As | +0.75 | + 1.89 As |
| 14 | 1.30 | +.0015 | +3.15 | +3.15 As | +1.00 | + 3.15 As |
| 15 | 1.05 | +.0018 | +3.78 | +3.78 As | +1.25 | + 4.72 As |
| 16 | 0.80 | +.0021 | +4.41 | +4.41 As | +1.50 | + 6.61 As |
| 7 | 0.55 | +.0024 | +5.04 | +5.04 As | +1.75 | + 8.82 As |
| 18 | 0.30 | +.0027 | +5.67 | +5.67 As | +2.00 | + 11.34 As |
| 19 | 0.05 | +.0029 | +6.09 | +6.09 As | +2.25 | + 13.70 As |
| | | | | 15.75 As | | 84.88 As |

Para 2 φ 3/8" : As = 1.42 cm².

$$= \sum P_{ui} + Cc$$

$$= 15.75 \times 1.42 + 803.25 = 825.62 \text{ ton.}$$

$$\bar{M}_u = \sum M_{ui} + C_e X_i$$

$$\bar{M}_u = 84.88 \times 1.42 + 803.25 \times 1.18 = 1068.4$$

Punto A (compresión concéntrica)

$$\bar{M} = 0 \quad (\text{per definición})$$

$$\bar{P}_e = 0.85 f'_c A_g + \sum A_s f_y$$

$$\bar{P}_e = 0.85 \times 0.21 \times 9200 + 26.98 \times 4.2$$

$$\bar{P}_e = 1642.2 + 113.32 = 1755.5$$

Punto de falla por flexión pura

$$P_u = 0$$

asumimos $e = 0.15$ m. como posición del eje neutro.

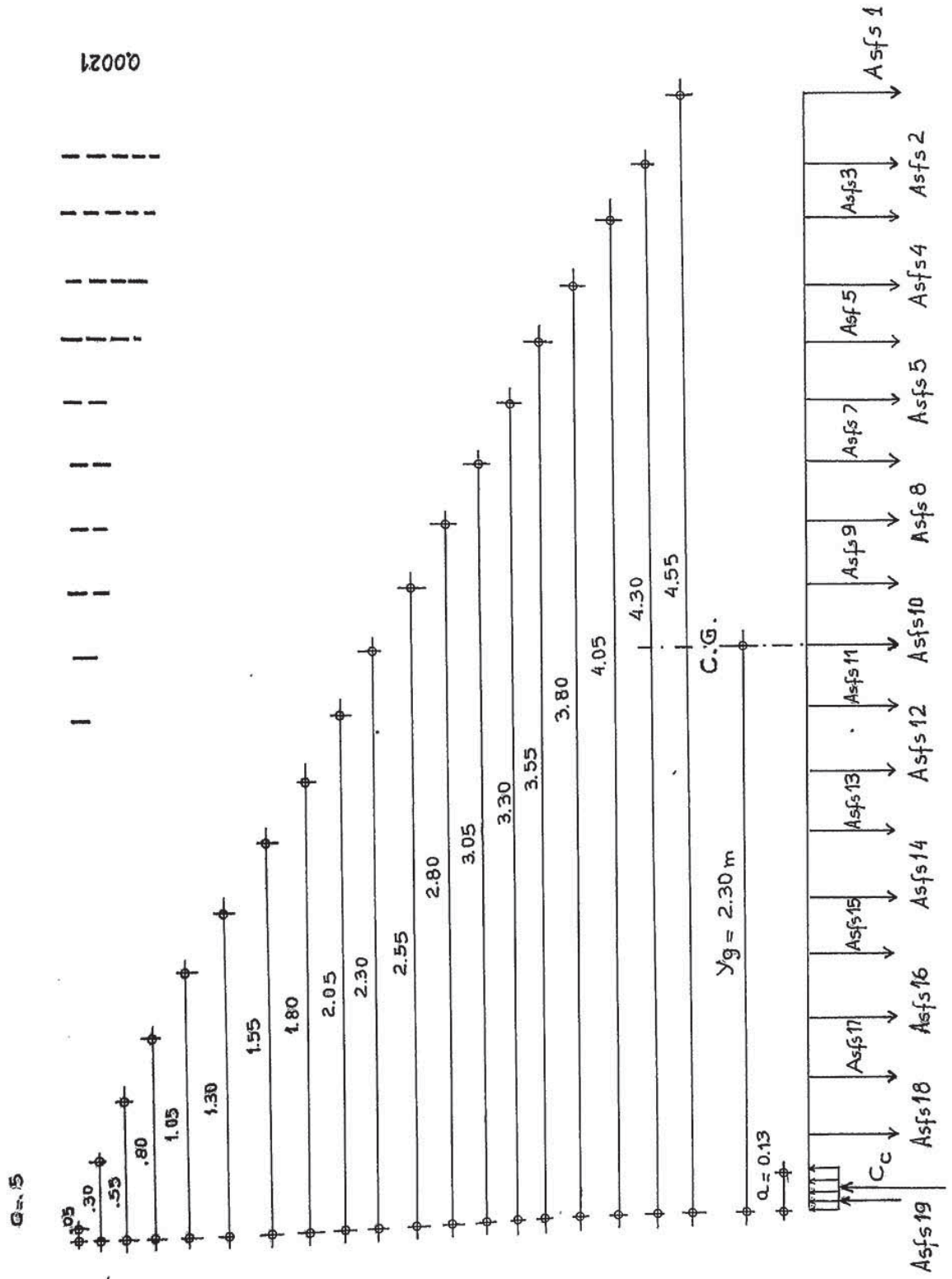
$$a = 0.85 e = 0.85 \times 0.15 = 0.13 \text{ m.}$$

Fuerzas en las varillas :

$$\begin{aligned} \epsilon_{si} &= 0.0021 \times \frac{y_i - C}{4.55 - C} ; F_{si} = \epsilon_{si} E_s A_s ; E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2. \\ &= 2100 \text{ tn/cm}^2 \end{aligned}$$

tabulando tendremos que :

PUNTO DE FALLA POR FLEXION PURA



| i | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|--------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|---------|---------|---------|
| Yi | 4.55 | 4.30 | 4.05 | 3.80 | 3.55 | 3.30 | 3.05 | 2.80 | 2.55 |
| E si | .0021 | .0020 | .0019 | .0017 | .0016 | .0015 | .0014 | .0013 | .0011 |
| Fsi | 4.41 As | 4.20 As | 3.99 As | 3.57 As | 3.36 As | 3.15 As | 2.94 As | 2.73 As | 2.31 As |
| Fsi Yi | 20.06 As | 18.06 As | 16.16 As | 13.57 As | 11.93 As | 10.40 As | 8.97 As | 7.64 As | 5.89 As |

| i | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 |
|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Yi | 2.30 | 2.05 | 1.80 | 1.55 | 1.30 | 1.05 | .80 | .55 | .30 |
| ε si | .0010 | .0009 | .0008 | .0007 | .0005 | .0004 | .0003 | .0002 | .0001 |
| Fsi | 2.10 As | 1.89 As | 1.68 As | 1.47 As | 1.05 As | .84 As | .63 As | .42 As | .21 As |
| Fsi Yi | 4.83 As | 3.87 As | 3.02 As | 2.28 As | 1.36 As | 0.88 As | 0.50 As | 0.23 As | 0.06 As |

- Centro de gravedad de las barras traccionadas respecto a la fibra mas comprimida.

$$Y_{e.g.} = \frac{\sum F_{si} Y_i}{\sum F_{si}} = \frac{129.71 \text{ As}}{40.95 \text{ As}} = 3.16 \text{ m.}$$

$$\text{- Valor de } F_{s 19} : \epsilon_{s 19} = .0021 \left(\frac{.05 - .15}{4.55} \right) = - .000046$$

$$F_{s 19} = - .000046 \times 2100 \text{ x As} = - 0.10 \text{ As}$$

- Comprobación del valor de "e" asumido :

$$\sum_{i=1}^{18} F_{si} = C e + F_s 19$$

$$C e = 0.85 f'_c a b = 0.85 \times 0.21 \times 20 \times a = 3.57 a.$$

Reemplazando :

$$40.95 A_s = 3.57 a + 0.10 A_s$$

$$\left(\frac{40.95 - 0.10}{3.57} \right) \times 1.42 = a = 16 \text{ cm.}$$

$$a = 0.85 e \quad \Rightarrow \quad e = \frac{a}{0.85}$$

$$e = \frac{16 \text{ cm}}{0.85} = 18.8 \text{ cm} \cong 15 \text{ cm.} \quad ; \quad \underline{\text{bien !}}$$

El Memento Resistente será :

$$M_u = T (d - a/2) = 40.95 \times 1.42 \left(3.16 - \frac{0.16}{2} \right) = 179 \text{ ten-mts.}$$

Punto auxiliar de falla por tracción :

Tomamos un valor menor a C b

$$e = 1.80 \text{ m.}$$

$$a = 0.85 \times 1.80 = 1.53 \text{ m.}$$

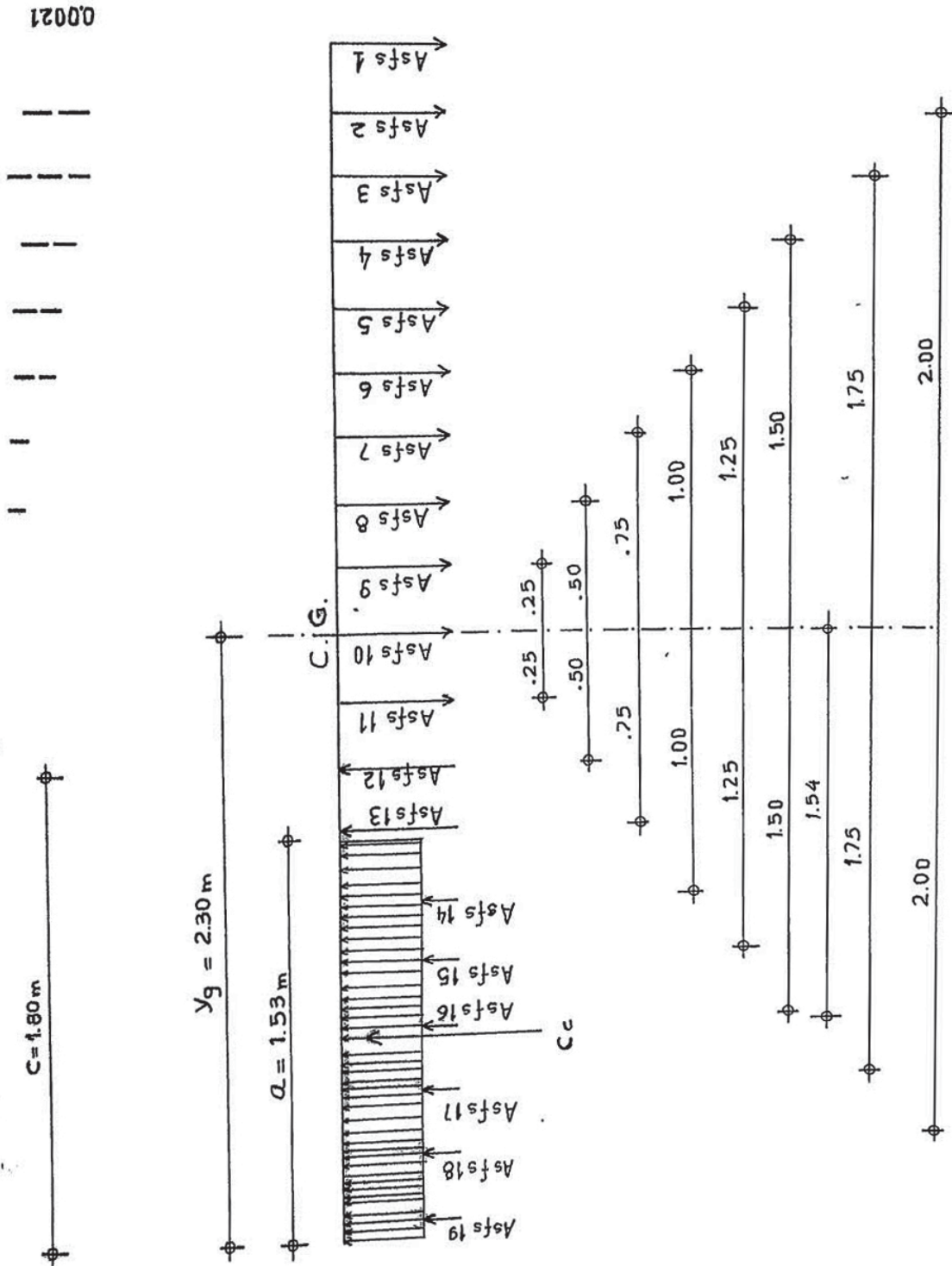
Fuerza de compresión C e :

$$C e = 0.85 \times 0.21 \times 153 \times 20 = 546.2 \text{ ten.}$$

deformación :

$$\epsilon_{si} = .0021 \left(\frac{y_i - e}{4.55 - e} \right)$$

PUNTO DE FALLA POR TRACCION



Carga resistente y Momento último.

| i | yi | si | f _{si} | P _{ui} | X _i | M _{ui} |
|----------|------|--------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|
| 1 | 4.55 | .0021 | 4.41 | 4.41 As | - 2.25 | - 9.92 As |
| 2 | 4.30 | .0019 | 3.99 | 3.99 As | - 2.00 | - 7.98 As |
| 3 | 4.05 | .0017 | 3.57 | 3.57 As | - 1.75 | - 6.25 As |
| 4 | 3.80 | .0015 | 3.15 | 3.15 As | - 1.50 | - 4.73 As |
| 5 | 3.55 | .0013 | 2.73 | 2.73 As | - 1.25 | - 3.41 As |
| 6 | 3.30 | .0011 | 2.31 | 2.31 As | - 1.00 | - 2.31 As |
| 7 | 3.05 | .0009 | 1.89 | 1.89 As | - .75 | - 1.42 As |
| 8 | 2.80 | .0008 | 1.68 | 1.68 As | - .50 | - .84 As |
| 9 | 2.55 | .0006 | 1.26 | 1.26 As | - .25 | - .32 As |
| 10 | 2.30 | .0004 | .84 | .84 As | 0 | 0 |
| 11 | 2.05 | .0002 | .42 | .42 As | + .25 | + .11 As |
| 12 | 1.80 | 0 | 0 | 0 | + .50 | 0 |
| 13 | 1.55 | -.0002 | -.42 | -.42 As | + .75 | - .32 As |
| 14 | 1.30 | -.0004 | -.84 | -.84 As | + 1.00 | - .84 As |
| 15 | 1.05 | -.0006 | -1.26 | -1.26 As | + 1.25 | - 1.58 As |
| 16 | .80 | -.0008 | -1.68 | -1.68 As | + 1.50 | - 2.52 As |
| 17 | .55 | -.0010 | -2.10 | -2.10 As | + 1.75 | - 3.68 As |
| 18 | .30 | -.0011 | -2.31 | -2.31 As | + 2.00 | - 4.62 As |
| 19 | .05 | -.0013 | -2.73 | - 2.73 As | + 2.25 | - 6.14 As |
| Σ | | | | 14.91 As | | -56.77 As |

$$u = 14.91 \text{ As} + 546.2 = 14.91 \times 1.42 + 546.2$$

$$u = 567.4 \text{ ton.}$$

$$= - 56.77 \text{ As} + 546.2 \times 1.54$$

$$= 76.05 \text{ ton.}$$

Resumen : Mu en Ia y Pu en ten.

| TIPOS DE FALLA | Esfuerzos | $\phi 3/8''$ | $\phi 1/2''$ | $\phi 5/8''$ |
|--------------------------------------|-----------|--------------|--------------|--------------|
| BALANCEADA | Mu | 1068.4 | 1166.8 | 1287.4 |
| | Pu | 825.6 | 843.9 | 866.3 |
| COMPRESION PURA | Mu | 0 | 0 | 0 |
| | Pu | 1755.5 | 1848.0 | 1961.4 |
| FLEXION PURA | Mu | 179.0 | 325.0 | 504.5 |
| | Pu | 0 | 0 | 0 |
| PUNTO AUXILIAR DE FALLA POR TRACCION | Mu | 760.5 | 694.7 | 614.0 |
| | Pu | 567.4 | 584.7 | 605.8 |

SELECCION DE LA ARMADURA :

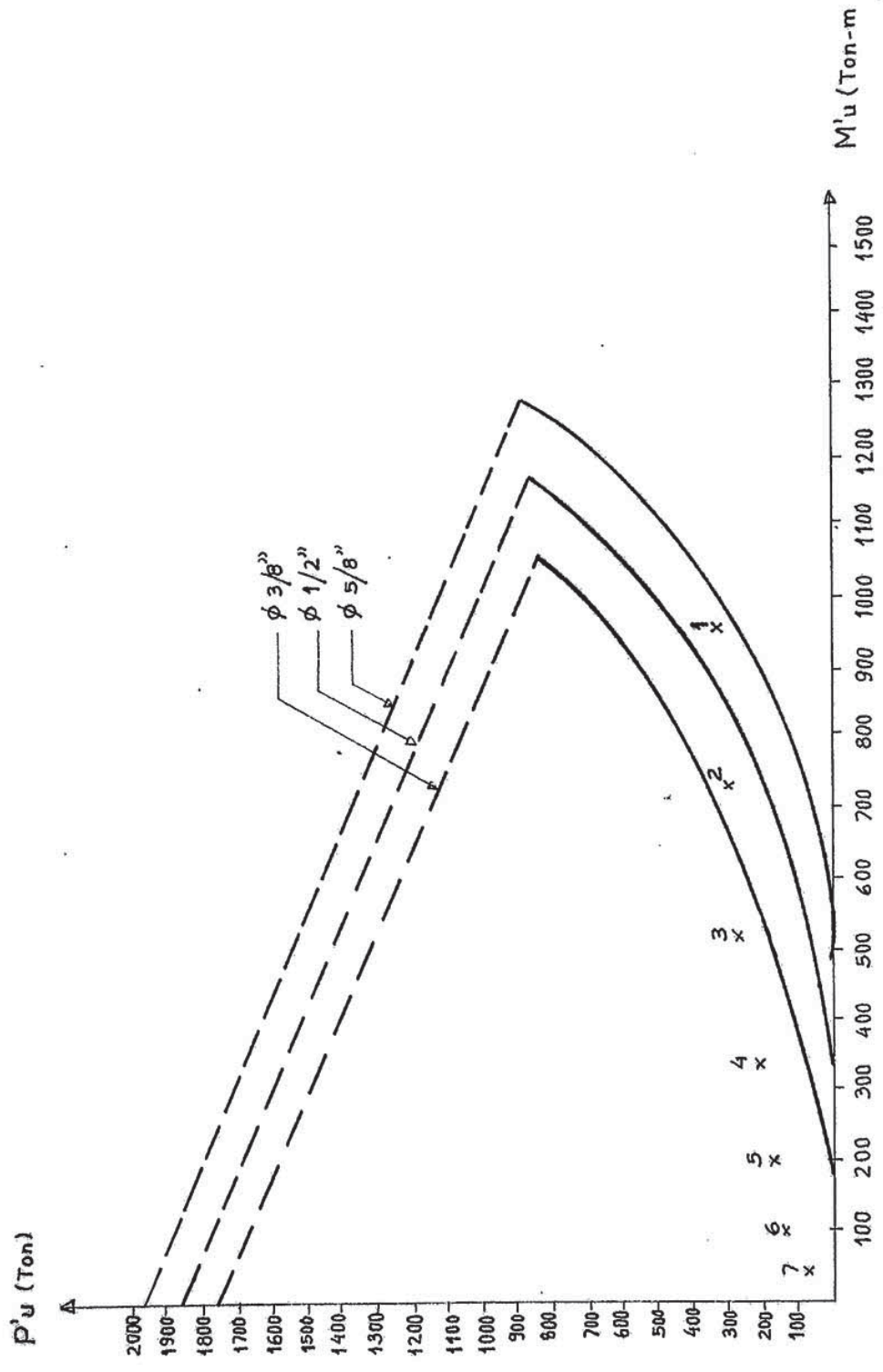
Entrando a las curvas de interacción con los momentos y cargas últimas actuantes y uniformizando resultados, obtenemos :

$\phi 5/8''$: 1° y 2° pisos

$\phi 1/2''$: 3° y 4° pisos

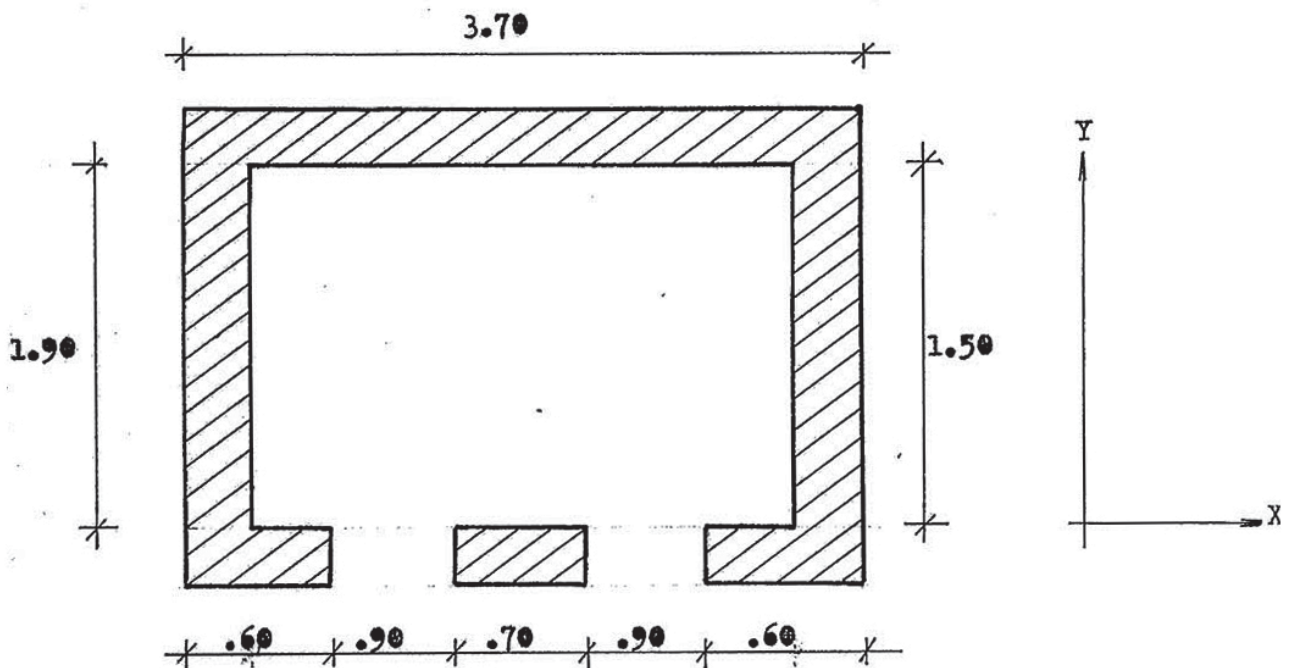
$\phi 3/8''$: En los pisos restantes.

CURVAS DE INTERACCION (PLACA 4)



9.30 DISEÑO DE LA CAJA DE ASCENSORES

En el diseño de la caja de ascensores tendremos en cuenta las mismas hipótesis hechas en el análisis sísmico, es decir que la caja forma un todo rígido y se comporte como una columna hueca, éste por facilidad para buscar el modelo matemático; la armadura que hallemos la usaremos para la placa "5" por continuidad estando en el lado conservador ya que los momentos mayores se producen en el sentido secundario.



Área de la sección :

$$A_g = (370 \times 20) + 2 (150 \times 20) + 2 (60 \times 20) + (70 \times 20)$$

$$A_g = 7400 + 6000 + 2400 + 1400 = 17,200 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 17,200 \text{ cm}^2$$

COEFICIENTE DE REDUCCION DE SOBRECARGA (f)

| NIVEL | A _t (m ²) | A _{ta} (m ²) | R ₁ (%) | D | L | R ₂ % | R % | f |
|------------------------------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------|-------|-------|------------------|-------|-----|
| elementos sobre azotea | 21.91 | 21.91 | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | 1.0 |
| 7° | 21.91 | 43.82 | 35.01 | 550 | 250 | 60 | 35 | |
| 6° | 21.91 | 65.73 | 52.58 | 550 | 250 | 60 | 53 | |
| 5° | 21.91 | 87.64 | 70.11 | 550 | 250 | 60 | 60 | |
| 4° | 21.91 | 109.55 | 87.64 | 550 | 250 | 60 | 60 | |
| 3° | 21.91 | 131.46 | 105.17 | 550 | 250 | 60 | 60 | |
| 2° | 21.91 | 153.37 | 122.70 | 550 | 250 | 60 | 60 | |
| 1° | 21.91 | 175.28 | 140 | 550 | 250 | 60 | 60 | |

METRADO DE CARGAS

- peso de elementos sobre azotea :

Cargas muertas :

- caseta de máquinas :

paredes laterales : 9.60 x .20 x 2.40 x 2400 = 11.06 ton.

techo : 4.42 ton.

piso : 4.42 ton.

- tanque elevado :

paredes laterales : 0.5 x 15.80 x 2.40 x 0.20 x 2400 = 9.10 ton.

tapa : 0.5 x 5.40 x 2.90 x 0.15 x 2400 = 2.82 ton.

fondo : 0.5 x 5.40 x 2.90 x 0.20 x 2400 = 3.76 ton.

total C. M. = 35.58 ton.

Cargas vivas :

Caseta de máquinas : $2.95 \times 3.30 \times 500 = 4.87 \text{ ton.}$
 tanque de agua: $0.5 \times 2.50 \times 5.0 \times 1.80 \times 1000 = 11.25 \text{ ton.}$

 TOTAL C.V. = 16.12 ton.

NIVEL 7°

Cargas muertas

losa aligerada : $21.91 (350 + 100) = 9.86 \text{ ton.}$
 peso escaletas : 6200 kg. = 6.20 ton.
 paredes laterales caja ascensores = $0.20 \times 2.30 \times 9.60 \times 2400 = 10.60 \text{ ton.}$

 total C.M. = 26.67 ton.

Cargas vivas :

losa aligerada - - - - - $21.91 \times 150 = 3.28 \text{ ton.}$
 = 1.60 ton.

 4.88 ton.

NIVEL 6°, 5°, 4°, 3°, 2°, 1°

Carga muerta - - - - - 26.67 ton.
 Carga viva total - - - - - 7.08 ton.

CARGA AXIAL ACTUANTE

| NIVEL | C.M. (acum.) | 1.5 C.M. | C.V. (acum.) | f | C.V. (reduc.) | 1.8 C.V. (reduc.) | P.servicio (Ton.) | Pu (ton) |
|------------------------------|-----------------|----------|-----------------|------|------------------|----------------------|----------------------|-------------|
| elementos sobre azotea | 35.58 | 53.37 | 16.12 | 1.00 | 16.12 | 29.02 | 51.70 | 82.39 |
| 7° | 62.25 | 93.38 | 21.00 | 1.00 | 21.00 | 37.80 | 83.25 | 131.18 |
| 6° | 88.92 | 133.38 | 28.08 | 0.65 | 18.25 | 32.85 | 107.17 | 166.23 |
| 5° | 115.59 | 173.39 | 35.16 | 0.47 | 16.52 | 29.74 | 132.11 | 203.13 |
| 4° | 142.26 | 213.39 | 42.24 | 0.40 | 16.90 | 30.42 | 159.16 | 243.81 |
| 3° | 168.93 | 253.40 | 49.32 | 0.40 | 19.73 | 35.51 | 188.66 | 288.91 |
| 2° | 195.60 | 293.40 | 56.40 | 0.40 | 22.56 | 40.61 | 218.16 | 334.01 |
| 1° | 222.27 | 333.40 | 63.48 | 0.40 | 25.39 | 45.70 | 247.66 | 379.10 |

Momento actuante último.

$M_u = 1.25 M.$ (per sismo).

| NIVEL | V (ton.) | h (mts.) | V x h | M (t-m) | Pu (ton) | Mu Ton-m. |
|-------|-------------|-------------|--------|------------|-------------|--------------|
| 7° | 14.33 | 2.80 | 40.12 | 40.12 | 83.25 | 50.15 |
| 6° | 42.83 | 2.80 | 119.92 | 153.04 | 107.97 | 191.30 |
| 5° | 62.97 | 2.80 | 176.32 | 329.36 | 132.11 | 411.70 |
| 4° | 98.76 | 2.80 | 276.53 | 605.89 | 159.16 | 757.36 |
| 3° | 125.91 | 2.80 | 352.55 | 958.44 | 188.66 | 1198.05 |
| 2° | 142.79 | 2.80 | 399.81 | 1086.6 | 218.16 | 1358.25 |
| 1° | 140.89 | 280 | 394.49 | 1226.8 | 247.66 | 1533.65 |

Diseño per compresión

Capacidad de carga :

$$A_g = 350 \times 20 + 2 \times 60 \times 20 + 70 \times 20$$

$$A_g = 7000 + 2400 + 1400 = 10,800 \text{ cm}^2$$

$$P_u = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{L_e}{40 h} \right)^2 \right]$$

$$\phi = 0.7$$

$$f'_c = 0.21 \text{ ton/cm}^2.$$

$$A_g = 10,800 \text{ cm}^2.$$

$$L_e = 2.80$$

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

$$P_u = 0.55 \times 0.7 \times 0.21 \times 10,800 \left[1 - \left(\frac{280}{40 \times 20} \right)^2 \right]$$

$$P_u = 873.18 (0.875) = 766.22 \text{ ton.}$$

$$P_u = 766.22 \text{ ton} > 247.6 \text{ ton} \quad ; \text{ bien !}$$

armadura mínima

Refuerzo horizontal :

$$A_{sh} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$$

Usamos varillas de $\phi 3/8"$ distribuidas en 2 capas.

$$\phi 3/8" @ \frac{2 \times 71 \times 100}{50} = 28.4 \text{ cm.}$$

Usar $\phi 3/8" @ 25 \text{ cm.}$

Refuerzo vertical

$$A_{s_v} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.0 \text{ cm}^2$$

Use $\phi 3/8" @ .25.$

DISEÑO POR FLEJO COMPRESION

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1533.65}{247.66} = 6.19$$

$$\frac{D}{6} = \frac{3.70}{6} = .62$$

$e > \frac{D}{6} \Rightarrow$ la excentricidad cae fuera del tercio medio.

DISEÑO POR FLEXION

El diseño se hará en base de curvas de interacción, entre cargas y momentos últimos, para una cuantía de $84 \phi 3/8"$ (Ver diagrama).

Punto de falla balanceada (punto b)

- Deformaciones máximas :

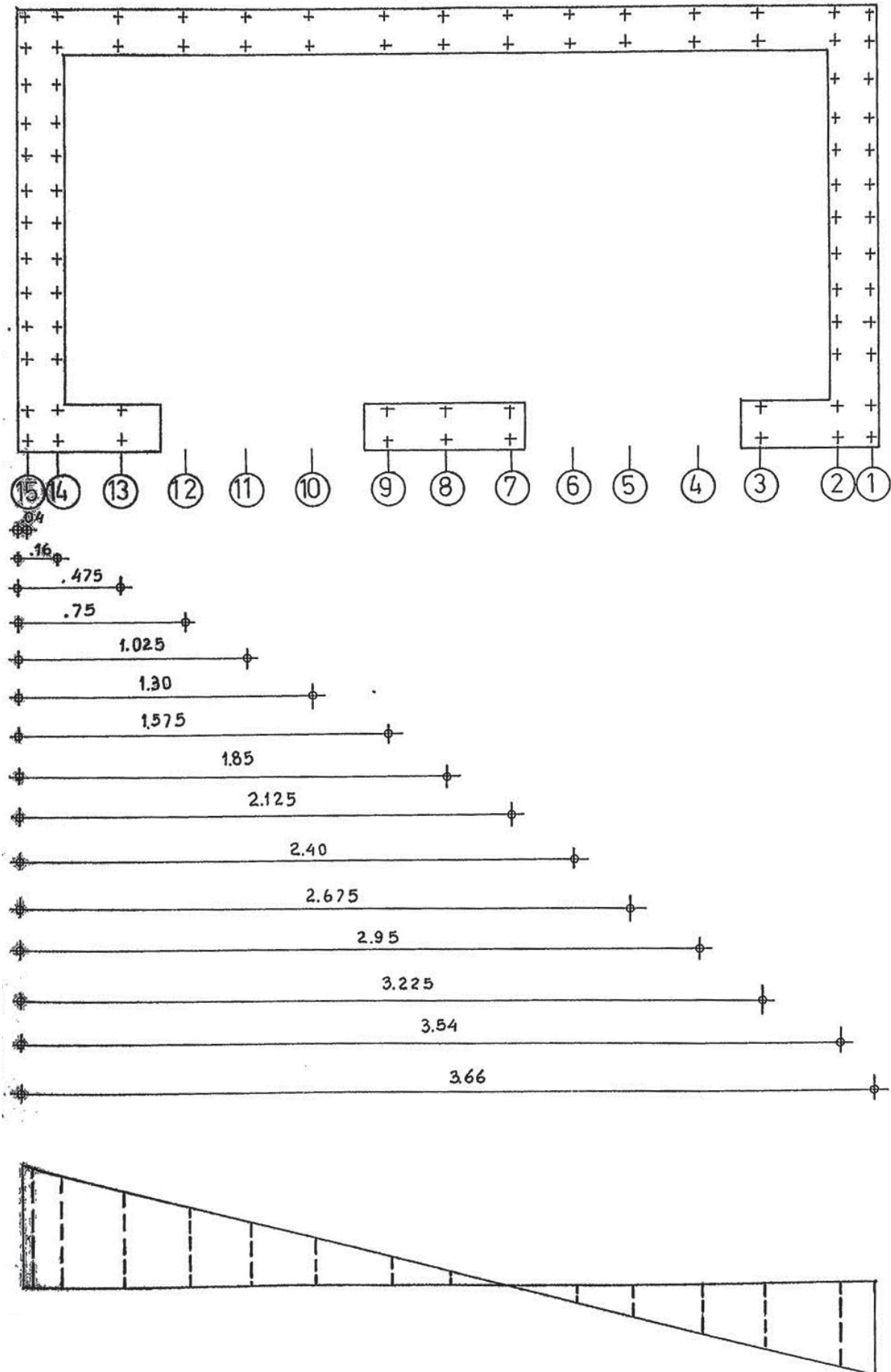
Concreto : $\epsilon_{eu} = 0.003$

acero : $\epsilon_y = .0021$

$$C_b = \frac{\epsilon_{eu}}{\epsilon_{eu} + \epsilon_y} \times 3.62$$

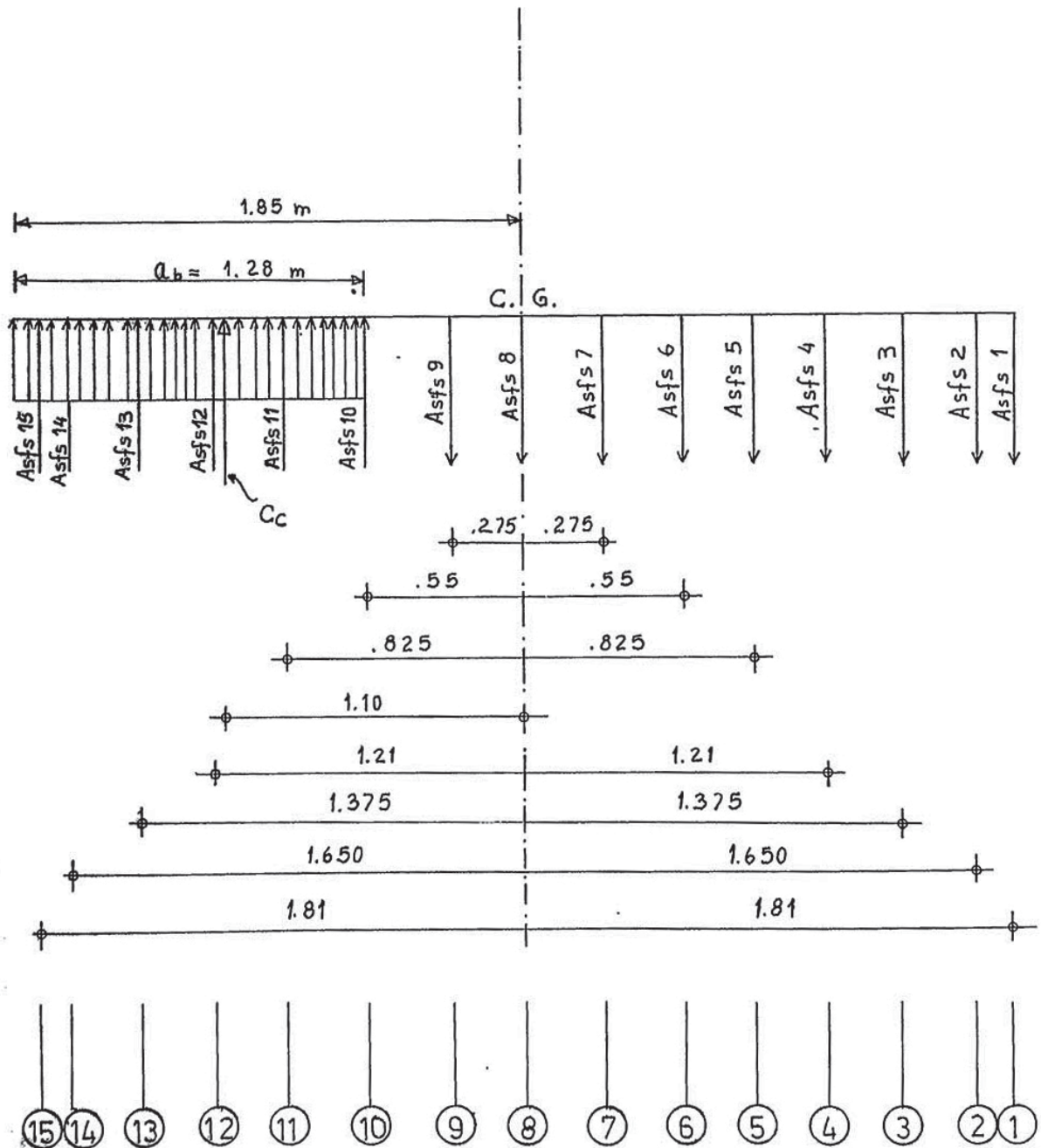
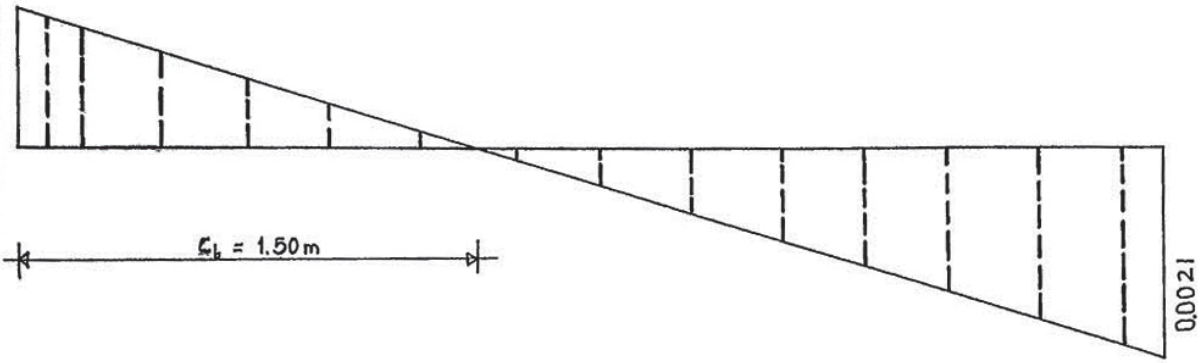
| |
|--------------------------|
| $C_b = 2.13 \text{ mts}$ |
|--------------------------|

CAJA DE ASCENSORES



PUNTO DE FALLA BALANCEADA

DEFORMACIONES



altura del bloque de Whitney : a

$$a = 0.85 C_b = 0.85 \times 2.13 = 1.81$$

Fuerza de Compresión C_e

$$C_e = 0.85 f'_c a b = 0.85 \times 0.21 \times 181 \times 20 = 646 \text{ ton.}$$

Carga resistente P_u , y Momento último M_u

| i | y_i (m.) | ϵ_{si} | f_{si} (τ/cm^2) | P_{ui} | X_i | M_{ui} |
|----------|---------------|-----------------|--------------------------|------------|---------|-----------|
| 1 | 3.66 | .0022 | - 4.62 | - 30.03 As | - 1.81 | +54.35 As |
| 2 | 3.54 | .0020 | - 4.20 | - 27.30 As | - 1.69 | +46.14 As |
| 3 | 3.225 | .0015 | - 3.15 | - 6.30 As | - 1.375 | + 8.66 As |
| 4 | 2.95 | .0011 | - 2.13 | - 2.13 As | - 1.100 | + 2.34 As |
| 5 | 2.675 | .0007 | - 1.47 | - 1.47 As | - .825 | + 1.21 As |
| 6 | 2.40 | .0004 | - .84 | - .84 As | - .55 | + 0.46 As |
| 7 | 2.125 | -.00001 | + .021 | + .042 As | - .275 | - 0.01 As |
| 8 | 1.85 | -.0004 | + .84 | + 1.68 As | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.575 | -.0008 | + 1.68 | + 3.36 As | + .275 | + 0.92 As |
| 10 | 1.30 | -.0011 | + 2.31 | + 2.31 As | + .55 | + 1.27 As |
| 11 | 1.025 | -.0014 | + 2.94 | + 2.94 As | + .825 | + 2.43 As |
| 12 | .750 | -.0019 | + 3.99 | + 3.99 As | +1.10 | + 4.39 As |
| 13 | .475 | -.0023 | + 4.83 | + 9.66 As | +1.375 | +13.28 As |
| 14 | .160 | -.0027 | + 5.67 | +36.85 As | +1.69 | +62.27 As |
| 15 | .040 | -.0029 | + 6.09 | +39.58 As | +1.81 | +71.64 As |
| Σ | | | | 32.34 As | | 269.36 As |

para $2 \phi 5/8''$, $A_s = 4.0 \text{ cm}^2$

$$\bar{P}_u = 32.34 \times 4 + 646 = 775.36 \text{ ton.}$$

$$\bar{M}_u = 269.36 \times 4 + 646 \times .945 = 1687.9 \text{ ton-m.}$$

Punto A (compresión concéntrica)

$$\bar{M} = 0 \text{ (por definición).}$$

$$\bar{P}_e = 0.85 f'_c A_g + \sum A_s f_y$$

$$P_e = 0.85 \times 0.21 \times 10800 + 84 \times 2 \times 4.2 = 2633.40$$

Punto de falla por flexión pura (como viga).

Corresponde a $P_u = 0$

posición del eje neutro :

$$\text{asumimos : } e = 0.95 \text{ m.}$$

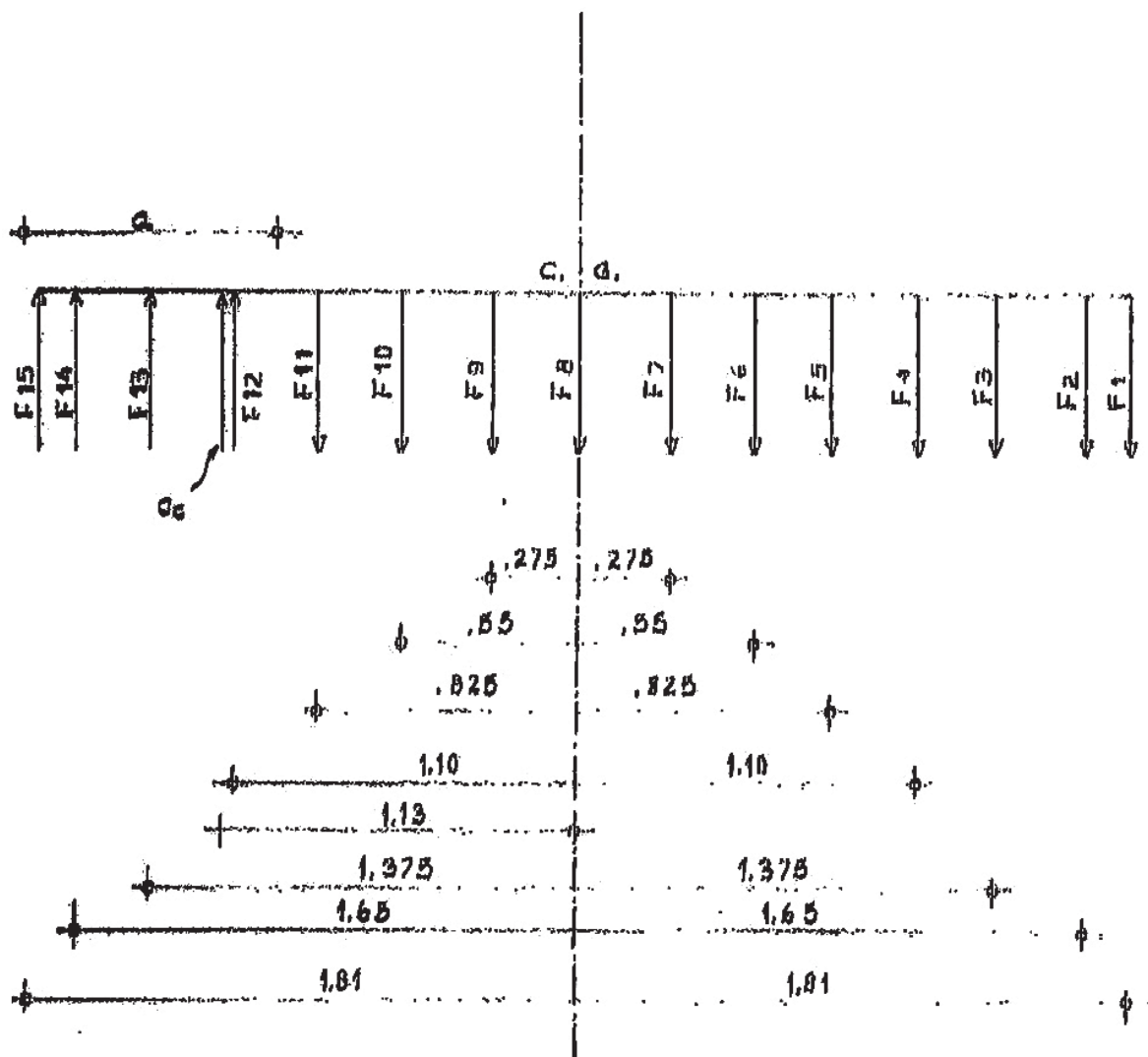
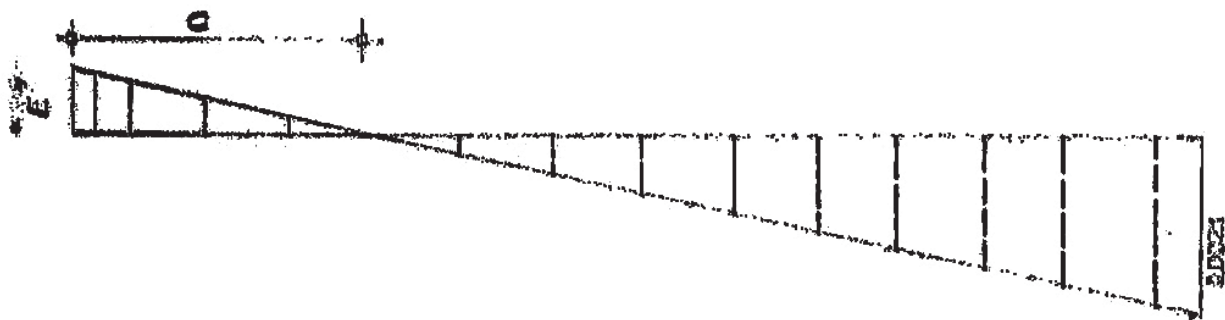
$$a = 0.85 \times 0.95 = 0.80$$

- Fuerzas en las varillas.

$$\epsilon_{si} = .0021 \frac{(y_i - e)}{(3.66 - e)} ; F_{si} = \epsilon_{si} E_s A_s$$

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2100 \text{ ton/cm}^2.$$

PUNTO DE FALLA POR FLEXION



| i | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
|--------------------------------|-----------|----------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|---------|
| y _i | 3.66 | 3.54 | 3.225 | 2.95 | 2.675 | 2.400 | 2.125 | 1.85 | 1.575 | 1.30 | 1.025 |
| ε _{si} | .0021 | .0020 | .0018 | .0015 | .0013 | .0011 | .0009 | .0007 | .0005 | .0003 | .00006 |
| F _{si} | 28.67 As | 27.30 As | 7.56 As | 3.15 As | 2.73 As | 2.31 As | 3.78 As | 2.94 As | 2.10 As | .63 As | .126 As |
| F _{si} y _i | 104.93 As | 96.64 As | 24.38 As | 9.29 As | 7.30 As | 5.54 As | 8.03 As | 5.44 As | 3.31 As | .82 As | .13 As |

- Centro de gravedad de las barras traccionadas respecto a la fibra mas comprimida.

$$Y_{e.g.} = \frac{\sum F_{si} y_i}{\sum F_{si}} = \frac{265.81 \text{ As}}{81.29 \text{ As}} = 3.26 \text{ m.}$$

Valor de s 12, s 13, s 14, s 15.

$$\epsilon_{s 12} = 0.0021 \left(\frac{0.04 - 0.95}{2.71} \right) = 0.0007$$

$$\epsilon_{s 13} = 0.0021 \left(\frac{.16 - .95}{2.71} \right) = 0.0006$$

$$\epsilon_{s 14} = 0.0021 \left(\frac{.475 - .95}{2.71} \right) = 0.0004$$

$$\epsilon_{s 15} = .0021 \frac{0.75 - 0.95}{2.71} = .0002.$$

Las fuerzas que corresponden a estas deformaciones serán :

$$F_{s 12} = 0.007 \times 2100 \times A_s = 1.47 A_s.$$

$$F_{s 13} = 1.26 A_s.$$

$$F_{s 14} = 0.84 A_s.$$

$$F_{s 15} = 0.42 A_s.$$

Luego :

$$\sum_{i=1}^n F_{si} = C_c + \sum_{i=12}^{i=15} F_{si}$$

$$81.29 A_s = 3.57 a + (1.47 + 1.26 + 0.84 + 0.42) A_s.$$

$$a = \frac{(81.29 - 3.99)}{3.57} = 86 \text{ cm.}$$

$$a = 86 \text{ cm.} \cong 80 \text{ cm. ; bien !}$$

Tomamos como valor de $a = .86 \text{ m.}$

Momento resistente

$$M_u = T (d - a/2) = 81.29 \times 4 (3.26 - \frac{.86}{2}) = 920 \text{ ton-mt.}$$

PUNTO AUXILIAR DE FALLA POR TRACCION

Asumimos en valor de $C < C_b$

$$\text{Sea } e = 1.50 < C_b = 2.13 \text{ mts.}$$

$$a = 0.85 e = 0.85 (1.50) = 1.275$$

- Fuerza de Compresión C_c .

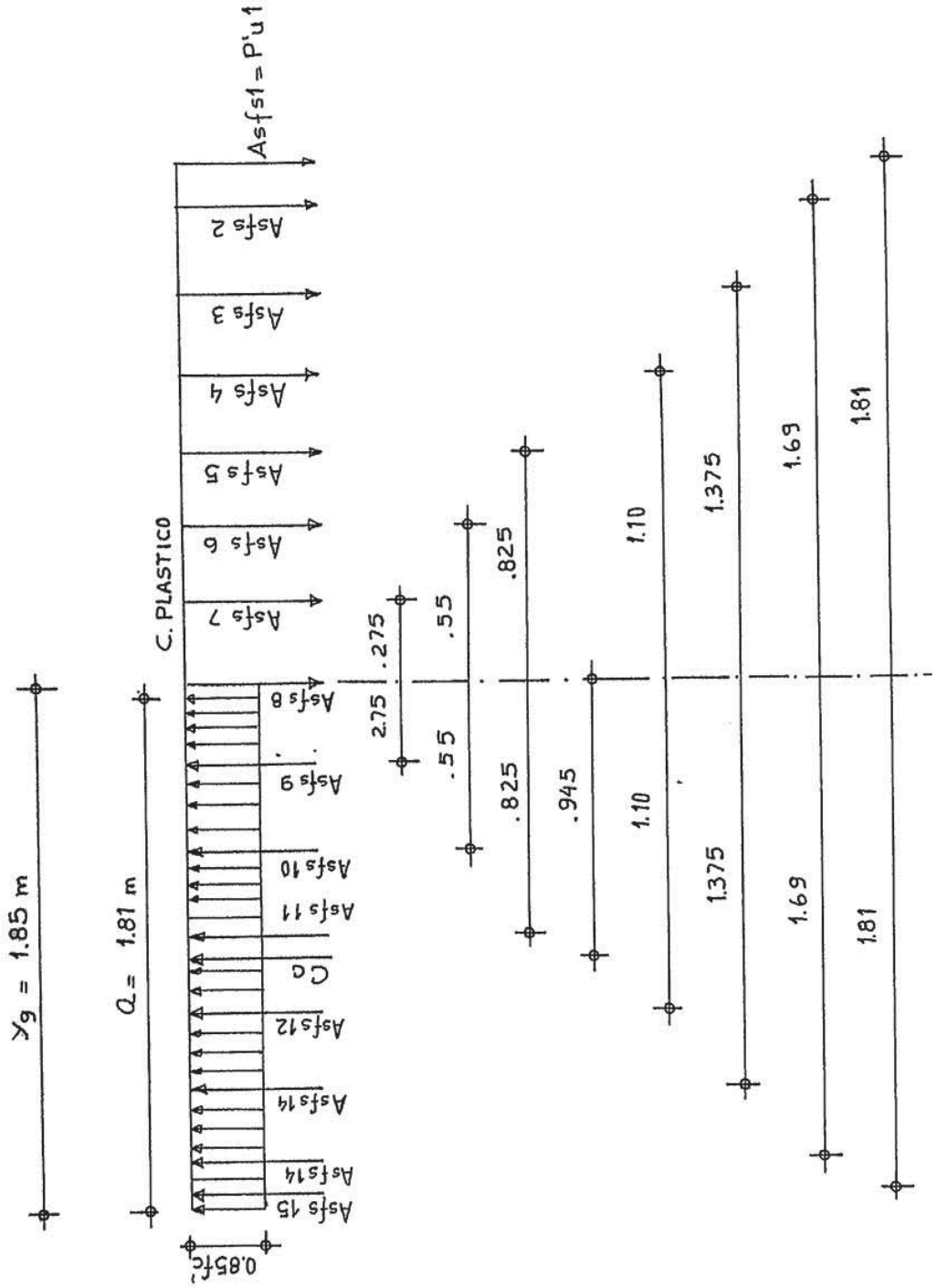
$$C_c = 0.85 \times 0.21 \times 1.28 \times 20 = 457.0 \text{ ton.}$$

- deformación

$$\epsilon_{si} = 0.0021 \left(\frac{y_i - e}{2.16} \right)$$

$$\epsilon_{si} = 0.0021 \left(\frac{y_i - 1.50}{2.16} \right)$$

PUNTO DE FALLA POR TRACCION



Carga Resistente y Momento último.

| i | y _i | ξ _{si} | f _{si} | P _{ui} | X _i | M _{ui} |
|----|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------|
| 1 | 3.66 | -.0021 | -28.665 | -28.665 As | -1.81 | +51.88 As |
| 2 | 3.54 | -.0020 | -27.30 | -27.30 As | -1.65 | +45.04 As |
| 3 | 3.225 | -.0017 | - 7.14 | - 7.14 As | -1.375 | + 9.82 As |
| 4 | 2.95 | -.0014 | - 2.94 | - 2.94 As | -1.100 | + 3.23 As |
| 5 | 2.675 | -.0011 | - 2.31 | - 2.31 As | - .825 | + 1.91 As |
| 6 | 2.400 | -.0009 | - 1.89 | - 1.89 As | - .550 | + 1.04 As |
| 7 | 2.125 | -.0006 | - 2.52 | - 2.52 As | - .275 | + 0.69 As |
| 8 | 1.85 | -.0003 | - 1.26 | - 1.26 As | 0.00 | 0.00 |
| 9 | 1.575 | -.00007 | - .294 | - .294 As | + .275 | - 0.08 As |
| 10 | 1.30 | +.00019 | + .399 | + .399 As | + .55 | + .22 As |
| 11 | 1.025 | +.0005 | +1.05 | +1.050 As | + .825 | + 0.87 As |
| 12 | .75 | +.0007 | +1.47 | +1.47 As | +1.10 | + 1.62 As |
| 13 | .475 | +.0010 | +4.20 | +4.20 As | +1.375 | + 5.77 As |
| 14 | .16 | +.0013 | +17.74 | +17.74 As | +1.65 | +29.27 As |
| 15 | .04 | +.0014 | +19.11 | +19.11 As | +1.81 | +34.58 As |
| Σ | | | | -30.35 As | | +186.03 As |

$$P_u = - 30.35 \text{ As} + 457 = - 30.35 \times 4 + 457$$

$$P_u = 121.40 + 457 = 335.6 \text{ ton.}$$

$$M_u = + 186.03 \text{ As} + 457 \times 1.21$$

$$M_u = 1297.09 \text{ ton - mts.}$$

Resumen : Mu en T-m y Pu en ton.

| TIPO DE FALLA | ESFUERZOS | ∅ 3/8" | ∅ 1/2" | ∅ 5/8" | ∅ 3/4" |
|--------------------------------------|-----------|--------|--------|--------|---------|
| BALANCEADA | Mu | 992.9 | 1305.4 | 1687.9 | 2140 |
| | Pu | 691.9 | 729.4 | 775.4 | 829.69 |
| COMPRESION PURA | Mu | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Pu | 2324.5 | 2467 | 2633.4 | 2929.75 |
| FLEXION PURA | Mu | 326.7 | 593.5 | 920 | 1306.7 |
| | Pu | 0 | 0 | 0 | 0 |
| PUNTO AUXILIAR DE FALLA POR TRACCION | Mu | 817.30 | 1032.9 | 1297.0 | 1609.6 |
| | Pu | 413.9 | 378.7 | 335.6 | 284.6 |

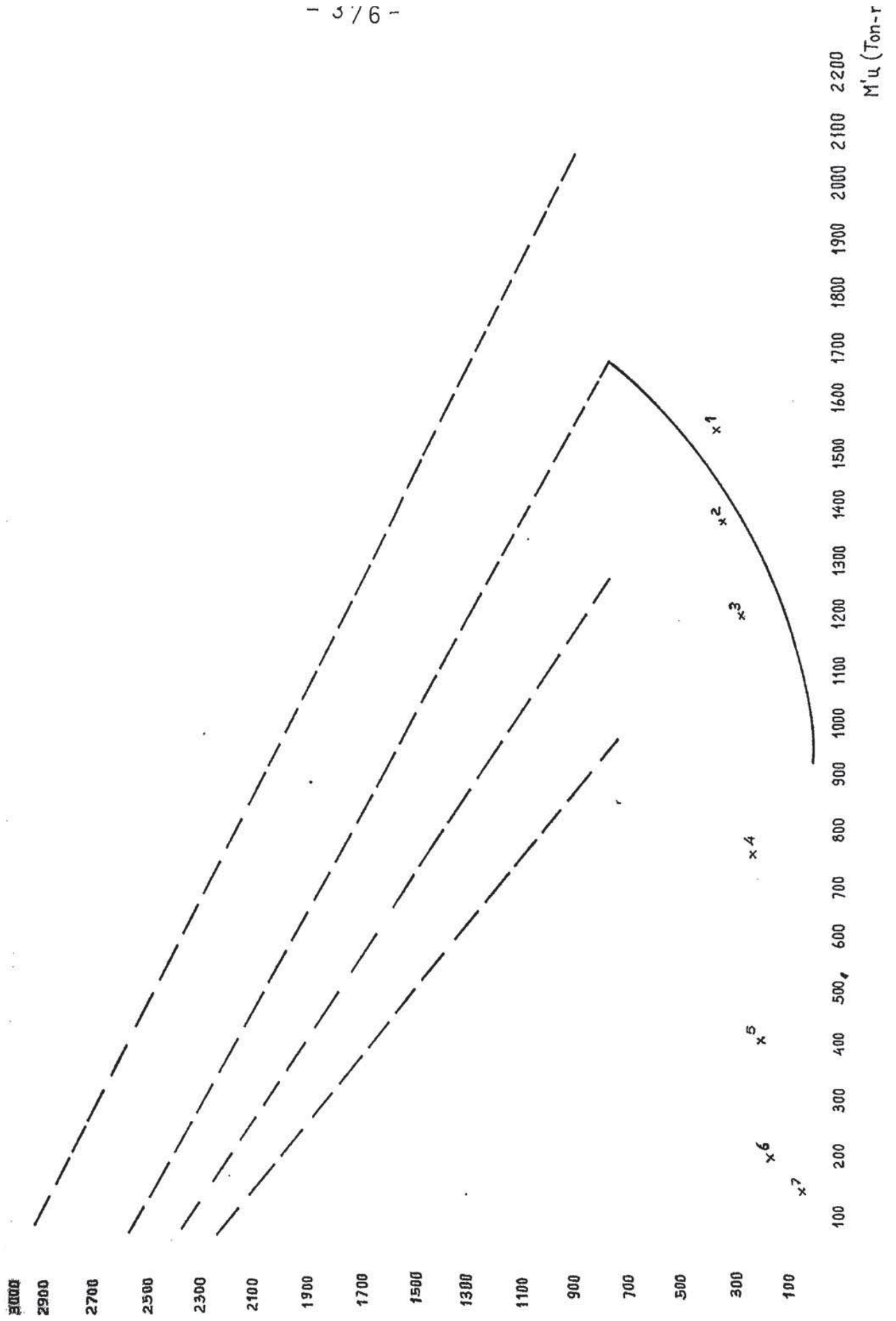
SELECCION DE LA ARMADURA :

Entrando a las curvas de interacción en los momentos y cargas últimas, vemos que se requiere :

- ∅ 3/4" : 1° piso
- ∅ 5/8" : 2° y 3° piso
- ∅ 1/2" : 4° y 5° piso
- ∅ 3/8" : En los pisos restantes.

Verificación por corte :

$$v_u = \frac{V_u}{\phi h d} = \frac{1.25 \times 140,890}{0.85 \times 20 \times 0.8 \times 2 \times 370} = 17.49 \text{ kg/cm}^2 \approx v_c = 17.22 \text{ kg/cm}^2 \text{ ¡bien!}$$



CAPITULO X : DISEÑO DE ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

CAPITULO X

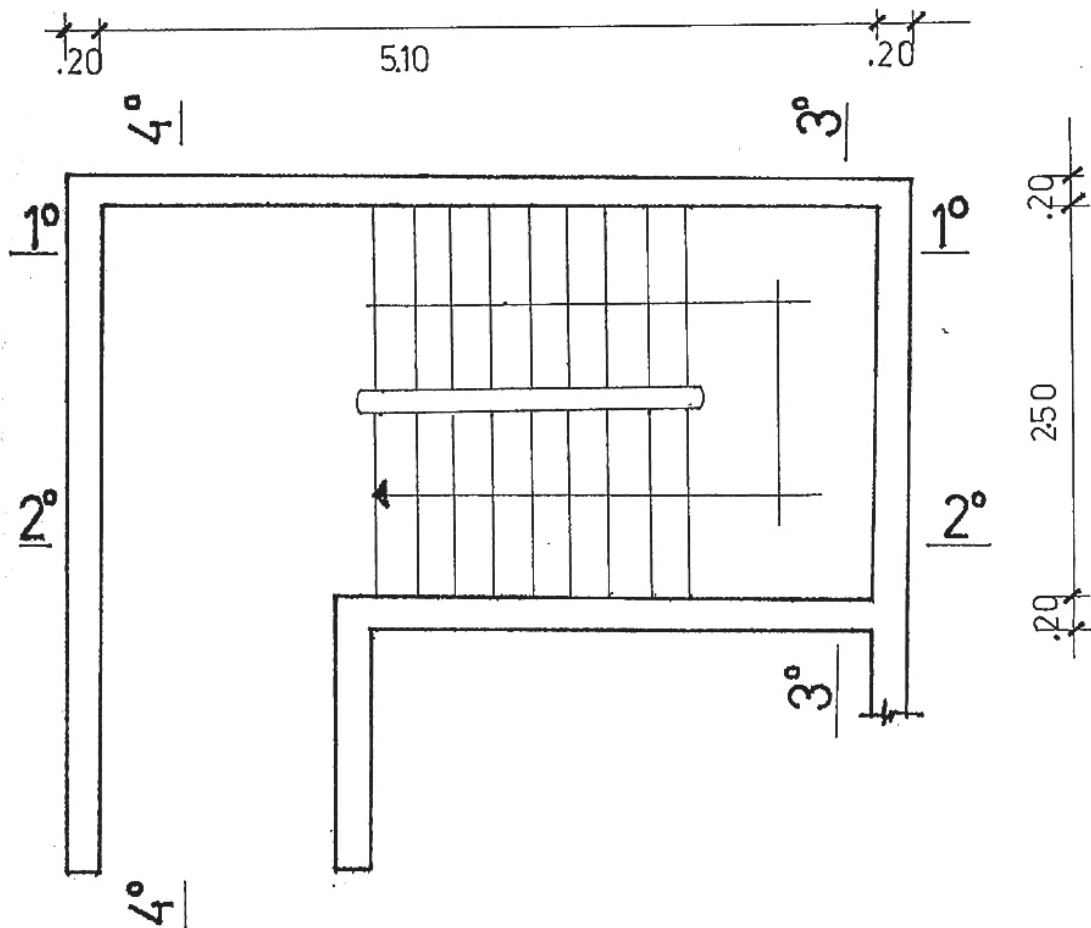
10.00 DISEÑO DE ESTRUCTURAS COMPLEMENTARIAS

10.10 GENERALIDADES:

Dentro de las estructuras complementarias a diseñar tenemos:
las escaleras, el tanque elevado y el tanque cisterna.

Concreto a emplear: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

acero : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.



10.20 DISEÑO DE ESCALERAS

Haremos el diseño de la escalera principal tipo 1, ubicada en la zona de ascensores que va desde el 1° Nivel hasta el 7° Nivel.

10.21 DIMENSIONAMIENTO

- a) pasos: 25 cm.
- b) contrapasos: 17.5 cm.
- c) Espesor de la losa (h).

La escalera se diseñará por tramos en un solo sentido.

Para losa armada en un sentido: $h = \frac{L}{24}$

1° y 2° tramos:

$$h = \frac{5.10}{24} = 0.21 \text{ m.}$$

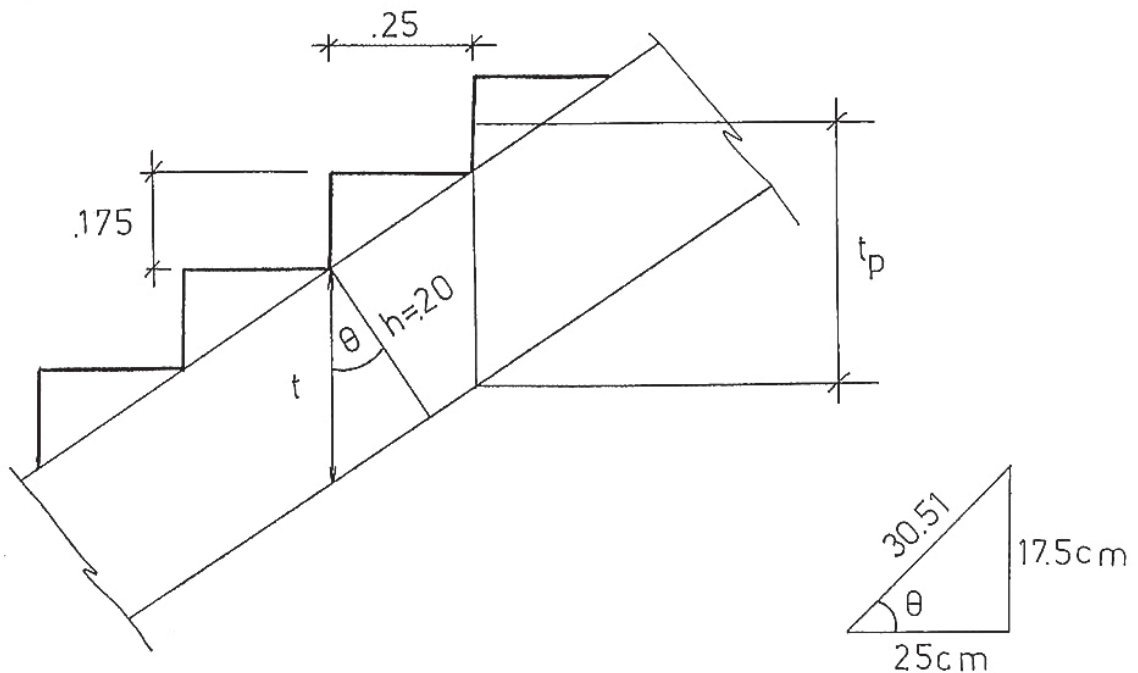
3° tramo: (descanso)

$$\frac{2.50}{24} = 0.10 \text{ m.}$$

4° tramo:

$$h = \frac{4.20}{24} = 0.175 \text{ m. (descanso)}$$

Adeptaremos: $h = 0.20 \text{ m.}$ como espesor de la losa en todos los tramos.



$$t_p = t + \frac{e.p.}{2} = h \sec 0 + \frac{e.p.}{2}$$

$$t_p = 0.20 \times \frac{0.3051}{0.25} + \frac{.175}{2}$$

$$t_p = 0.244 + 0.087 = 0.331 \text{ mts.}$$

$$t_p = 33.10 \text{ cm.}$$

10.22 Metrado de cargas:

tramos 1° y 2°

- Carga muerta:

| | | |
|--------------------------|------------------------|-----------------------------|
| pese propio - - - - - | 0.331 x 2400 - - - - - | = 794.4 kg/m ² |
| pise terminado - - - - - | | <u>100 kg/m²</u> |
| | | 894.4 kg/m ² |

Carga viva: $s/e = 500 \text{ kg/m}^2$.

- Carga última de rotura:

$$W_u = 1.5 W_D + 1.8 W_L = 1.5 (894.4) + 1.8 (500)$$

$$W_u = 2,241.6 \text{ kg/m} = 2.24 \text{ t/m.}$$

tramos 2° y 4° (descanses).

| | | |
|------------------------------|--|-----------------------------|
| p.p. = 0.20 x 2400 - - - - - | | 480 kg/m ² |
| p.t. = - - - - - | | <u>100 kg/m²</u> |
| | | 580 kg/m ² |

Carga viva = $s/e = 500 \text{ kg/m}^2$

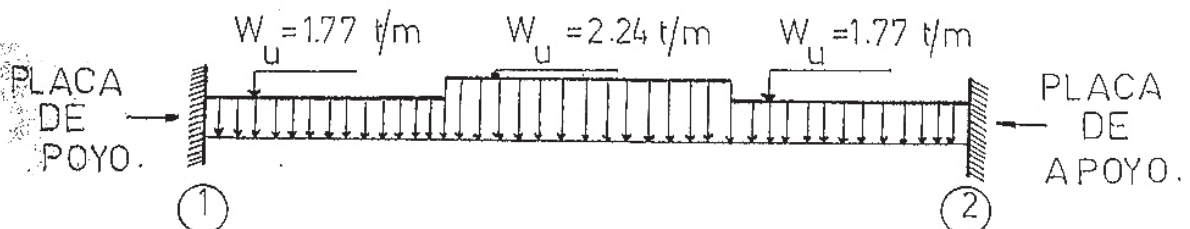
Carga última de rotura:

$$W_u = 1.5 W_D + 1.8 W_L$$

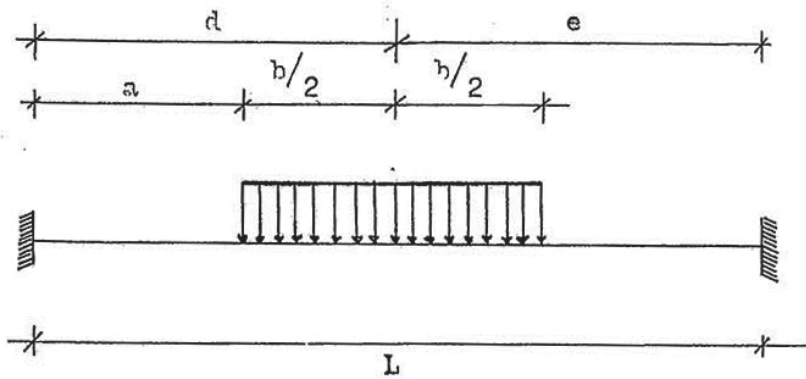
$$W_u = 1.5 (580) + 1.8 (500) = 870 + 900 = 1770 \text{ kg/m.}$$

$$W_u = 1.77 \text{ ton/m.}$$

- El modelo idealizado sería el siguiente:



Para el cálculo de los Momentos flectores hacemos use de las tablas extraídas del " DESIGN MANUAL FOR STEEL " de H.M. Priest, para el caso siguiente:

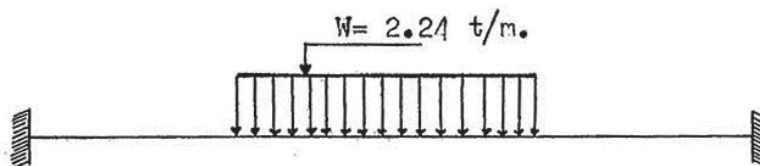


Para la idealización de los apoyos consideramos:

simplemente apoyados en cimentación Y/O viga; empotrado en los muros de concreto armado.

El caso general lo podemos descomponer por facilidad para el diseño en los sgtes 3 casos:

CASO A



donde:

$a = 1.55 \text{ m.}$

$b = 2.0 \text{ m.}$

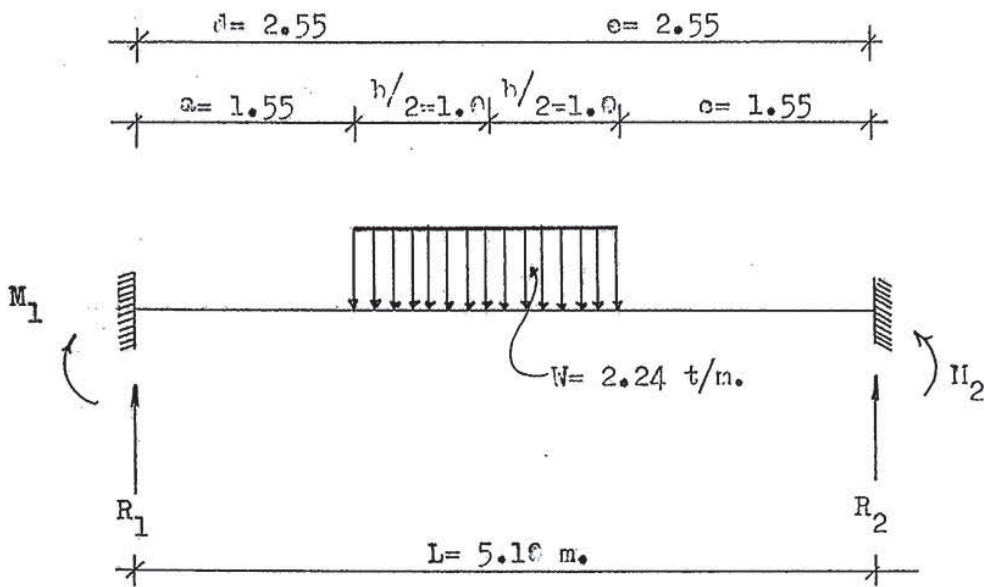
$e = 1.55 \text{ m.}$

$d = 2.55 \text{ m.}$

$e = 2.55 \text{ m.}$

$L = 5.10 \text{ m.}$

$W = 2.24 \text{ t/m.}$



De las tablas:

$$R_1 = \frac{W}{4 L^3} \left[4 e^2 (L + 2 d) - b^2 (e - a) \right]$$

$$R_1 = \frac{2.24}{4 (5.10)^3} \left\{ 4 (2.55)^2 \left[5.10 + 2 (2.55) \right] - (2.0)^2 (1.55 - 1.55) \right\}$$

$$= 0.0042 (265.302)$$

$$R_1 = 1.12 \text{ ton.}$$

$$M_1 = \frac{W}{24 L^2} \left\{ b^2 \left[L + 3 (e - a) \right] - 24 e^2 d \right\}$$

$$M_1 = \frac{2.24}{24 (5.10)^2} \left\{ (2.0)^2 \left[5.10 + 3 (1.55 - 1.55) \right] - 24 (2.55)^2 (2.55) \right\}$$

$$M_1 = 0.00358 (377.953) = - 1.35$$

$$M_1 = - 1.35$$

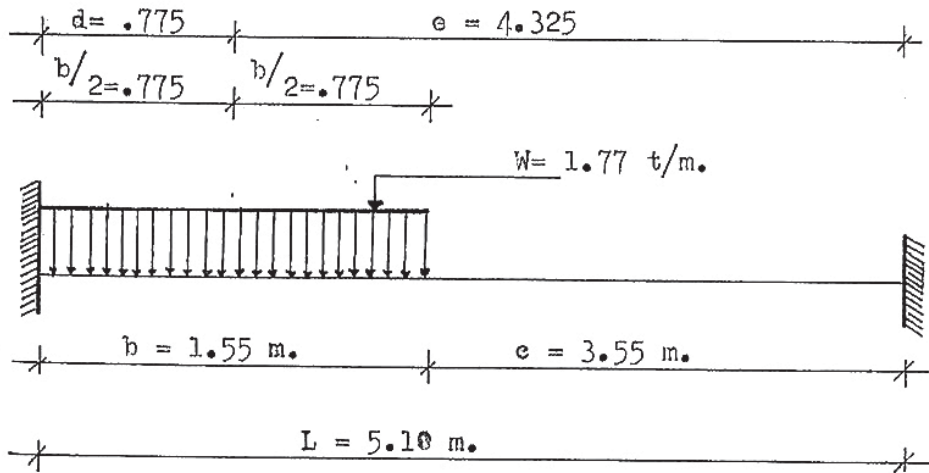
$$M_2 = R_1 L - W e + M_1$$

$$M_2 = 1.12 (5.10) - 2.24 (2.55) + (- 1.35)$$

$$M_2 = 5.712 - 5.712 - 1.35 = - 1.35$$

$$M_2 = - 1.35$$

CASO B



- | | |
|------------|-------------------------|
| $a = 0$ | $e = 4.325$ |
| $b = 1.55$ | $L = 5.10$ |
| $c = 3.55$ | $W = 1.77 \text{ t/m.}$ |
| $d = .775$ | |

$$R_1 = \frac{W}{4 L^3} \left[4 e^2 (L + 2 d) - b^2 (e - a) \right]$$

$$R_1 = \frac{1.77}{4(5.10)^3} \left\{ 4 (4.325)^2 (5.10 + 2 \times 0.775) - 1.55^2 (3.55 - 0) \right\}$$

$$R_1 = 0.0033 \left\{ 489.038 \right\} = 1.613$$

$$R_1 = 1.613 \text{ ton.}$$

$$M_1 = \frac{W}{24 L^2} \left\{ b^2 \left[L + 3 (e - a) \right] - 24 e^2 d \right\}$$

$$M_1 = \frac{1.77}{24(5.10)^2} \left\{ (1.55)^2 \left[5.10 + 3 (3.55 - 0) \right] - 24(4.325)^2 (0.775) \right\}$$

$$M_1 = 2.835 \times 10^{-3} \left\{ 37.8315 \right\} = - 0.879 \text{ ton-m.}$$

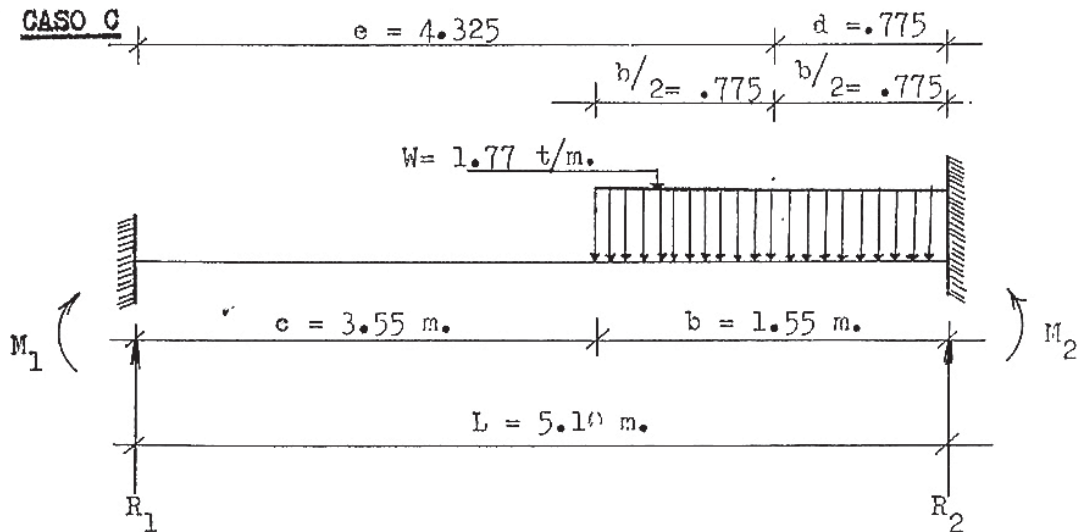
$$M_1 = - 0.88 \text{ ton-m.}$$

$$M_2 = R_1 L - W e + M_1$$

$$M_2 = (1.613) (5.10) - 1.77 (4.325) - 0.879 = - 0.307$$

$$M_2 = - 0.31 \text{ t - m.}$$

CASO C



Observando el caso C, vemos que es similar al caso B ..

Luego por continuidad:

$$M_1 = 0.31 \text{ t - m.}$$

$$M_2 = 0.88 \text{ t - m.}$$

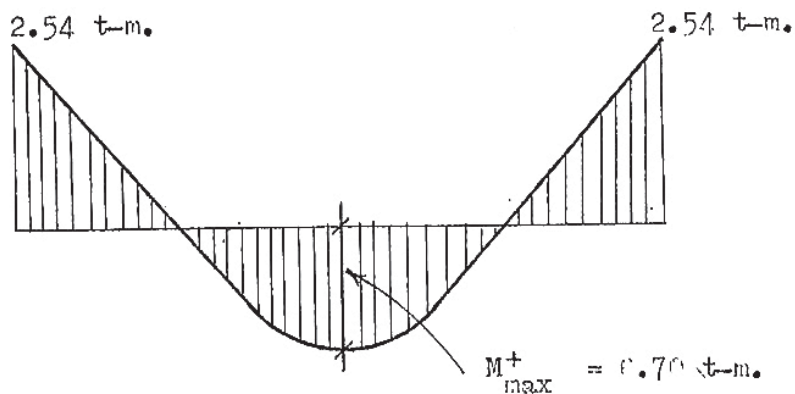
Superponiendo efectos tendremos que:

$$M_1 = -1.35 \text{ ton- m} - 0.88 \text{ ton- m} - 0.31 \text{ ton- m} = - M_2$$

$$M_1 = -2.54 \text{ ton- m} = - M_2$$

Cálculo del Momento flector máximo positivo

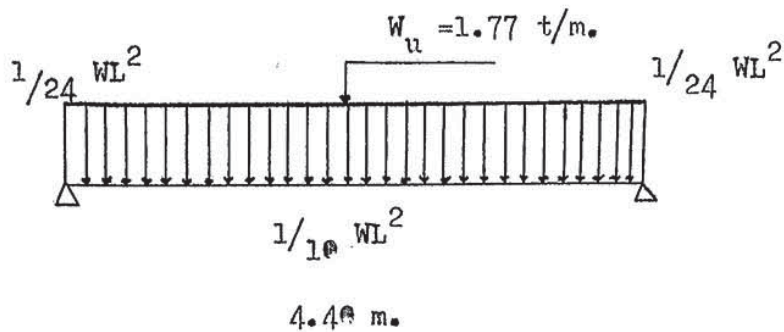
Lo obtenemos gráficamente.



TRAMO 4°

La diseñaremos como una losa maciza armada en un sentido.

Modelo :



$$M_{\text{máx}}^+ = \frac{1}{10} W_L^2 = \frac{1}{10} (1.77) (4.40)^2 = 3.42 \text{ ton-m.}$$

$$M_{\text{máx}}^- = \frac{1}{24} W_L^2 = \frac{1}{24} (1.77) (4.40)^2 = \frac{1}{24} (1.77) (19.36) = 1.42 \text{ t-m.}$$

10.23 CALCULO DE LAS AREAS DE ACERO

- Area de acero mínimo:

$$A_s \text{ mín} = 0.017 \text{ bd}$$

$$A_s \text{ mín} = 0.017 \cdot 100 \times 17 = 2.89 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

- Refuerzo per temperatura y contracción

Para losas de espesor uniforme el refuerzo mínimo en la dirección del claro, no debe ser menor que la requerida por contracción y temperatura.

$$A_s \text{ t} = 0.0018 \text{ b h.}$$

$$A_s \text{ t} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Como $A_s \text{ mín} < A_s \text{ t.}$

Usamos $A_s \text{ t}$ como refuerzo mínimo:

Usando $\phi \ 3/8''$:

$$s = \frac{a_s}{A_s} \times 100 = \frac{0.71}{3.60} \times 100 = 19.7 \text{ cm.}$$

Use $\phi \ 3/8''$ @ 20 m.

- Momento mínimo.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3.60 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.84$$

$$M_{\text{mín}} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{\text{mín}} = 0.9 \times 3.60 \times 4200 \left(17 - \frac{0.84}{2} \right) = 2.25 \text{ t-m.}$$

- Las áreas de acero serán:

tramos 1° y 2°:

$$M_{\text{máx}}^- = 2.54 \text{ ton-m.}$$

probamos $a = 0.95 \text{ m.}$

$$A_s = \frac{2.54 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(17 - \frac{0.95}{2} \right)} = 4.06$$

$$a = \frac{4.06 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.95 \text{ m ; bien !}$$

separación s : Usando $\phi \ 1/2''$

$$s = \frac{a_s}{A_s} \times 100 = \frac{1.29}{4.06} \times 100$$

Use $\phi \ 1/2''$ @ 30 m.

$Mu_{\text{máx}}^+ = 0.70 \text{ t-m} < Mu_{\text{mín}}^-$; Use $A_s \text{ mín.}$ ($\phi \ 3/8''$ @ 20 m.)

tramo 4°

$$M_{\text{máx}}^+ = 3.42 \text{ ton-m.}$$

probamos $a = 1.29$ cm.

$$A_s = \frac{3.42 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \frac{(17-1.29)}{2}} = 5.53 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$a = \frac{5.53 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 1.30 \text{ bien}$$

separación: Usando $\phi 1/2''$

$$s = \frac{1.29}{5.53} \times 100 = 23 \text{ cm.}$$

Use $\phi 1/2''$ @. 20 m.

$$M_{\text{máx}} = 1.42 \text{ t-m} < M_{\text{mín}} = 2.25 \text{ t-m} \longrightarrow \text{Use } A_s \text{ mín}$$

($\phi 3/8''$ @. 20 m.)

- Separación máxima

Losa armada en una dirección

$$3 h = 3 \times 20 = 60 \text{ cm.}$$

En nuestro caso separación máxima 30 cm < 60 cm. ¡ bien !

NOTA.-

- Para el tramo 4^o Usamos la misma armadura hallada en el tramo 4^o (en la luz mayor) por seguridad por ser zona de descanso.

Para la escalera tipo 2 usaremos armadura mínima (luces pequeñas).

10.30 DISEÑO DE LA CISTERNA

10.31 CARACTERISTICAS

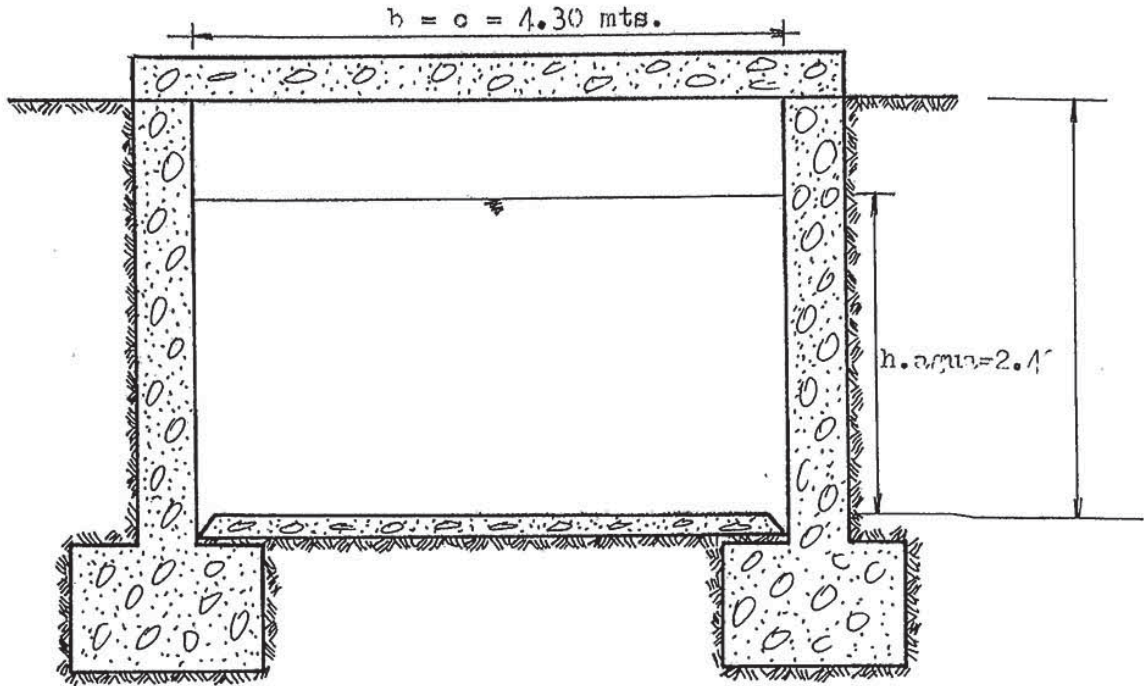
Consideramos una cisterna cuadrada de lado: 4.30 m; del dimensionamiento, el volumen de agua de la cisterna es $V = 43.90 \text{ m}^3$, correspondiéndole una altura de agua de: $h = \frac{43.90}{4.30 \times 4.30} = 2.37\text{m.} \approx 2.40 \text{ m.}$

$$h = 2.60 \text{ m.}$$

La altura total será:

$$h_t = h (\text{ agua }) + h (\text{ rebese })$$

$$h_T = 2.40 + 0.20 = 2.60 \text{ mts.}$$



10.32 Diseño de la tapa.

Se diseñará como losa armada en dos sentidos

- espesor (t)

El espesor mínimo $t = 12 \text{ cm.}$

asumimos $t = 20 \text{ cm.}$

METRADO DE CARGAS

peso propio: $0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2.$

sobrecarga : $100 \text{ kg/m}^2.$

Carga última de rotura:

$$W_u = 1.5 W_D + 1.8 W_L$$

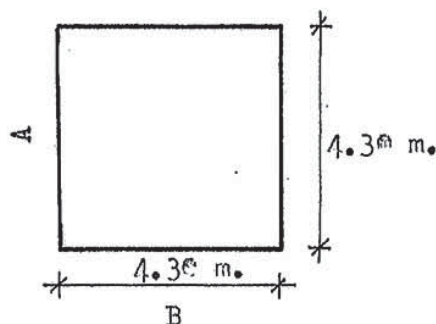
$$W_u = 1.5 (480 \text{ kg/m}^2) + 1.8 (100 \text{ kg/m}^2)$$

$$W_u = 720 + 180 = 900 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de los Momentos

Para el cálculo de los momentos emplearemos el método 3 tabla 2

del A.C.I para el siguiente paño (apoyos articulados):



relacion de lados :

$$m = \frac{A}{B} = \frac{4.30}{4.30} = 1.0$$

De la tabla:

$$\left. \begin{array}{l} c_A^+ = 0.036 \\ c_B^+ = 0.036 \end{array} \right\} \text{ Coeficientes per carga muerta.}$$

Los momentos serán:

$$M_A^+ = (\text{coef. C.M.}) W A^2 = 0.036 (900) (4.30)^2 = 599 \text{ kg-m/m.L.}$$

$$M_B^+ = (\text{coef. C.M.}) W B^2 = 0.036 (900) (4.30)^2 = 599 \text{ kg-m /m.L.}$$

-Momentos negativos; según normas se debe tomar $\frac{1}{3}$ del Momento positivo.

Luego:

$$M_A^- = M_A^+ / 3 = \frac{599}{3} = 200 \text{ kg-m/m.L.}$$

$$M_B^- = M_B^+ / 3 = 200 \text{ kg-m/m.L.}$$

- Cálculo del corte

De la tabla 4 del mismo método 3

$$V_A = V_B = 0.50 \times 900 \times \frac{4.30}{2} = 968 \text{ kg.}$$

-Momento mínimo.

$$A_{s \text{ min}} = 0.018 bd = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$a = \frac{3.60 \times 4200}{.85 \times 210 \times 100} = 0.84 \text{ cm.}$$

$$M_{u \text{ min}} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 3.06 \times 4200 \left(17 - \frac{0.84}{2} \right) =$$

$$M_{u \text{ min}} = 2255 \text{ kg-m/m.L.}$$

Vemos que los momentos hallados son menores que el momento último, luego tomamos el área de acero correspondiente al momento mínimo.

Usando $\phi 3/8$ "

$$s = \frac{a_s}{A_s} \times 100 = \frac{0.71}{3.60} \times 100 = 0.197$$

Usamos $\phi 3/8$ " @ .20m.

- Verificación per corte:

$$v_u = \frac{968}{100 \times 17} = 0.56 \text{ kg/cm}^2 < v_e = 6.16 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; bien !}$$

10.33 DISEÑO DE LA LOSA DE FONDO:

Consideramos espesor de 20 cm.

- Metrado de cargas:

$$\begin{aligned} \text{pese propio} &= 0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2 \\ \text{acabado} &= \text{-----} 100 \text{ kg/m}^2 \\ \text{pese del agua} &= 2.40\text{m} \times 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 2400 \text{ kg/m}^2 \\ W_D &= 2980 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Carga última de rotura: $W_u = 1.5 W_D$

$$W_u = 1.5 (2980) = 4,470 \text{ kg/m}^2$$

La losa de fondo es de similares características a la tapa, luego:

$$M_u^+ = (\text{coef.C.M.}) W_A^2 = 0.036 (4470) (4.30)^2 = 2975 \text{ kg-m/m.L.}$$

$$M_u = -\frac{1}{3} M_u^+ = -\frac{1}{3} (2975 \text{ kg-m/m.L.}) = 991.7 \text{ kg-m/m.L.} < M_u \text{ mín.}$$

- Areas de acero:

$$M_u^+ = 2975 \text{ kg-m/m.L.}$$

probamos $a = 1.12 \text{ cm.}$

$$A_s = \frac{2975 \times 10^2}{0.9 \times 4200 (17 - 0.56)} = 4.79 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{4.79 \times 4200}{.85 \times 210 \times 100} = 1.12 \text{ cm ; bien !}$$

Usando $\phi 1/2''$:

$$s = \frac{1.29}{4.79} \times 100 = 26 \text{ cm.} \longrightarrow \text{Use } \phi 1/2'' \text{ @ } 25 \text{ m.}$$

Para Momento negativo: Use $\phi 3/8''$ @ 20m.

10.34 DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE CISTERNA

Consideramos 2 casos:

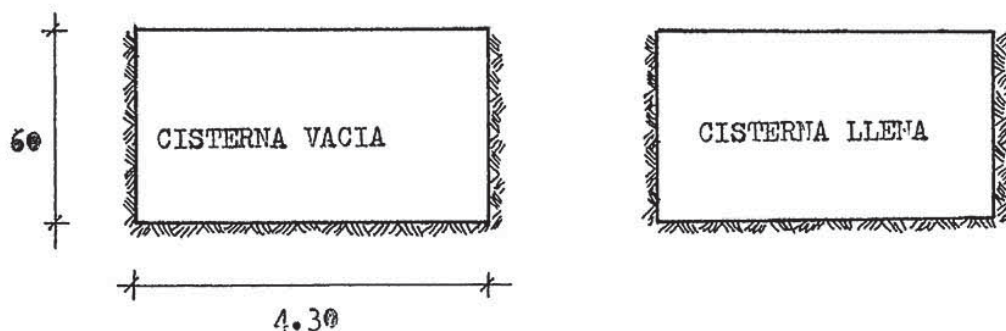
1º CASO: Cuando la cisterna está vacía

En éste caso las paredes están sometidas a presiones de tierra y se producen los mayores momentos en las aristas, por lo tanto para el

diseño pueden considerarse como paredes empotradas en sus extremos continuos.

2º CASO: Cuando la cisterna está llena.

Para éste caso los momentos en los extremos superior e inferior son pequeños, y pueden ser considerados como apoyos simples.



- PRESIONES SOBRE LAS PAREDES

Empuje de agua: $E = 2.40 \times 1000 = 2400 \text{ kg/m}^2$

Empuje de tierras:

$h' =$ altura equivalente a la sobrecarga (250 kg/m^2)

$$h' = \frac{250}{\gamma_s} = \frac{250}{1800} = 0.14 \text{ m.}$$

La presión por sobrecarga, $W_u L$ uniformemente distribuida es:

$$W_u L = 1.8 \gamma_s h' K_a = 1.8 (1800) \times 0.14 \times K_a$$

Considerando un ángulo de fricción interna de $\phi = 35^\circ$ un coeficiente de seguridad de 1.3, $K_a = 0.35$

Luego:

$$W_u L = 1.8 (1800) (0.14) (0.35) = 159 \text{ kg/m}^2$$

- La presión triangular en el punto mas abajo es:

$$W_u D = 1.5 \gamma_s h K_a = 1.5 \times 1800 \times 2.80 \times 0.35 = 2646 \text{ kg/m}^2$$

Cargas a considerar:

Cisterna vacía:

$$W_u L = 159 \text{ kg/m}^2 \text{ (distribución uniforme)}$$

$$W_u D = 2646 \text{ kg/m}^2 \text{ (distribución triangular).}$$

Cisterna llena:

$$W_u L = 159 \text{ kg/m}^2$$

$$W_u D = 2646 - 2400 = 246 \text{ kg/m}^2$$

$W_u D = 246 \text{ kg/m}^2$ tiene distribución triangular por razón práctica la distribuimos uniformemente.

$$W_u D = \frac{246}{2.80} = 87.8 \text{ kg/m}^2.$$

Coefficiente para los momentos en el caso de cisterna vacía:

$$m = A/B = \frac{2.60}{4.30} = 0.60 \text{ (A.C.I.)}; m = B/A = 1.65 \text{ (P.C.A.)}$$

| TIPO COEFICIENTE | CARGA UNIFORME DISTRIBUIDA (A.C.I.) | | CARGA CON DISTRIBUCION TRIANGULAR (P.C.A.) | | Momento en kg-m/. | |
|---------------------|--|-------|---|------|-------------------|------|
| | A | B | A | B | A | B |
| C (-) | 0.080 | 0.018 | .010 | .052 | 1516 | 2418 |
| C (+) | 0.048 | 0.007 | .016 | .025 | 1017 | 1162 |

Coefficientes para el caso de cisterna llena:

$$C_B^+ = .036 \Rightarrow M_B^+ = 0.036 (159 + 246) (4.30)^2 = 269.6 \text{ kg-m/m.}$$

$$C_B^- = .078 \Rightarrow I_B^- = 0.078 (159 + 246) (4.30)^2 = 584.0 \text{ kg-m/m.}$$

$$C_A^+ = .031 \Rightarrow M_A^+ = 0.031 (159 + 246) (2.60)^2 = 84.9 \text{ kg-m/m.}$$

$$C_A^- = .012 \Rightarrow M_A^- = 0.012 (159 + 246) (2.60)^2 = 32.9 \text{ kg-m/m.}$$

Acero mínimo:

$$A_s \text{ mfn} = 0.0018 b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

- Momento mínimo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{3.6 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.84 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{mfn}} = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 3.6 \times 4200 (17 - \frac{0.84}{2}) = 2.26 \text{ t-m.}$$

2

Vemos que solamente el Momento en B cuando la cisterna está vacía sobrepasa el Momento mínimo. En los otros casos, por ser los momentos menores al mínimo, usamos la armadura mínima.

Luego:

$$\bar{M}_u = 2.41 \text{ ton-m.}$$

$$\text{Sea } a = 0.90 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{2.41 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(17 - \frac{0.09}{2}\right)} = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{3.76 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.88 \text{ cm} \quad ; \text{ bien !}$$

$$A_s = 3.76 \text{ cm}^2$$

distribución del acero: en 2 capas:

$$\frac{3.76}{2} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\phi \ 3/8'' : s = \frac{0.71}{1.88} \times 100 = 37 \text{ cm} \implies \text{Use } \phi \ 3/8'' \text{ en 2 capas @ } 30 \text{ m.}$$

La distribución del área de acero mínimo será:

$$A_s \text{ mín} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{En 2 capas: } 1.8 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usando $\phi \ 3/8''$:

$$s = \frac{0.71}{1.8} \times 100 = 39 \text{ cm.} \quad (\phi \ 3/8'' \text{ @ } 30 \text{ en 2 capas})$$

Resumen:

Use $\phi \ 3/8''$ @ 30 en 2 capas en todos los casos. (para las paredes)

- Comprobación del Cortante:

$$\text{Corte por carga triangular : } V = 2 W_u L \times a/s$$

$$\text{Corte por carga uniforme : } V = 5 W_u D \times a/8$$

Entonces:

$$V = 2 (2646) \times 2.60 \times \frac{1.00}{5} + 5 \times 246 \times 2.60 \times \frac{1.0}{8}$$

$$V = 2752 + 399 = 3151 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{3151}{100 \times 17} = 1.85 \text{ kg/cm}^2 < 6.16 \text{ kg/cm}^2 \quad ! \text{ bien !}$$

- Cimentación de cisternas:

$$\text{peso pared} = 0.20 \times 2.60 \times 2400 = 1248 \text{ kg/m.L.}$$

| | | |
|------------------------|--|----------------|
| peso tapa (con s/ₑ) | : 580 x 4.30 x 1.0 | = 2494 kg/m. |
| peso de agua | : $2.40 \times \frac{1000}{2} \times (4.3) \times 1.0$ | = 5160 kg/m.L. |
| peso de losa inferior: | $\frac{0.20 \times 4.30}{2} \times 2400$ | = 1032 kg/m. |
| | | 9934 kg/m. |

Ancho de zapata:

$$\sigma = 2.5 \text{ kg/cm}^2 ; a = \frac{9934}{2.5} = 3973 \text{ cm}^2 \rightarrow B = 60 \text{ cm.}$$

Usaremos zapata corrida de .60 x .40 con armadura mínima ya que el momento es pequeño

$$A_s \text{ min} = 0.0018 \text{ bd}$$

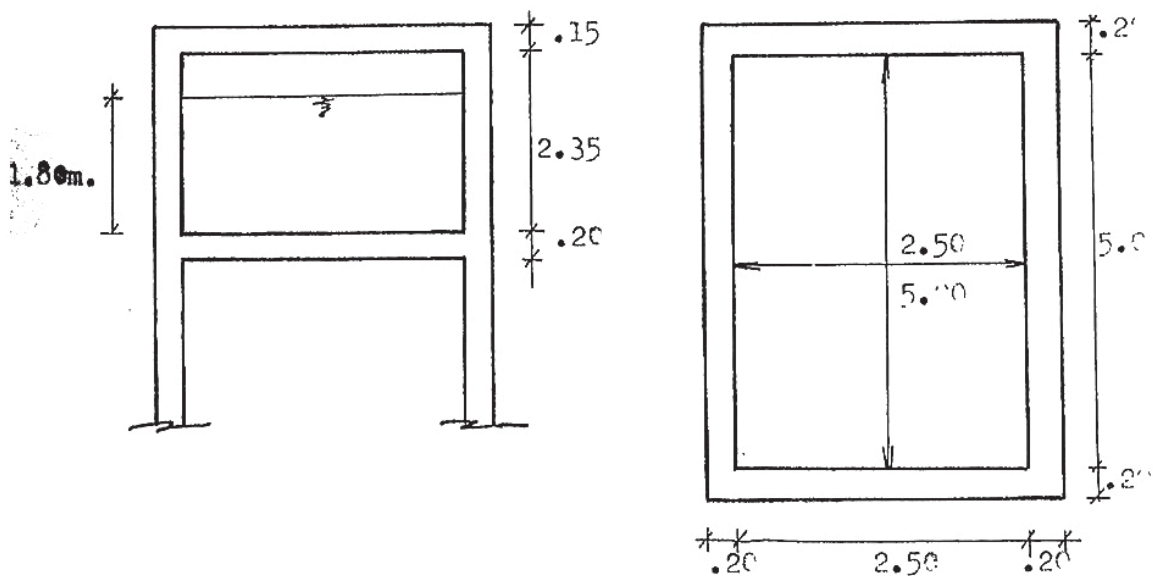
$$A_s \text{ min} = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usando $\phi 1/2''$:

$$s = \frac{1.29}{5.4} \times 100 = 23.4 \text{ cm.}$$

Use $\phi 1/2''$ @ .23 m.

10.40 DISEÑO DEL TANQUE ELEVADO



10.41 Diseño de la tapa.

La diseñaremos como losa armada en un sentido.

- Metrado de cargas:

$$\begin{array}{rcl} \text{peso propio} & - - - - - & 0.15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2. \\ s/c & - - - - - & = 100 \text{ kg/m}^2. \end{array}$$

- Carga última de rotura:

$$W_u = 1.5 W_D + 1.8 W_L$$

$$W_u = 1.5 (360) + 1.8 (100) = 540 + 180 = 720 \text{ kg/m}^2.$$

- Momentos flexionantes (para una franja de 1.0 mts)

$$M_u (+) = \frac{1}{10} W_u L^2 = \frac{1}{10} (720) (2.50)^2 = 450 \text{ kg-m.}$$

$$M_u (-) = \frac{1}{24} W_u L^2 = \frac{1}{24} (720) (2.50)^2 = - 187.5 \text{ kg-m.}$$

- Acero mínimo por refuerzo principal y temperatura.

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 b_h = 0.0018 \times 100 \times 15 = 2.70 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$a = \frac{2.70 \times 4200}{.85 \times 210 \times 100} = 0.63$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.9 \times 2.16 \times 4200 (12 - \frac{0.63}{2}) = 1192 \text{ kg-m.}$$

Como los momentos hallados son menores al momento mínimo, usamos A_s mín.

Con $\phi 3/8''$:

$$s = \frac{a_s}{A_s} \times 100 = \frac{0.71}{2.72} \times 100 = 26 \text{ cm.}$$

Use $\phi 3/8''$ @ .25 m.

Verificación por corte:

$$V_u = \frac{720 \times 2}{2} = 720 \text{ kg.}$$

$$v_u = \frac{720}{100 \times 12} = 0.6 \text{ kg/cm}^2 < v_u \text{ admisible ; bien !}$$

10.42 Diseño de la losa de fondo:

La diseñaremos como losa armada en 2 sentidos, empotrada en sus cuatro bordes. Escogemos un espesor de $e = .20 \text{ m.}$

Se diseñará con el método 3 del A.C.I.

Metrado de cargas:

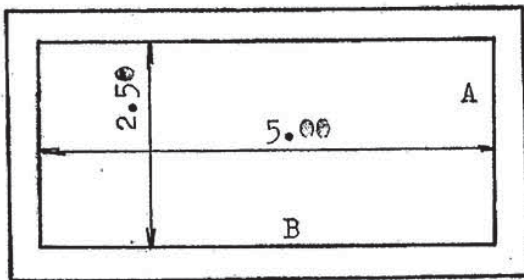
- peso propio - - - - - $0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$.
 - acabados - - - - - 100 kg/m^2 .
 peso del agua 1.80×1000 - - - - - $= 1800 \text{ kg/m}^2$.
 $W_D = 2380 \text{ kg/m}^2$

Carga última de retura:

$W = 1.5 \times 2380 = 3570 \text{ kg/m}^2$.

Coefficientes de momentos:

$m = A/B = \frac{2.50}{5.00} = 0.50$



de las tablas:

$C_A (-) = 0.088$
 $C_A (+) = 0.038$
 $C_B (-) = 0.003$
 $C_B (+) = 0.002$

Momentos de flexión :

$M_A (-) = 0.088 \times 3570 \times (2.50)^2 = 1963.5 \text{ kg-m/m}$.
 $M_B (-) = 0.003 \times 3570 \times (5.0)^2 = 267.8 \text{ kg-m/m}$.
 $M_A (+) = 0.038 \times 3570 \times (2.50)^2 = 847.9 \text{ kg-m/m}$.
 $M_B (+) = 0.002 \times 3570 \times (5.0)^2 = 178.5 \text{ kg-m/m}$.

Momento mínimo:

$M_u \text{ mín} = 2.25 \text{ t-m}$, que corresponde a un $A_s \text{ mín} = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Luego: Use $A_s \text{ mín}$ en todos los casos.

Separación: ($\phi 3/8$ ")

$s = \frac{0.71}{3.60} \times 100 = 19.7 \text{ cm}$.

Luego: Use $\phi 3/8$ " @ 20 cm. para los dos sentidos.

Fuerzas cortantes.

Coefficientes: $C_A = 0.97$
 $C_B = 0.07$

$V_A = 0.97 \times 2380 \times 2.50 \times 1.0/2 = 2886 \text{ kg}$.

$V_B = 0.07 \times 2380 \times 5.0 \times 1.0/2 = 417 \text{ kg}$.

$$V_{ad} = 0.50 \times 0.85 \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 10,470 \text{ kg.} > 2886 \text{ kg.} ; \text{ bien !}$$

10.43 Diseño de las paredes.

Se diseñarán por el método de los coeficientes indicados en las tablas del PORTLAND CEMENT ASSOCIATION.

$$a = 2.35 \text{ m.}$$

$$b = 2.50 \text{ m.}$$

$$e = 5.00 \text{ m.}$$

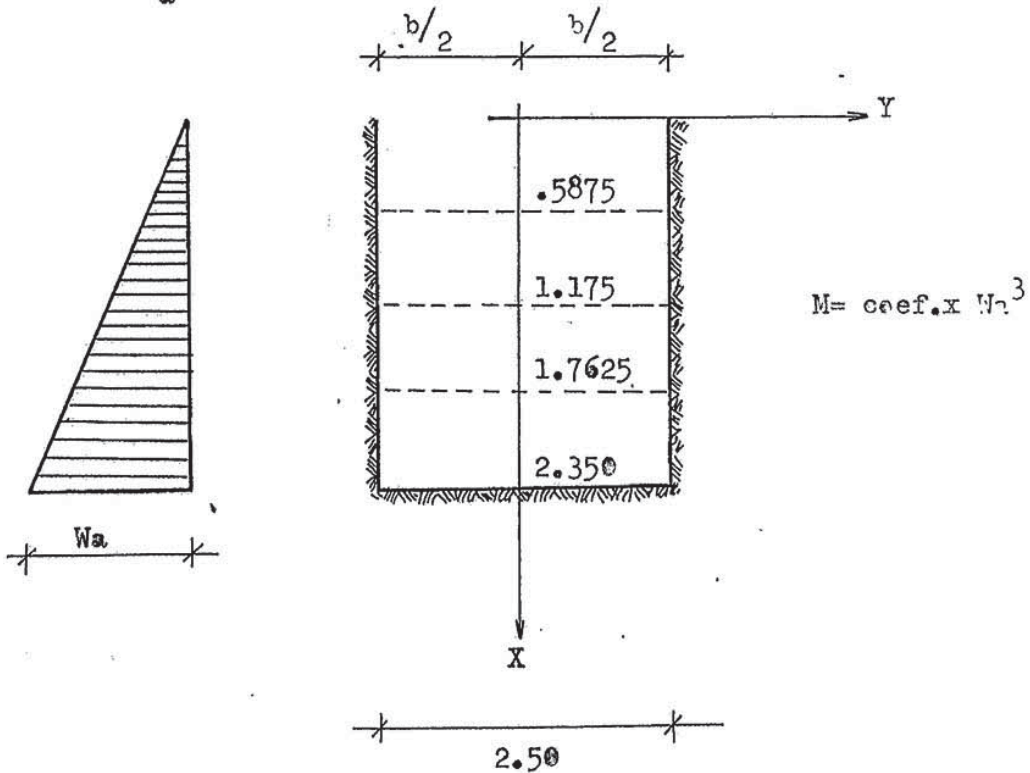
$$b/3 = \frac{2.50}{3} = 0.83 \text{ m.}$$

$$\frac{e}{3} = \frac{5.00}{3} = 1.67 \text{ m.}$$

Como: $a > \frac{b}{3}$ debe armarse en 2 sentidos.

$a > \frac{e}{3}$ debe armarse en 2 sentidos.

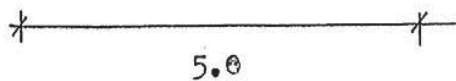
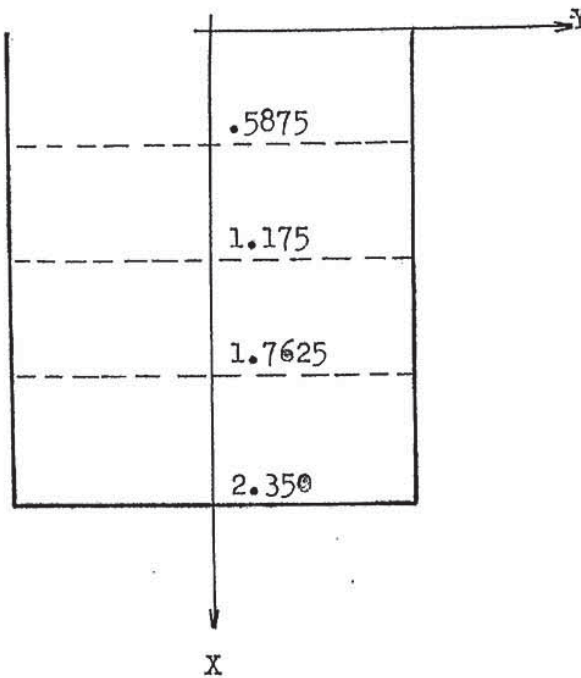
Lado corto: $b/a = 2.50/2.35 = 1.06$



| b/a | x/a | y=0 | | y= b/4 | | y = b/2 | |
|------|-----|--------|--------|---------|--------|----------------|----------------|
| | | Mx | My | Mx | My | I _x | I _y |
| 1.50 | 0 | 0 | +0.009 | 0 | +0.002 | 0 | - . 018 |
| | 1/4 | +0.02 | +0.011 | +0.009 | +0.003 | - . 005 | - . 023 |
| | 1/2 | +0.09 | +0.013 | +0.005 | +0.005 | - . 006 | - . 023 |
| | 3/4 | +0.08 | +0.008 | +0.005 | +0.004 | - . 004 | - . 020 |
| | 1.0 | -0.035 | -0.007 | - . 022 | -0.005 | 0 | 0 |

Base large:

$$\frac{e}{a} = \frac{5.00}{2.35} = 2.10$$



| e/a | x/a | $y = 0$ | | $y = e/4$ | | $y = e/2$ | |
|-------|-------|---------|--------|-----------|--------|-----------|--------|
| | | Mx | My | Mx | My | Mx | My |
| 2.10 | 0 | 0 | +0.027 | 0 | +0.003 | 0 | -0.060 |
| | 1/4 | +0.013 | +0.023 | +0.006 | +0.010 | -0.012 | -0.050 |
| | 1/2 | +0.015 | +0.016 | +0.010 | +0.010 | -0.010 | -0.049 |
| | 3/4 | -0.006 | +0.003 | -0.002 | +0.003 | -0.005 | -0.027 |
| | 1.0 | -0.085 | -0.017 | -0.059 | -0.012 | 0 | 0 |

Distribución de Momentos en arista común:

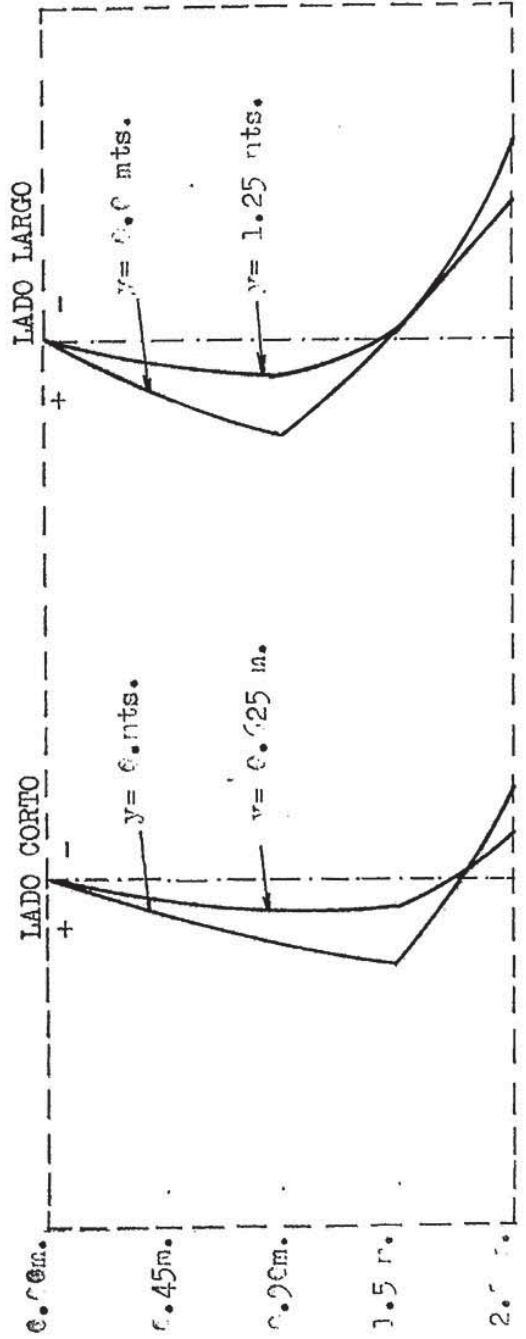
| Ejm: | |
|----------------------|---------------------------------------|
| $D_1 = 0.34$ | $D_2 = 0.66$ (Factor de distribución) |
| -0.018 | -0.060 |
| $+0.078 \times 0.34$ | $+0.078 \times 0.66$ |
| 0.009 | 0.009 |

Luego:

| $y = b/2 = e/2$ | |
|-----------------|--------|
| Mx | My |
| 0 | -0.009 |
| -0.001 | -0.003 |
| -0.001 | -0.003 |
| -0.001 | -0.003 |
| 0 | 0 |

$m = 1.5 \times 1000 \times$ x coef. = 8,748 x coef.

| x/a | LADO CORTO | | | | | ARISTA | | | | | LADO LARGO | | | | | |
|-------|------------|----------------------|--------|------------------------|--------|--|--------|----------------------|--------|----------------------|------------|-----------------------|--------|-----------------------|--------|-----------------------|
| | COEF. | MOMENTO | COEF. | MOMENTO | COEF. | MOMENTO | COEF. | MOMENTO | COEF. | MOMENTO | COEF. | MOMENTO | COEF. | MOMENTO | COEF. | MOMENTO |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $1/4$ | +0.02 | +175 | +0.009 | +78 | -0.001 | 9 | +0.013 | +114 | +0.006 | +52 | +0.010 | +87 | -0.002 | -17 | -0.059 | -744 |
| $1/2$ | +0.09 | +787 | +0.005 | +44 | -0.001 | 9 | +0.015 | +131 | +0.010 | +87 | -0.002 | -17 | -0.059 | -744 | -0.059 | -744 |
| $3/4$ | +0.08 | +700 | +0.005 | +44 | -0.001 | 9 | -0.006 | -52 | -0.006 | -52 | -0.002 | -17 | -0.059 | -744 | -0.059 | -744 |
| 1 | -0.035 | -306 | -0.022 | -192 | 0 | 0 | -0.085 | -744 | -0.085 | -744 | -0.085 | -744 | -0.085 | -744 | -0.085 | -744 |
| y | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | $y = 0.0 \text{ m.}$ | | $y = 0.625 \text{ m.}$ | | $y = 1.25 \text{ m.}$ $y = 2.50 \text{ m.}$ | | $y = 0.0 \text{ m.}$ | | $y = 0.0 \text{ m.}$ | | $y = 1.25 \text{ m.}$ | | $y = 1.25 \text{ m.}$ | | $y = 1.25 \text{ m.}$ |



Momento mínimo debido al acero mínimo:

$$A_{s \text{ mfn}} = 0.0018 b_h$$

$$A_{s \text{ mfn}} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2.$$

$$M_{u \text{ mfn}} = 0.9 \times 3.60 \times 4200 \left(17 - \frac{0.84}{2}\right) = 2255 \text{ kg-m.}$$

Comparando los momentos hallados con el momento mínimo, vemos que todos son menores que el momento mínimo.

Por lo tanto use: refuerzo mínimo:

$$\phi \ 3/8'' \text{ en 2 capas: } s = \frac{2 \times 0.71}{3.60} \times 100 = 39 \text{ cm.}$$

Usamos $\phi \ 3/8''$ @ 30 para la dirección vertical y también en la dirección horizontal.

Verificación por corte:

El corte actuante será :

$$V = \frac{2}{5} W_a^2 = 0.40 (1000) (1.80)^2 = 1296 \text{ kg.}$$

$$v_u = \frac{1296 \text{ kg.}}{100 \times 17} = 0.76 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \text{ bien !}$$

CAPITULO XI : DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

CAPITULO XI

11.00 DISEÑO DE LAS CIMENTACIONES

11.10 GENERALIDADES :

En este capítulo diseñaremos la cimentación de los elementos mas representativos de nuestro edificio en estudio.

Es decir diseñaremos la cimentación correspondiente a las columnas B 4 y C 4 (similar a B 5 y C 5)

La cimentación que se ha adoptado para estas columnas es de " zapatas conectadas ", para absorber mediante una viga de conexión los fuertes momentos que se producen en la base por sismo.

Hemos adoptado para el caso de la caja de ascensores una zapata combinada y para las placas 4 y 5, una cimentación corrida.

El concreto a emplear para todos los casos es de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
la armadura : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

11.20 DISEÑO DE LA CIMENTACION PARA COLUMNAS

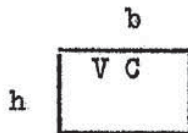
Haremos el diseño de la cimentación que corresponden a las columnas B 4 y C 4 por ser éstos los casos mas desfavorables.

Adoptamos la cimentación conectada.

Cuando las zapatas están unidas por una viga se dice que la cimentación es conectada.

La viga de conexión permite controlar las rotaciones de las zapatas cuando se producen fuertes momentos.

Para que la viga de conexión absorba los momentos es necesario que sea lo suficientemente rígida, para lo cual se recomienda que sus dimensiones se obtengan de la sgte. manera :



$$h = \frac{L}{8}$$

$$b \begin{cases} Pe / 24L \\ \frac{n B}{50} \end{cases}$$

donde :

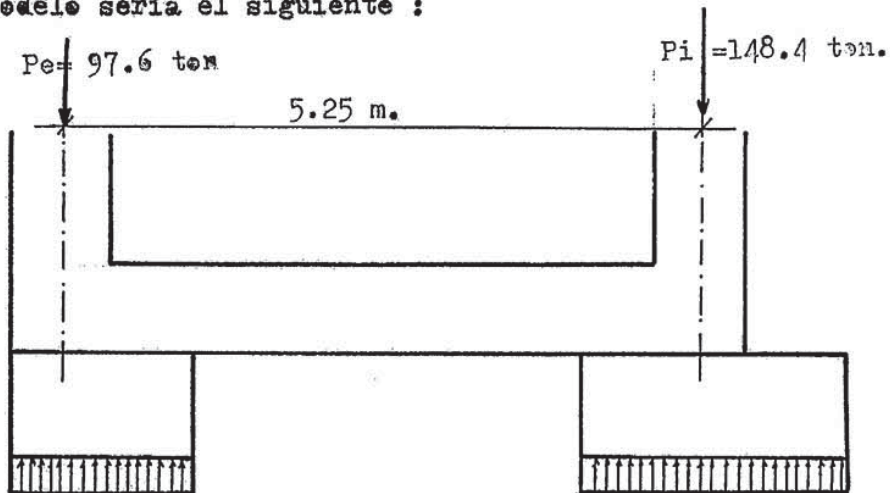
n = número de pisos.

B = espaciamento transversal promedio de las columnas.

Pe = carga total de servicio de la columna sobre la zapata ex-
céntrica.

L = espaciamento entre las columnas cuyas zapatas se conectan.

Nuestro modelo sería el siguiente :



11.21 DIMENSIONES PRELIMINARES

11.21.10 ZAPATA EXTERIOR (Z C -4)

Podemos tomar la reacción exterior R_e como :

$$R_e = 1.25 P_e$$

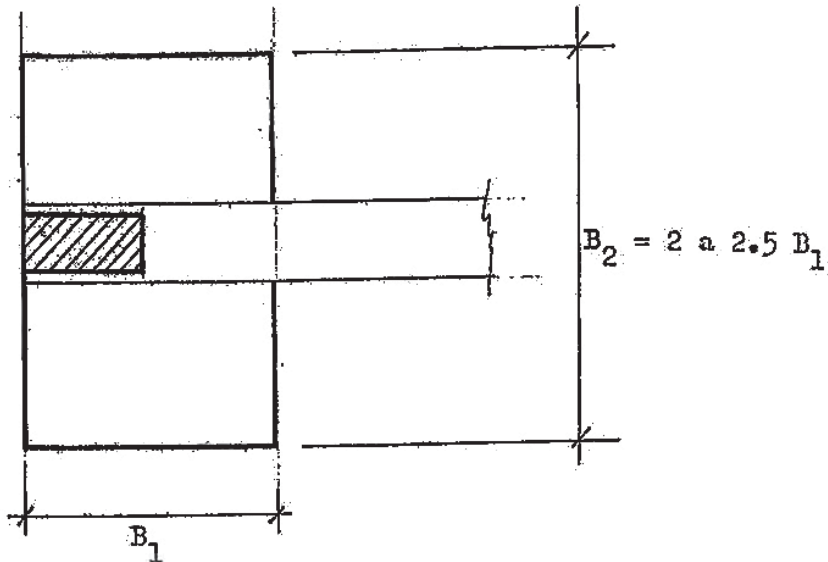
$$R_e = 1.25 (97.6 \text{ ton.}) = 122 \text{ ton.}$$

$$\sigma = 2.5 \text{ kg/cm}^2 = 25 \text{ ton/m}^2.$$

primera aproximación :

$$A_z = \frac{R_e}{\sigma} = \frac{122 \text{ ton.}}{25 \text{ ton/m}^2} = 4.88 \text{ m}^2$$

Para un diseño económico :



Tomamos : $B_1 = 1.40\text{m}$; $B_2 = 3.50\text{ m}$.

11.21.20 VIGA DE CONEXION

$$h = \frac{L}{8} \longrightarrow h = \frac{5.25}{8} = 0.656\text{ m.}$$

$$b_1 = \frac{97.6}{24 \times 5.10} = 0.797\text{ m.}$$

$$b_2 = \frac{7 \times 5.10}{50} = 0.71\text{ m.}$$

Tomamos : $b = 0.80\text{ m}$; $h = 0.70\text{ m}$.

peso propio de viga = $.80 \times .70 \times 1 \times 2.4 = 1.34\text{ ton/m}$.

peso propio de zapata = 6 % de Re

p. p. z. = $0.06 \times 122 = 7.32\text{ ton}$.

Tomamos momentos con respecto al eje de la columna interior : (C 4-C)

$$Re = \left[7.32 (5.55 - 0.70) + 97.6 (5.25) + 1.34 \times 5.25 \times \frac{5.25}{2} \right] / (5.55 - 0.70)$$

$$Re = \frac{35.50 + 512.40 + 18.47}{4.85}$$

$$Re = \frac{566.37}{4.85} = 116.77$$

$$Az = \frac{116.77}{25} = 4.67\text{ m}^2$$

Usaremos zapata : Z B-4 de 1.40×3.40

11.22 DISEÑO DE LA VIGA DE CONEXION

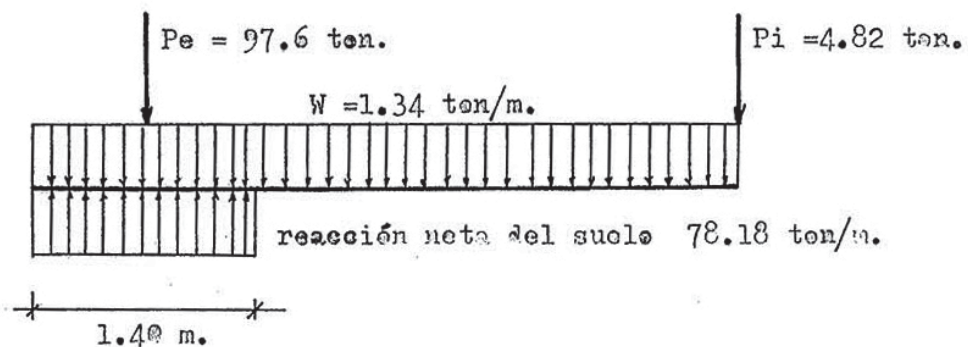
Reacción neta de la zapata exterior :

$$R_{en} = 116.77 - 7.32 = 109.45 \text{ ton.}$$

$$W_n = \frac{109.45 \text{ ton}}{1.40 \text{ m.}} = 78.18 \text{ ton/m.}$$

$$P_i = 109.45 \text{ ton} - 97.6 \text{ ton} - 1.34 \times 5.25 = 4.82 \text{ ton.}$$

Diagrama de cuerpo libre de la viga :



Momento máximo :

Ocurre para $V = 0$.

$$V_x = 97.6 - (78.18 - 1.34) x$$

$$V_x = 0 \Rightarrow x = \frac{97.6}{(78.18 - 1.34)} = 1.27 \text{ m. (del extremo izquierdo).}$$

$$M_x = 97.6 (1.27 - 0.30) - \frac{1}{2} (78.18 - 1.34) x 1.27^2 = 32.70 \text{ ton-m.}$$

Luego :

$$d = (M/K b)^{1/2}$$

$$d = \sqrt{\frac{32.70 \times 10^5}{12.30 \times 80}} = 57.6 \text{ cm.}$$

$$h = d + r + \frac{d \cdot 1}{2} + d \text{ estribo.}$$

$$h = 57.6 + 5 + 1.3 + 1.0 = 64.9 \text{ cm.}$$

La altura h supuesta = 0.70 m > 649 m ; bien !
como la diferencia no es demasiada nos quedamos con la viga de dimensiones iniciales o sea : 0.80 x 0.70

Corte máximo :

$$V = 97.6 - (0.60 + 0.627) (78.18 - 1.34)$$

$$V = 3.31 \text{ ton.}$$

En la cara de la zapata exterior :

$$V = 4.82 + 1.34 (5.55 - 1.40) = 10.38 \text{ ton.}$$

$$v = \frac{10,380 \text{ kg}}{80 \times 62.7} = 2.06 \text{ kg/cm}^2 < v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.2 \text{ kg/cm}^2.$$

Entonces la viga no requiere estribos estructuralmente.

Cálculo de la armadura.

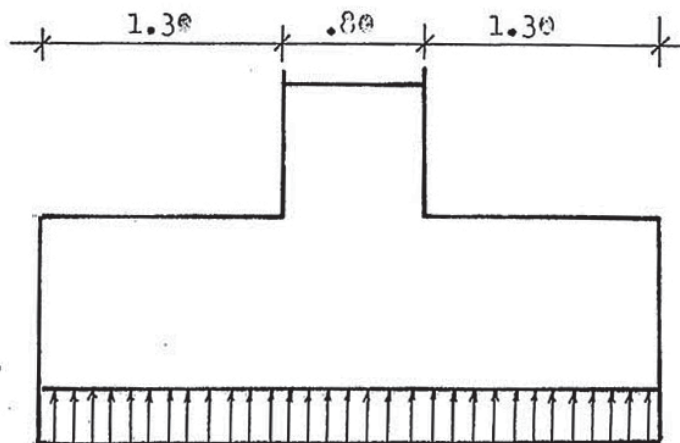
$$A_s = \frac{M_s}{f_s \text{ j.d.}}$$

$$A_s = \frac{32.70}{2.1 \times 0.904 \times .627} = 27.47 \text{ cm}^2$$

Use : 6 ϕ 1" (30.60 cm²).

La mitad se cortará aproximadamente, a un tercio de la distancia entre la zapata exterior (Z B -4) y la columna interior.

DISEÑO DE LA ZAPATA : Z B -4 (ZAPATA EXTERIOR)



$$W = \frac{109.45}{3.40} = 32.19 \text{ ton/m.}$$

$$M = \frac{1}{2} \times 32.19 \times 1.30^2 = 27.20 \text{ t-m.}$$

$$d = \frac{27.20 \times 10^5}{12.3 \times 140}^{1/2} = 39.74 \text{ cm.}$$

$$h = 39.74 + 7.5 + 1.0 = 48.24 \text{ cm.}$$

Use $h = 50 \text{ cm.}$

Fuerza cortante

$$V = 32.19 (1.30 - .415) = 28.48 \text{ ton.}$$

$$V = \frac{28480}{140 \times 41.5} = 4.90 \text{ kg/cm}^2 > 0.29 \sqrt{210} = 4.2 \text{ kg/cm}^2.$$

Luego tomamos $h = 55 \text{ cm.}$

$$V = 32.19 (1.30 - .465) = 26.87 \text{ ton.}$$

$$v = \frac{26870}{140 \times 46.5} = 4.12 \text{ kg/cm}^2 < 4.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; bien !}$$

Refuerzo principal :

$$A_s = \frac{26.87}{2.1 \times 0.904 \times .465} = 30.43 \text{ cm}^2 \text{ (11 } \phi \text{ } 3/4 \text{ ")}$$

$$\text{peso propio : } 1.40 \times 3.40 \times .55 \times 2400 = 6.28 \text{ ton.}$$

$$\text{peso asumido de zapata : } 7.32 \text{ ton} > 6.28 \text{ ton ; bien !}$$

Refuerzo en la direcci3n secundaria.

Usamos $\phi \text{ } 1/2 \text{ "}$

$$M = \frac{1}{2} (78.18) \times (35)^2 = 4.79 \text{ ton -m.}$$

$$A_s = \frac{4.79}{2.1 \times .904 \times .465} = 5.42 \text{ cm}^2 \text{ (} \phi \text{ } 1/2 \text{ " @ } 30 \text{).}$$

(Ver plano de cimentaciones).

DISEÑO DE LA ZAPATA Z-4-C (Zapata interior)

dimensionamiento en planta :

$$p.p. = 0.06 \times (148.4 - 4.82) = 8.61 \text{ ton.}$$

$$P = 148.4 - 4.82 + 8.61 = 152.19 \text{ ton.}$$

$$A_z = \frac{152.19 \text{ ton.}}{25 \text{ ton/m}^2} = 6.08 \text{ m}^2, (2.50 \text{ m.} \times 2.50 \text{ m.})$$

$$W_n = \frac{143.58 \text{ ton.}}{2.50 \times 2.50} = 22.97 \text{ ton/m}^2.$$

$$M = \frac{1}{2} \times 22.97 \times 2.50 \times (0.9)^2 = 23.2 \text{ t-m.}$$

Corte por punzonamiento.

Para uniformizar las alturas de las zapatas se probará $h = 55 \text{ cm.}$

$$d = 46.5 \text{ cm.}$$

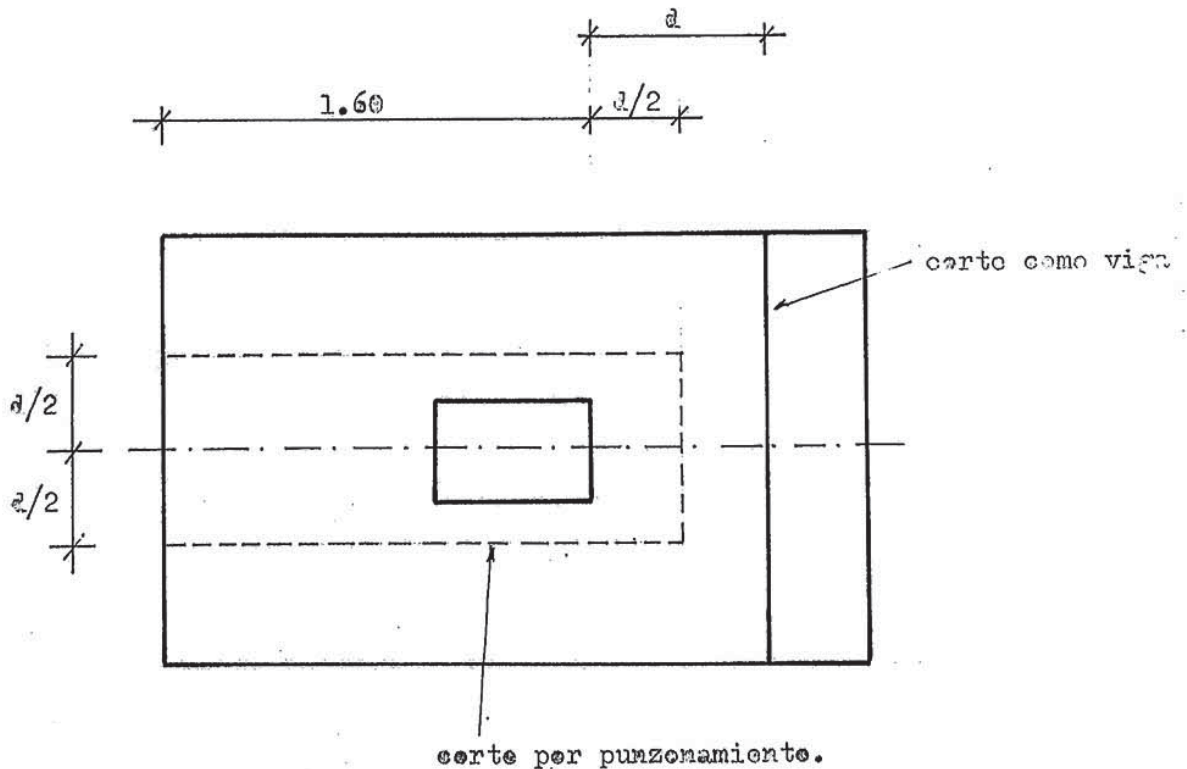
$$V_o = 143.58 - 22.97 (.40 + .465) (1.60 + .233)$$

$$V_o = 107.16 \text{ ton.}$$

$$b_o = 2 (1.60 + .233) + (.40 + .465) = 4.53 \text{ m.} = 453 \text{ cm.}$$

$$\frac{107,160 \text{ kg}}{453 \times 46.5} = 5.08 \text{ kg/cm}^2 < 0.53 \sqrt{f'_c} = 0.53 \sqrt{210} = 7.68 \text{ kg/cm}^2 \text{ ; bien!}$$

a continuación presentamos la figura de secciones para verificaciones por corte para la zapata Z C-4.



Corte como viga.

$$V = 22.97 \times 2.5 (.90 - .465) = 24.98 \text{ ton.}$$

$$v_u = \frac{V}{bd} = \frac{24,980}{250 \times 46.5} = 2.14 \text{ kg/cm}^2 < 0.29 \sqrt{f'_c} = 4.2 \text{ kg/cm}^2. \text{ ; bien !}$$

Cálculo de la armadura

$$M = \frac{1}{2} \times 22.97 \times 2.50 \times 0.9^2 = 23.25 \text{ ton -m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j \cdot d} = \frac{23.25}{2.1 \times 0.904 \times .465} = 26.33 \text{ cm}^2. \text{ ; Use } 10 \text{ } \phi \text{ } 3/4 \text{ " (28.40 cm}^2\text{).}$$

11.30 DISEÑO DE CIMENTACION CORRIDA PARA LA PLACA 5.

1.- Datos.

a) Materiales :

$$\text{Concreto : } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{armadura : } f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Capacidad portante del terreno : $\sigma_t = 2.5 \text{ kg/cm}^2.$

c) Cargas per metro lineal de muro :

$$\text{En servicio : } 128.0 \text{ ton} \rightarrow W_s = 128.0 \text{ ton} / 2.70 = 47.40 \text{ t/m.L.}$$

$$\text{En retura : } 192.0 \text{ ton} \rightarrow W_u = 192.0 \text{ ton} / 2.70 = 71.11 \text{ t/m.L.}$$

2.- Dimensionamiento en planta :

Asumiendo 0.05 Ps como peso propio de la zapata corrida y considerando un metro lineal de muro se tiene :

$$A_z = B \times 1.0 = \frac{1.05 W_s}{1.00 \times \sigma_t} = \frac{1.05 \times 47.40}{25} = 1.99 \text{ m.}$$

$$\text{Usar } B = 2.0 \text{ mts.}$$

$$\text{Longitud de volado : } x = \frac{2.0 - 1.20}{2} = 0.90 \text{ mts.}$$

3.- Carga neta de retura.

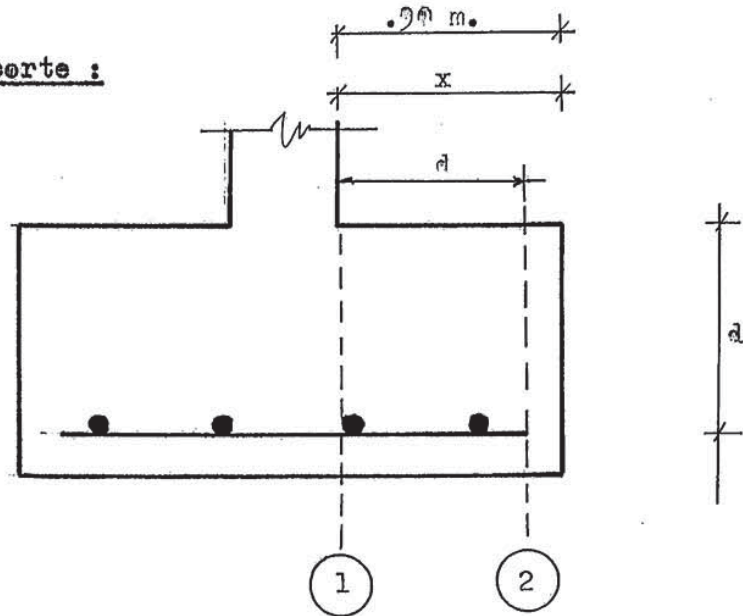
$$W_n = \frac{W_u}{100 \times B} = \frac{7111.0}{100 \times 200} = 3.55 \text{ kg/cm}^2/\text{m.L.}$$

4.- Dimensionamiento en altura.

$$\text{Asumimos } d = 0.50 \text{ mts.}$$

$$h = 0.60 \text{ mts.}$$

Verificación per corte :



La sección crítica per corte está ubicada a una distancia "d" de la cara del muro.

$$V_{ud} = 100 W_n (x - 50)$$

$$V_{ud} = 100 \times 3.55 (90 - 50) = 14,200 \text{ kg.}$$

$$\text{Cortante permisible } V_{uc} = 0.5 \phi \sqrt{f'_c} b d.$$

$$V_{uc} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} \times 100 \times 50 = 30,794 \text{ kg.}$$

$$V_{ud} < V_{uc} \quad \text{! bien !}$$

Verificación per flexión

$$M_{11} = \frac{W_u x^2}{2} = \frac{35.5 (.90)^2}{2} = 14.37 \text{ T-m/m.L.}$$

$$M_u = 370.44 b d^2 \quad (\text{Con una cuantía de deflexiones } p = 0.001)$$

$$d = \sqrt{\frac{14.37}{370.44 \times 1.0}} = 0.20 \text{ m} < d = 0.50 \text{ m} \quad \text{! bien !}$$

5.- Comprobación del peso propio per metro lineal de muro.

$$p.p = 2.00 \times 0.60 \times 2.4 = 2.88 \text{ T/m.L.} \cong p.p. \text{ asumido : } 0.05 W_s = 2.37 \text{ T/m.}$$

6.- Refuerzo per flexión

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} ; a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b.}$$

Probamos $a = 1.8 \text{ cm}$.

$$A_s = \frac{14.37 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(50 - \frac{1.0}{2}\right)} = 7.7 \text{ cm}^2 ; a = \frac{7.74 \times 4200}{.85 \times 210 \times 100} = 1.82 \text{ cm} ; \text{ bien !}$$

Luego $A_s = 7.74 \text{ cm}^2$.

Acero mínimo :

$$A_{s \text{ mfn}} = 0.0020 \text{ b d.}$$

$$A_{s \text{ mfn}} = 0.0020 \times 100 \times 50 = 10 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Usando : } \phi 5/8'' \quad s = \frac{2.0}{10} \times 100 = 20 \text{ cm.}$$

Use $\phi 5/8''$ 20 m.

Verificación per adherencia

$$\text{para } \phi 5/8'' : \mu = \frac{6.4 \sqrt{210}}{1.587} = 58.44 \text{ kg/cm}^2 > 56 \text{ kg/cm}^2.$$

Use 56 kg/cm^2 .

Longitud de desarrollo requerido :

$$L_d = \frac{2.0 \times 4200}{.85 \times 5 \times 56} = 35.3 \text{ cm.}$$

Longitud disponible = $X - \text{recubrimiento} = 0.75 - 0.05 = 0.70 > L_d$; bien !

Verificación per aplastamiento .

$$f_{ua} = \frac{W_u}{100 \times t} = \frac{71930}{100 \times 20} = 35.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{uc} = 0.85 \phi \sqrt{f'_c} = 0.85 \times 0.7 \sqrt{210} = 124.9 \text{ kg/cm}^2 \quad f_{uc} ; \text{ bien !}$$

9.- Acero de repartición

$$A_{s \text{ t}} = 0.0018 \text{ b' h}$$

$$A_{s \text{ t}} = 0.0018 \times 200 \times 60 = 21.6 \text{ cm}^2.$$

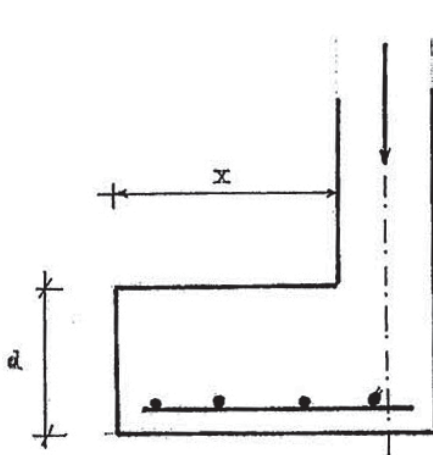
$$\text{Con } \phi 5/8'' : s = \frac{2.0}{21.6} \times 100 = 9.25 \text{ cm.}$$

Con $\phi \frac{3}{4}''$: $s = \frac{2.84}{21.6} \times 100 = 1.310 \text{ cm.}$

Use $\phi \frac{3}{4}''$ @ 12.5 cm.

Resumen : usamos $\phi \frac{3}{4}''$ @ 12.5 cm tanto para el acero principal como para el acero por temperatura.

17.4 DISEÑO DE LA CIMENTACION CORRIDA PARA LA PLACA 4



Concrete : $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
 armadura : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 terreno : $\sigma_t = 2.5 \text{ kg/cm}^2$

Cargas por metro lineal de muro :

En servicio : 218.2 ton. $\rightarrow W_s = 218.2 \text{ ton}/4.60 = 46.13 \text{ ton/m.}$

En rotura : 330.9 ton. $\rightarrow W_u = 330.9 \text{ ton}/4.60 = 71.93 \text{ ton/m.}$

Dimensionamiento en planta

$$A_Z = B \times 1.0 = \frac{1.05 W_s}{1.00 \times \sigma_t} = \frac{1.05 \times 46.13}{25} = 1.93 \text{ mts.}$$

Usar $B = 1.80 \text{ m.}$

Longitud de volado $X = 1.80 - 0.20 = 1.60 \text{ m.}$

Carga neta de rotura :

$$W_n = \frac{W_u}{100 \times B} = \frac{71930}{100 \times 180} = 3.90 \text{ kg/cm}^2/\text{m.L.}$$

Dimensionamiento en altura.

tomamos $h = 0.90 \text{ m.}$

$d = 0.80 \text{ m.}$

Verificación por corte.

$$V_{ud} = 100 \times 3.90 (1.60 - 0.80) = 31200 \text{ kg.}$$

$$V_{uc} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} \times 100 \times 50 = 30794 \text{ kgs.}$$

Como $V_{ud} \cong V_{uc}$ consideramos como correcto la altura $h = .90 \text{ m.}$

Verificación por flexión :

$$M_{11} = \frac{W_u X^2}{2} = \frac{39.0 (1.60)^2}{2} = 49.92 \text{ t -m/m.L.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{370.44 b}} = \sqrt{\frac{49.92}{370.44 \times 1.0}} = 37 \text{ cm.} < 90 \text{ ; bien !}$$

Refuerce por flexión :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} ; a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\text{Sea } a = 4.0 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{49.92 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (80 - \frac{4}{2})} = 16.93 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 3.98 \text{ cm ; bien!}$$

acero mínimo : $A_{s \text{ mín}} = 0.0020 \text{ bd}$

$$A_{s \text{ mín}} = 0.0020 \times 100 \times 80 = 16 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\phi 3/4'' : s = \frac{2.84}{16} \times 100 = 17 \text{ cm} \rightarrow \phi 3/4'' @ 17$$

Verificación por adherencia :

$$\phi 3/4'' \Rightarrow \mu = \frac{6.4}{1.905} \frac{210}{48.61} = 48.61$$

$$L_d = \frac{2.84 \times 4200}{.85 \times 6 \times 48.6} = 48 \text{ cm.}$$

Longitud disponible = $X - \text{rec.} = 1.60 - 0.05 = 1.55 > 48 \text{ cm. ; bien !}$

Verificación por aplastamiento :

$$f_{ua} = \frac{W_u}{100 \times t} = \frac{71930}{100 \times 20} = 35.96 \text{ kg/cm}^2 < f_{ue} = 0.85 \times 0.7 \sqrt{210} = 124.9 \text{ kg/cm}^2$$

; bien !

Acero de repartición :

$$A_s t = 0.0018 b' h = 0.0018 \times 180 \times 90 = 29.16 \text{ cm}^2$$

Use $\phi 3/4'' @ 10 \text{ m.}$

Resumen : Usamos $\phi 3/4'' @ 10$ tanto para la armadura principal como la armadura por temperatura.

1.5 CIMENTACION DE LA CAJA DE ASCENSORES

Hemos adoptado una cimentación combinada, resultando eficiente debido a consideraciones sísmicas.

Del metrado de cargas de ascensores :

P_s = carga total de servicio : 247.7 ton.

P_u = carga última de rotura : 379.10 ton.

ademas para el diseño :

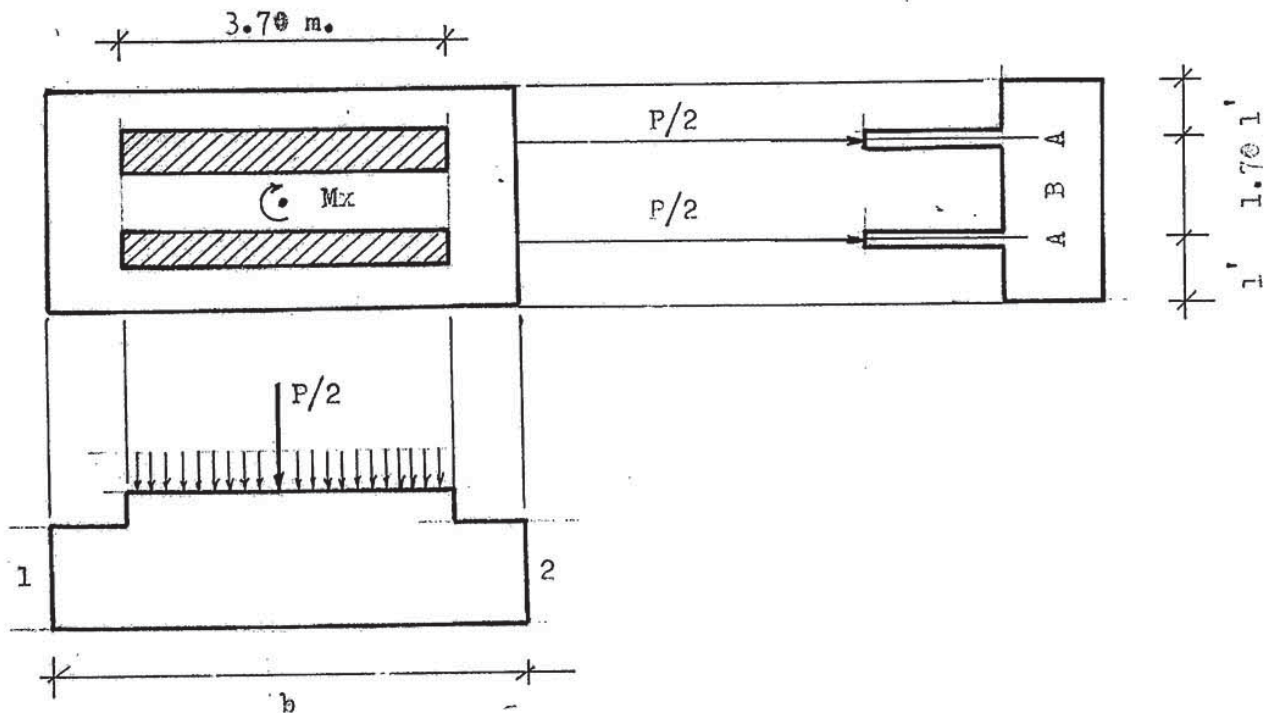
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$\sigma_t = 2.5 \text{ kg/cm}^2$.

Muro de .20 m. reforzado con $\phi 3/4''$

Per facilidad para definir el tipo de cimentación, consideramos el sgte. modelo :



Dimensionamiento de la zapata :

Consideramos que el momento produce un aumento del 20 % de la presión sobre el terreno debido solo a cargas verticales.

Luego : $A_z = \frac{P_s (1.20 \times 1.06)}{\sigma_t} = \frac{247.7 (1.20 \times 1.06)}{25} = 12.60 \text{ m}^2$

$A_z = b (L + 2 L') \text{ --- (1)}$

Tomamos con un criterio práctico $L' = 0.30 L$

$$\Rightarrow L' = 0.30 \times 1.70 = 0.51 \text{ m.} \rightarrow \text{digamos } 0.60 \text{ m.}$$

$$A_z = 12.60 = b (1.70 + 2 \times 0.60)$$

$$b = \frac{12.60}{2.90} = 4.35 \text{ m.}$$

Las dimensiones preliminares de la zapata son :

$$2.90 \times 4.35$$

Verificación del dimensionamiento y de la capacidad soportante del suelo.

Por sismo, la zapata tratará de levantarse a menos que :

$$\sigma_1 \geq 0$$

$$\sigma_1 = \frac{2 (P_s/2)}{(L + 2 L') b} \left(1 - 6 \frac{e}{b} \right) = 0 \Rightarrow b_{\min} = 6 e.$$

$$\text{siendo } e = \frac{20 \% M_x}{P_s} = \frac{0.20 \times 1226.8}{247.7} = 0.99 \text{ m} \cong 1.00 \text{ m.}$$

Asumimos que el terreno toma el 20 % del momento actuante, el resto es tomado por los elementos rígidos de la superestructura tales como vigas y placas que se encuentran por encima del nivel de cimentación.

$$b_{\min} = 6 e = 6 \times 1.00 = 6.0 \text{ mts} > b_{\text{preliminar}} = 4.50 \text{ m.}$$

Las nuevas dimensiones de la zapata serán : 6.0 m. x 2.90 m. = 17.40 m²

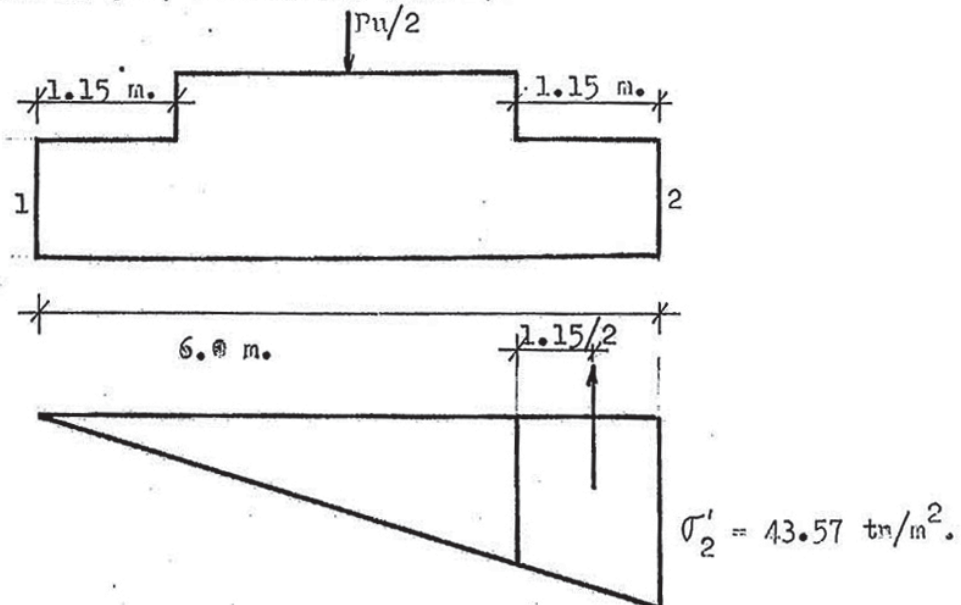
VERIFICACION DE LA PRESION EN EL PUNTO 2

$$\sigma_2 = \frac{2 (P_s/2)}{(L + 2 L') b} \left(1 + 6 \frac{e}{b} \right) = 2 \frac{P_s}{A_z} = \frac{2 \times 247.7}{6.0 \times 2.90} = 2.84 \text{ kg/cm}^2$$

presión admisible del terreno : 1.33 x 2.5 = 3.32 kg/cm².

DISEÑO DE LA ZAPATA.- Emplearemos el método a la rotura.

a) Dirección larga (crítica por sismos).



$$\sigma'_2 = \frac{2 (Pu/2)}{(L + 2L')b} \left(1 + 6 \frac{e}{b} \right) = 2 (Pu/A_z)$$

$$\sigma'_2 = \frac{2 \times 379.10}{6.0 \times 2.90} = 43.57 \text{ tn/m}^2$$

presión en la cara de apoyo : $\sigma = 43.57 \frac{4.85}{6.00} = 35.21 \text{ ton/m}^2$

presión media $\sigma_m = \frac{43.57 + 35.21}{2} = 39.39 \text{ ton/m}^2$.

Carga por metro lineal :

$$W' = \sigma_m (L + 2L')$$

$$W' = 39.39 (2.90) = 114.23 \text{ ton/m.L.}$$

actuando a $\frac{1.15}{2} = 0.575 \text{ m.}$

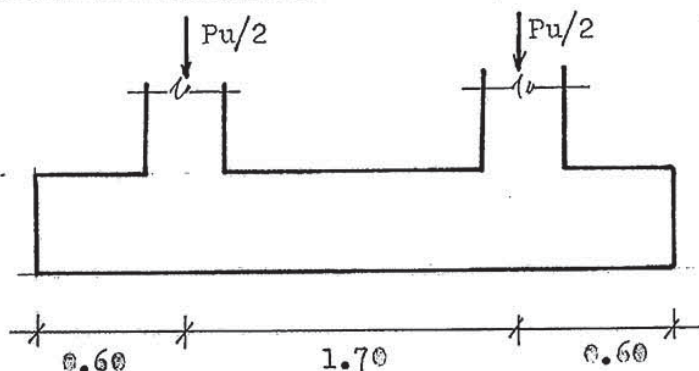
Momento en la cara del apoyo :

$$M' = W' (0.575)^2 / 2$$

$$M' = 114.23 \frac{(0.575)^2}{2} = 18.88 \text{ Tn -m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{18.88}{370.44 \times 2.90}} = 0.13 \text{ mts. (para cuantía } p = 0.01)$$

Dirección corta (crítica por cargas verticales)



Carga unitaria $W_u = \frac{2 (Pu/2)}{b(L + 2L')}$

$$W_u = \frac{379.10 \text{ ton}}{6.0 \times 2.90} = 21.79 \text{ ton/m}^2$$

Carga por metro lineal : $W' = \frac{Pu}{L + 2L} = \frac{379.10}{2.90} = 130.7 \text{ ton/m.}$

$$M = M_A = M_B = \text{Momento de flexión} = W' L_1^2 / 2 = \frac{130.7(0.60)^2}{2} = 23.5 \text{ ton-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{23.5}{370.44 \times 6.0}} = 0.10 \text{ mts.}$$

perímetro de punzonamiento :

$$p = 2 (3.70 + .35 + .20 + .35) = 9.20 \text{ mts.}$$

$$\text{área de punzonamiento} : .35 \times 9.20 = 3.22 \text{ m}^2$$

presión mínima promedio (debido a cargas verticales).

$$\sigma_{\text{mín p.}} = 21.79 \text{ ton/m}^2.$$

El corte por punzonamiento será :

$$V_p = Pu/2 - 21.79 \times 3.22$$

$$V_p = \frac{379.10}{2} - 70.16 = 119.39 \text{ ton.}$$

Verificación de corte por punzonamiento.

$$v_p = \frac{119.39 \times 10^3}{3.22 \times 10^4} = 3.70 \text{ kg/cm}^2 < v_{\text{up}} = 1.06 \phi \sqrt{f'_c} = 12.3 \text{ kg/cm}^2. \text{ ¡bien!}$$

Verificación por aplastamiento :

$$f'_c = \frac{(Pu/2) 10^3}{20 \times 370} = \frac{(379.10)/2 (10)^3}{20 \times 370} = 25.6 \text{ kg/cm}^2$$

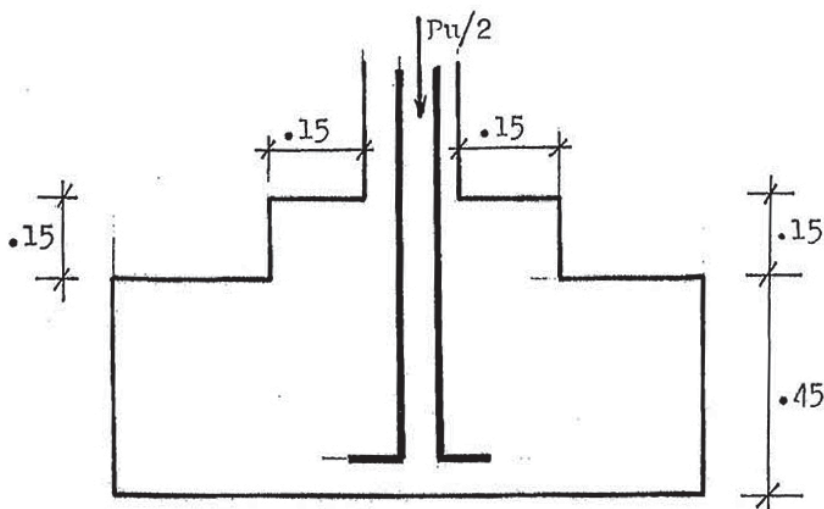
$$f_{\text{us}} = 0.85 \phi f'_c = 0.85 \times 0.7 \times 210 = 124.9 \text{ kg/cm}^2.$$

Longitud de anclaje de las varillas de la placa en su penetración a la zapata.

$$\text{Para } \phi 3/4'' : L_d = \frac{A_s f_y}{\phi \sum o \mu u} = \frac{2.84 \times 4200}{0.85 \times 6.0 \times 49.2} = 47.5 \text{ cm.}$$

Luego : 47.5 cm. > 35 cm, no cumple.

Luego colocamos un pedestal de .15 m de alto.



Acero paralelo a la dirección larga :

$$b = 290 \text{ cm.}$$

$$d = 35 \text{ cm.}$$

$$Mu = 18.88 \text{ tn - m.}$$

$$a = 1.17 \text{ cm.} \quad As = \frac{18.88 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(35 - \frac{1.17}{2}\right)} = 14.51 \text{ cm}^2 \quad a = 1.17 ; \text{ bien !}$$

$$As_{\min} = 0.002 b \times d = 0.002 \times 280 \times 35 = 19.6 \text{ cm}^2$$

Con $\phi 5/8''$: Use $\phi 5/8''$ @ 25 m.

dirección corta :

$$b = 600 \text{ cm.}$$

$$d = 35 \text{ cm.}$$

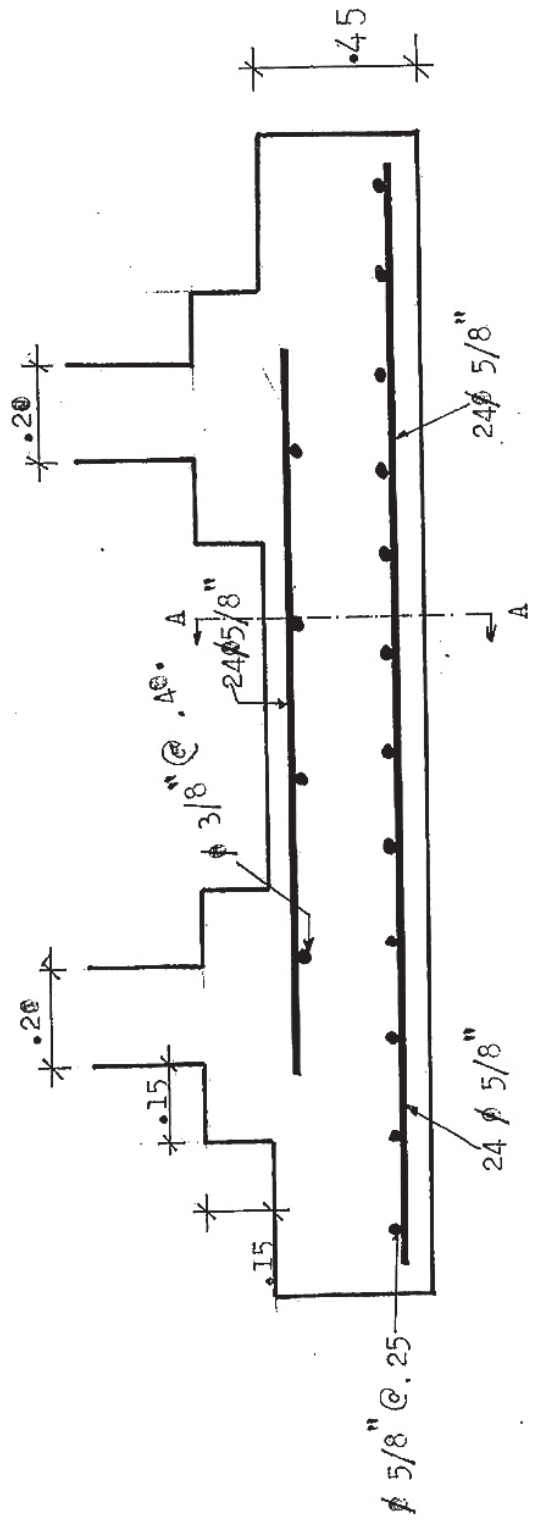
$$M = 23.5 \text{ ton -m.}$$

$$As = 15.35 \text{ cm}^2$$

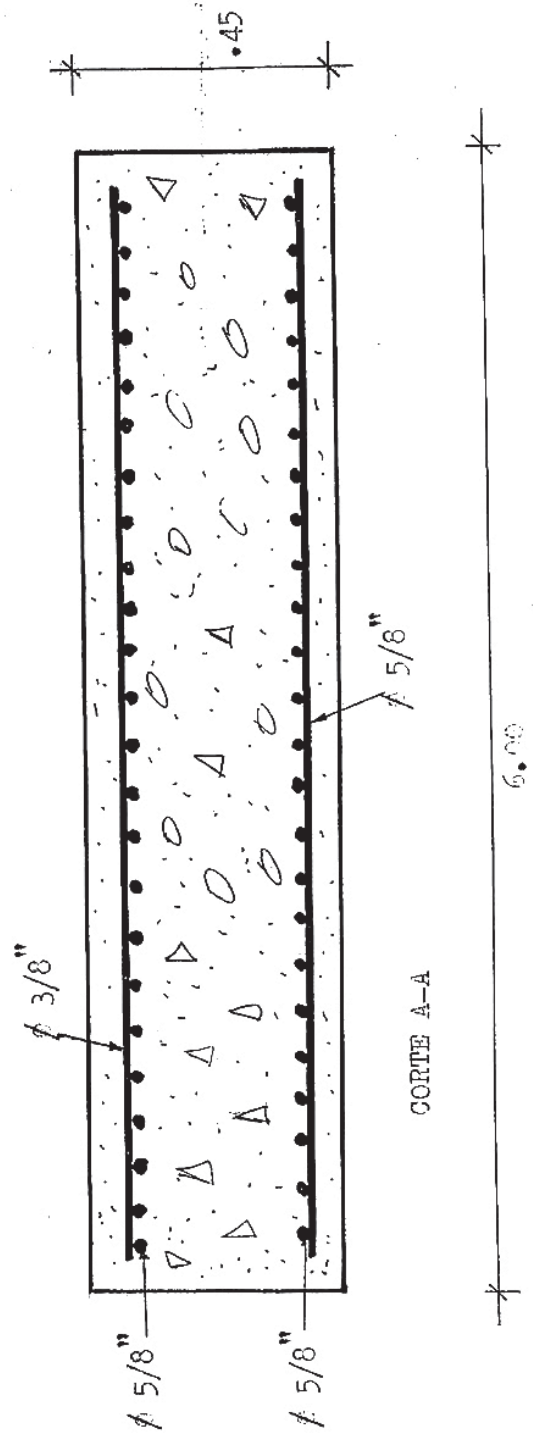
Usamos As_{\min} :

$$As_{\min} = 0.002 \times 600 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

Use $\phi 5/8''$ @ 25m.



2.90 m.



CONCLUSIONES

Es necesario tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- a.- Durante el proceso constructivo es muy importante que la estructura se construya tal y como fué diseñada para que trabajara de tal manera que nuestros modelos estructurales se asemejan bastante a lo que realmente ocurre en la práctica. Si podemos lograr ésta diremos que nuestro diseño ha sido satisfactorio.
- b.- Hemos usado concreto de $f'c: 210 \text{ Kg/cm}^2$ para todos los elementos estructurales que conforman nuestra estructura, inclusive en las losas aligeradas de los techos, de tal manera que entre las vigas y los aligerados se forme un todo monolítico y no se produzca empotramiento imperfecto.
- c.- Para estructuras similares a la expuesta en éste trabajo, armadas en base de pórticos en las dos direcciones principales, con placas solo en la zona de ascensores y escaleras, el diseño resulta óptimo, para edificios de un número mayor de pisos, necesariamente deberá diseñarse la estructura además de las placas de la zona de ascensores y escaleras, con placas adicionales, las cuales absorberán un gran porcentaje de cortante, y por lo tanto del momento flector total, en caso de que se produzca un sismo.

De lo expuesto anteriormente se puede deducir, que al aplicar los procedimientos para el pre-dimensionamiento de vigas y columnas, debemos tomar las dimensiones con un criterio de uniformizar las dimensiones para disminuir el corte por torsión.

- d.- Para la cimentación hemos tenido que adoptar - el tipo de cimentación mas conveniente, tanto para las placas como para las columnas, según se detalla en el capítulo respectivo. Se ha usado también concreto de $f'c: 210 \text{ Kg/cm}^2$.

La cimentación de una estructura muchas veces - presenta un gran problema al Ingeniero en cuanto a su solución y por lo tanto para buscar el modelo estructural, en éstos casos el Ingeniero deberá reunir muchas veces a su experiencia e "intuición" para dar la solución más adecuada.

Un buen estudio del suelo donde se apoyará - nuestra estructura, debe ser el primer paso en todo proyecto antes de buscar "modelos" para el diseño.

- e.- En un país como el nuestro, ubicado en una zona de alta sismicidad, obligatoriamente deberá exigirse que se diseñen las estructuras con - criterios sísmicos y de acuerdo al Reglamento de diseño Sismo-Resistente ya que para un mismo tipo de concreto, la armadura que resulta - sin considerar sismo es muy diferente comparándola con la armadura que resulta aplicando el diseño sismo-resistente.