

Universidad Nacional de Ingeniería
Facultad de Ingeniería Civil

*

Cálculo de un Edificio de Concreto
Armado con Diseño Sísmico

Tesis de Grado

Dante A. Carpio M.

Eduardo Ugarte C.

PROMOCION 1965

*

Lima - Perú

1966

A N U E S T R O S Q U E R I D O S P A D R E S

Dante A. Carpio M.
Eduardo Ugarte C.

A M I M A D R E

"Por sus excelsas virtudes y
su inigualable ejemplo de
constancia y sacrificio".

Dante A. Carpio M.

A M I P A D R E

"Mi esfuerzo en este trabajo te pertenece, es el fruto del amor que en tus enseñanzas y consejos pusiste.

Con el cariño y respeto más grandes te lo ofresco".

Eduardo Ugarte C.

A N U E S T R O S M A E S T R O S:

Ingº JUAN SARMIENTO
Ingº RICARDO YAMASHIRO
Ingº ROBERTO MONTES.

"Que nos condujeron por el
sendero del conocimiento
y la verdad".

GENERALIDADES

DESCRIPCION DEL PROYECTO

Es un edificio comercial destinado a tiendas; consta de sótano, primer piso y nueve pisos típicos. Del primero al décimo estan destinados para la atención al público y el sótano como depósito general.

El edificio tiene forma cuadrada estando dispuesto los ascensores en la parte central y dos escaleras simétricas en los costados.

El primer piso consta de un área de 1332.25 m²; el sótano abarca esta área (Ver planos arquitectónicos).

ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO

El proyecto arquitectónico por sus características especiales y la finalidad del edificio, conduce también a una solución especial, estas implican la no existencia de vigas y como característica típica que el cielo raso presente una textura nervada.

Siendo las luces entre eje de columnas grandes (7.30 mts.) en las dos direcciones principales del edificio y la sobre carga elevada (500 kg/m^2) se adoptó el tipo de losas planas Flat Slabs armada en dos sentidos y con el fin de lograr un menor peso ya que se trata de un edificio de numerosos pisos se eligió la losa aligerada nervada en dos sentidos (Ribbed-Flat Slab o Grid Slab).

Con este tipo de estructura se obtiene una gran eficiencia ya que el concreto inactivo en la zona en tracción es eliminado. El concreto remanente en estas losas permite también una gran eficiencia en el diseño siendo capaces de resistir las más altas cargas de tipo industrial.

Las columnas en número de 34 están ubicadas en forma simétrica paralelas a los dos ejes principales del edificio.

Se han dispuesto dos placas sismicas según los eje (3) - (3) y (4) - (4) (Ver planos) en la parte posterior del ascensor con el fin de reducir el corte tanto en las columnas como en la placa del ascensor.

La cimentación se hará por medio de zapatas aisladas y un muro corrido a lo largo de todo el perímetro para el efecto del empuje de tierras.

ORGANIZACION DE CALCULO

Existen varios métodos para el análisis de este tipo de estructuras, métodos exactos y métodos aproximados.

El análisis exacto implica un desarrollo matemático complicado no siendo adecuado para un diseño práctico.

Por esta razón el Código del ACI propone métodos simplificados para la determinación de momentos cortes y reacciones en estas losas estos son: El método 1, método 2, método 3, método empírico y el diseño por análisis elástico.

Adoptamos el método elástico por permitir una combinación congruente de los esfuerzos obtenidos por el análisis de cargas horizontales y el de cargas verticales.

Las hipótesis del método son:

DISEÑO POR ANALISIS ELASTICO

a) Hipótesis.— Se usarán las siguientes hipótesis en el diseño elástico y todas las secciones se diseñarán de acuerdo con los momentos y cortantes así obtenidos.

1. Puede considerarse que la estructura está dividida en un cierto número de pórticos cada uno de los cuales consiste de una fila de columnas o apoyos y de franjas de losa. Cada franja limitada lateralmente por las líneas medianas de los paños situados a cada lado de la línea que une los centroides de las columnas o apoyos. Los pórticos se tomarán longitudinalmente y transversalmente al edificio.

2. Cada pórtico puede ser analizado en su totalidad o cada piso y la azotea del pórtico puede ser analizado separadamente con sus columnas adyacentes superior o inferior. En este caso, las columnas se supondrán empotradas en sus

extremos más alejados. Cuando las losas se analizan separadamente de esta manera, se puede asumir al determinar la flexión en un apoyo dado, que la losa está empotrada en cualquier apoyo que diste dos paños del que está considerado, siempre que la losa continúe más allá de dicho punto.

3. Las uniones entre columnas y losas pueden ser consideradas rígidas, y puede asumirse que esta rigidez (momento infinito de inercia) se extiende en las losas desde el centro de la columnas hasta el borde del capitel, y en la columna desde la parte superior de la losa hasta la parte inferior del capitel. Puede despreciarse el cambio en longitud debido a esfuerzos directos en columnas y losas, y las deflexiones debidas a cortante.

4. Cuando se usan capiteles de metal se tomarán en cuenta sus contribuciones a la rigidez y a la resistencia a flexión y a cortante.

5. Puede considerarse que el momento de inercia de la losa o columna en cualquier sección transversal es el de la sección transversal de concreto. La variación en los momentos de inercia de las losas y columnas a lo largo de sus ejes debe ser tomada en cuenta.

6. Cuando la carga que vaya a ser soportada se conozca definitivamente, la estructura se analizará para dicha carga. Cuando la carga viva es variable, pero no excede tres cuartas partes de la carga muerta, o cuando la naturaleza de la carga viva es tal que todos los paños serán cargados simultáneamente, puede suponerse que la flexión máxima ocurre en todas las secciones bajo carga viva total. Para otras condiciones puede suponerse que la flexión máxima positiva cerca de la mitad del claro de un paño ocurre

bajo tres cuartas partes de la carga viva total en dicho tablero y en tableros alternados; y puede asumirse que la flexión máxima negativa en la sección de apoyo de la losa ocurre bajo tres cuartas partes de la carga viva total en los paños adyacentes solamente. En ningún caso los momentos de diseño se tomarán como menores que los que resultan con toda la carga viva sobre todo los paños.

De acuerdo a estas hipótesis los pórticos quedaron dispuestos según los ejes A-A, B-B, C-C, D-D, E-E, F-F; 1-1, 1-1, 2-2, 3-3, 4-4, 5-5, 6-6.

El desarrollo del proyecto se hará según tres partes, PRIMERA PARTE: ANALISIS ESTRUCTURAL, SEGUNDA PARTE:DISEÑO, TERCERA PARTE: DETALLES CONSTRUCTIVOS Y PRESUPUESTO.

El cálculo se ceñirá a las especificaciones del Código del ACI318-63, y al Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

Se utilizará un concreto cuya resistencia es de $f'e=210 \text{ Kg/cm}^2$ y un acero de fluencia $fy=2800 \text{ Kg/cm}^2$

Peso específico del concreto = 2400 Kg/m^3

El análisis para fuerzas horizontales se hará por el método del Dr. Kiyoshi Muto.

PRIMERA PARTE
ANALISIS ESTRUCTURAL

A.- ANALISIS PARA CARGAS HORIZONTALES

CAPITULO I

METRADO DE CARGAS

1.1.- Dimensionamiento Previo de Losa.- No se usara panos reforsados ni capiteles.

a) Segun el ACI (318-63) Para $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ sin paño reforsado, se tiene:

$h = L/36$ ó 12.5 cmts. siendo "L" la luz de un paño de una losa sin vigas medida entre centro y centro de apoyos.
h altura de losa.

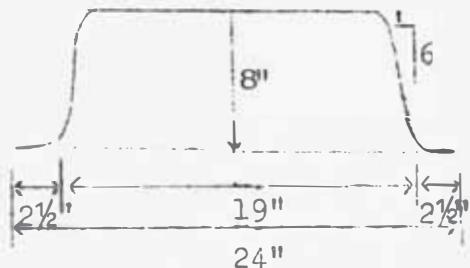
Reemplazando el valor de $L = 730/36 = \underline{20.27}$ cmts.

b) La Grid Flat Slab Corporation recomienda para una sobre carga de 100 lb/pie ≈ 500 kg/cm² y una luz de 24' ≈ 7.30 mts.

Un valor de $h = 11" \approx \underline{28}$ cmts.

c) La altura total "h" adoptada para todos los niveles es : $h = 11" \approx 28$ cmts.

Para obtener las nervaduras utilizamos moldes de base cuadrada cuya sección se muestra en la figura.



Las características de este corresponden a la "GRID SYSTEM" cuyos detalles se indican en la TERCERA PARTE.

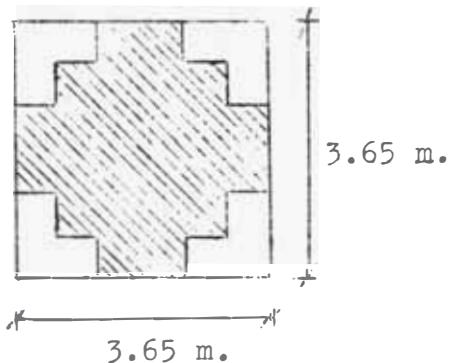
1.2.- Porción Sólida sobre Columnas.- Con el objeto de absorver el corte que es crítico en la sección de apoyo de la losa, sobre columna se construye esta sin nervaduras. Puede adoptar diferentes formas dependiendo estas de las luces entre eje de columnas.

La GRID FLAT SLAB CORPORATION recomienda tomar una sección cuadrada cuyo lado es aproximadamente el 40% de "L" como mínimo.

$$l = .4 \times 7.30 = \underline{2.92} \text{ m. que corresponde a un área de } A = 84,100 \text{ cm}^2$$

Siendo los módulos de los moldes 24" = 60.9 cmts. adoptamos un área tal como se muestra en la figura (parte achurada) cuyo valor es de 88,720cm².

$$88,720 \text{ cm}^2 \rightarrow 84,100 \text{ cm}^2$$



1.3.- Cálculo de Peso Propio de Losa (W). - Con este objeto se han tomado diferentes porciones de losa para llegar a un peso promedio.

a) Tipo de Molde 8" + 3" ($h = 0.28 \text{ mts.}$) .

$$\text{Área Total} = 10.95 \times 10.95 = 119.90 \text{ m}^2$$

$$\text{Número de moldes en área total} = 228$$

$$1 \text{ molde} = 1.5 \text{ pie}^3 = 0.043 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total desplazado} = 228 \times 0.043 = 9.804 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total del área considerada (sin moldes)} =$$

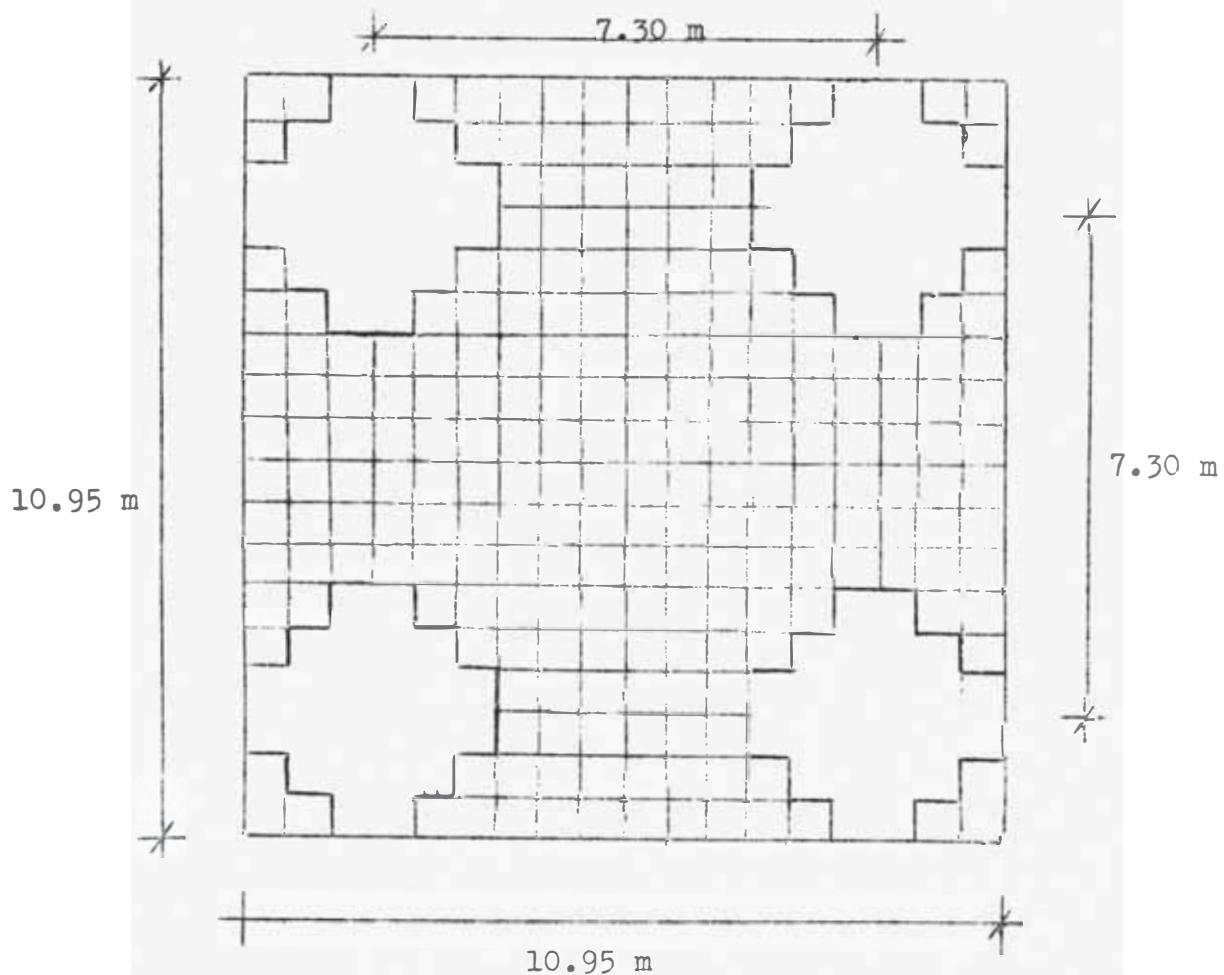
$$119.90 \times 0.28 = 33.57 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen neto} = 33.57 - 9.80 = 23.77 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del concreto} = 23.77 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 57,048 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso por m}^2 = 57,048 / 119.90 = 476 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \underline{\underline{476 \text{ Kg/m}^2}}$$



b) Tipo de Molde: 8" + 3" ($h = 0.28$ mts.)

$$\text{Área total} = 7.30 \times 7.30 = 53.29 \text{ m}^2$$

Número de moldes en área total = 120.

$$1 \text{ molde} = 1.5 \text{ pie}^3 = 0.043 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total desplazado} = 120 \times 0.043 = 5.16 \text{ m}^3$$

Volumen total del área considerada (sin moldes) =

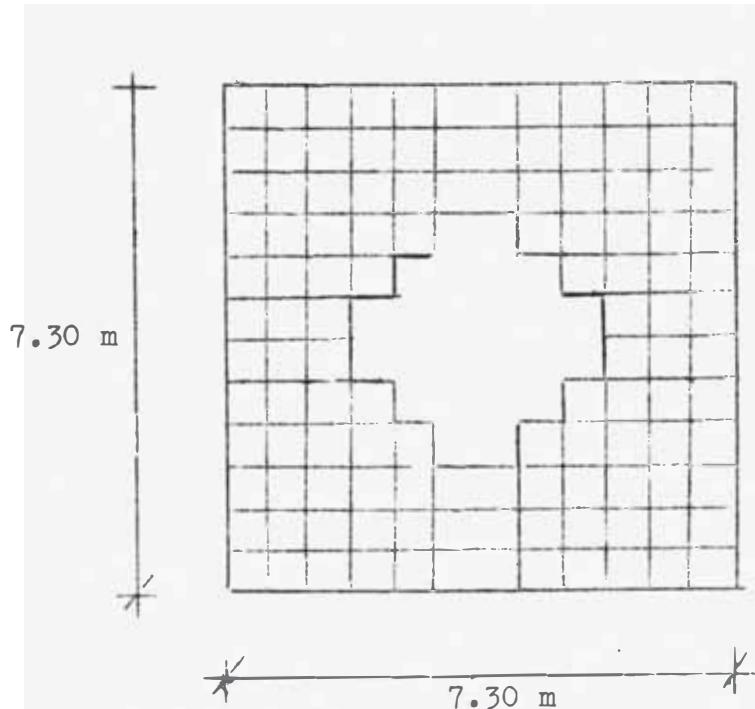
$$53.29 \times 0.28 = 14.92 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen neto} = 14.92 - 5.16 = 9.76 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del concreto} = 9.76 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 23,424 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso por m}^2 = 23,424 / 53.29 = 440 \text{ Kg/m}^2$$

$$W = \underline{\underline{440 \text{ Kg/m}^2}}$$



c) Tomando el área total del Piso.

Tipo de molde: 8" + 3" ($h = 0.28$ mts.).

$$\text{Área total} = 1492 \text{ m}^2$$

Número de moldes en área total = 3199

$$1 \text{ molde} = 1.5 \text{ pie}^3 = 0.043 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total desplazado} = 3199 \times 0.043 = 137.56 \text{ m}^3$$

Volumen total del área considerada (sin moldes) =

$$1492 \times 0.28 = 417.76 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen neto} = 417.76 - 137.56 = 280.20 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso del concreto} = 280.20 \text{ m}^3 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 672,480 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso por m}^2 = 672,480 / 1492 = 450.76 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = \underline{\underline{450.76 \text{ Kg/m}^2}}$$

d) Conclusión.- Como valor promedio tomamos el valor de:

$$w = \underline{\underline{450 \text{ Kg/m}^2}}$$

1.4.- Dimensionamiento previo de columnas.

a) 1º Piso columnas interiores.

Peso muerto de losa...(7.30x7.30x450) (10)= 239,805 Kg.

Acabado(7.30x7.30x 50) (10)= 26,645 "

Asumiendo D = 0.60 m. como promedio para co

lumnas $(\frac{0.60^2 \times 1}{4} \times 2.72) (9) (2,400) = 16,609 "$

Tabiquería.....(7.30x7.30x100) (10)= 53,290 "
Total = 336,349 Kg.

Carga viva(7.30x7.30x500) = 2,664.50 Kg.

Azotea 100 %2,664.50 x 1 = 2,664.50 "

Piso Nº 10 70%1,865.15 x 1 = 1,865.15 "

Pisos Nº 9 a Nº 2 40% ..1,598.70 x 8 = 12,789.60 "
Total = 17,319.25 Kg.

$$P_u = 1.65 (C.M. + 0.5 C.V.) = 1.65(336,349 + 0.5 \times 17,319.25)$$

$$P_u = 569,257 \text{ Kg.}$$

$$h = 5 \text{ mts. } e = 0.025 \times 500 = 12.5 \text{ cmts.}$$

Asumiendo p = 0.01, f'c = 210 Kg/cm², fy = 2800 Kg/cm²

$$m = \frac{f_y}{0.85 f'c} = \frac{2800}{0.85 \times 210} = 15.69$$

$$Ptm = 15.69 \times 0.01 = 0.1569$$

En los abacos: K = $\frac{P_u}{\phi D^2 f'c}$ $D^2 = \frac{P_u}{\phi K f'c}$

$$\text{Para } d/D = 0.90 \quad K = 0.64$$

$$\text{o.o. } D^2 = \frac{569,257}{0.70 \times 0.64 \times 210} = 6050$$

$$D = 78 \text{ cmts.}$$

b) Peso columnas exteriores.

Tabiquería.....	(7.30x5.65x100)x(10)=	41,246 Kg.
Peso muerto de losa ..	(7.30x5.65x450)x(10)=	185,603 "
Acabado	(7.30x5.65x 50)x(10)=	20,609 "
P.P. de columna.....	(D = 0.60 mts.) =	<u>16,609 "</u>
	Total	264,081 Kg.

Carga viva: (7.30x5.65x500) = 2062 Kg.

Azotea 100% : 2062 x 1 = 2062 Kg.

Piso № 10 : 70% : 1443 x 1 = 1,443 "

Pisos (№ 9 a № 2): 40% = 825 x 8 = 6,600 "
Total: 10,105 Kg.

$$P_u = 1.65 (264,081 + 0.5 \times 10,105) = 444,069 \text{ Kg.}$$

Momento Último de columnas exteriores = Momento Último de columnas interiores.

$$(P_u \times e_{ext.})_{ext.} = (P_u \times e_{int.})_{int.}$$

$$e_{ext.} = \frac{(P_u \times e_{int.})_{int.}}{P_u} = \frac{569.257 \times 12.5}{444,069} = 17.88$$

$$e_{ext.} = \underline{\underline{17.88 \text{ cmts.}}}$$

Asumiendo una cuantía de 1% : p = 0.01

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

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

$$m = \frac{2800}{0.85 \times 210} = 15.69 ; P_t.m = 15.69 \times 0.01 = 0.1569$$

Planteamos la proporción: Si para $e_{int.} 12.5 = e/D = 0.05$

$$e_{ext.} = 17.88 - x$$

$$\text{de donde } x = \frac{17.88 \times 0.05}{12.5} = 0.0715$$

o^o e'/D = 0.0715

En los abacos: Para d/D = .90 K = 0.60

$$D^2 = \frac{444,069}{.7 \times .60 \times 210} = \frac{444,069}{89.67} = 4989$$

$$D = \sqrt{4989} = 71 \text{ cmts.}$$

Conclusión. - Debido a la poca diferencia tomaremos diámetro único de 75 cmts. para todas las columnas de 1º Piso, hasta el Piso Nº 4 (Nivel 17 m.).

c) Columnas entre Niveles 14 y 23 Interiores.

Tabiquería	(7.30x7.30x100)	(6)=	31,974 Kg.
Peso muerto de losa: ...	(7.30x7.30x450)	(6)=	143,883 "
Acabado	(7.30x7.30x 50)	(6)=	15,987 "
P.propio de columna ..	(D= 0.60 m) (5 pisos)=		9,227 "
		Total:	201,071 Kg.

Carga viva: (7.30x7.30x500) = 2,664.5 Kg.

Azotea: 100% = 2,664.5 x 1 = 2,664.5 Kg.

Piso Nº 10 : 70% = 1,865.15 x 1 = 1,865.15 "

Pisos Nº 9 a Nº 6: 40% = 1,598.70 x 4 = 6,395. "
10,924 Kg.

Pu = 1.65 (201,071 + 0.5 x 10,924) = 340,779 Kg.

h = 3 mts. e = 0.03 x 300 = 9 cmts.

Asumiendo p = 0.01, f'c = 210 Kg/cm², fy = 2800 Kg/cm²

m = 15.69 P_{tm} = 0.1569

En los abacos: d/D = 0.90 ~~2~~, K = 0.64

$$D^2 = \frac{340,779}{0.7 \times 0.64 \times 210} = \frac{340,779}{94.08} = 3622$$

$$D = \sqrt{3622} = 60 \text{ cmts.}$$

Asumimos $D = 60$ cmts.

d) Columnas entre Niveles 14 y 23 Exteriores.

Tabiqueria	(7.30x5.65x100)	(6) =	24,748 Kg.
Peso muerto de losa..	(7.30x5.65x450)	(6) =	111,362 "
Acabado:.....	(7.30x5.65x50)	(6) =	12,374 "
P.propio columna.....	(D = 0.60 m)	=	<u>9,227</u> "
		Total:	157,711 "

Carga viva: $(7.30x5.65x500)$ = 2,062 Kg.

Azotea : 100%	= 2,062 Kg.	$\times 1 = 2,062$ Kg.
Piso Nº 10 70%	= 1,443 Kg.	$\times 1 = 1,443$ "
Pisos Nº 9 a Nº 6 40% =	825 Kg.	$\times 6 = \underline{4,950}$ "
		Total = 8,455 Kg.

$$P_u = 1.65 (157,711 + 0.5 \times 8455) = 267,198$$

$$e_{ext.} = \frac{(P_u \times e) int.}{P_u ext.} = \frac{340,779}{267,198} = 12.7$$

$$\underline{\underline{e_{ext} = 12.7 cmts.}}$$

$$m = 15.69 \quad P_{tm} = 0.1569$$

$$\text{Si para } e_{int} = 9 \text{ cm} \quad e/D = 0.05$$

$$e_{ext} = 12.7 \quad x$$

$$x = \frac{12.7 \times 0.05}{9} = e/D = 0.0705$$

$$\text{En los abacos: para } d/D = .90 \quad \cancel{K} = 0.60$$

$$D^2 = \frac{267,198}{0.7 \times 0.60 \times 210} = 3029$$

$$D = \sqrt{3029} = \underline{\underline{55 cmts.}}$$

Conclusión.— Se tomará para todas las columnas de los pisos comprendidos entre los niveles 17 a 26 $D = 60$ cmts. Además esta misma dimensión se mantendrá hasta el último piso.

e) Otros Criterios.

1.- Grid Flat Slab Corporation

Para una S. C. de $500 \text{ Kg/m}^2 \approx 100 \text{ lb/pie}^2$; y una altura de (8" + 3"), sin capitel ni paño de refuerzo: Recomienda usar $D = 20"$ para luces de $24' \approx 7.50 \text{ cm}$.

$$\underline{\underline{D = 20" = 50 \text{ cmts.}}}$$

2.- El Codipo A.C.I (318 - 63)

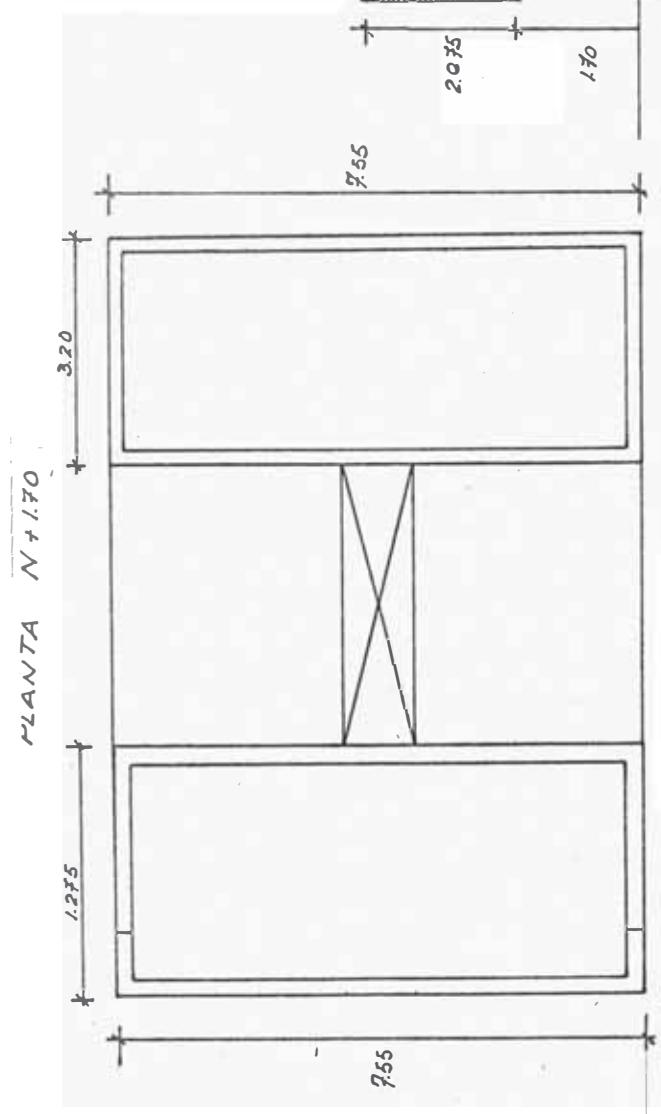
a) $D > 25$ cmts.

b) $I_{\min.} = 42,000 \text{ cm}^4$, que corresponde a $\underline{\underline{D = 30.41 \text{ cmts.}}}$

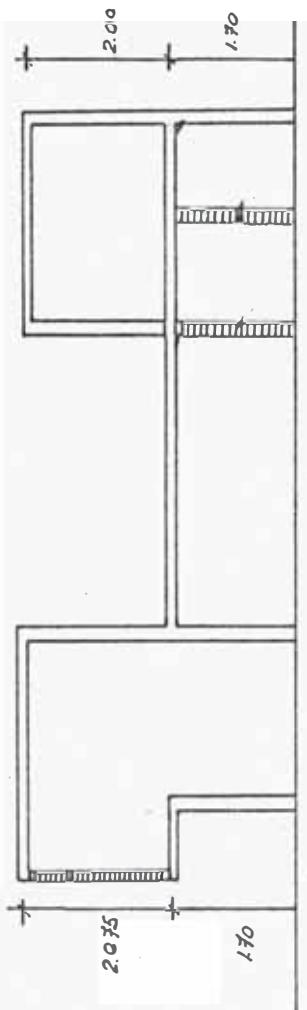
$$c) I_c = \frac{t^3 H}{0.5 + \frac{W_p}{W_L}} = \frac{(28)^3 \times 3}{0.5 + \frac{600}{500}} = \frac{21952 \times 3}{0.5 + 1.2} =$$

$$I_c = \frac{65,856}{1.7} = 38,739 \text{ cm}^4 < 42,000 \text{ cm}^4$$

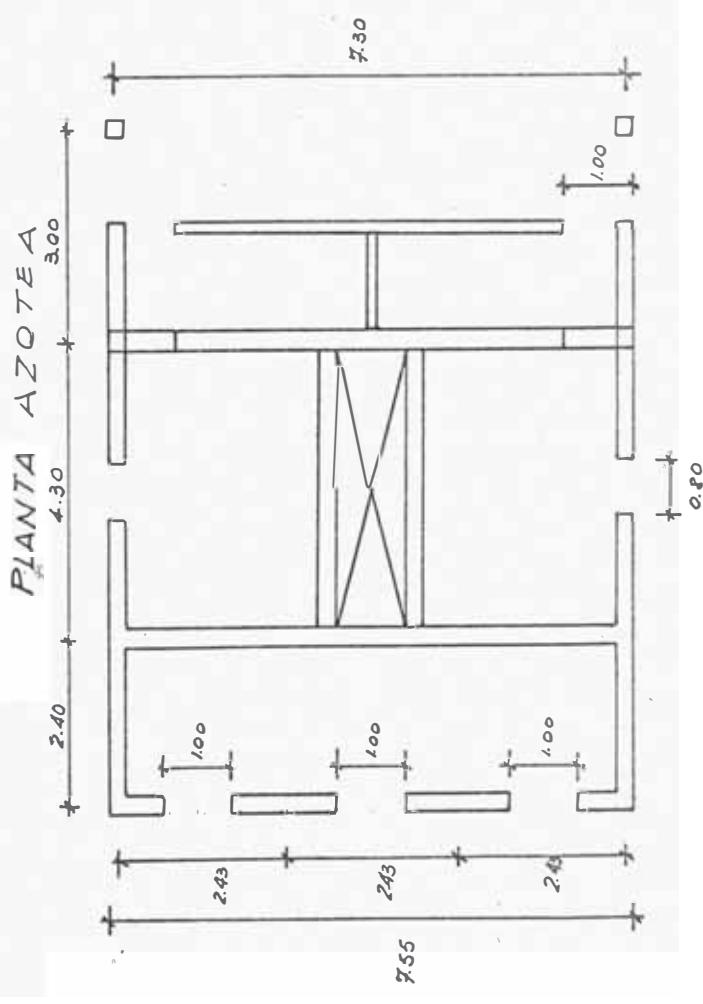
d) George Winter recomienda: $L/15 = 730/15 = \underline{\underline{48.60 \text{ cmts.}}}$



CORTE VERTICAL



PLANTA AZOTEA



CASETA DE MAQUINAS Y TANQUE DE AGUA

1.00 2.40 4.30 4.30 3.00

1.7.- Peso total en cada Nivel incluyendo sobre carga (S/C)

Azotea

C.M. = 762.09^T

0.25 S/C : (0.25 x 1492 x 200) ... = 74.60
836.69^T

=====

Piso Típico (Niveles 23 a 32)

C.M. = 843.71^T

0.50 S/C : (0.50 x 1492 x 500) ... = 373.00
1,216.71^T

=====

Piso Típico (Niveles 8 a 20)

C.M. = 847.93^T

0.50 S/C : (0.50 x 1492 x 500) ... = 373.00
1,220.93^T

=====

2º Piso

C.M. = 941.96^T

0.50 S/C : (0.50 x 1492 x 500) ... = 373.00
1,314.96^T

CAPITULO II

CALCULO DE LA CORTANTE TOTAL POR NIVELES

2.1.- Cálculo de la Fuerza Horizontal en cada Piso.- Según el Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico; la fuerza Horizontal Mínima para el Diseño es:

$$H = UKCP$$

Donde para este caso :

$U = 1$ Por estar en la región 2 y ser edificio comercial.

$K = 0.8$ Porque los pórticos toman un porcentaje de

la fuerza horizontal y el resto lo toman los demás elementos resistentes (Placas).

$$C = 0.05 / \sqrt[3]{T} \Rightarrow T = 0.07 h / \sqrt{D}$$

h= Altura total
respecto al
nivel del te-
rreno.

D= Longitud del
edificio en
la dirección
considerada.

$$\left. \begin{array}{l} h = 32 \text{ m} \\ D = 40.5 \text{ m.} \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} T = 0.07 \times 32 / \sqrt{40.50} \\ T = \frac{0.07 \times 32}{6.4} = 0.36 \end{array} \quad \underline{T = 0.36}$$

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.36}} = 0.07 \quad \underline{C = 0.07}$$

$$H = 1 \times 0.8 \times 0.07 \quad P = \underline{0.056P}$$

P.-

$$\begin{aligned} P &= 137.17 + 836.69 + 1,216.71 \times 4 + 1,220.93 \times 4 + 1,314.96 = \\ &= \underline{12,039.38^T} \\ H &= 0.056 \times 12,039.38 = \underline{674^T} \end{aligned}$$

2.2.- Distribución de la Fuerza Horizontal por Niveles.

Según la fórmula $F_i = H \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$

Cálculo de $W \times h$

Piso	W	h	$W \times h$
Azotea	836.69	32	26,774.08
10	1,216.71	29	35,284.59
9	1,216.71	26	31,634.46
8	1,216.71	23	27,984.33
7	1,216.71	20	24,334.20
6	1,220.93	17	20,755.81
5	1,220.93	14	17,093.02
4	1,220.93	11	13,430.23
3	1,220.93	8	9,767.44
2	1,314.96	5	6,574.80
Σ	Σ	$213,632.96$	$\Sigma W \times h = 213,632.96$

- 20 -

$$F_{11} = 674 \times \frac{836.69 \times 32}{213,632.96} = 84.47$$

$$F_{10} = 674 \times \frac{1216.71 \times 29}{213,632.96} = 111.32$$

$$F_9 = 674 \times \frac{1216.71 \times 26}{213,632.96} = 99.81$$

$$F_8 = 674 \times \frac{1216.71 \times 23}{213,632.96} = 88.29$$

$$F_7 = 674 \times \frac{1216.71 \times 20}{213,632.96} = 76.77$$

$$F_6 = 674 \times \frac{1220.93 \times 17}{213,632.96} = 65.48$$

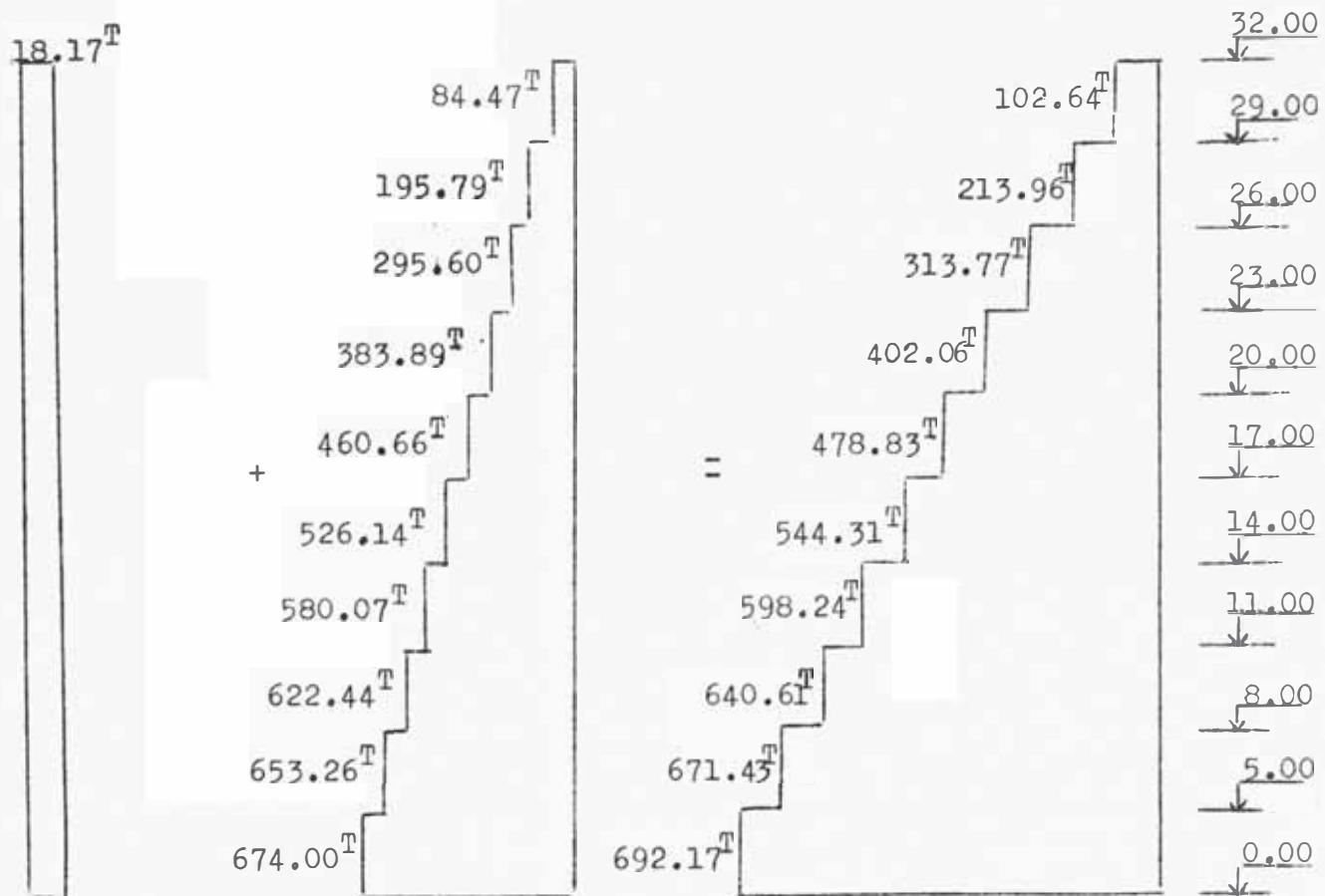
$$F_5 = 674 \times \frac{1220.93 \times 14}{213,632.96} = 53.93$$

$$F_4 = 674 \times \frac{1220.93 \times 11}{213,632.96} = 42.37$$

$$F_3 = 674 \times \frac{1220.93 \times 8}{213,632.96} = 30.82$$

$$F_2 = 674 \times \frac{1314.96 \times 5}{213,632.96} = \frac{20.74}{674.00}$$

2.3.- CORTANTE TOTAL POR PISO



CAPITULO III

DETERMINACION DE LOS VALORES "D" DE COLUMNAS

NOMENCLATURA

A = area

A' = area de la columna análoga

a = constante que depende de \bar{K}

C_A = distancia del punto al centro de gravedad de la columna análoga.

D = fuerza de corte que actúa en el elemento cuando el desplazamiento relativo en el piso considerado tiene

un valor unitario.

E = Modulo de elasticidad.

e = excentricidad de la carga unitaria

f_A = esfuerzo de las fibras en la columna análoga
rigidez absoluta)en A.

f'_A = número proporcional a la rigidez absoluta en A

f'_I = número proporcional a la rigidez absoluta en I

h = altura de piso.

I = momento de inercia del area elástica de la columna
con respecto al eje del centro de gravedad de esta
area.

I_o = Momento de inercia del area parcial con respecto a
su eje centroidal.

I_G = momento de inercia de la sección con respecto a su
eje centroidal

I_{seg} = momento de inercia de la sección transversal de la
viga.

K_o = constante

K_A = rigidez relativa en A

K_I = rigidez relativa en I

R = rigidez del elemento (relativa).

\bar{K} = rigidez relativa (para Muto)

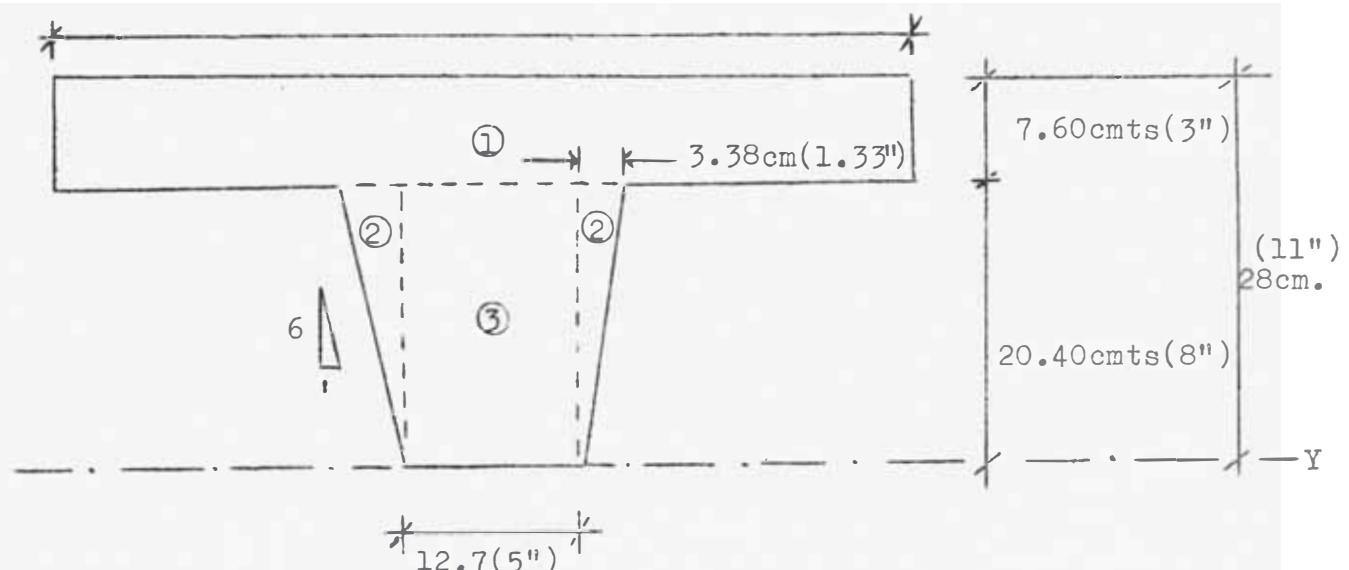
L_{seg} = longitud del segmento.

x_G = absisa al centro de gravedad

y_G = ordenada al centro de gravedad.

3.1.- Cálculo de Rigideces

a) Losa. - Sección típica de la nervadura.



Miembro	A	Y	A · Y _o	A · Y ²	I _o
(1)	72.00	9.50	684.00	6498.00	54.00
(2)	10.64	5.33	56.71	302.26	37.83
(3)	40.00		160.00	640.00	213.33
Σ	122.64		900.71	7440.26	305.16

$$A = 791.22 \text{ cm}^2$$

$$I_G = (A \cdot Y^2 + I_o) - A \times \bar{Y}_G^2$$

$$\bar{Y}_G = \frac{AY}{A} = \frac{900.71}{122.64} = \underline{\underline{7.34}} \text{ IN}$$

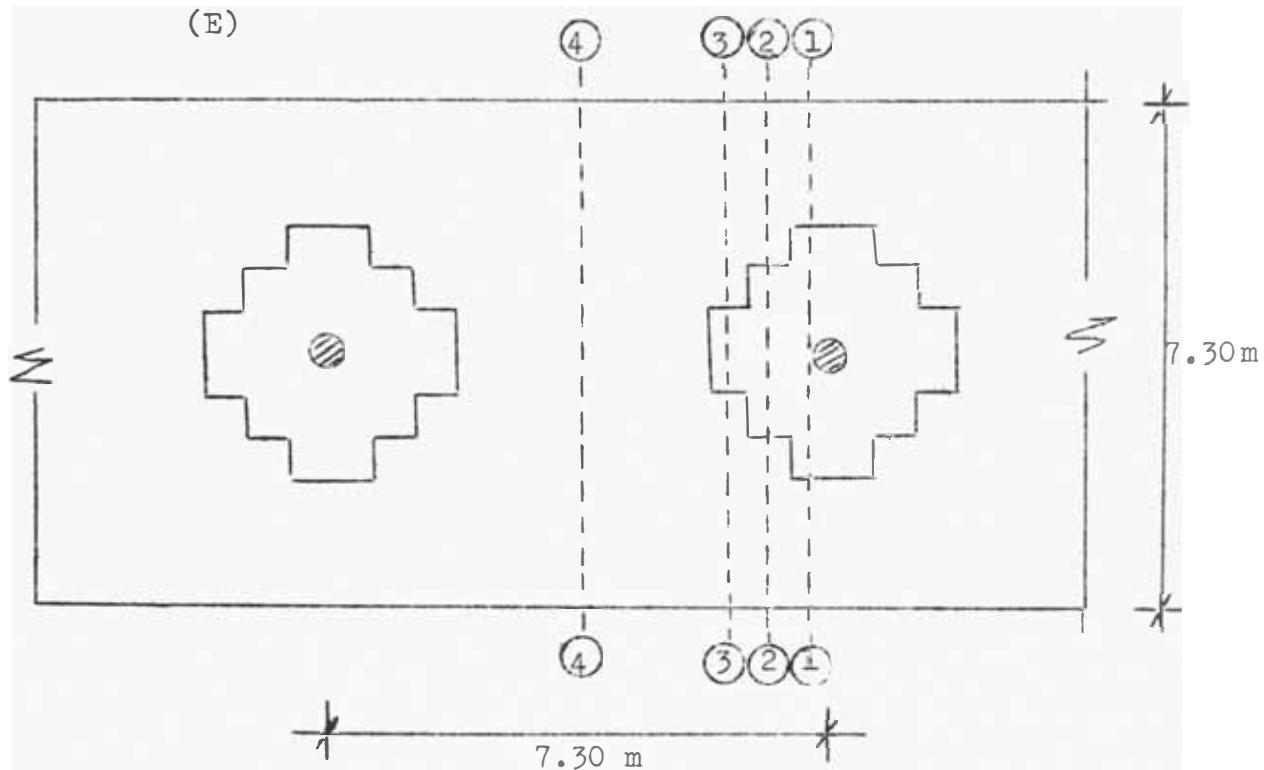
$$\underline{\underline{18.64}} \text{ cm.}$$

$$I_G = (7440.26 + 305.16) - 122.64 \times \underline{\underline{7.34}}^2 =$$

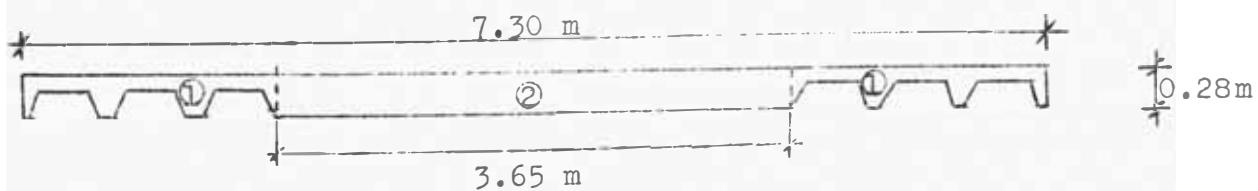
$$7745.42 - 6607.23$$

$$I_G = \underline{\underline{1138.19 \text{ IN}^4}} = \underline{\underline{47,371.47 \text{ cmts.}^4}}$$

b) Momento de inercia de la faja considera: Pórticos



Sección (1)-(1)



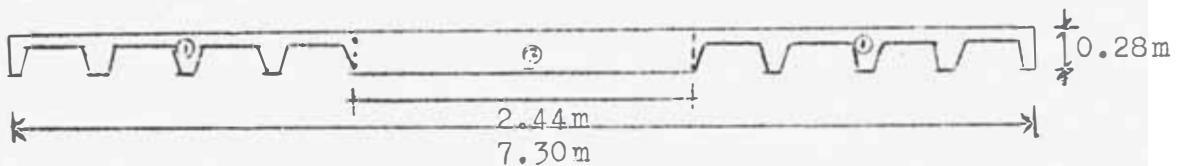
Miembro	A	Y	A.Y.	A.Y ²	I _e
(1)	4,746	18.64	88,465.44	1'648,987.6	284,288.82
(2)	10,220	14.00	143,080.00	2'003,120.0	667,706.66
Σ	14,966		231,545.44	3'652,107.6	951,935.48

$$Y_G = \frac{231,545.44}{14,966} = \underline{\underline{15.47 \text{ cmts.}}}$$

$$I_G = 4'604,043.08 - 14,966 \times 15.47^2 = 1'022,379.96$$

$$\underline{\underline{I_G = 1'022,379.96 \text{ cm}^4}}$$

Sección (2)-(2):



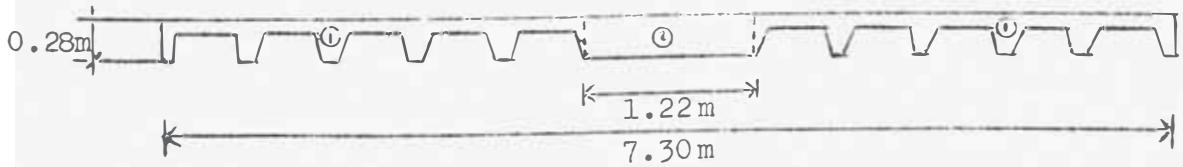
Miembro	A	Y	A.Y	A.Y ²	I _o
(1)	6,329.76	18.64	117,986.67	2'199.277.68	378,971.76
(2)	6,832.00	14.00	95,648.00	1'339,072.00	446,357.33
Σ	13,161.76		213,634.67	3'538,349.68	825,329.09
				<u>825,329.09</u>	
				4'363,678.77	

$$\bar{Y}_G = \frac{213,634.67}{13,161.76} = 16.23 \text{ cmts.}$$

$$I_G = 4'363,678.77 - 13,161.76 \times 16.23 = 4'363,678.77 - 3'446,818.26$$

$$\underline{\underline{I_G = 896,860.51 \text{ cm}^4}}$$

Sección (3)-(3):



Miembro	A	Y	A.Y.	$A \cdot Y^2$	I.
(1)	7,912.20	18.64	147,483.41	2'749,083.12	473,714.70
(2)	3,416.00	14.00	47,824.00	669,536.00	223,178.67
Σ	11,328.20		195,307.41	3'418,619.12	696,893.37
				<u>696,893.37</u>	
				4'115,512.49	

$$Y_G = \frac{195,307.41}{11,328.20} = 17.24 \text{ cmt.}$$

$$I_g = 4'115,512.49 - 11,328.20 \times 17.24^2 = 4'115,512.49 - \\ - 3'374,837.76$$

$$\underline{\underline{I_g = 740,674.73 \text{ cm}^4}}$$

Sección (4)-(4):



$$I_g = 12 \times 47,371.47 = 568,457.64$$

$$\underline{\underline{I_g = 568,457.64 \text{ cm}^4}}$$

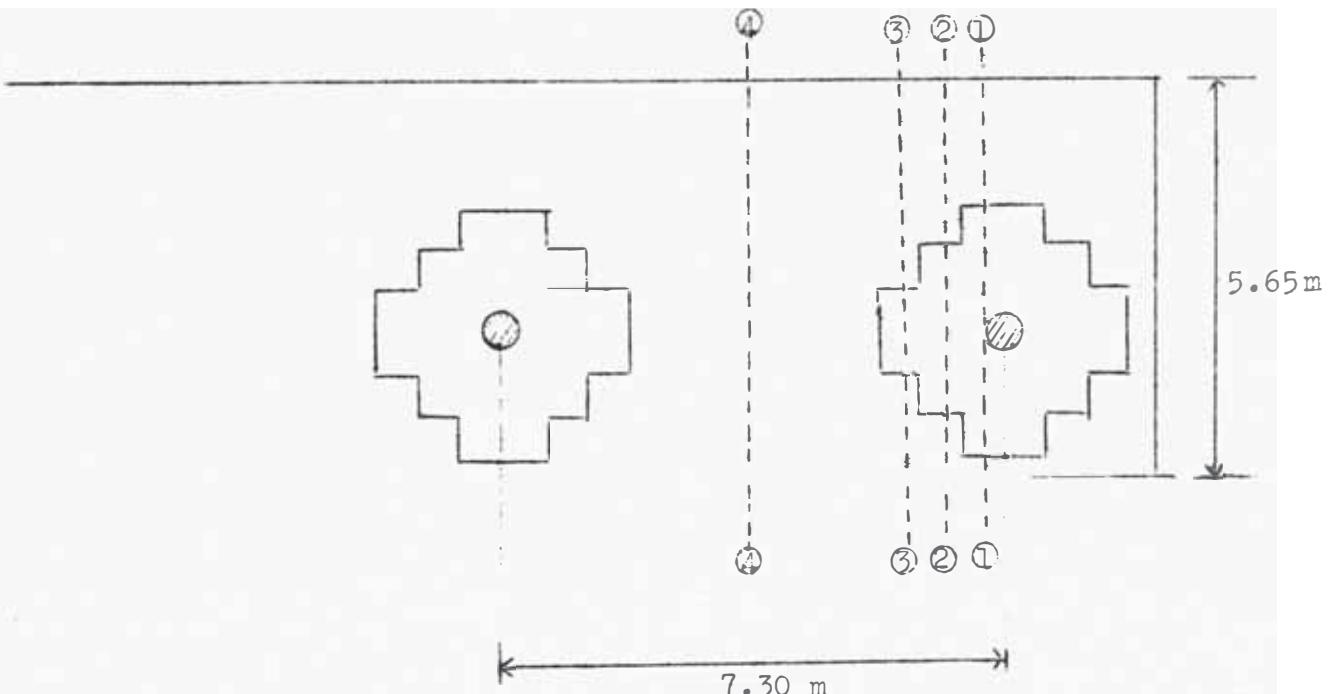
$$K_o = 100$$

$$\text{Rigidez Sec.(4)-(4) min.} = 568,457.64 / 730 = 778.71 \quad \underline{\underline{0.78}}$$

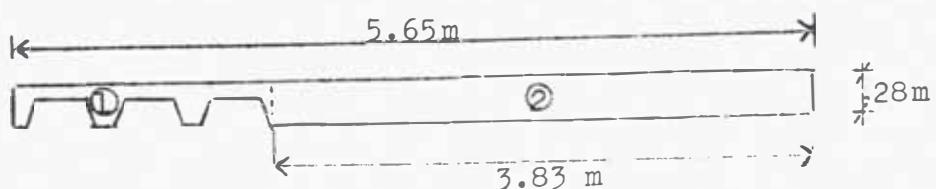
$$\text{Rigidez Sec.(1)-(1) máx.} = 1'022,379.96 / 730 = 1,400.52 \quad \underline{\underline{1.40}}$$

$$\text{Rigidez Promedio tomando los cuatro valores hallados} = 807,093.21 / 730 = 1,105.61 \quad \underline{\underline{1.11}}$$

c) Momento de Inercia Pórticos (A)-(A) y (F)-(F)



Sección (1)-(1):



Miembro	A	Y	A · Y	$A \cdot Y_e^2$	Y_e
(1)	2,374	18.64	44,251.36	824,846.10	142,114.41
(2)	10,724	14.00	150,136.00	2,101.904.00	700,634.54
Σ	13,098		194,387.36	2,926,750.10	842,748.95

$$\underline{842,748.95}$$

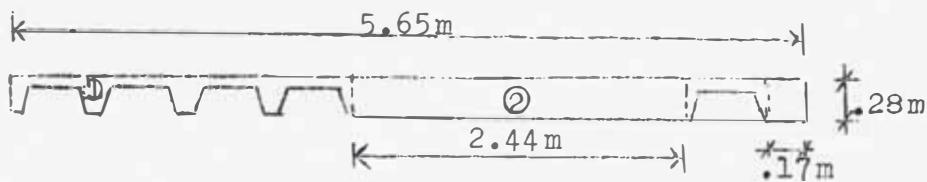
$$3,769,499.05$$

$$Y_G = \frac{194,387.36}{13,098} = 14.84$$

$$I_G = 3,769,499.05 - 13,098 \times 14.84^2 = 3,769,499.05 - \\ - 2,884,179.60 =$$

$$\underline{I_G = 885,319.45 \text{ cm}^4}$$

Sección (2)-(2):



Miembro	A	Y	A.Ye	A.Y ²	I _e
(1)	3,956.10	18.64	73,741.70	1,374,545.29	236,857.35
(2)	7,308.00	14.00	102,312.00	1,432,368.00	477.455.91
Σ	11,264.10		176,053.70	2,806,913.29	714,313.26

714,313.26

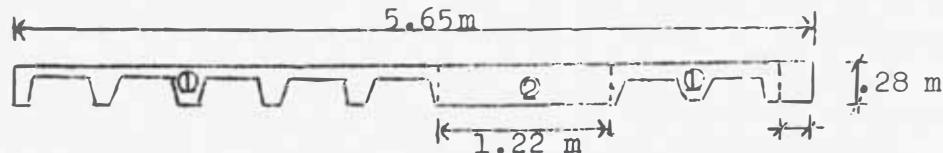
3,521,226.55

$$Y_G = \frac{176,053.70}{11,264.10} = 15.63$$

$$I_G = 3,521,226.55 - 11,264.10 \times 15.63^2 = 3,521,226.55 - 2,751,682.56$$

$$\underline{\underline{I_G = 769,543.99 \text{ cm}^4}}$$

Sección (3)-(3):



Miembro	A	Y	A.Ye	A.Y ²	I _e
(1)	5,538.54	18.64	103,238.39	1,924,356.32	331,600.29
(2)	3,892.00	14.00	54,488.00	762,832.00	254,277.29
Σ	9,430.54		157,726.39	2,687,188.32	585,877.58

585,877.58

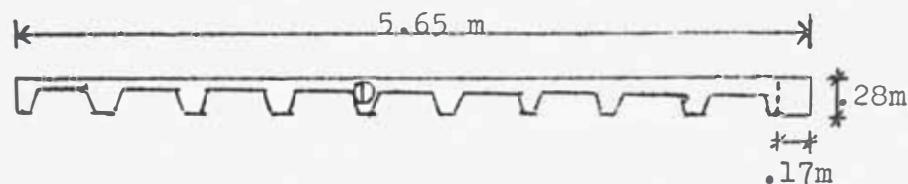
3,273,065.90

$$Y_G = \frac{157,726.39}{9,430.54} = 16.72$$

$$I_G = 3'273,065.90 - 9,430.54 \times 16.72^2 = 3'273,065.90 - \\ - 2'636,778.98$$

$$\underline{\underline{I_G = 636,286.92 \text{ cm}^4}}$$

Sección (4)-(4):



$$I_G = 9(47,371.47) + \frac{17 \times 28^3}{12} = 457,441.89$$

$$\underline{\underline{I_G = 457,441.89 \text{ cm}^4}}$$

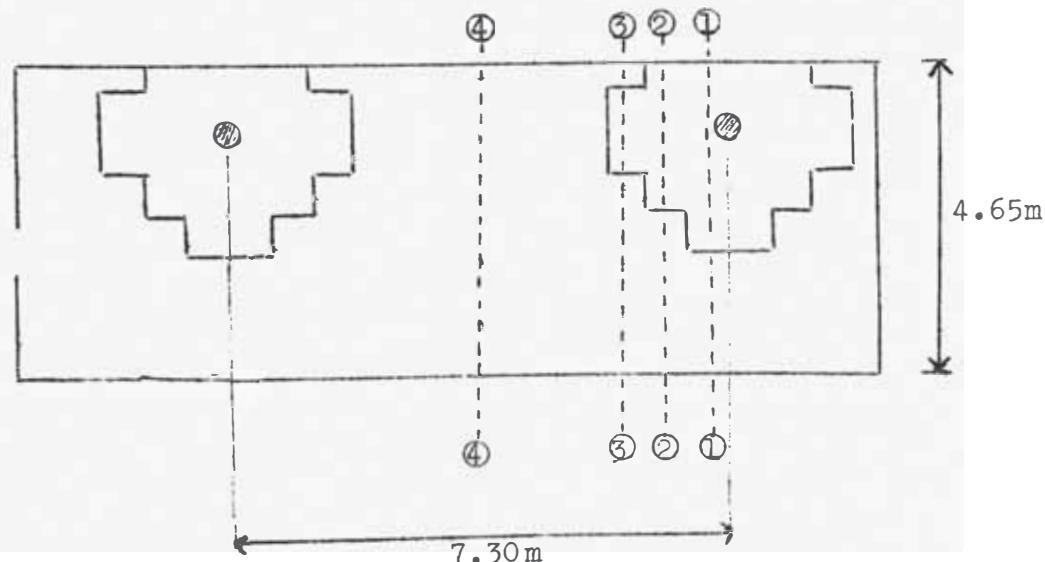
$$K_o = 1000$$

$$\text{Rigidez Sec.(4)-(4) min.} = 457,441.89 / 730 = 626.32 \rightarrow 0.63$$

$$\text{Rigidez Sec.(1)-(1) máx.} = 885,319.45 / 730 = 1,212.76 \rightarrow 1.21$$

$$\text{Rigidez promedio tomando los 4 valores hallados.} = 687,148.08 / 730 = 880.96 \rightarrow 0.94$$

d) Momento de Inercia Pórtico (D-(D)). Zonas (1)-(2) y (5)-(6):



Sección (1)-(1):

Miembro	A	Y	A.Y _c	A.Y ²	I _c
(1)	2,374	18.64	44,251.36	824,846.10	142,114.41
(2)	7,896	14.00	110,544.00	1'547,616.00	515,871.91
Σ	10,270		154,795.36	2'372,462.10	657,986.32

$$Y_G = \frac{154,795.36}{10,270} = 15.07$$

$$I_G = 3'030,448.42 - 10,270 \times 15.07^2 = 3'030,448.42 - \\ - 2'332.317.00$$

$$\underline{I_G = 698,131.42 \text{ cm}^4}$$

Sección (2)-(2):

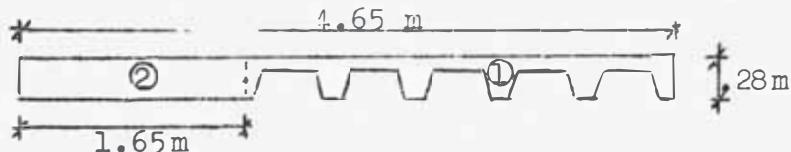
Miembro	A	Y	A.Y _c	A.Y ²	I _c
(1)	3,614.88	18.64	67,381.36	1'255,989.30	189,485.88
(2)	6,188.00	14.00	86,632.00	1'212,848.00	404,282.59
Σ	9,802.88		154,013.36	2'468,837.30	593,768.47
				<u>593,768.47</u>	
				<u>3'062,605.77</u>	

$$Y_G = \frac{154,013.36}{9,802.88} = 15.71$$

$$I_G = 3'062,605.77 - 9,802.88 \times 15.71^2 = 3'062,605.77 - \\ - 2'419,350.78$$

$$\underline{\underline{I_G = 643,254.98 \text{ cm}^4}}$$

Sección (B)-(B):



Miembro	A	Y	A.Y _o	A.Y ²	I _o
(1)	3,956.10	18.64	73,741.70	1'374,545.29	236,857.35
(2)	4,620.00	14.00	64,680.00	905,520.00	301,839.95
Σ	8,576.10		138,421.70	2'280,065.29	538,697.30

$$\underline{\underline{538,697.30}}$$

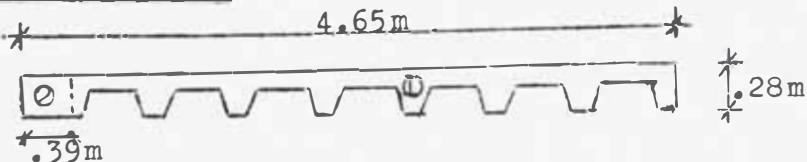
$$2'818,762.59$$

$$I_G = \frac{138,421.70}{8,576.10} = 16.14$$

$$I_G = 2'818,762.59 - 8,576.10 \times 16.14^2 = 2'818,762.59 - \\ - 2'254,879.34$$

$$\underline{\underline{I_G = 563,883.25 \text{ cm}^4}}$$

Sección (4)-(4):



Miembro	A	Y	A.Y _o	A.Y ²	I _o
(1)	5,538.54	18.64	103,238.39	1'924,435.63	331,600.29
(2)	1,092.00	14.00	15,288.00	214,032.00	71,343.99
Σ	6,630.54		118,526.39	2'138,467.63	402,944.28

$$\underline{\underline{402,944.28}}$$

$$2'541,411.91$$

$$Y_G = \frac{118,526.39}{6,630.54} = 17.87$$

$$I_G = 2'541,411.91 - 6,630.54 \times 17.87^2 = 2'541,411.91 - \\ - 2'117,131.42$$

$$\underline{\underline{I_G = 424,280.49 \text{ cm}^4}}$$

Ko = 1000

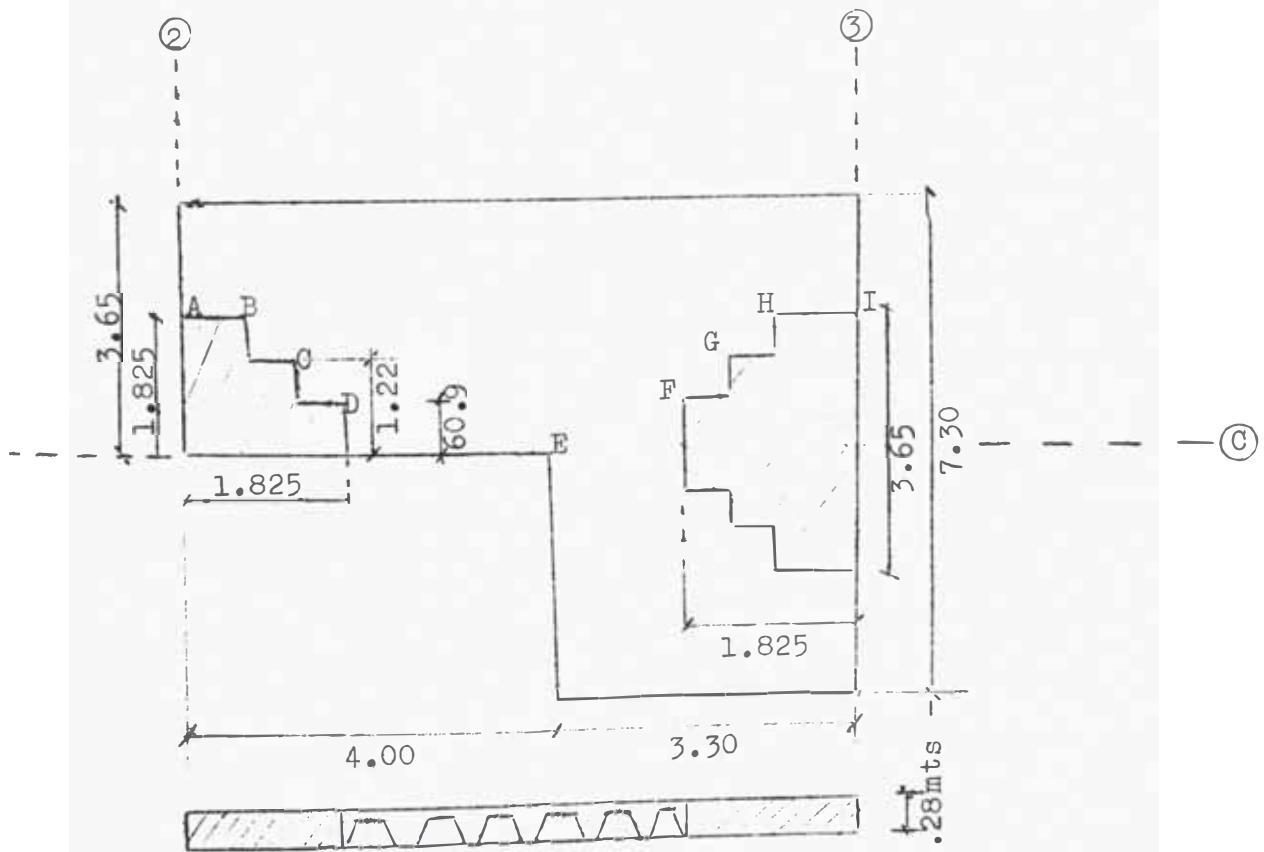
Rigidez Sec.(4)-(4) min. = $424,280.47/730 = 581.21 \rightarrow 0.58$

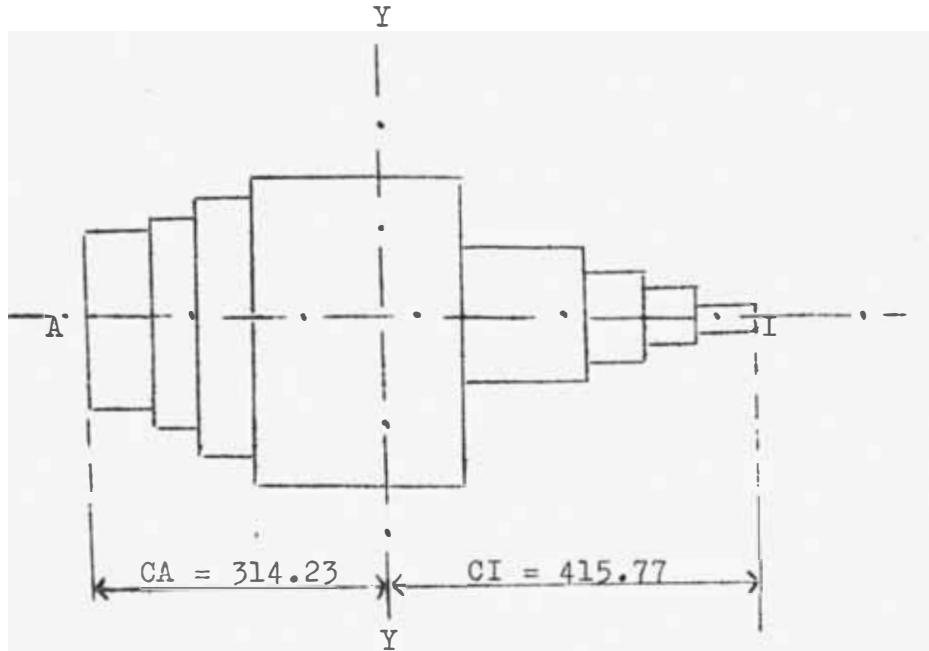
Rigidez Sec.(1)-(1) máx. = $698,131.42/730 = 956.34 \rightarrow 0.96$

Rigidez Promedio tomando
los 4 valores obtenidos = $582,387.25/730 = 797.79 \rightarrow 0.80$

e) Pórtico (C) - (C) Rigidez zona (2) - (3):

Para este caso recurrimos al método de la Analogía de la Columna.





$$\text{Multiplicador: } \frac{E}{x} 1'022,379.96 \Delta = 1'022,379.96$$

$$AB = \frac{\Delta}{511,189.98} = 2.000 \quad EF = \frac{\Delta}{568,457.64} = 1,798$$

$$BC = \frac{\Delta}{448,430.25} = 2.279 \quad FG = \frac{\Delta}{740,674.73} = 1,380$$

$$CD = \frac{\Delta}{370,337.36} = 2,760 \quad GH = \frac{\Delta}{896,360.51} = 1,139$$

$$DE = \frac{\Delta}{284,228.82} = 3,597 \quad HI = \frac{\Delta}{1'022,379.96} = 1.00$$

$$Io: \frac{bh^3}{12}$$

$$Io_{AB} = \frac{2 \times 60.9^3}{12} = \frac{225,866.529}{6} = 37,644.42$$

$$Io_{BC} = \frac{2.279 \times 60.9^3}{12} = 2.279 \times 18,822.21 = 42,895.82$$

$$I_o_{CD} = \frac{2.760 \times 60.9^3}{12} = 2.760 \times 18,822.21 = \underline{\underline{51,949.30}}$$

$$I_o_{DF} = \frac{3.597 \times 217.5^3}{12} = 3.597 \times 857,426.68 = \underline{\underline{3'084,163.77}}$$

$$I_o_{EF} = \frac{1.798 \times 147.5^3}{12} = 1.798 \times 267,421.19 = \underline{\underline{480,823.30}}$$

$$I_o_{FG} = \underline{\underline{25,974.65}}$$

$$I_o_{GH} = \underline{\underline{21,447.91}}$$

$$I_o_{HI} = \underline{\underline{18,822.21}}$$

$$f_A = \frac{1}{\sum \left(\frac{1}{E} \frac{x}{I_{seg}} L_{seg} \right)} + \frac{\frac{1}{E} \frac{x}{I_{seg}} L_{seg}}{\left[\frac{1}{E} \frac{x}{I_{seg}} L_{seg}^3 + \left(\frac{1}{E} \frac{x}{I_{seg}} L_{seg} \right) x_{seg}^2 \right]}$$

Segmento	L (cmts)	Ancho Relativo Δ/I_{seg}	A'	X	$A' \cdot X$	$A' \cdot X^2$	I.
AB	60.9	2.000	121.80	699.55	85,205.19	59'605,290.07	37,644.42
BC	60.9	2.279	138.79	638.65	88,638.23	56'608,508.59	42,895.82
CD	60.9	2.760	168.08	577.75	97,108.22	56'104,274.11	51,949.30
DE	217.5	3.597	782.35	438.55	343,099.59	150'466,325.19	3'084,163.77
EF	147.5	1.798	265.21	256.05	67,907.02	17'385,592.47	480,823.30
FG	60.9	1.380	84.04	151.85	12,761.47	1'937,829.22	25,974.65
GH	60.9	1.139	69.37	90.95	6,309.20	573,821.74	21,447.91
HI	60.9	1.000	60.90	30.45	1,854.44	56,467.70	18,822.21
Σ			1,690.54		702,883.36	342'738,406.09	3'763,721.38

3'763,721.38

346'502,127.47

$$x_G = \frac{702,883.36}{1,690.54} = \underline{\underline{415.77}}$$

$$I_G = 346'502,127.47 - 1,690.54 \times 415.77^2 = 346'502,127.47 - \\ - 292'234,673.03$$

$$I_G = 54'267,454.44$$

$$\frac{f'}{I} = \frac{1}{1,690.54} + \frac{(-415.77)(-415.77)}{54'267,454.44} \\ = 0.000,591527 + 0.00318542$$

$$\frac{f'}{I} = 0.00377695$$

$$\frac{K_I}{E} = 0.00377695 \times 1'022,379.96 = 3,861.529$$

$$\frac{K_I \text{ rel}}{E} = \frac{3,861.529}{4000} = 0.9653$$

$$X = 730.00 - 415.77 = 314.23 \\ f'_A = 0.000591527 + \frac{(+314.23)(+314.23)}{54'267,454.44} \\ = 0.000591527 + 0.001819515 = 0.002411042$$

$$\frac{K_A \text{ rel}}{E} = 0.002411.42 \times 1'022,379.96 = 2,464.96$$

$$K_o = 1000 \quad K_{abs} = \frac{4EI}{L}$$

de donde $K'o = 4 \times 1000$

$$K'o = 4000$$

$$\frac{K_A \text{ rel}}{E} = \frac{2,464.96}{4000} = \underline{\underline{0.6162}}$$

f) Pórticos (3) - (4) y (4) - (4) Rigidez zona (C)-(D)

Por ser esta zona similar a la del pórtico (B) - (B)

y (E) - (E).

Tomamos el promedio de los momentos de inercia de
las cuatro zonas.

$$K_0 = 1000$$

$$k = \frac{807,093.21}{(730-250)} = 1,681.44 \rightarrow \underline{\underline{1.68}}$$

por igual razón para la zona (B) - (B'')

$$k = \frac{807,093.21}{300} = 2,690.00 \rightarrow \underline{\underline{2.69}}$$

g) Portico (2) - (2) y (5) - (5). Rigidez zona (3)-(4)

Viga de 30 cm. x 60 cm. $k = \frac{bh^3}{12} / L \times Ko$

$$k = \frac{30 \times 60^3}{12} / 730 \times 1000 = 0.74$$

h) Verificación de Rigideces. - Para el método de la Análisis de la Columna se ha verificado las rigideces halladas en forma de promedio. Tomando para este efecto el pótico (B) - (B).

<u>Seg ien- to</u>	<u>L (cmts.)</u>	<u>Ancho Relativo /I seg</u>	<u>A'</u>	<u>X</u>	<u>A'.X</u>	<u>A'.X²</u>	<u>I.</u>
AB	60.9	1.000	60.90	699.55	42,602.60	29'802,645.05	18,822.21
BC	60.9	1.139	69.37	638.65	44,319.12	28'304,402.80	21,447.91
CD	60.9	1.380	84.04	577.75	48,554.11	28'052,137.05	25,974.65
DE	365.0	1.798	656.27	365.00	239,538.55	87'431,570.75	7'285,964.22
EF	60.9	1.380	84.04	151.85	12,761.47	1'937,829.22	25,974.65
FG	60.9	1.139	69.37	90.95	6,309.20	573,821.74	21,447.91
GH	60.9	1.00	60.90	30.45	1,854.44	56,467.70	18,822.21
<u>Σ</u>			<u>1,084.89</u>		<u>395,939.49</u>	<u>176'158,874.31</u>	<u>7'418,453.76</u>

7'418,453.76

183'577,328.07

$$x_G = \frac{395,939.49}{1,084.89} = 364.95$$

$$I_G = 183'577,328.07 - 1,084.89 \times 365^2 = 183'577,328.07 - \\ - 144'534,470.25$$

$$I_G = 39'042,857.82$$

$$f' = \frac{1}{1,084.89} + \frac{(-365) - (365)}{39'042,857.82} = 0.000921752 + 0.0034122$$

$$f' = 0.004334252$$

$$\frac{K_I}{E} \text{abs.} = 0.004334252 \times 1'022,379.96 = 4,430.995$$

$$\frac{K_I}{E} \text{rcl} = \frac{4,430.995}{4000} = \underline{\underline{1.1077}}$$

El valor obtenido para este caso tomando promedios es 1.11 como se observa la discrepancia entre los dos resultados es mínima.

i) Columnas:

1.- Columnas entre niveles 14 a 32.-

$$d = 60 \text{ cmts.}$$

$$K_o = 1000$$

$$k = \frac{I_G}{l} \quad I_G = \frac{\pi d^4}{4} = \frac{3.14 \times 12,960,000}{64} = 635,850$$

$$k = \frac{635,850}{272} = 2,337.68$$

$$\text{La rigidez relativa será: } \frac{2,337.68}{K_o} = \underline{\underline{2.34}}$$

2.- Columnas entre niveles 0 a 14

$$d = 75 \text{ cmts.}$$

$$= \frac{I_G}{l} \quad I_G = \frac{\pi d^4}{4} = \frac{3.14 \times 31.640,625}{64} = 1'552,368$$

$$- \text{ Piso típico: } k = \frac{1'552,368}{272} = 5,707.24$$

- 39 -

La rigidez relativa: $\frac{5,707.24}{\text{Ko}} = \underline{\underline{5.71}}$

- Primer Piso: $k = \frac{1'552,368}{472} = 3,288.92$

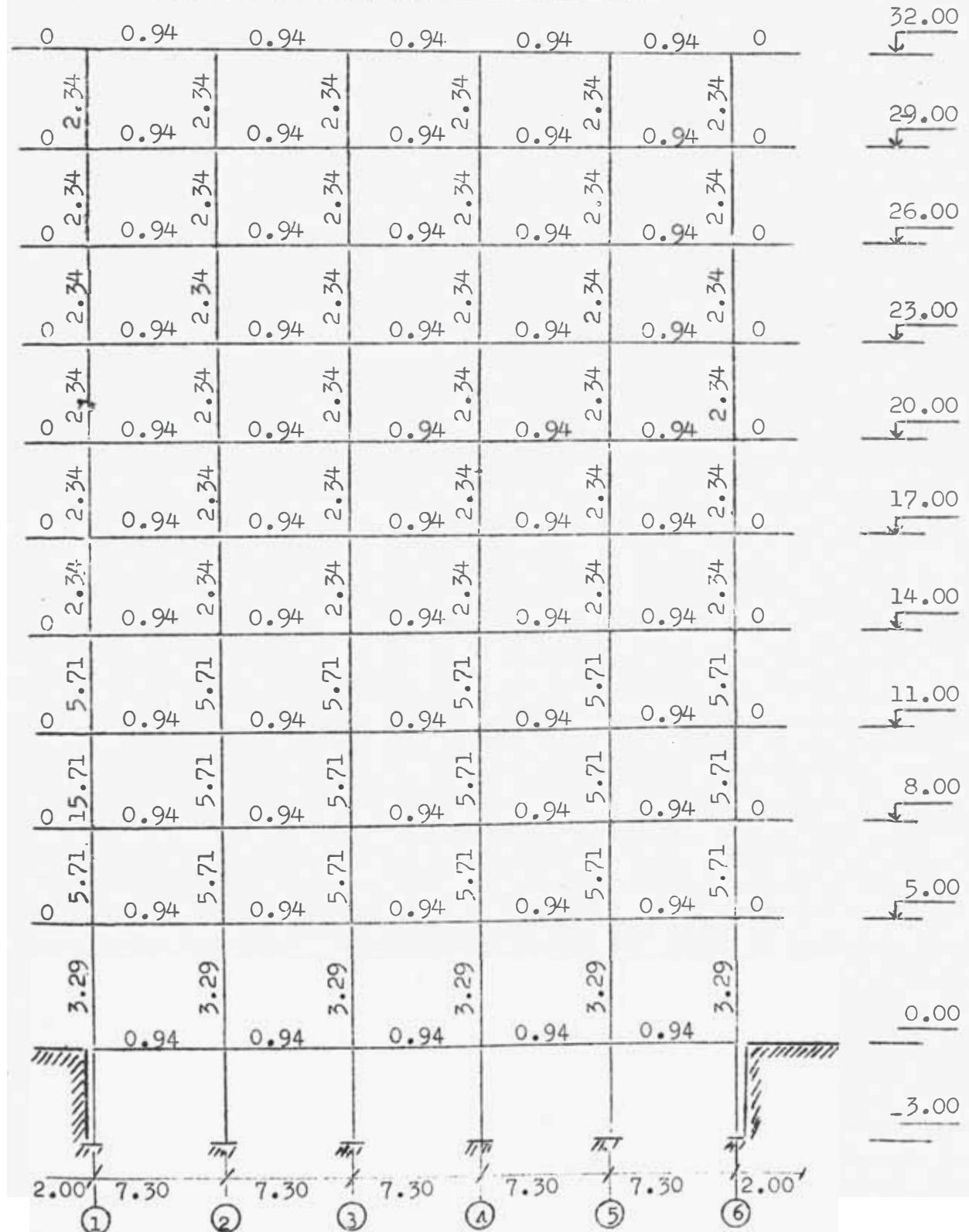
La rigidez relativa : $\frac{3,288.92}{\text{Ko}} = \underline{\underline{3.29}}$

j.- Resumen de las rigideces calculadas

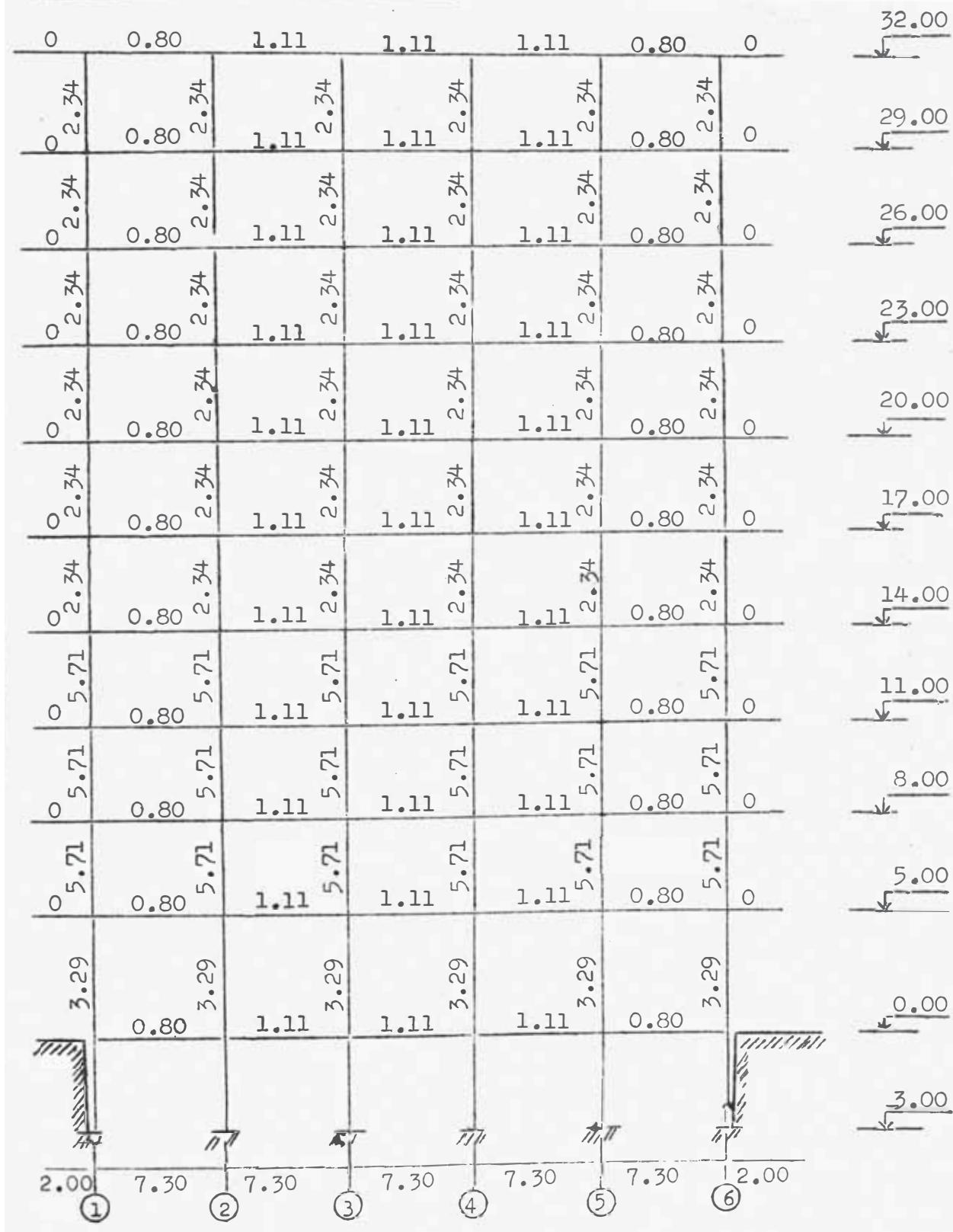
RIGIDECES " k " PORTICOS (E)-(E) y (B)-(B)



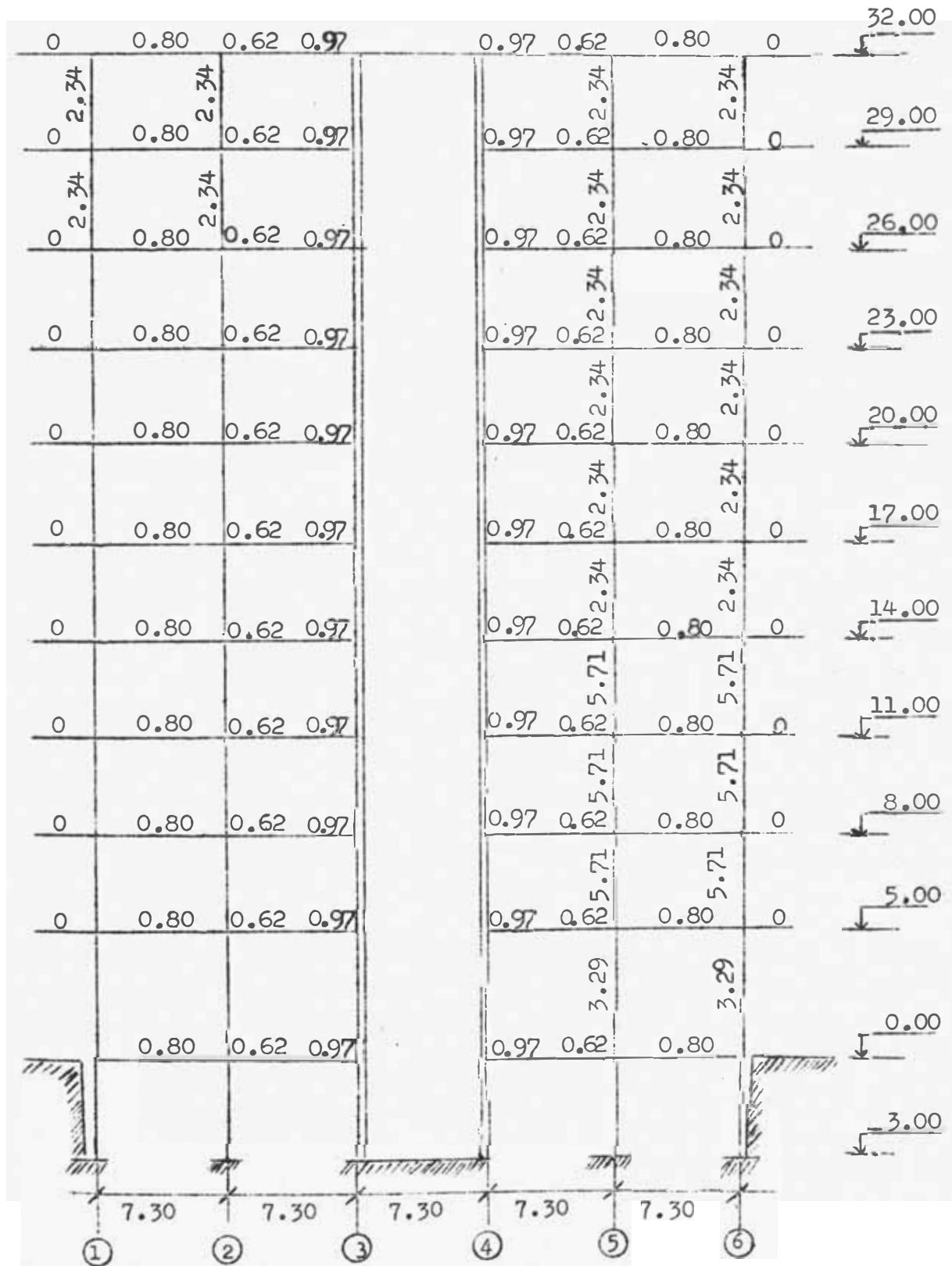
RIGIDECES "E" PORTICO (A)-(A) v (F)-(F)



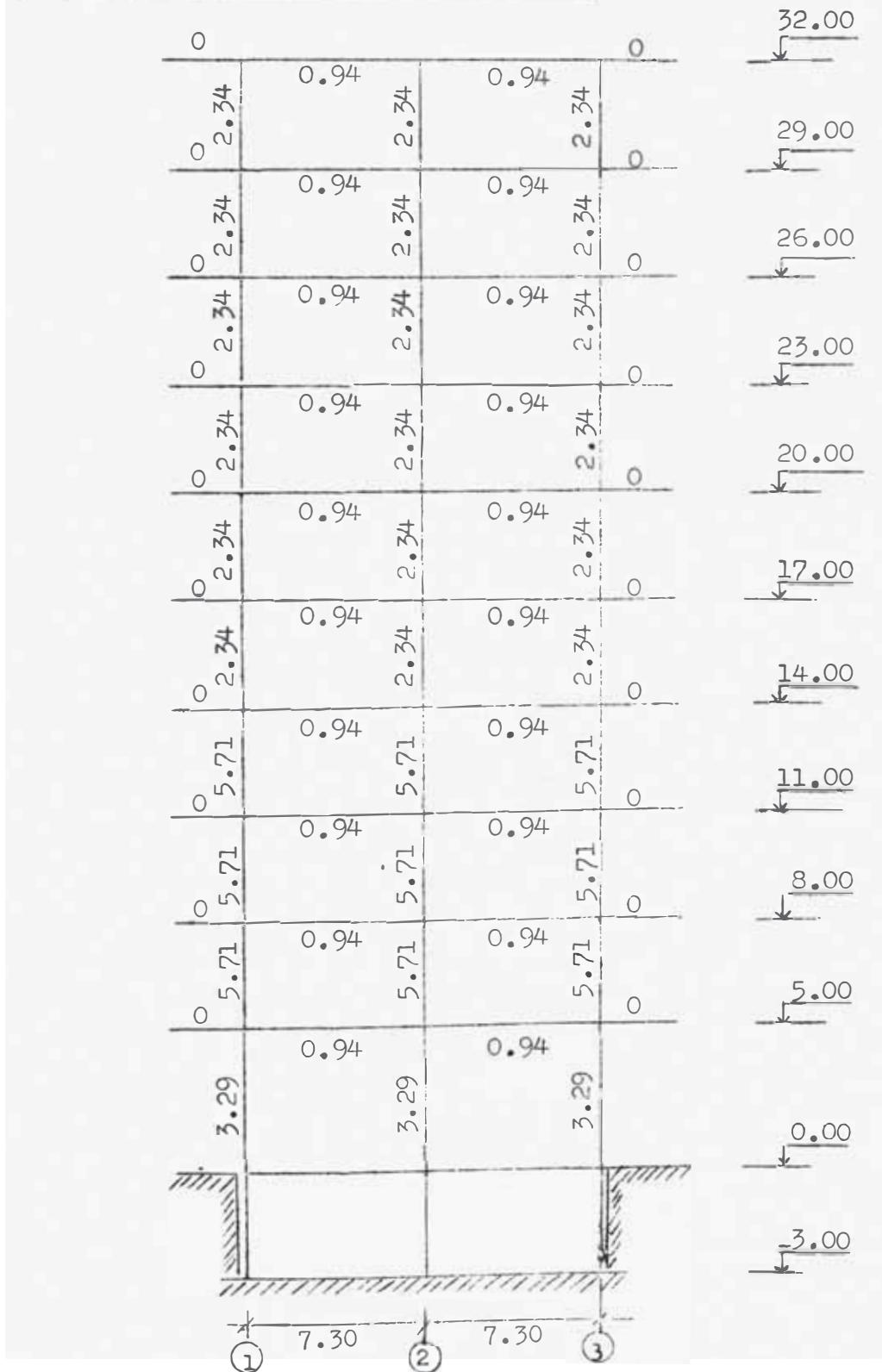
RIGIDECEES "k" PORTICO (D)-(D):



RIGIDECEES "k" PORTICO (C)-(C):

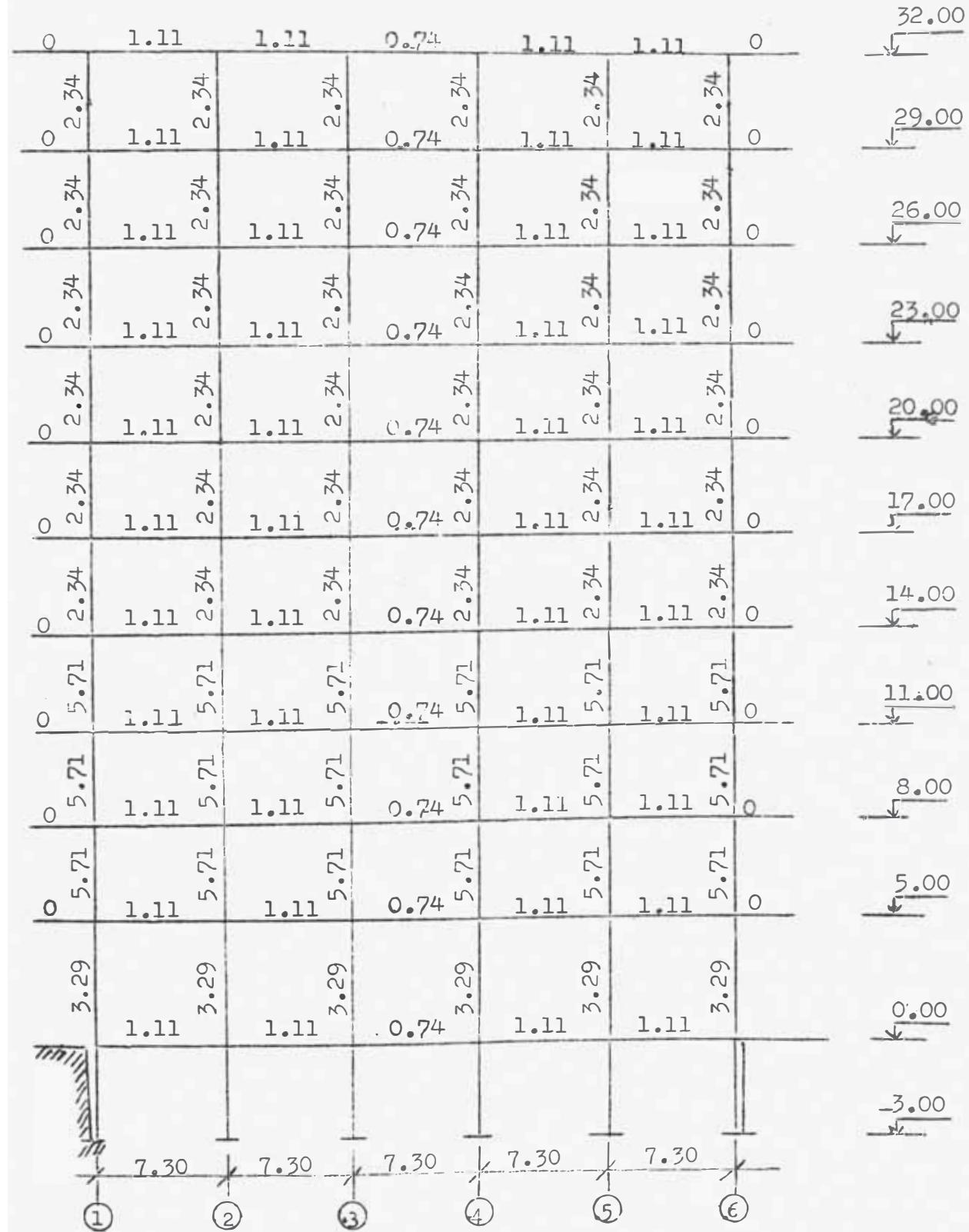


RIGIDECESES PORTICOS (1)-(1) y (6)-(6):

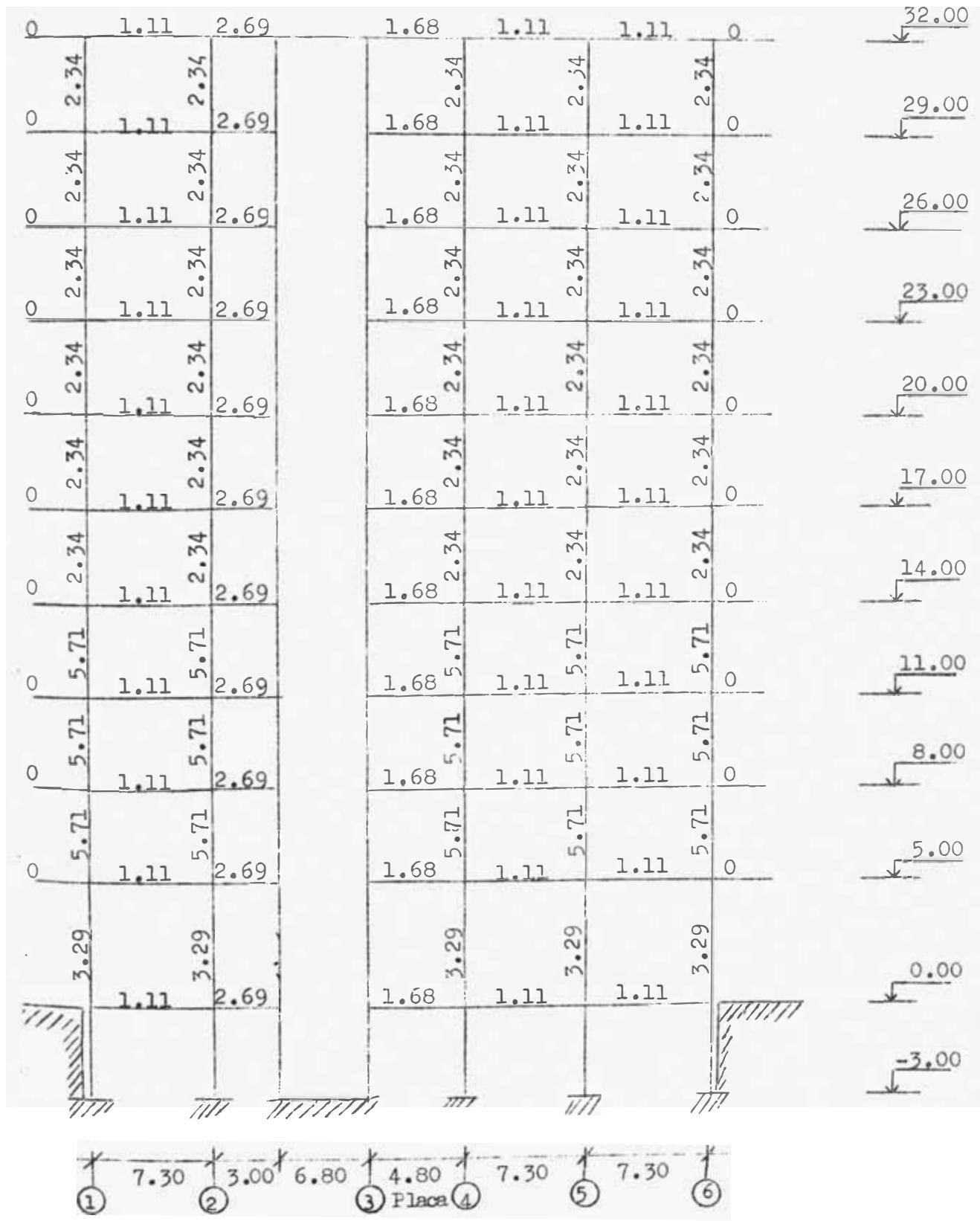


-- 45 --

RIGIDESES PORTICOS (2)-(2) y (5)-(5)



RIGIDEZES PORTICOS (3)-(3) y (4)-(4):



3.2.- Expresión de los Valores "D"

El valor "D" tiene la siguiente expresión:

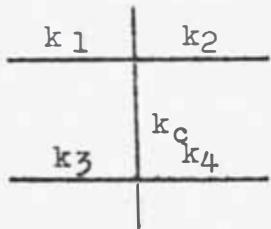
$$D = a \times k_c \left(\frac{12Eko}{h^2} \right)$$

siendo la expresión entre paréntesis constante para este caso, se omitirá obteniéndose así los valores "D" relativos.

Luego $D = a \times k_c$

El método de Muto para valores "a" tiene diversas expresiones según sea el grado de empotramiento y la altura de las columnas. En el presente análisis por las características de la estructura el valor de "a" se reduce al caso general.

Por consiguiente tendremos:



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

$$\text{siendo } \bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 k_c}$$

Para un correcto ordenamiento en el cálculo de los valores "D" se ha adoptado la siguiente nomenclatura.

Ejemplo: Nivel (14 - 32) (1), (6) significa: columnas comprendidas entre los niveles 14 a 32 según los ejes (1) y (6).

3.3.- Valores "D" para Pórticos: (E)-(E) y (B)-(B):

Nivel (14 - 32) (1), (6)

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11}{2 \times 2.34} = \frac{2.22}{4.68} = 0.47$$

$$a = \frac{0.47}{2 + 0.47} = \frac{0.47}{2.47} = 0.19$$

$$D = 0.19 \times 2.34 = \underline{\underline{0.44}}$$

Nivel (14 - 32) (2), (3), (4), (5)

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 1.11}{2 \times 2.34} = \frac{4.44}{4.68} = 0.948$$

$$a = \frac{0.948}{2 + 0.948} = 0.32$$

$$D = 0.32 \times 2.34 = \underline{\underline{0.75}}$$

Nivel (5 - 14) (1), (6):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11}{2 \times 5.71} = \frac{2.22}{11.42} = 0.19$$

$$a = \frac{0.19}{2 + 0.19} = 0.087$$

$$D = 0.087 \times 5.71 = \underline{\underline{0.50}}$$

Nivel (5 - 14) (2), (5):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 1.11}{2 \times 5.71} = \frac{4.44}{11.42} = 0.39$$

$$a = \frac{0.39}{2 + 0.39} = 0.16$$

$$D = 0.16 \times 5.71 = \underline{\underline{0.91}}$$

Nivel (0 - 5) (1), (6):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11}{2 \times 3.29} = \frac{2.22}{6.58} = 0.34$$

$$a = \frac{0.34}{2 + 0.34} = 0.15$$

$$D = 0.15 \times 3.29 = \underline{\underline{0.49}}$$

Nivel (0 - 5) (2), (5):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 1.11}{2 \times 3.29} = \frac{4.44}{6.58} = 0.67$$

$$a = \frac{0.67}{2 + 0.67} = 0.25$$

$$D = 0.25 \times 3.29 = \underline{\underline{0.82}}$$

Valores "D" para Pórticos (A) - (A) y (F) - (F)

Nivel (14 - 32) (1), (6)

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.94}{2 \times 2.34} = 0.40$$

$$a = \frac{0.40}{2 + 0.40} = 0.16$$

$$D = 0.16 \times 2.34 = \underline{\underline{0.39}}$$

Nivel (14 - 32) (2), (5)

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.94 + 2 \times 0.94}{4.68} = 0.80$$

$$a = \frac{0.80}{2 + 0.80} = 0.29$$

$$D = 0.29 \times 2.34 = \underline{\underline{0.68}}$$

Nivel (5 - 14) (1), (6):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.94}{2 \times 5.71} = 0.16$$

$$a = \frac{0.16}{2 + 0.16} = 0.074$$

$$D = 0.074 \times 5.71 = \underline{\underline{0.42}}$$

Nivel (5 - 14) (2) , (5)

$$K = \frac{2 \times 0.94 + 2 \times 0.94}{2 \times 5.71} = 0.33$$

$$a = \frac{0.33}{2 + 0.33} = 0.14$$

$$D = 0.14 \times 5.71 = \underline{0.79}$$

Nivel (0 - 5) , (6):

$$K = \frac{2 \times 0.94}{2 \times 3.29} = 0.28$$

$$a = \frac{0.28}{2 + 0.28} = 0.12$$

$$D = 0.12 \times 3.29 = \underline{0.39}$$

Nivel (0 - 5) (2) , (5):

$$K = \frac{2 \times 0.94 + 2 \times 0.94}{2 \times 3.29} = 0.57$$

$$a = \frac{0.57}{2 + 0.57} = 0.22$$

$$D = 0.22 \times 3.29 = \underline{0.27}$$

Valores "D" para Pórtico (D) - (D):

Nivel (14 - 32) (1) , (6):

$$K = \frac{2 \times 0.80}{2 \times 2.34} = 0.34$$

$$a = \frac{0.34}{2 + 0.34} = 0.15$$

$$D = 0.15 \times 2.34 = \underline{0.35}$$

Nivel (14 - 32) (2) , (5):

$$K = \frac{2 \times 0.80 + 2 \times 1.11}{2 \times 2.34} = 0.82$$

$$a = \frac{0.82}{2 + 0.82} = 0.29$$

$$D = 0.29 \times 2.34 = \underline{0.68}$$

Nivel (14 - 32) (3) , (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 21.11}{2 \times 2.34} = 0.95$$

$$a = \frac{0.95}{2 + 0.95} = 0.32$$

$$D = 0.32 \times 2.34 = \underline{\underline{0.75}}$$

Nivel (5 - 14) (1) , (6):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.80}{2 \times 5.71} = 0.14$$

$$a = \frac{0.14}{2 + 0.14} = 0.065$$

$$D = 0.065 \times 5.71 = \underline{\underline{0.37}}$$

Nivel (5 - 14) (2) , (5):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.80 + 2 \times 1.11}{2 \times 5.71} = 0.32$$

$$a = \frac{0.32}{2 + 0.32} = 0.14$$

$$D = 0.14 \times 5.71 = \underline{\underline{0.80}}$$

Nivel (5 - 14) (3) , (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 1.11}{2 \times 5.71} = 0.39$$

$$a = \frac{0.39}{2 + 0.39} = 0.16$$

$$D = 0.16 \times 5.71 = \underline{\underline{0.91}}$$

Nivel (0 - 5) (1) , (6):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.80}{2 \times 3.29} = 0.24$$

$$a = \frac{0.24}{2 + 0.24} = 0.11$$

$$D = 0.11 \times 3.29 = \underline{\underline{0.36}}$$

Nivel (0 - 5) (2) , (5):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.80 + 2 \times 1.11}{2 \times 3.29} = 0.58$$

$$a = \frac{0.58}{2 + 0.58} = 0.22$$

$$D = 0.22 \times 3.29 = \underline{\underline{0.72}}$$

Nivel (0 - 5) (3) , (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 1.11}{2 \times 3.29} = 0.67$$

$$a = \frac{0.67}{2 + 0.67} = 0.25$$

$$D = 0.25 \times 3.29 = \underline{\underline{0.82}}$$

Valores "D" para Pórtico (C) - (C) en (1)-(3) , (4)-(6):

Nivel (14 - 32) (1) , (6):

$$D = 0.35 \text{ (igual pórtico (D) - (D))}$$

Nivel (14 - 32) (2) , (5):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.80 + 2 \times 0.62}{2 \times 2.31} = 0.61$$

$$a = \frac{0.61}{2 + 0.61} = 0.23$$

$$D = 0.23 \times 2.34 = \underline{\underline{0.54}}$$

Nivel (14 - 32) (3) , (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.97}{2 \times 2.34} = 0.42$$

$$a = \frac{0.42}{2 + 0.42} = 0.17$$

$$D = 0.17 \times 2.34 = \underline{\underline{0.40}}$$

Nivel (5 - 14) (1) , (6):

$$\bar{K} = 0.14 \quad (\text{igual pórtico (D) - (D)})$$
$$D = \underline{\underline{0.37}}$$

Nivel (5 - 14) (2) , (5):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.80 + 2 \times 0.62}{2 \times 5.71} = 0.25$$

$$a = \frac{0.25}{2 + 0.25} = 0.11$$

$$D = 0.11 \times 5.71 = \underline{\underline{0.63}}$$

Nivel (5 - 14) (3) , (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.97}{2 \times 5.71} = 0.17$$

$$a = \frac{0.17}{2 + 0.17} = 0.078$$

$$D = 0.078 \times 5.71 = \underline{\underline{0.45}}$$

Nivel (0 - 5) (1) , (6):

$$\bar{K} = 0.24$$

$$D = \underline{\underline{0.36}}$$

Nivel (0 - 5) (2) , (5):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.80 + 2 \times 0.62}{2 \times 3.29} = 0.43$$

$$a = \frac{0.43}{2 + 0.43} = 0.18$$

$$D = 0.18 \times 3.29 = \underline{\underline{0.59}}$$

Nivel (0 - 5) (3), (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 0.97}{2 \times 3.29} = 0.29$$

$$a = \frac{0.29}{2 + 0.29} = 0.13$$

$$D = 0.13 \times 3.29 = \underline{\underline{0.43}}$$

Valores "D" Pórticos (2) - (2) y (5) - (5):

Nivel (14 - 32) (3), (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 0.74}{2 \times 2.34} = 0.79$$

$$a = \frac{0.79}{2 + 0.79} = 0.28$$

$$D = 0.28 \times 2.34 = \underline{\underline{0.66}}$$

Nivel (5 - 14) (3), (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 0.74}{2 \times 5.71} = 0.32$$

$$a = \frac{0.32}{2 + 0.32} = 0.14$$

$$D = 0.14 \times 5.71 = \underline{\underline{0.80}}$$

Nivel (0 - 5) (3), (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 0.74}{2 \times 3.29} = 0.56$$

$$a = \frac{0.56}{2 + 0.56} = 0.22$$

$$D = 0.22 \times 3.29 = \underline{\underline{0.72}}$$

Valores "D" Pórticos (3) - (3) y (4) - (4):

Nivel (14 - 32) (2):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 2.69}{2 \times 2.34} = 1.62$$

$$a = \frac{1.62}{2 + 1.62} = 0.48$$

$$D = 0.48 \times 2.34 = \underline{\underline{1.12}}$$

Nivel (5 - 14) (2):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 2.69}{2 \times 5.71} = 0.67$$

$$a = \frac{0.67}{2 + 0.67} = 0.25$$

$$D = 0.25 \times 5.71 = \underline{\underline{1.43}}$$

Nivel (0 - 5) (2):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 2.69}{2 \times 3.29} = 1.16$$

$$a = \frac{1.16}{2 + 1.16} = 0.37$$

$$D = 0.37 \times 3.29 = \underline{\underline{1.22}}$$

Nivel (14 - 32) (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 2.68}{2 \times 2.34} = 1.19$$

$$a = \frac{1.19}{2 + 1.19} = 0.37$$

$$D = 0.37 \times 2.34 = \underline{\underline{0.87}}$$

Nivel (5 - 14) (4):

$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 1.63}{2 \times 5.71} = 0.49$$

$$a = \frac{0.49}{2 + 0.49} = 0.20$$

$$D = 0.20 \times 5.71 = 1.142$$

Nivel (0 - 5) (4):

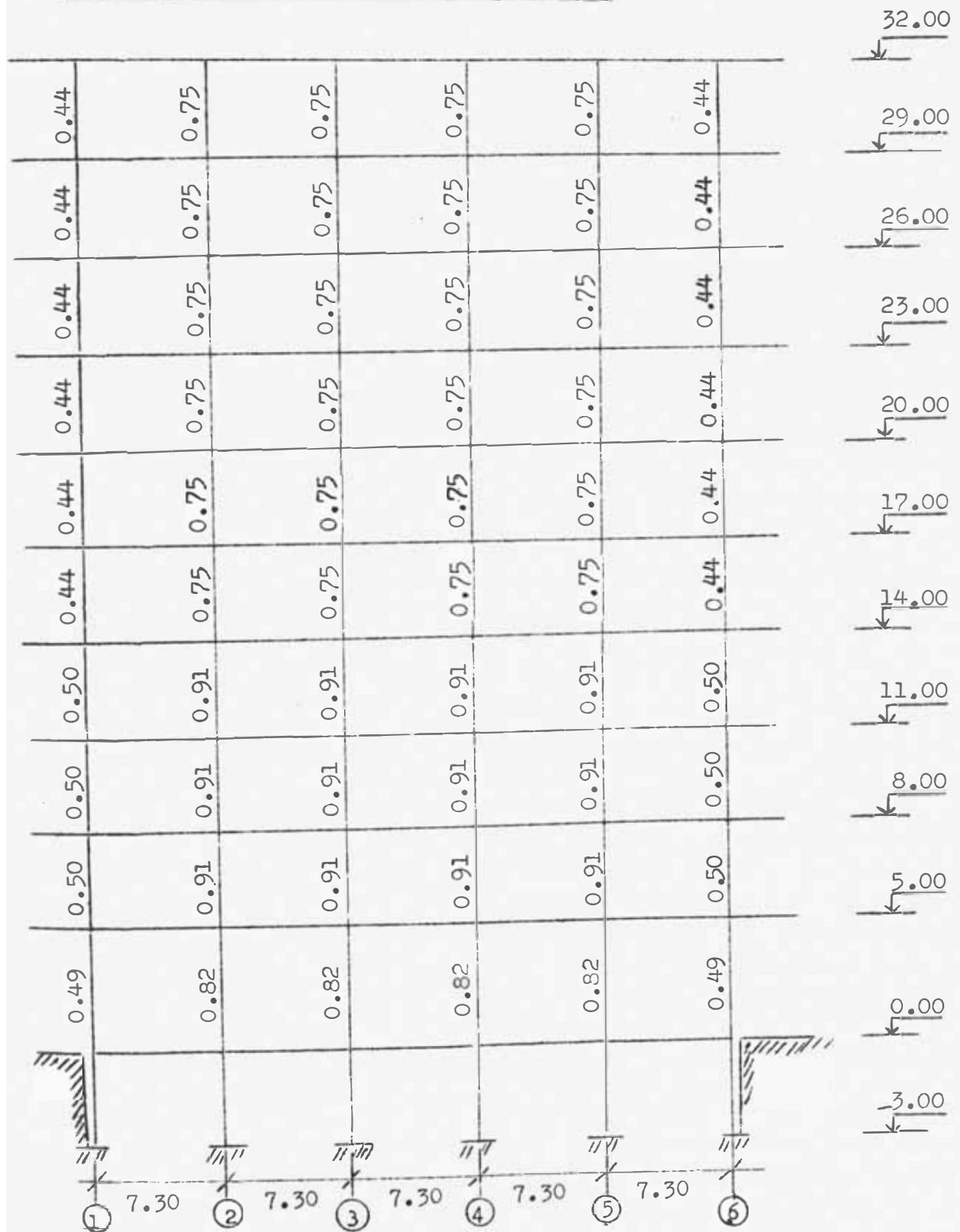
$$\bar{K} = \frac{2 \times 1.11 + 2 \times 1.68}{2 \times 3.29} = 0.85$$

$$a = \frac{0.85}{2 + 0.85} = 0.30$$

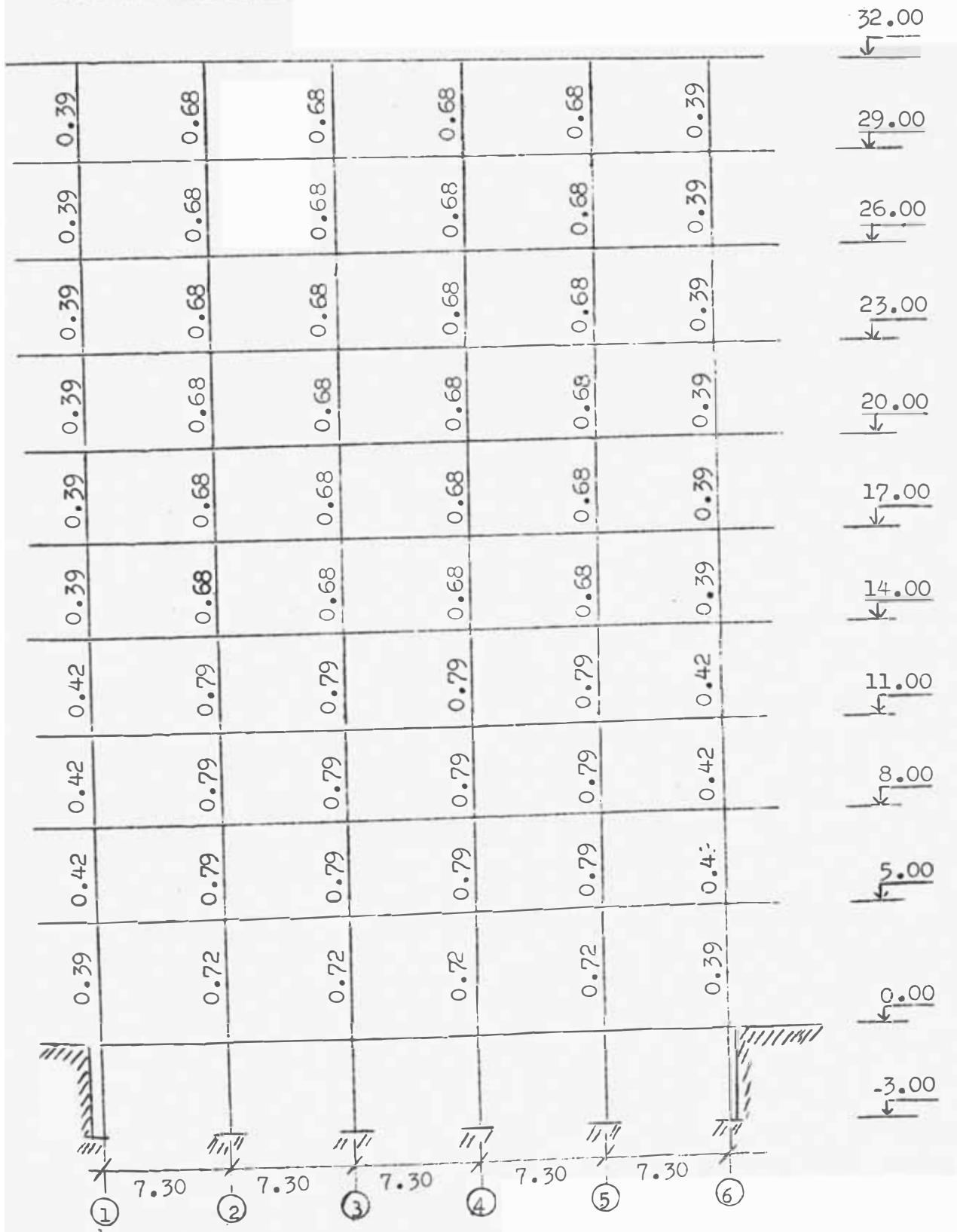
$$D = 0.30 \times 3.29 = 0.99$$

k.- Resumen de los Valores "D" Calculados:

VALORES "D" PORTICOS (E)-(E) y (B)-(B):



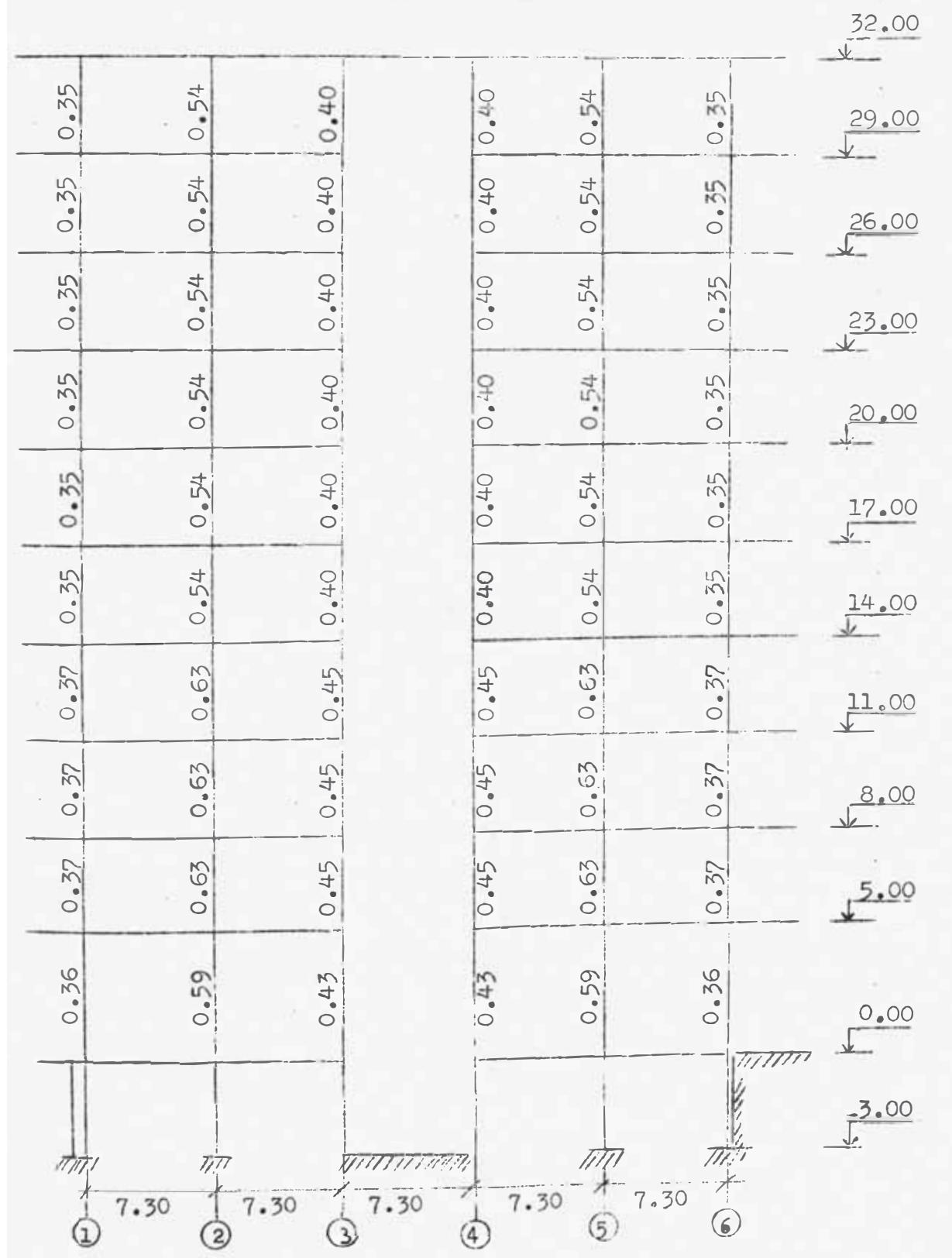
VALORES "D" PARA PORTICOS (A)-(A) Y (F)-(F):



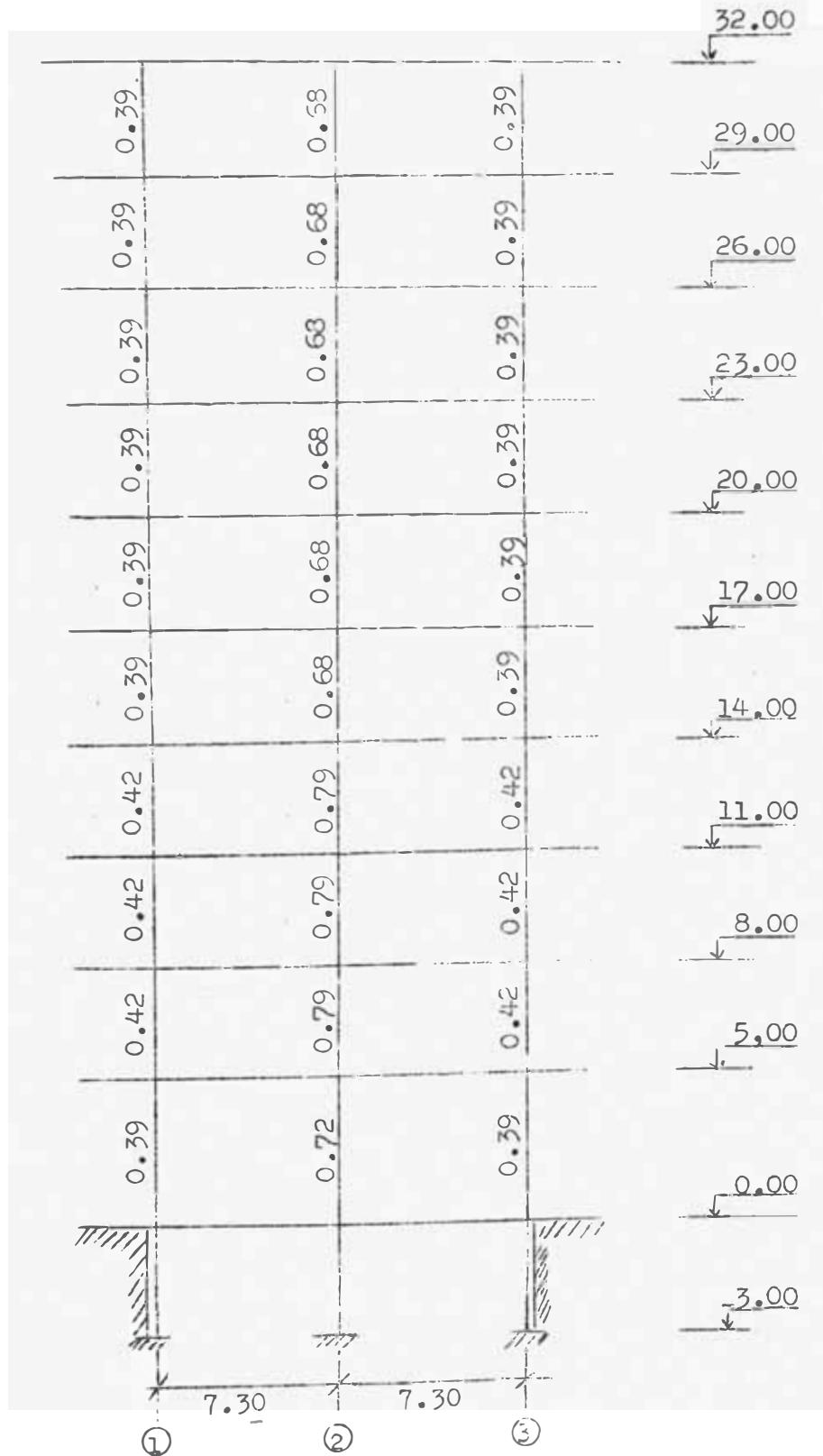
VALORES "D" PARA PORTICO (E)-(F):



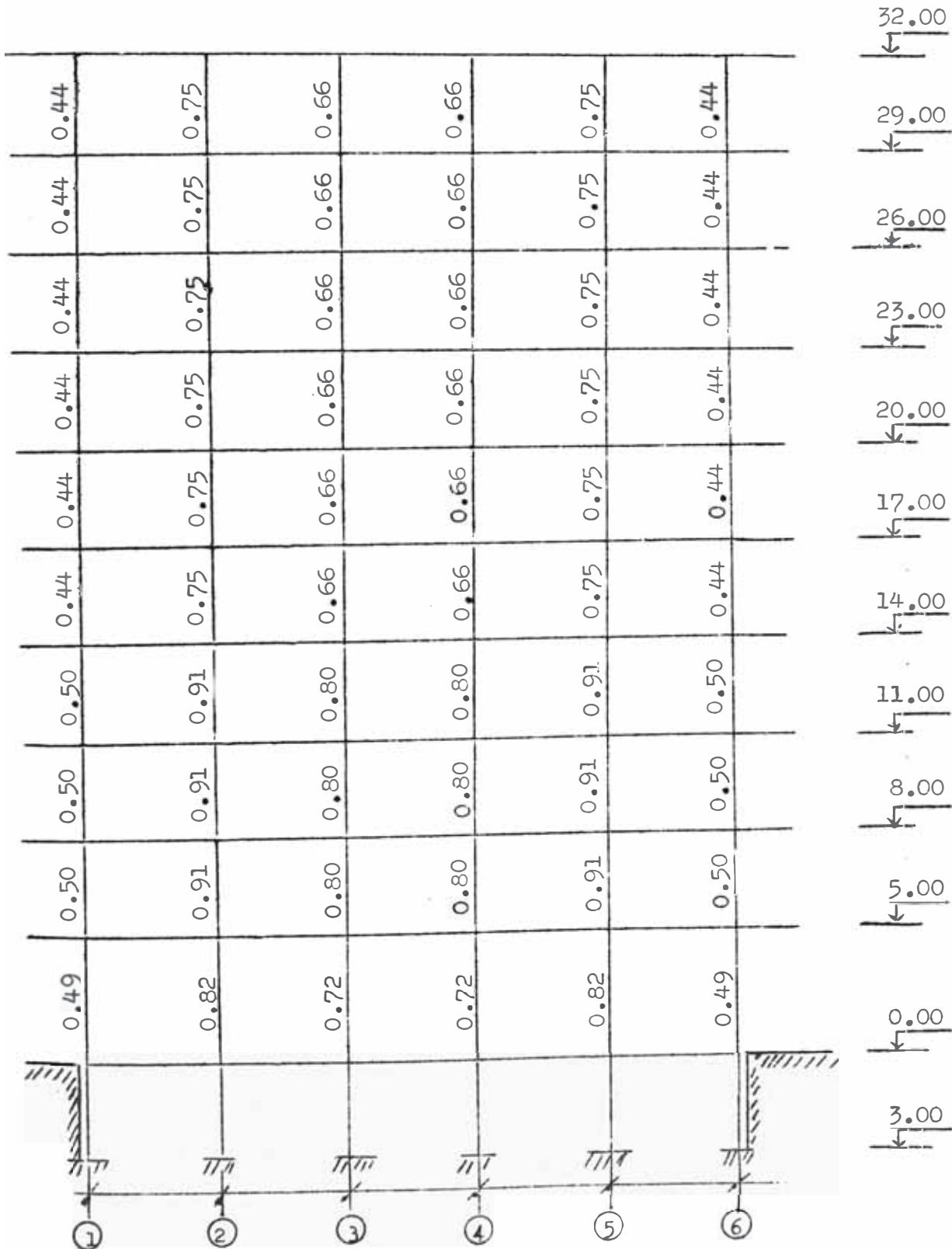
VALORES "D" PARA PORTICO (C)-(C):



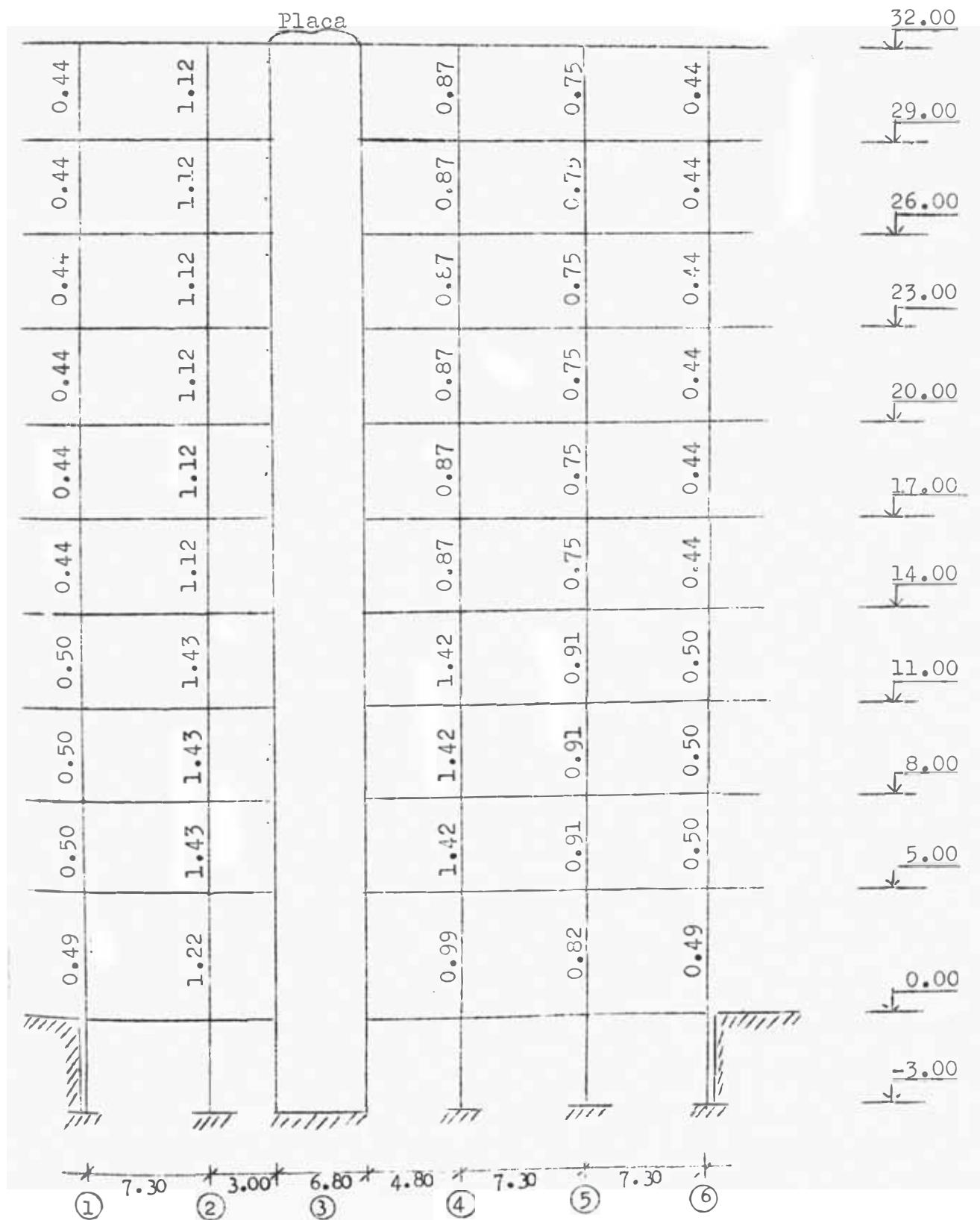
VALORES "D" PORTICOS (1)-(1) y (6)-(6):



VALORES "D" PORTICOS (2)-(2) y (5)-(5):



VALORES "D" PORTICOS (3)-(4) y (4)-(5):



CAPITULO IV

VALOR "D" DE LAS PLACAS

NOMENCLATURA

A = Área

D = Fuerza de corte que actua en el elemento cuando el desplazamiento relativo en el piso considerado toma un valor unitario.

E = Módulo de elasticidad.

G = Módulo de corte.

h = Altura de piso.

I_o = Momento de inercia del área parcial con respecto a su eje centroidal.

I_G = Momento de inercia de la sección con respecto o su eje centroidal.

K_o = Constante.

k = Rígidez relativa.

K = Coeficiente del ángulo cortante.

V = Corte en cada nivel.

V_i = Corte en cada pórtico.

4.1.- Expresión del Valor "D"

$$D = \frac{V_n}{\delta t} \left(\frac{12 E K_o}{h^2} \right) \quad \frac{12 E K_o}{h^2} \quad \text{es una unidad.}$$

Luego $D = \frac{V_n}{\delta t}$ donde V_n = corte en el nivel considerado.

$$\delta t = \delta_s + \delta_B + \delta_R$$

a) δ_s = Deformación por corte:

$$\delta_B = \frac{K V_n h_n}{G A_{wn}} \quad \text{siendo } K = \text{coeficiente del ángulo cortante.}$$

V_n = Corte en el nivel considerado.

h_n = Altura del piso.

G = Módulo de corte

A_{wn} = Área de la sección en el nivel considerado.

Usando la unidad común $(\frac{h^2}{12 E K_o})$, se

obtiene:

$$\delta_s = \frac{K V_n}{A_{wn}} \cdot \frac{12 E K_o}{G h} \quad \text{en} \quad \frac{h^2}{12 E K_o}$$

$$\text{si } s_n = -\frac{K \cdot V_n}{A_{wn}} \quad \text{y} \quad \frac{E}{G} = 2.3 \quad (\text{en concreto}); \quad K = 1.2$$

se tendrá:

$$\delta_s = s_n \frac{27,6 \cdot K_o}{h_n}$$

b) δ_B = Deformación por flexión.

$$\delta_B = \delta' + \delta'' \quad \delta' = \text{Deflexión debido a la rotación.}$$

$$\delta'' = \text{Deflexión debido al momento de flexión.}$$

$$\delta_B = 4 \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{w_i} + \frac{1}{2} \frac{M_n}{w_n} \right) \frac{3}{h_n}$$

$$\Delta B_n = \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i}{w_i} + \frac{1}{2} \frac{M_n}{w_n} \right) \frac{3}{h_n}$$

$$k_{wn} = \frac{I_n}{h_n} \times \frac{1}{k_o} \quad \text{Luego} \quad \underline{\delta_B = 4 \Delta B_n \frac{3}{h_n}}$$

c) δ_R = Rotación de la fundación:

$$\delta_R = \theta \cdot h_n \quad \text{usando la unidad común} \quad \frac{h^2}{12 E k_o}$$

$$\underline{\delta_R = \frac{12 E k_o \theta}{h_n}}$$

Esta deformación no se ha tomado en cuenta ya que el terreno tiene una resistencia de 4Kg/cm^2 teniendo la rotación un valor no significativo.

Para obtener este valor " D " se han usado cuadros en los cuales se tabula los diferentes valores de " δ " para luego obtener el valor " D " en cada nivel.

El valor " D " se ha obtenido por aproximaciones sucesivas, partiendo de una distribución de corte para las placas.

4.2.- DATOS

PLACA SEGUN EJE (C)-(C)

Niv.	h cm.	A $\text{cm}^2 \times 10^3$	I_G $\text{cm}^4 \times 10^9$	
				$\times 10^3$
10	300	66.2	6.32	21.04
9	300	66.2	6.32	21.04
8	300	66.2	6.32	21.04
7	300	66.2	6.32	21.04
6	300	66.2	6.32	21.04
5	300	80.7	7.64	25.45
4	300	80.7	7.64	25.45
3	300	80.7	7.64	25.45
2	300	80.7	7.64	25.45
1	500	80.7	7.64	15.28

$$k = \frac{I}{h} \times \frac{1}{k_0}$$

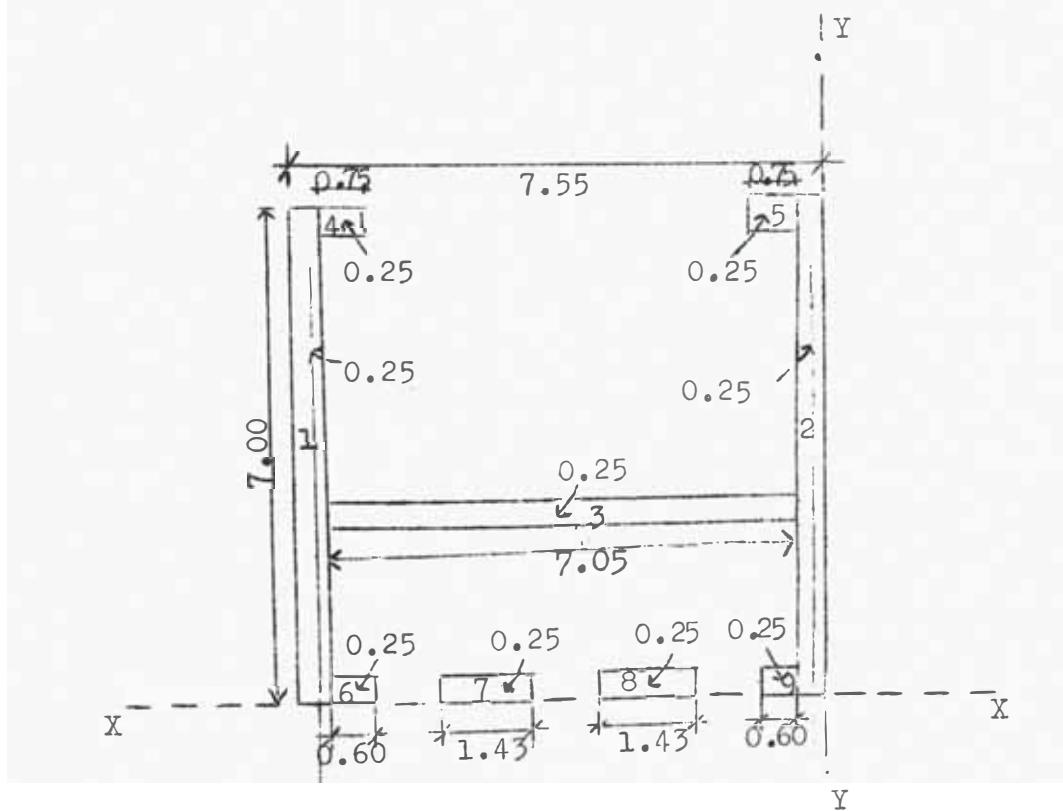
$$\circ = 10^3$$

$$E = 2.3$$

G

$$K = 1.2$$

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



Miembro	A	Y	A.Y	A. Y ²	I _o
(1)+(2)	3.50	3.50	12.250	42.875	14.2920
(3)	1.72	2.575	4.429	11.405	0.0092
(4)+(5)	0.38	6.875	2.613	17.964	0.0020
(6)+(7)+(8)+(9)	1.02	0.125	0.128	0.016	0.0053
	6.62		19.420	72.2600	14.3085

$$\frac{14.3085}{86.5685}$$

$$Y_{Gx} = \frac{19.42}{6.62} = 2.93$$

$$Y_{G_x} = 85.5685 - 6.62 \times 2.93^2 = 85.5685 - 56.8320$$

$$I_{G_x} = 28.7365 \text{ mt.}^4$$

(respecto al eje Y)

Miembro	A	X	A.X	A.X ²	I _o
1	1.75	7.425	12.994	96.480	0.0091
2	1.75	0.125	0.219	0.027	0.0091
3	1.72	3.825	6.579	25.165	7.3001
4	0.19	6.925	1.316	9.113	0.0088
5	0.19	0.625	0.119	0.074	0.0080
6	0.15	7.000	1.050	7.350	0.0045
7	0.36	4.985	1.795	8.848	0.0609
8	0.36	2.680	0.965	2.586	0.0609
9	0.15	0.550	0.083	0.046	0.0045
Σ	6.62		25.120	149.7890	7.4667

$$\frac{7.4667}{157.2557}$$

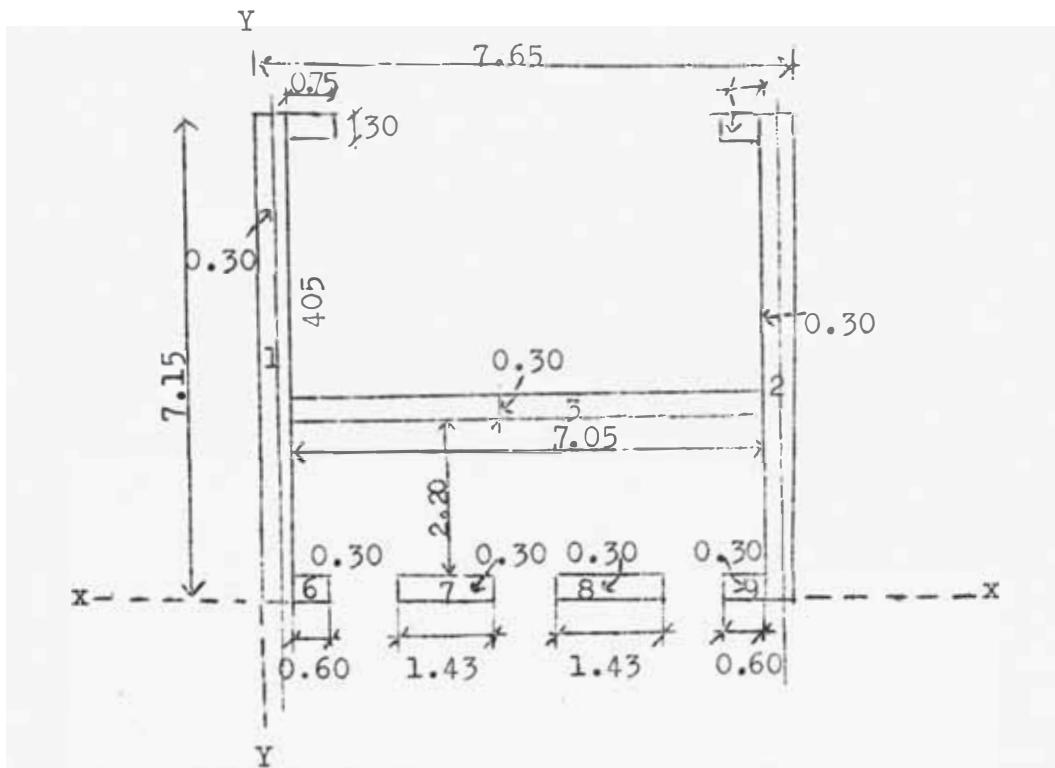
$$Y_G = \frac{25.120}{6.62} = 3.77$$

$$I_G = 157.2557 - 6.62 \times 3.77^2 = 157.2557 - 94.0894$$

$$I_{G_Y} = 63.1663 \text{ mt.}^4$$

(respecto al eje Y).

PLACA SEGUN EJES (3)~(3) y (4)~(4)



Miembro	A	Y	A.Y	A.Y ²	I _o
(1)+(2)	4.290	3.575	15.338	54.833	18.2763
(3)	2.115	2.650	5.605	14.853	0.0158
(4)+(5)	0.450	7.000	3.150	22.050	0.0034
(6)+(7)+(8)+(9)	1.218	0.150	0.183	0.027	0.0091
	8.073		24.276	91.7630	18.3046

18.3046

110.0676

$$Y_G = \frac{24.276}{8.073} = 3.00$$

$$I_{G_x} = 110.0676 - 8.073 \times 3.00^2 = 110.0676 - 72.6570 = \underline{\underline{37.4106}}$$

(en el eje X)

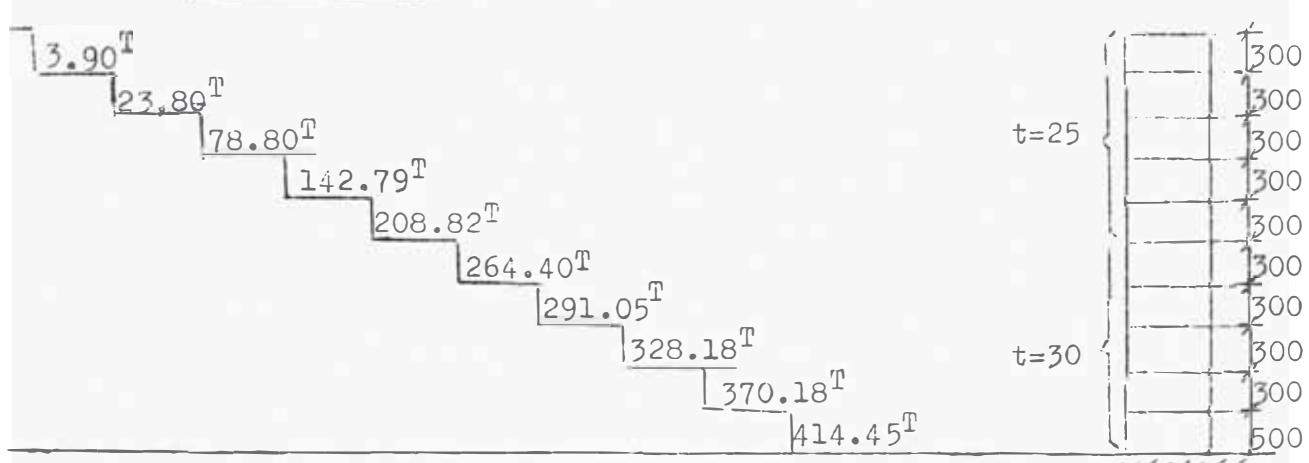
M	A	X	A.X.	A.X ²	I _g
1	2.145	0.150	0.322	0.048	0.0161
2	2.145	7.500	16.088	120.660	0.0161
3	2.115	3.825	8.090	30.944	8.7607
4	0.225	0.675	0.152	0.103	0.0105
5	0.225	6.975	1.569	10.944	0.0105
6	0.180	0.600	0.108	0.065	0.0054
7	0.429	2.615	1.122	2.934	0.0731
8	0.429	5.045	2.164	10.917	0.0731
9	0.180	7.050	1.269	8.946	0.0054
	8.073		30.884	185.561	8.9109

(en el eje Y)

$$X_G = \frac{30.884}{8.073} = 3.825$$

$$I_G = 194.4719 - 118.1128 = \underline{\underline{76.3591}}$$

4.3.- Corte Asumido: En eje (C)-(C)



CALCULO DE DEFOMACION POR CORTANTE

Niv.	Vn	T Aw ⁿ	x10 ³	K	x10 ³ Δ_{sn}	Ko	r _n	ζ_{sn}
10	3.90	66.2	1.2	0.071	10 ³	300	0.0065	
9	23.80	66.2	1.2	0.431	10 ³	300	0.0397	
8	78.80	66.2	1.2	1.428	10 ³	300	0.1314	
7	142.79	66.2	1.2	2.588	10 ³	300	0.2381	
6	208.82	66.2	1.2	3.785	10 ³	300	0.3482	
5	264.40	80.7	1.2	3.932	10 ³	300	0.3617	
4	291.05	80.7	1.2	4.328	10 ³	300	0.3982	
3	328.18	80.7	1.2	4.880	10 ³	300	0.4490	
2	370.18	80.7	1.2	5.509	10 ³	300	0.5068	
1	414.46	80.7	1.2	6.163	10 ³	500	0.3402	

$$\frac{K}{A_w} = \frac{1.2}{66.2} = 0.01812689$$

$$\frac{27.6}{300} = 0.092$$

$$\frac{K}{A_w} = \frac{1.2}{80.7} = 0.01486989$$

$$\frac{27.6}{500} = 0.0552$$

CALCULO DE DEFORMACION POR FLEXION

Niv.	$x10^3$ $Vnxhn$	$M'nx10^3$	$2Mnx10^3$	$k_w x 10^3$	$2 \frac{Mn}{kw}$	$4 \Delta Bn$	$\frac{3}{hn.}$	δBn
10	1.17	1.17	1.17	21.04	0.0556	392.9000	0.010	3.9290
9	7.14	8.31	9.48	21.04	0.4507	392.3937	0.010	3.9239
8	23.64	31.95	40.26	21.04	1.9135	390.0295	0.010	3.9003
7	42.84	74.79	106.24	21.04	5.0494	383.0666	0.010	3.8307
6	62.65	137.44	211.73	21.04	10.0631	367.9541	0.010	3.6795
5	79.32	216.76	354.20	25.45	13.9176	343.9734	0.010	3.4397
4	87.32	304.08	520.84	25.45	20.4654	309.5904	0.010	3.0959
3	98.45	402.53	706.61	25.45	27.7648	261.3592	0.010	2.6136
2	111.14	513.67	916.20	25.45	36.0002	197.5932	0.010	1.9759
1	207.23	720.90	1234.57	15.28	80.7965	80.7965	0.006	0.4848

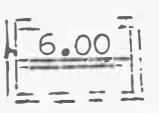
Niv.	V_n	T	δ_{sn}	δBn	δtn	D
10	3.90	0.0065	3.9290	3.9355	0.99	
9	23.80	0.0397	3.9239	3.9636	6.00	
8	78.80	0.1314	3.9003	4.0317	19.55	
7	142.79	0.2381	3.8307	4.0688	35.09	
6	208.82	0.3482	3.6795	4.0277	51.85	
5	264.40	0.3617	3.4397	3.8014	69.55	
4	291.05	0.3982	3.0959	3.4941	83.30	
3	328.18	0.4490	2.6136	3.0626	107.16	
2	370.45	0.5068	1.9759	2.4827	149.21	
1	414.46	0.3402	0.4848	0.8250	502.38	

						<u>Nivel 32</u>
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39	(A) = $\sum 3.50$
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(B) = 3.88
0.35	0.54			0.54	0.35	(C) = 3.57
<u>102.64^T</u>						
0.35	0.68	0.75	0.75	0.68	0.35	(D) = 3.56
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(E) = 3.88
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39	(F) = $\frac{3.50}{21.89}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	

$$V_{(c)-(c)} = 4.69 \times 3.57 = 16.74^T$$

En la Placa:

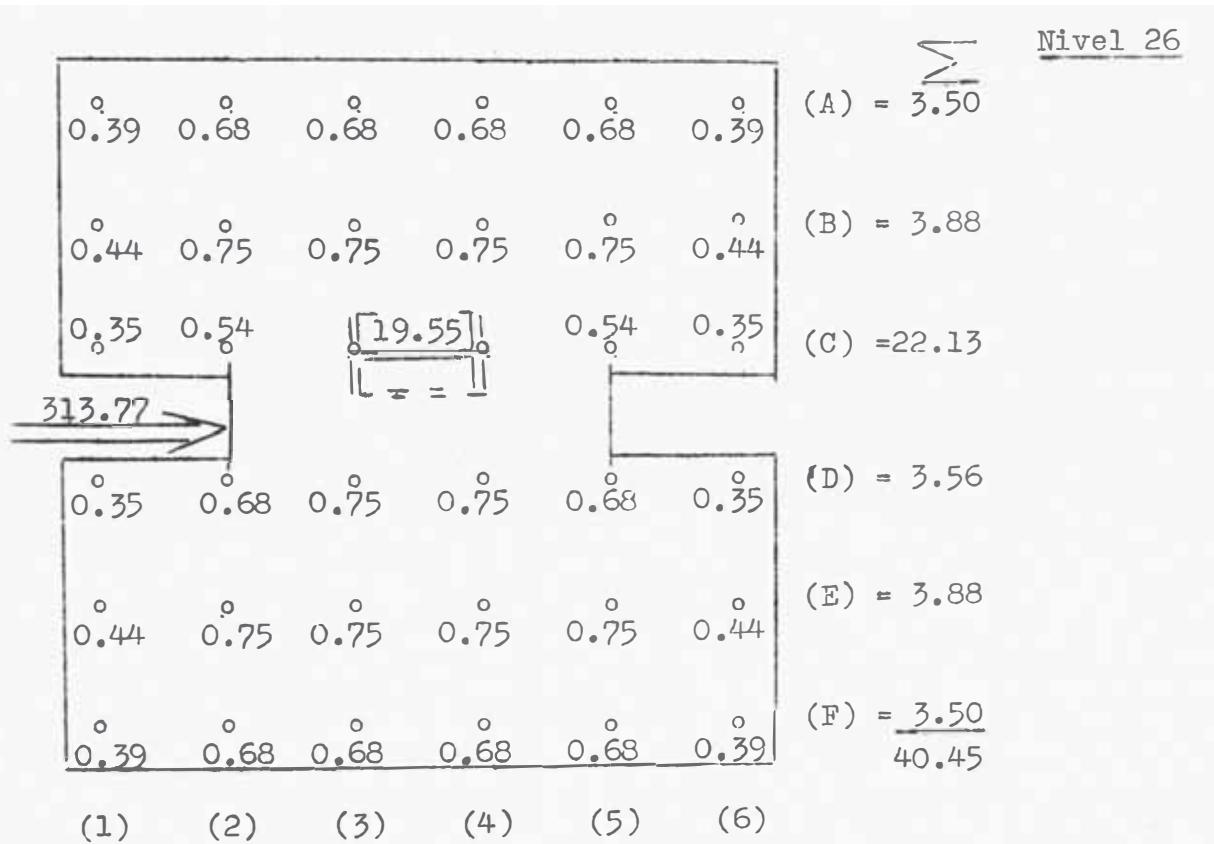
$$V = 16.74 \times \frac{0.99}{3.57} = 4.64^T$$

						<u>Nivel 29</u>
0.39	0.68	0.68	0.63	0.68	0.39	(A) = <u>3.50</u>
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(B) = 3.88
0.35	0.34			0.54	0.35	(C) = 8.58
213.96						
0.35	0.68	0.75	0.75	0.68	0.35	(D) = 3.56
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(E) = 3.88
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39	(F) = <u>3.50</u>
(1)	(2)	(3)	(4)	(6)	(6)	26.90

$$V(c) - (c) = 7.95 \times 8.58 = 68.21$$

Corte en la Placa:

$$V = 68.21 \times \frac{6.00}{8.58} = \underline{\underline{47.70^T}}$$



$$V_{(c)-(c)} = 7.76 \times 22.13 = 171.73^T$$

Corte en la Placa:

$$V = 171.73 \times \frac{19.55}{22.13} = \underline{\underline{151.71}}^T$$

						Nivel 23.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	
0.39	0.68	0.68	0.68	0.69	0.39	(A) = <u>3.50</u>
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(B) = 3.88
0.35	0.54	<u>35.09</u>	<u>35.09</u>	0.54	0.35	(C) = 37.67
402.06 ^T		=	=			
0.35	0.68	0.75	0.75	0.68	0.35	(D) = 3.56
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(E) = 3.88
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39	(F) = <u>3.50</u> 55.99

$$\bar{V}(c)-(c) = 7.18 \times 37.67 = 270.47^T$$

Corte en la Placa:

$$V = 270.47 \times \frac{35.09}{37.67} = 251.95^T$$

Nivel 20

	\sum (A) = 3.50
	(B) = 3.88
	(C) = 54.43
	(D) = 3.56
	(E) = 3.88
	(F) = $\frac{3.50}{72.75}$

(1) (2) (3) (4) (5) (6)

$$V(c) - (c) = 6.58 \times 54.43 = 358.14^T$$

Corte de la Placa:

$$\bar{V} = 358.14 \times \frac{51.85}{54.43} = 341.17^T$$

Level 17

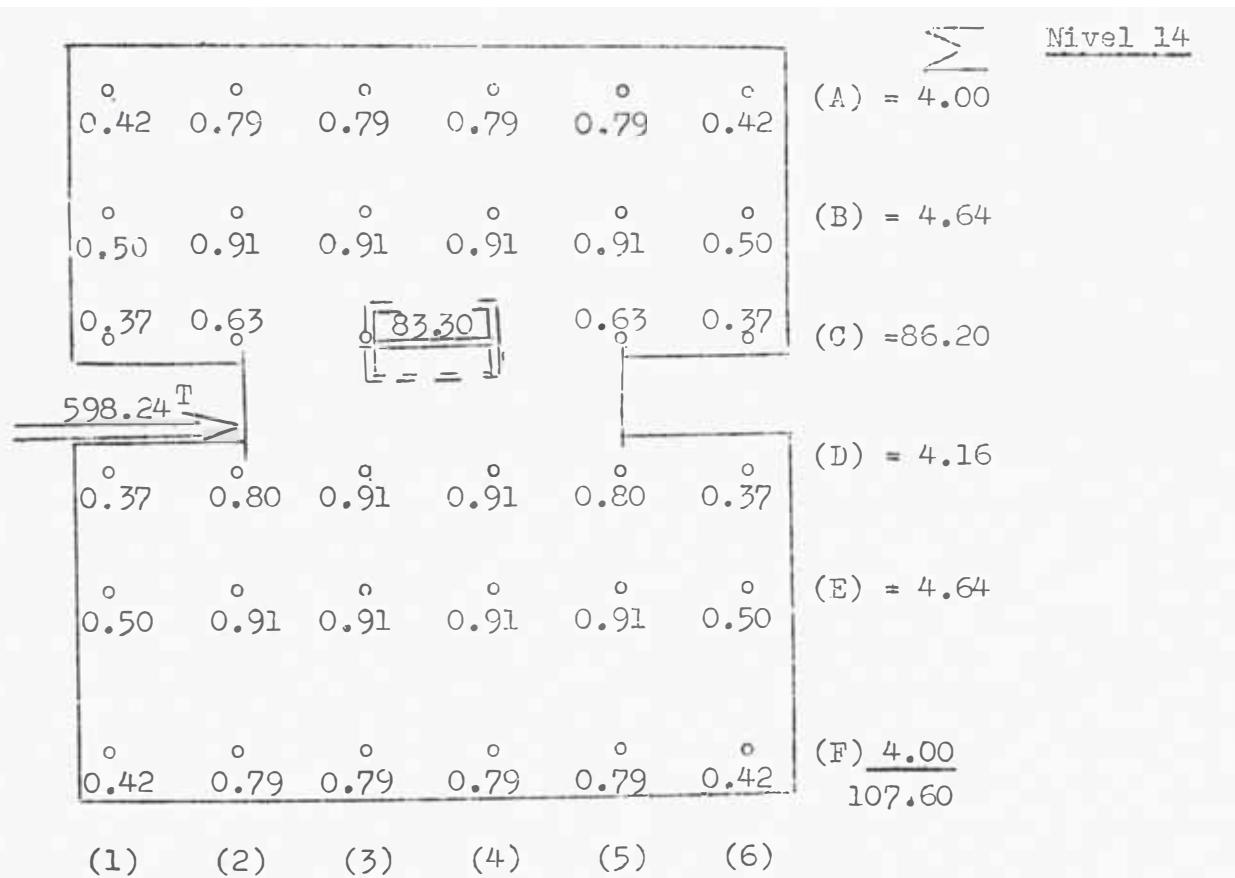
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.39 & 0.68 & 0.68 & 0.68 & 0.68 & 0.39 \end{array}$	$(A) = \sum 3.50$
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.44 & 0.75 & 0.75 & 0.75 & 0.75 & 0.44 \end{array}$	$(B) = 3.88$
$\begin{array}{cc} \circ & \circ \\ 0.35 & 0.54 \end{array}$	$\boxed{69.55}$
$\boxed{544.31^T}$	$\boxed{= =}$
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.35 & 0.68 & 0.75 & 0.75 & 0.68 & 0.35 \end{array}$	$(C) = 72.13$
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.44 & 0.75 & 0.75 & 0.75 & 0.75 & 0.44 \end{array}$	$(D) = 3.56$
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.39 & 0.68 & 0.68 & 0.68 & 0.68 & 0.39 \end{array}$	$(E) = 3.88$
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.39 & 0.68 & 0.68 & 0.68 & 0.68 & 0.39 \end{array}$	$(F) = \frac{3.50}{90.45}$

(1) (2) (3) (4) (5) (6)

$$V(c)-(c) = 6.02 \times 72.13 = 434.22^T$$

Corte en la Placa:

$$V = 434.22 \times \frac{69.55}{72.13} = \underline{418.69^T}$$



$$V_{(c)-(c)} = 5.56 \times 86.20 = 479.27^T$$

Corte en la Placa:

$$V = 479.27^T \times \frac{83.30}{86.20} = \underline{\underline{463.15^T}}$$

						<u>Nivel 11</u>												
(A) = 4.00						\sum												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td> </tr> <tr> <td>0.42</td><td>0.79</td><td>0.79</td><td>0.79</td><td>0.79</td><td>0.42</td> </tr> </table>						○	○	○	○	○	○	0.42	0.79	0.79	0.79	0.79	0.42	
○	○	○	○	○	○													
0.42	0.79	0.79	0.79	0.79	0.42													
(B) = 4.64																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td> </tr> <tr> <td>0.50</td><td>0.91</td><td>0.91</td><td>0.91</td><td>0.91</td><td>0.50</td> </tr> </table>						○	○	○	○	○	○	0.50	0.91	0.91	0.91	0.91	0.50	
○	○	○	○	○	○													
0.50	0.91	0.91	0.91	0.91	0.50													
(C) = 110.06																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>○</td><td>○</td><td>107.16</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td> </tr> <tr> <td>0.37</td><td>0.63</td><td>= =</td><td>0.63</td><td>0.37</td><td></td> </tr> </table>						○	○	107.16	○	○	○	0.37	0.63	= =	0.63	0.37		
○	○	107.16	○	○	○													
0.37	0.63	= =	0.63	0.37														
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td> </tr> <tr> <td>0.37</td><td>0.80</td><td>0.91</td><td>0.91</td><td>0.80</td><td>0.37</td> </tr> </table>						○	○	○	○	○	○	0.37	0.80	0.91	0.91	0.80	0.37	(D) = 4.16
○	○	○	○	○	○													
0.37	0.80	0.91	0.91	0.80	0.37													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td> </tr> <tr> <td>0.50</td><td>0.91</td><td>0.91</td><td>0.91</td><td>0.91</td><td>0.50</td> </tr> </table>						○	○	○	○	○	○	0.50	0.91	0.91	0.91	0.91	0.50	(E) = 4.64
○	○	○	○	○	○													
0.50	0.91	0.91	0.91	0.91	0.50													
(F) = <u>4.00</u> <u>131.54</u>																		

(1) (2) (3) (4) (5) (6)

$$V(c) - (c) = 4.87 \times 110.06 = 535.99^T$$

Corte en la Placa:

$$V = 535.99 \times \frac{107.16}{110.06} = \underline{\underline{517.00}}^T$$

						<u>Nivel 8</u>
° 0.42	° 0.79	° 0.79	° 0.79	° 0.79	° 0.42	(A) = <u>4.00</u>
° 0.50	° 0.91	° 0.91	° 0.91	° 0.91	° 0.50	(B) = <u>4.64</u>
° 0.37	° 0.63	<u>149.21</u>		° 0.83	° 0.37	(C) = <u>152.11</u>
<u>671.43^T</u>						
° 0.37	° 0.80	° 0.91	° 0.91	° 0.80	° 0.37	(D) = <u>4.16</u>
° 0.50	° 0.91	° 0.91	° 0.91	° 0.91	° 0.50	(E) = <u>4.64</u>
° 0.42	° 0.79	° 0.79	° 0.79	° 0.79	° 0.42	(F) = <u>4.00</u> <u>173.59</u>
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	

$$V_{(c)-(c)} = 3.83 \times 152.11 = 582.58^T$$

Corte en la Placa:

$$V = 582.58 \times \frac{149.21}{152.11} = 571.57^T$$

Nivel 5

$\begin{array}{cccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.39 & 0.72 & 0.72 & 0.72 & 0.72 & 0.39 \end{array}$	(A) = <u>3.94</u>
$\begin{array}{cccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.49 & 0.82 & 0.82 & 0.82 & 0.82 & 0.49 \end{array}$	(B) = 4.26
$\begin{array}{cc cc cc} 0 & 0 & 0.59 & 502.38 & 0.59 & 0.36 \\ 0.36 & 0.72 & \hline & \hline & & \end{array}$	(C) = 505.14
$\begin{array}{cccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.36 & 0.72 & 0.82 & 0.82 & 0.72 & 0.36 \end{array}$	(D) = 3.80
$\begin{array}{cccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.49 & 0.82 & 0.82 & 0.82 & 0.82 & 0.49 \end{array}$	(E) = 4.26
$\begin{array}{cccccc} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.39 & 0.72 & 0.72 & 0.72 & 0.72 & 0.39 \end{array}$	(F) = <u>3.94</u> 525.34

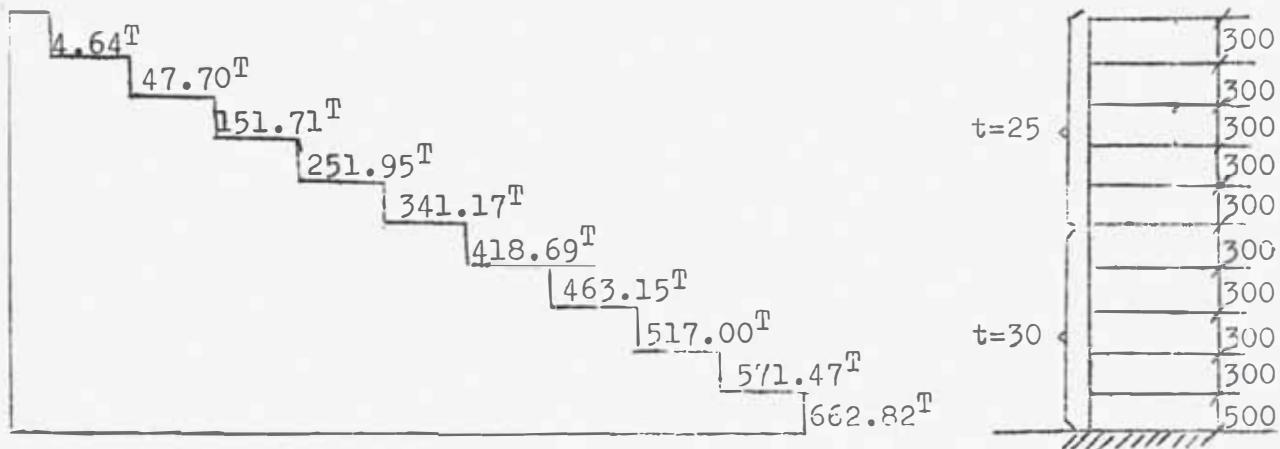
(1) (2) (3) (4) (5) (6)

$$V = 1.32 \times 505.14 = 666.78^T$$

Corte en la Placa:

$$V = 666.78 \times \frac{502.38}{505.14} = 662.82^T$$

VERIFICACION DE LOS VALORES "D"



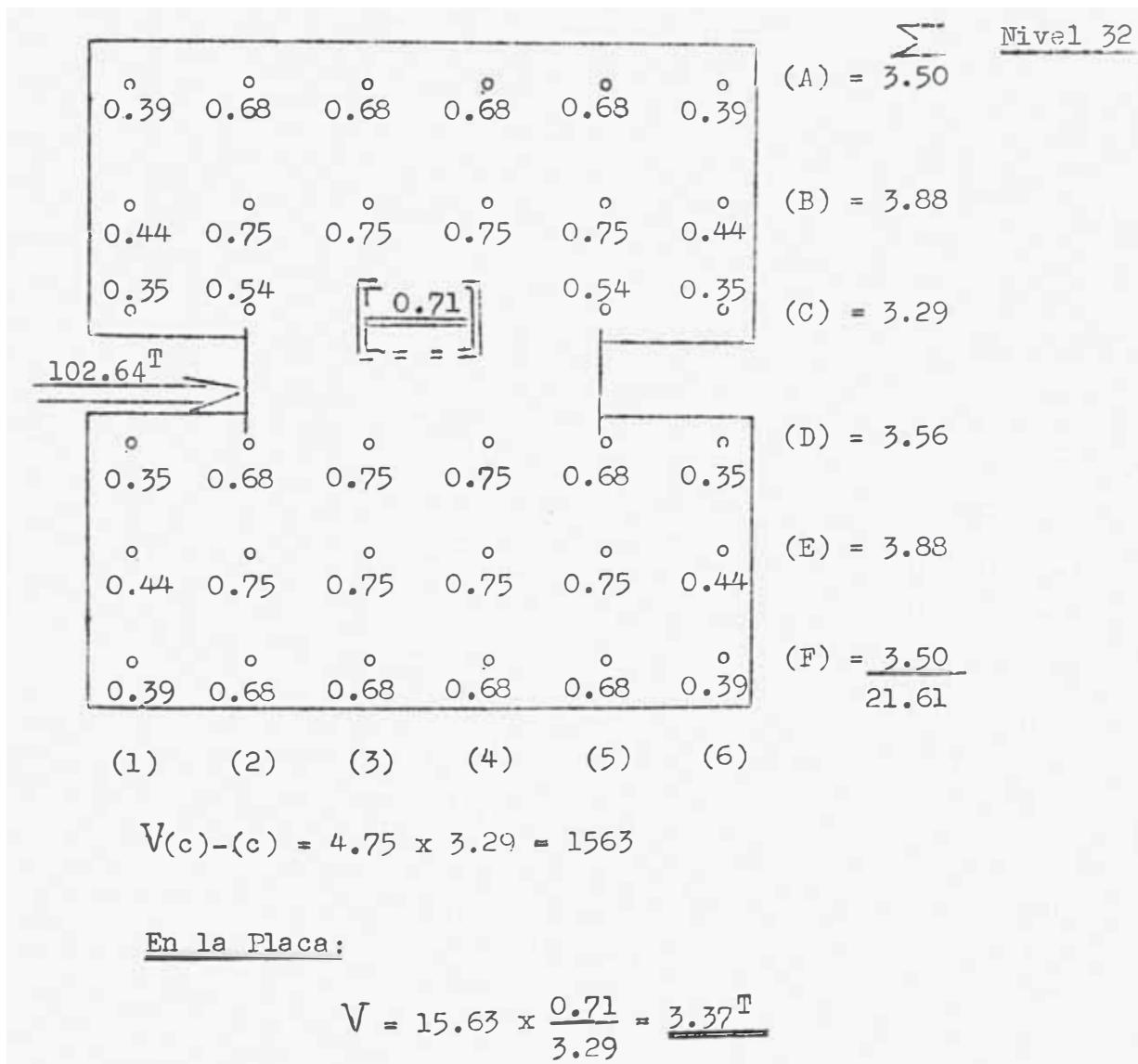
CALCULO DE DEFORMACION POR FUERZA CORTANTE:

Niv.	Vn T	Awn x10 ³	K	Δsn x10 ⁻³	Ko	hn	Σsn
10	4.64	66.2	1.2	0.0841	10 ³	300	0.0077
9	47.70	66.2	1.2	0.8647	10 ³	300	0.0796
8	151.71	66.2	1.2	2.7500	10 ³	300	0.2530
7	251.95	66.2	1.2	4.5671	10 ³	300	0.4384
6	341.17	66.2	1.2	6.1844	10 ³	300	0.5690
5	418.69	80.7	1.2	6.2259	10 ³	300	0.5728
4	463.15	80.7	1.2	6.8870	10 ³	300	0.6336
3	517.00	80.7	1.2	7.6877	10 ³	300	0.7073
2	571.47	80.7	1.2	8.4977	10 ³	300	0.7818
1	662.82	80.7	1.2	9.8561	10 ³	500	0.5441

CALCULO DE DEFORMACION PCR FLEXION

Niv.	$Vn \times h n$	$M'n \times 10^3$	$2Mn \times 10^3$	$k_w \times 10^3$	2	$\frac{Mn}{k_w}$	$4 \Delta_{Bn}$	$\frac{3}{hn}$	δ_{Bn}
10	1.39	1.39	1.39	21.01		0.0661	648.3645	0.010	6.4836
9	14.31	15.70	17.09	21.04		0.8123	647.4861	0.010	6.4749
8	45.51	61.21	76.91	21.04		3.6554	643.0184	0.010	6.4320
7	75.59	136.80	198.01	21.04		9.4111	629.9519	0.010	6.2995
6	102.35	239.15	375.95	21.04		17.8683	602.6725	0.010	6.0267
5	125.61	364.76	603.91	25.45		23.7293	561.0749	0.010	5.6107
4	138.95	503.71	868.47	25.45		34.1245	503.2211	0.010	5.0322
3	155.10	658.81	1162.52	25.45		45.6785	423.4181	0.010	4.2342
2	171.44	830.25	1489.06	25.45		58.5092	319.2304	0.010	3.1923
1	331.41	1161.66	1991.91	15.28		130.3606	130.3606	0.006	0.7822

Niv.	Vn	T	δ_{sn}	δ_{Em}	δ_{tr}	D
10	4.64	0.0077	6.4836	6.4913	0.71	
9	47.70	0.0796	6.4749	6.5545	7.28	
8	151.71	0.2530	6.4320	6.6832	22.70	
7	251.95	0.4384	6.2995	6.7379	39.75	
6	341.17	0.5690	6.0267	6.5957	47.63	
5	418.69	0.5728	5.6107	6.1835	67.71	
4	463.15	0.6336	5.0322	5.6658	81.74	
3	517.00	0.7073	4.2342	4.9415	104.62	
2	571.47	0.7818	3.1923	3.9741	143.80	
1	662.82	0.5441	0.7822	1.3263	499.75	



						Σ	Nivel 29
°	°	°	°	°	°	(A) = 3.50	
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39		
°	°	°	°	°	°	(B) = 3.88	
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44		
°	°	7.28	°	°	°	(C) = 9.86	
0.35	0.54			0.54	0.35		
<u>213.96^T</u> →							
°	°	°	°	°	°	(D) = 3.56	
0.35	0.68	0.75	0.75	0.68	0.35		
°	°	°	°	°	°	(E) = 3.88	
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44		
°	°	°	°	°	°	(F) = <u>3.50</u> 28.18	
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)		

$$V_{(c)-(c)} = 7.59 \times 9.86 = 74.84$$

Corte en la Placa:

$$V = 74.84 \times \frac{7.28}{9.86} = \underline{\underline{55.23^T}}$$

						Nivel 26
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	
0.38	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39	(A) = <u>3.50</u>
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(B) = 3.88
0.44	0.54	22.70	0.54	0.35		(C) = 25,28
313.77	T					
0.35	0.68	0.75	0.75	0.68	0.35	(D) = 3.56
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(E) = 3.88
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39	(F) = <u>3.50</u> 43.60

$$V_{(c)-(c)} = 7.20 \times 25.28 = 182.02$$

Corte en la Placa:

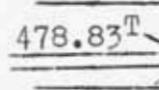
$$V = 182.02 \times \frac{22.70}{25.28} = \underline{\underline{163.44}}$$

						Σ Nivel 23
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39	(A) = 3.50
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(B) = 3.88
0.35	0.54	39.75		0.54	0.35	(C) = 42.33
402.06^T		$=$	$=$			
0.35	0.68	0.75	0.75	0.68	0.35	(D) = 3.56
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	(E) = 3.88
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39	(F) = $\frac{3.50}{60.65}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	

$$V(c)-(c) = 6.63 \times 42.33 = 280.65$$

Corte en la Placa:

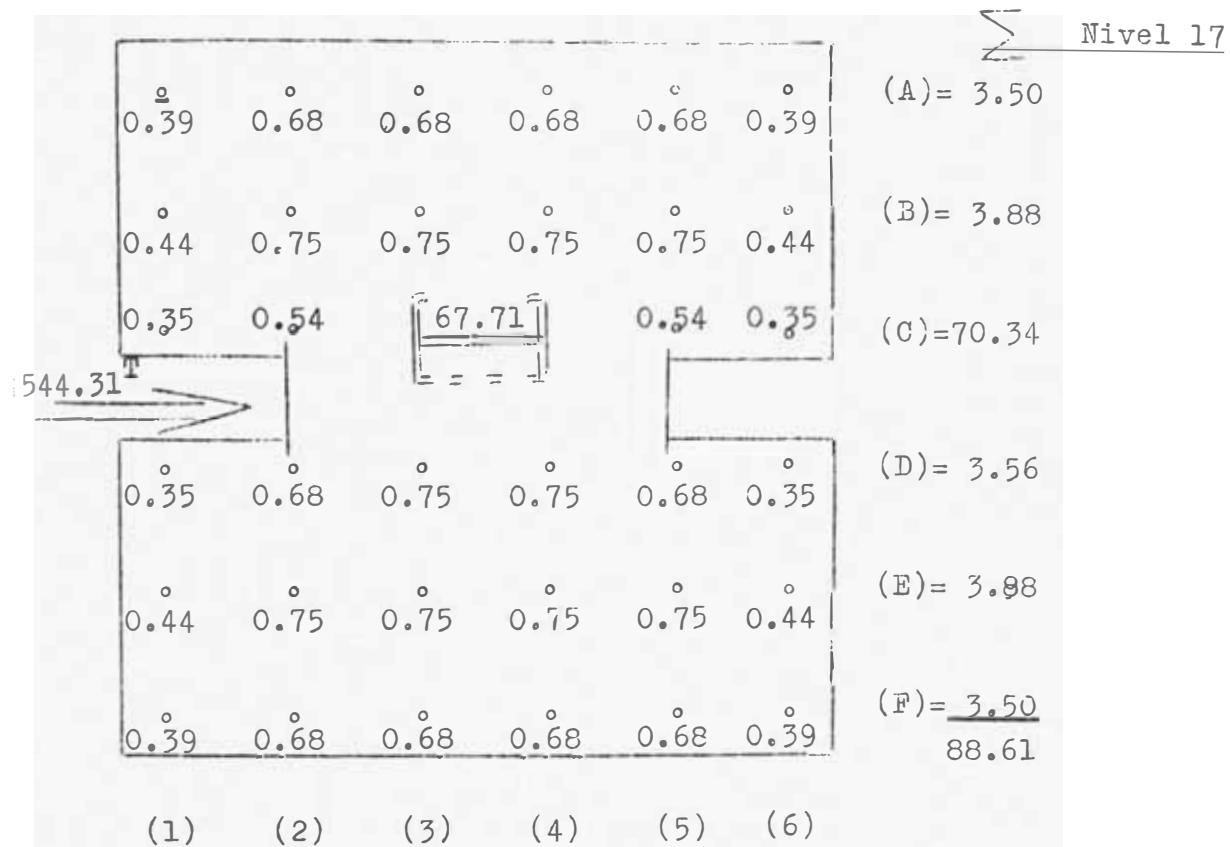
$$V = 280.65 \times \frac{39.75}{42.33} = \underline{\underline{263.54^T}}$$

						\sum	Nivel 20
0 0.39	0 0.68	0 0.68	0 0.68	0 0.68	0 0.39	(A) = 3.50	
0 0.44	0 0.75	0 0.75	0 0.75	0 0.75	0 0.44	(B) = 3.88	
0 0.35	0 0.54	<u>47.63</u>		0 0.54	0 0.35	(C) = 50.21	
478.83 T 		<u>47.63</u>				(D) = 3.56	
0 0.35	0 0.68	0 0.75	0 0.75	0 0.68	0 0.35	(E) = 3.88	
0 0.44	0 0.75	0 0.75	0 0.75	0 0.75	0 0.44	(F) = <u>3.50</u> 68.53	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)		

$$\bar{V}(c)-(c) = 6.99 \times 50.21 = 350.97$$

Corte en la Placa:

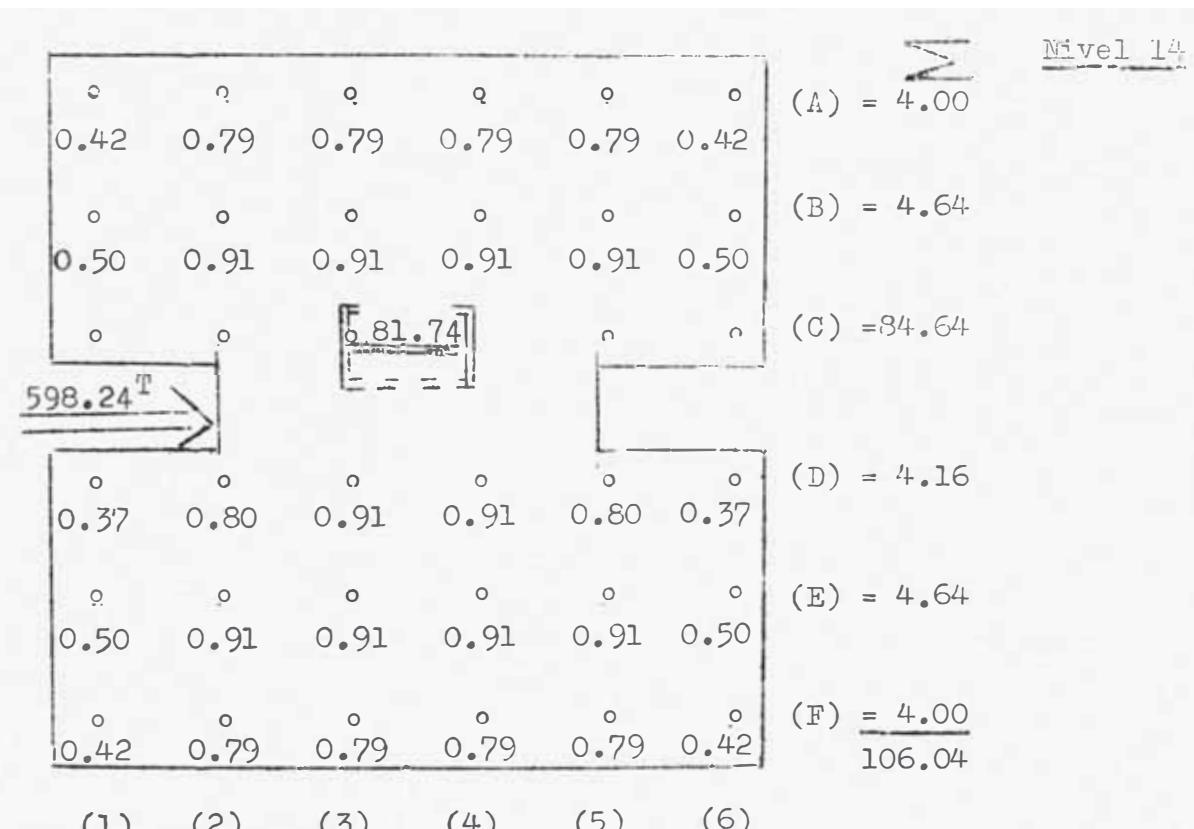
$$\bar{V} = 350.97 \times \frac{47.63}{50.21} = \underline{\underline{332.93}}$$



$$V_{(c)-(c)} = 6.14 \times 70.34 = 431.89$$

Corte en la Placa:

$$V = 431.89 \times \frac{67.71}{70.34} = \underline{\underline{415.74}}$$



$$V_{(c)-(c)} = 5.64 \times 84.64 = 477.37$$

Corte en la Placa:

$$V = 477.37 \times \frac{81.74}{84.64} = \underline{\underline{461.01}}$$

						\sum	Nivel 11
o o o o o o	0.42 0.79 0.79 0.79 0.79 0.42	(A) = 4.00					
o o o o o o	0.50 0.91 0.91 0.91 0.91 0.50	(B) = 4.64					
o o o o o o	0.37 0.63 104.62 0.63 0.37	(C) = 107.52					
o o o o o o	0.37 0.80 0.91 0.91 0.80 0.37	(D) = 4.16					
o o o o o o	0.50 0.91 0.91 0.91 0.91 0.50	(E) = 4.64					
o o o o o o	0.42 0.79 0.79 0.79 0.79 0.42	(F) = <u>4.00</u> 129.00					
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)		

$$V_{(c)-(c)} = 4.97 \times 107.52 = 534.37$$

Corte en la Placa:

$$V = 534.37 \times \frac{104.62}{107.52} = \underline{\underline{519.96^T}}$$

NIVEL 8

$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.42 & 0.79 & 0.79 & 0.79 & 0.79 & 0.42 \end{array}$	(A) = 4.00
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.50 & 0.91 & 0.91 & 0.91 & 0.91 & 0.50 \end{array}$	(B) = 4.64
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \boxed{\text{143.80}} & \circ & \circ & \circ \\ 0.37 & 0.63 & & 0.63 & 0.37 & \\ \hline 671.43 & & \hline & & & \end{array}$	(C) = 146.70
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.37 & 0.80 & 0.91 & 0.91 & 0.91 & 0.37 \end{array}$	(D) = 4.16
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.50 & 0.91 & 0.91 & 0.91 & 0.91 & 0.50 \end{array}$	(E) = 4.64
$\begin{array}{cccccc} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ 0.42 & 0.79 & 0.79 & 0.79 & 0.79 & 0.42 \end{array}$	(F) = 4.00 168.18

(1) (2) (3) (4) (5) (6)

$$V_{(c)-(c)} = 3.99 \times 146.70 = 585.33$$

Corte en la Placa:

$$V = 585.33 \times \frac{143.80}{146.70} = \underline{\underline{573.76}}$$

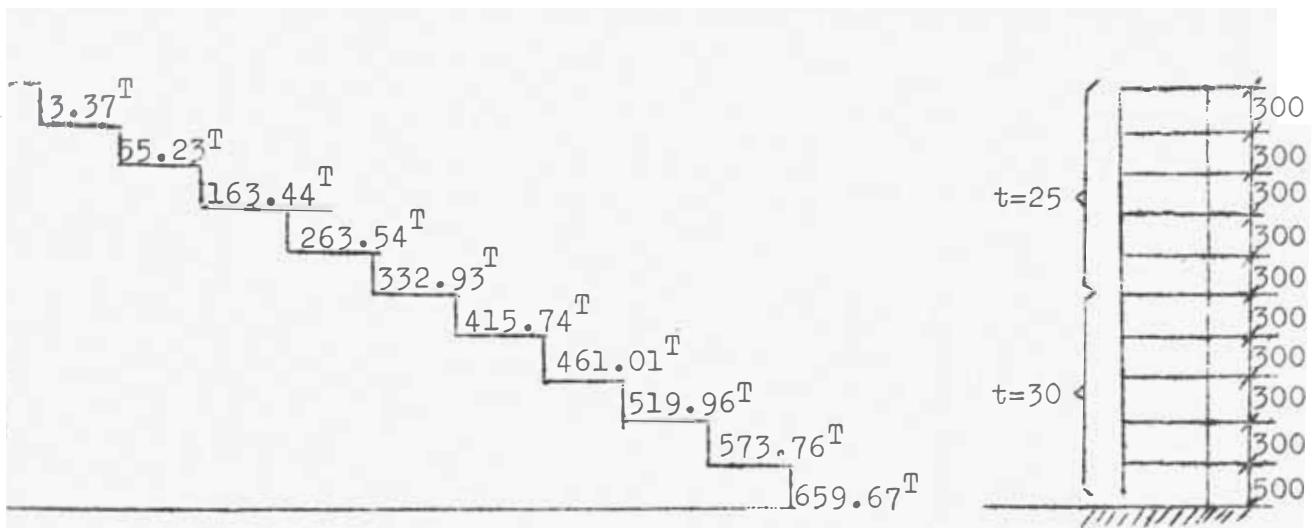
						\sum Nivel 5
◦	◦	◦	◦	◦	◦	(A) = 3.94
0.39	0.72	0.72	0.72	0.72	0.39	
◦	◦	◦	◦	◦	◦	(B) = 4.26
0.49	0.82	0.82	0.82	0.82	0.49	
◦	◦	499.75		◦	◦	(C) = 502.51
0.36	0.59					
692.17T						
◦	◦	◦	◦	◦	◦	(D) = 3.80
0.36	0.72	0.82	0.82	0.72	0.36	
◦	◦	◦	◦	◦	◦	(E) = 4.26
0.49	0.82	0.82	0.82	0.82	0.49	
◦	◦	◦	◦	◦	◦	(F) = 3.90
0.39	0.72	0.72	0.72	0.72	0.39	522.71
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	

$$V(c) - (c) = 1.32 \times 502.51 = 663.31$$

Corte en la Placa:

$$V = 663.31 \times \frac{499.75}{502.51} = 659.67$$

2º Aproximación de los Valores "D"



CALCULO DE DEFORMACION POR FUERZA CORTANTE

Niv.	Vn	T $Awn \times 10^3$	K	$\Delta_{sn} \times 10^{-3}$	K_s	hn	δ_{sn}
10	3.37	66.2	1.2	0.061	10^3	300	0.0056
9	55.23	66.2	1.2	1.001	10^3	300	0.0921
8	163.44	66.2	1.2	2.963	10^3	300	0.2726
7	263.54	66.2	1.2	4.777	10^3	300	0.4395
6	332.93	66.2	1.2	6.035	10^3	300	0.5552
5	461.01	80.7	1.2	6.182	10^3	300	0.5687
4	461.01	80.7	1.2	6.855	10^3	300	0.6307
3	519.96	80.7	1.2	7.732	10^3	300	0.7113
2	573.76	80.7	1.2	8.532	10^3	300	0.7849
1	659.67	80.7	1.2	9.809	10^3	500	0.5415

CALCULO DE DEFORMACION POR FLEXION

Niv.	$x \times 10^3$ $Vn \times hn$	$M'nx \times 10^3$	$2Mn \times 10^3$	$k_w \times 10^3$	2 $\frac{Mn}{k_w}$	4 ΔB_n	$\frac{3}{hn}$	δB_n
10	1.01	1.01	1.01	21.04	0.0048	656.9686	0.010	6.5697
9	16.57	17.58	18.59	21.04	0.8836	656.0802	0.010	6.5608
8	49.03	66.61	84.19	21.04	4.0014	651.1952	0.010	6.5120
7	79.06	145.67	212.28	21.04	10.0893	637.1045	0.010	6.3710
6	99.88	245.55	391.22	21.04	18.5941	608.4211	0.010	6.0842
5	124.72	370.27	615.82	25.45	24.1972	565.6298	0.010	5.6563
4	138.30	508.57	878.84	25.45	34.5320	506.9006	0.010	5.0690
3	155.99	664.56	1173.13	25.45	46.0954	426.2732	0.010	4.2627
2	172.13	836.69	1501.25	25.45	58.9882	321.1896	0.010	3.2119
1	329.84	1166.53	2003.22	15.28	131.1007	131.1007	0.006	0.7866

Usar en eje (c)-(c)

Niv.	Vn	T	δ_{sn}	δB_n	δt_n	D	D
10	3.37	0.0056	6.5697	6.5753	0.51	0.51	
9	55.23	0.0921	6.5508	6.6429	8.31	8.31	
8	163.44	0.2726	6.5120	6.7846	24.09	24.09	
7	263.54	0.4395	6.3710	6.8105	38.70	38.70	
6	332.93	0.5552	6.0842	6.6394	48.63	48.63	
5	415.74	1.4218 ^{xx}	5.6563	7.0781 ^{xx}	58.74 ^{xx}	58.74	
4	461.01	0.6307	5.0690	5.6997	80.88 ^{xx}	66.23	
3	519.96	2.4896 ^{xx}	4.2627	6.7523 ^{xx}	77.00 ^{xx}	77.00	
2	573.76	3.1396 ^{xx}	3.2119	4.9740	104.54 ^{xx}	90.33	
1	659.67	5.6858 ^{xx}	0.5415	6.3515 ^{xx}	96.70 ^{xx}	101.92	

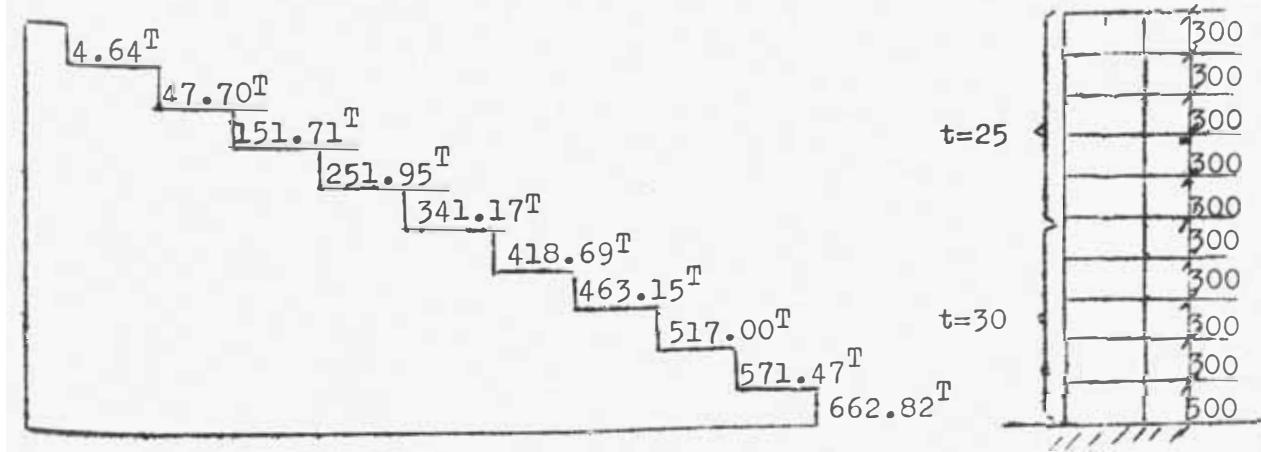
* = valores obtenidos al afectarse por los coeficientes de deformación plástica.

xx = Coeficientes de deformación plástica que afectan a δ_{sn}

4.4.- Placa segun ejes (3)-(3) Y (4)-(4)

Niv.	h cm.	A $\text{cm}^2 \times 10^3$	I $\text{cm}^4 \times 10^9$	R $\times 10^3$
10	300	66.2	2.87	9.57
9	300	66.2	2.87	9.57
8	300	66.2	2.87	9.57
7	300	66.2	2.87	9.57
6	300	66.2	2.87	9.57
5	300	80.7	3.74	12.47
4	300	80.7	3.74	12.47
3	300	80.7	3.74	12.47
2	300	80.7	3.74	12.47
1	500	80.7	3.74	7.48

CORTE ASUMIDO



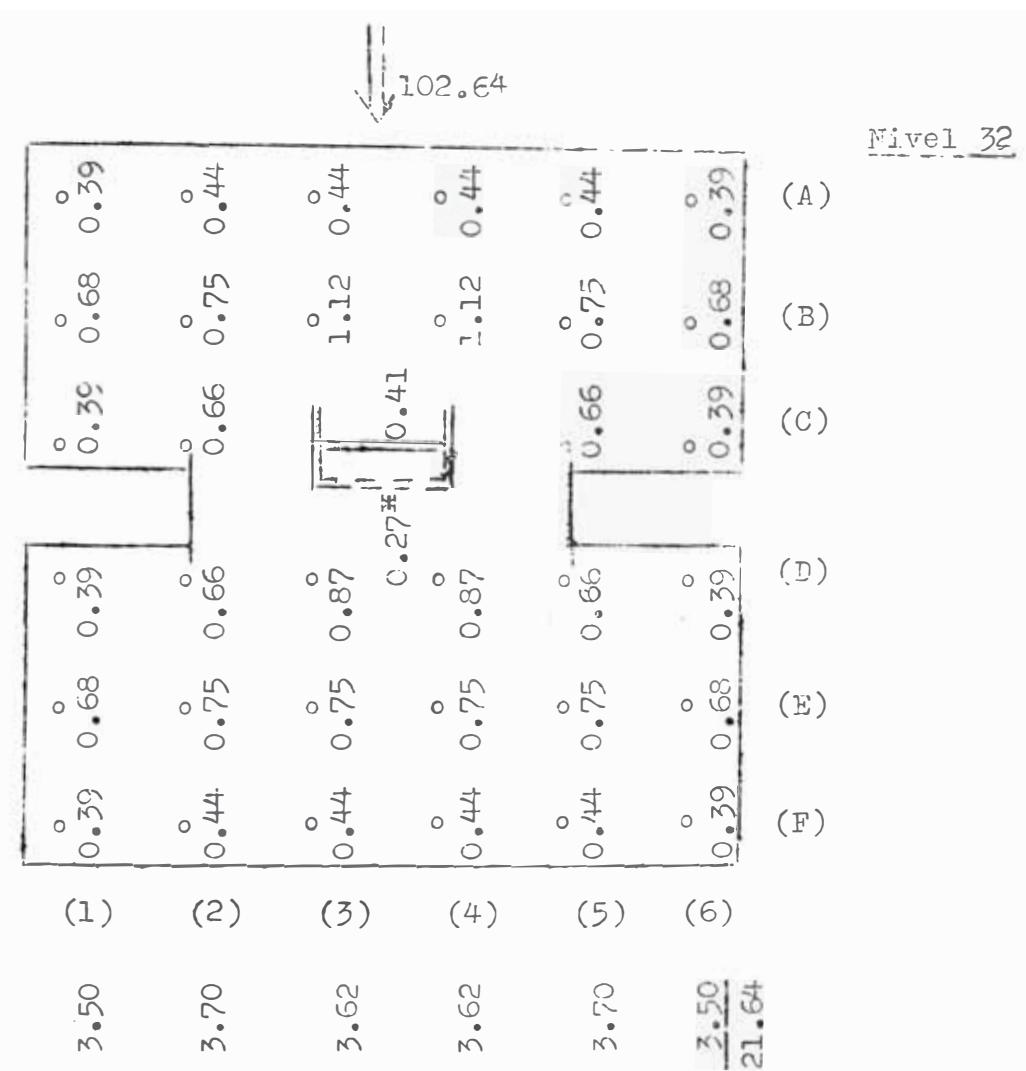
CALCULO DE DEFORMACION POR FUERZA CORTANTE

Niv.	Vn	T	$A_{wh} \times 10^3$	K	$\Delta_{sn} \times 10^3$	K_o	hn	ξ_{sn}
10	4.64	66.2	1.2	0.0841	10^3	300	0.0077	
9	47.70	66.2	1.2	0.8647	10^3	300	0.0796	
8	151.71	66.2	1.2	2.7500	10^3	300	0.2530	
7	251.95	66.2	1.2	4.5671	10^3	300	0.4384	
6	341.17	66.2	1.2	6.1844	10^3	300	0.5690	
5	418.69	80.7	1.2	6.2259	10^3	300	0.5728	
4	463.15	80.7	1.2	6.8870	10^3	300	0.6336	
3	517.00	80.7	1.2	7.6877	10^3	300	0.7073	
2	571.47	80.7	1.2	8.4977	10^3	300	0.7818	
1	662.82	80.7	1.2	9.8561	10^3	300	0.5441	

CALCULO DE DEFORMACION POR FLEXION

Niv.	$V_n \times 10^3$	$M' n \times 10^3$	$2Mn \times 10^3$	$k_n \times 10^3$	$2 \frac{Mn}{kw}$	Δ_{Bn}	$\frac{3}{hn}$	δ_{Bn}
10	1.39	1.39	1.39	9.57	0.1452	1120.6324	0.010	11.2063
9	14.31	15.70	17.09	9.57	1.7858	1118.7014	0.010	11.1870
8	45.51	61.20	76.91	9.57	8.0366	1108.8790	0.010	11.0888
7	75.59	136.80	198.01	9.57	20.6907	1180.1517	0.010	10.8015
6	102.35	239.15	375.95	9.57	39.2842	1020.1768	0.010	10.2018
5	125.61	364.76	603.91	12.47	48.4290	932.4636	0.010	9.3246
4	138.95	503.71	868.47	12.47	69.6447	814.3899	0.010	8.1439
3	155.10	658.81	1162.52	12.47	93.2253	651.5199	0.010	6.5152
2	171.44	830.25	1482.06	12.47	119.4113	438.8833	0.010	4.3888
1	331.41	1161.66	1991.91	7.48	159.7360	159.7360	0.006	0.9584

Niv.	V_n^T	ε_{sn}	δ_{Bn}	δ_{tn}	D
10	4.64	0.0077	11.2063	11.2140	0.41
9	47.70	0.0796	11.1870	11.2666	4.23
8	151.71	0.2530	11.0888	11.3418	13.38
7	251.95	0.4384	10.8015	11.2399	22.42
6	341.17	0.5690	10.2018	10.7708	31.68
5	418.69	0.5728	9.3246	9.8974	42.30
4	463.15	0.6336	8.1439	8.7775	52.77
3	517.00	0.7073	6.5152	7.2225	71.58
2	571.47	0.7818	4.3888	5.1706	110.52
1	662.82	0.5441	0.9584	1.5025	441.14



$$V = 4.74 \times 3.62 = 27.04$$

Corte en la Placa:

$$V = 27.04 \frac{0.41}{3.62} \times 2 = 3.06^T$$

DISTRIBUCION DE CORTE PARA LA 2º APROXIMACION:

3.50

3.70

3.54

3.54

3.70

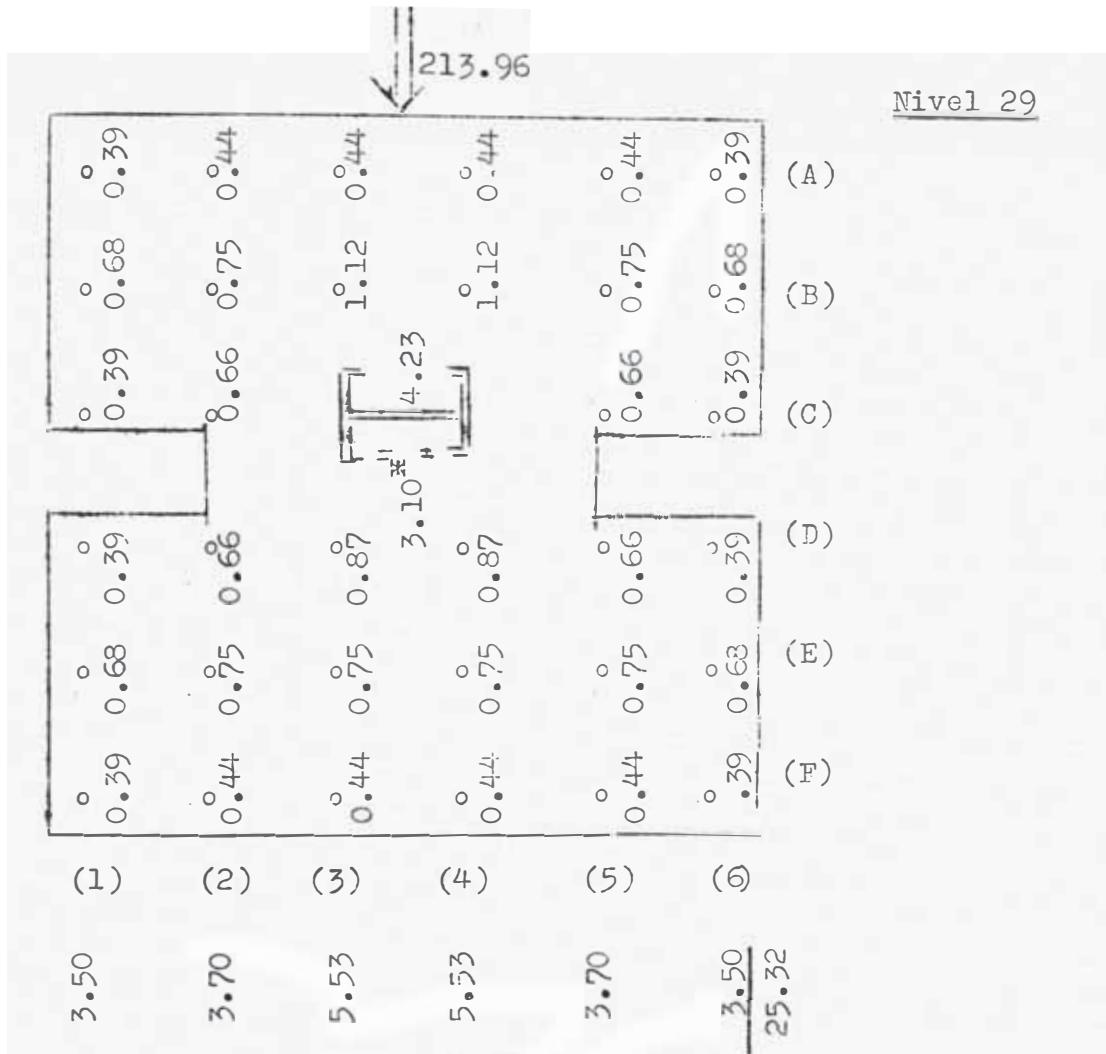
$\frac{3.50}{21.48}$

* = Valor D de placa para la segunda aproximación

$$V = 4.78 \times 3.54 = 16.92$$

Corte en la Placa:

$$V = 16.92 \frac{0.27}{3.54} \times 2 = 1.29^T$$



$$V = 8.40 \times 5.53 = 46.45$$

Corte en la Placa:

$$V = 46.45 \times \frac{2}{5.53} \times 2 = 35.53$$

3.50

3.70

5.53

5.53

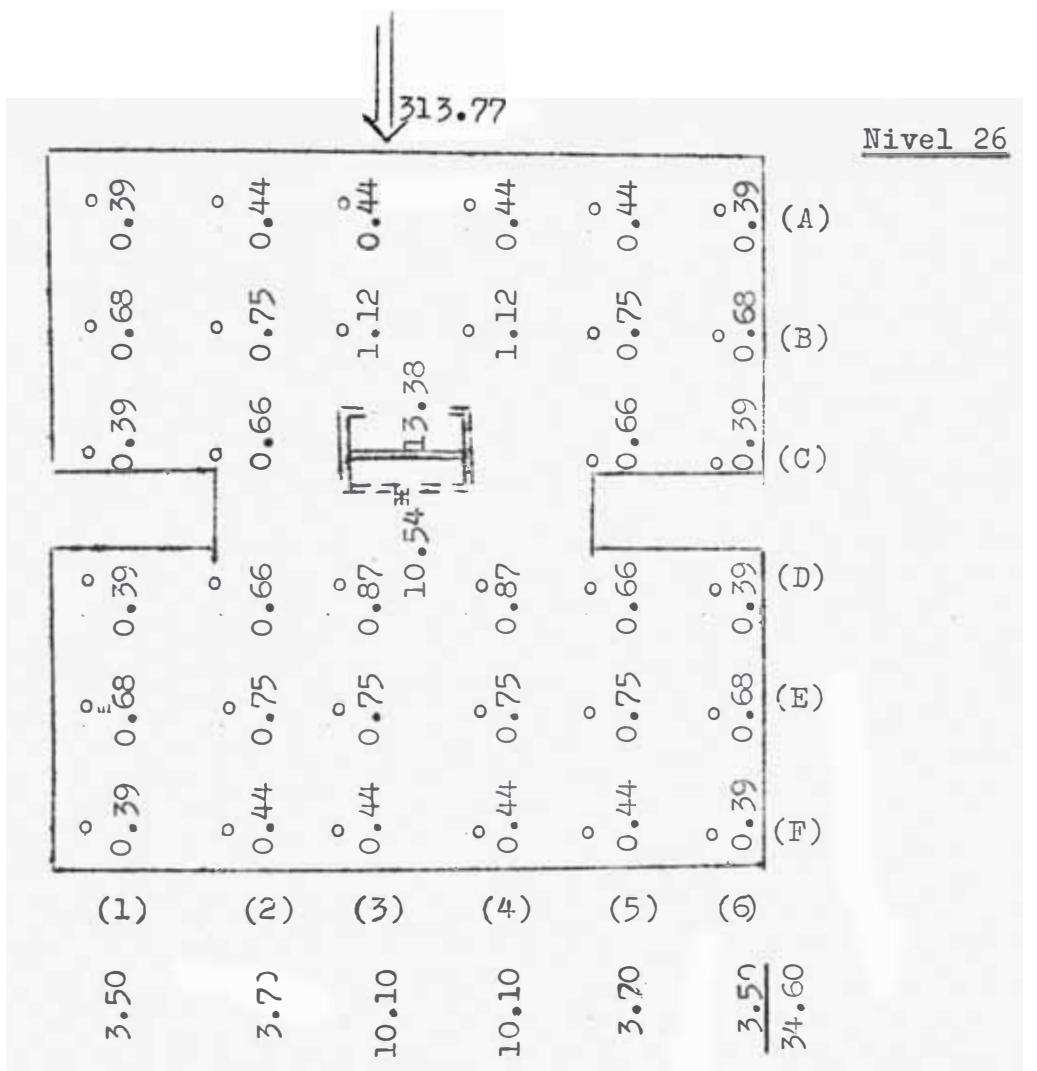
3.70

3.50
24.52

$$V = 8.80 \times 4.96 = 43.65$$

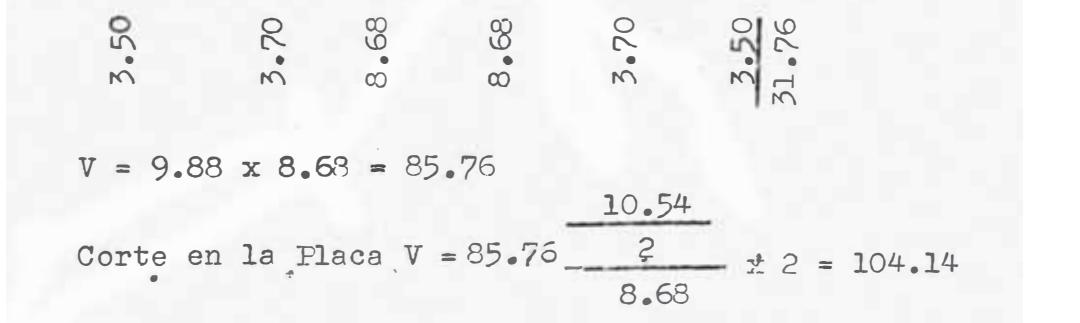
Corte en la Placa:

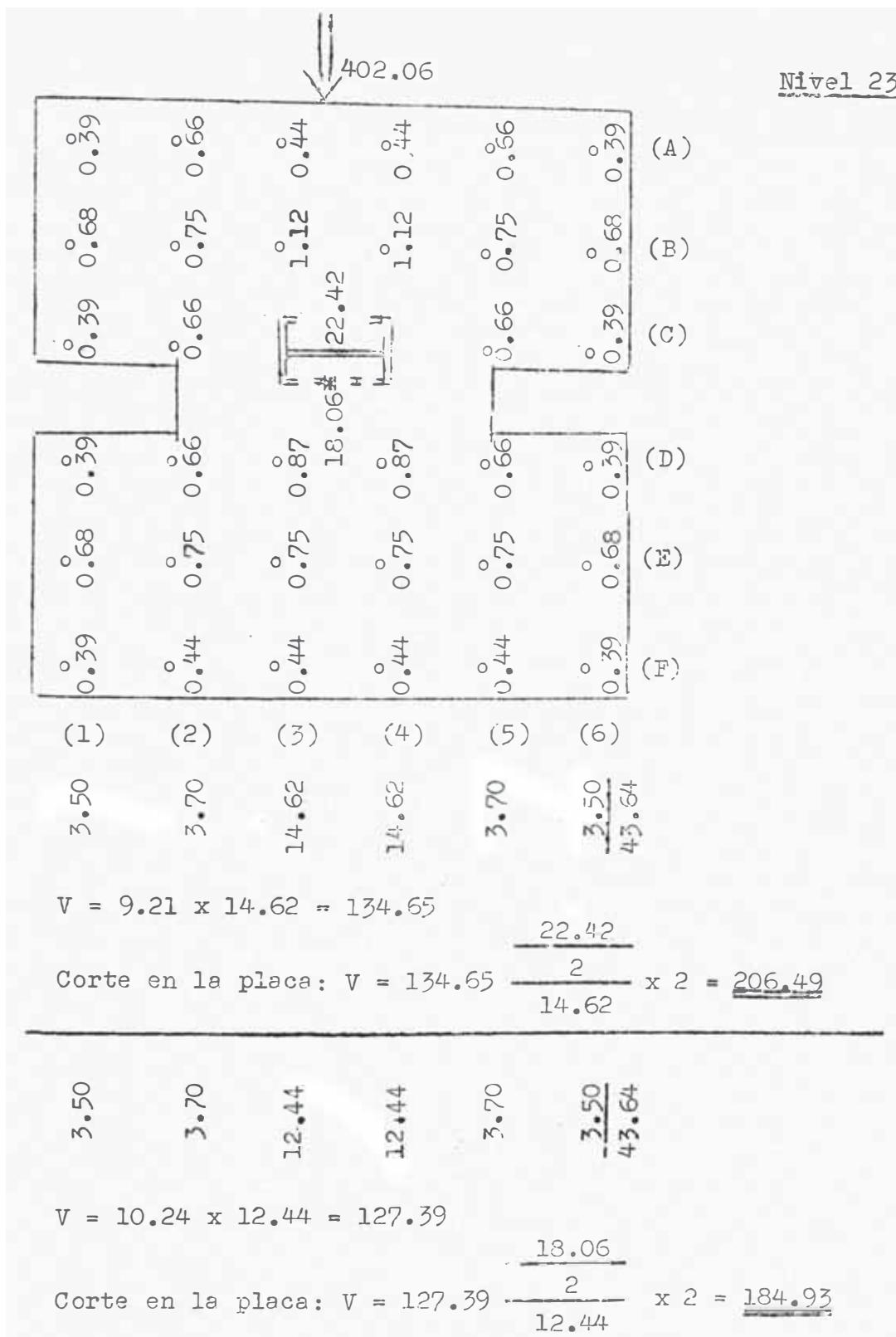
$$V = 43.65 \times \frac{2}{4.96} \times 2 = 27.28$$



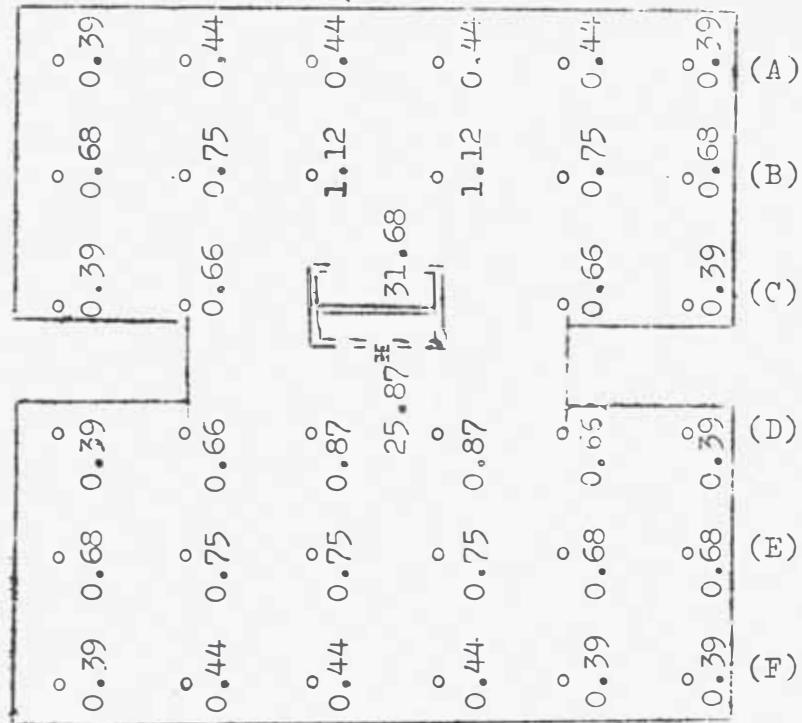
$$V = 9.07 \times 10.10 = 91.61$$

Corte en la Placa $V = 91.61$ $\frac{13.38}{2} \times 2 = 121.36$





Nivel 20



$$V = 9.05 \times 19.25 = 174.21$$

$$\text{Corte en la Placa: } V = 174.21 - \frac{31.68}{2} \times 2 = 192.25$$

3.50

3.70

16.35

16.35

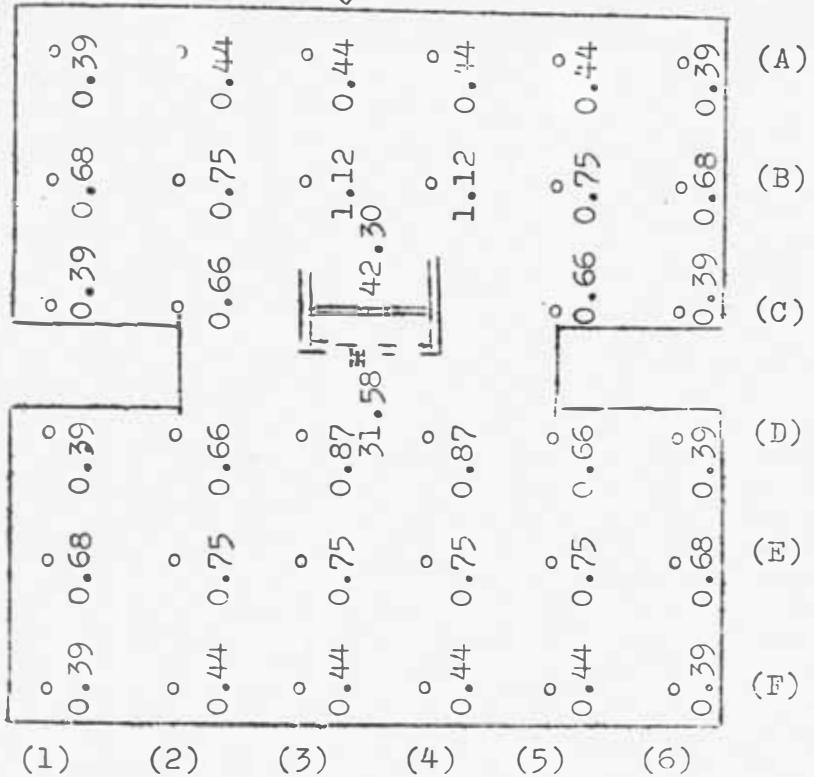
3.70

3.50
47.10

$$V = 10.17 \times 16.35 = 168.28$$

$$\text{Corte en la Placa: } 166.28 - \frac{25.87}{16.35} \times 2 = 263.10$$

Nivel 17



3.50
3.70
24.56
24.56
3.70
3.50
63.52

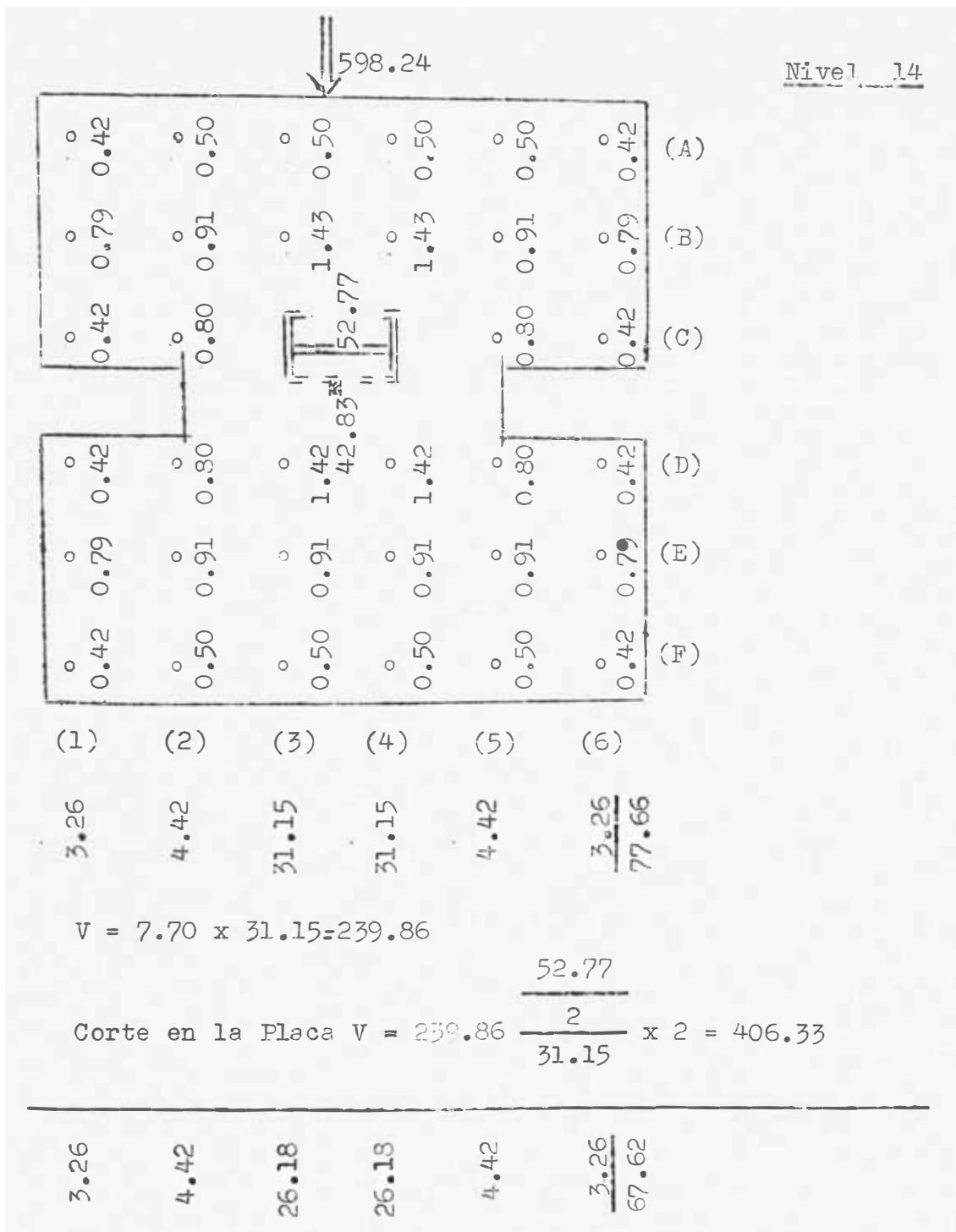
$$V = 8.57 \times 24.56 = 210.48$$

Con la Placa: $V = 210.48 \frac{42.30}{24.56} \times 2 = 326.51$

3.50
3.70
20.20
20.20
3.70
3.50
54.80

$$V = 9.93 \times 20.20 = 200.57$$

Corte en la Placa: $V = 200.57 \frac{31.58}{20.20} \times 2 = 313.59$



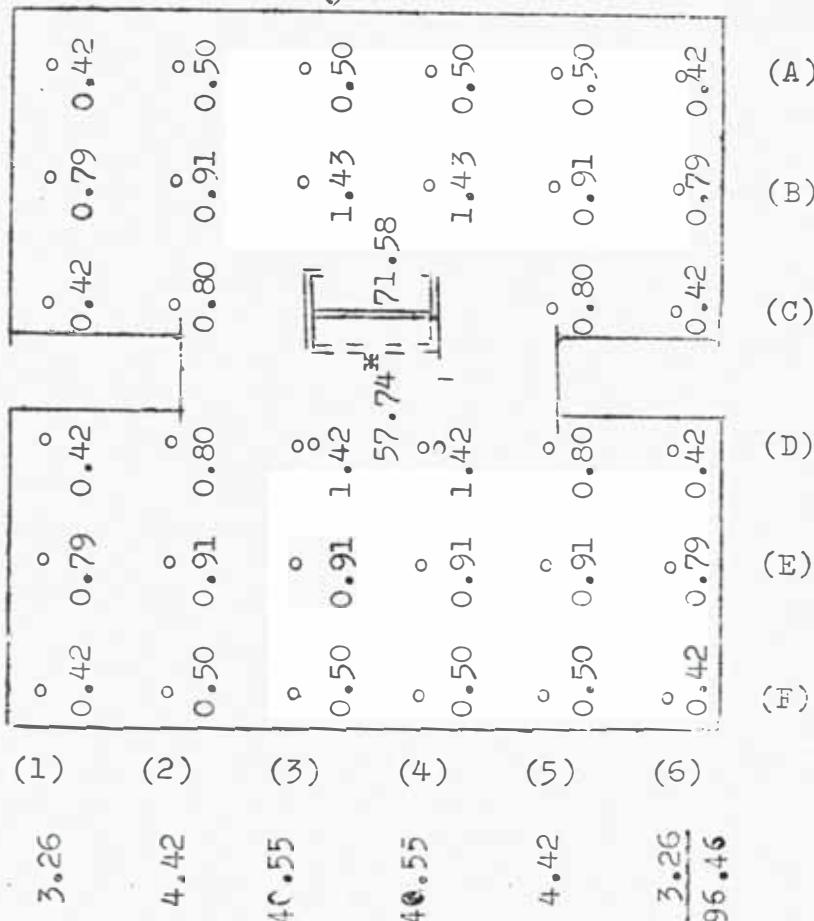
$$V = 7.70 \times 31.15 = 239.86$$

$$\text{Corte en la Placa } V = 239.86 \frac{2}{31.15} \times 2 = 406.33$$

$$V = 8.85 \times 26.18 = 231.69$$

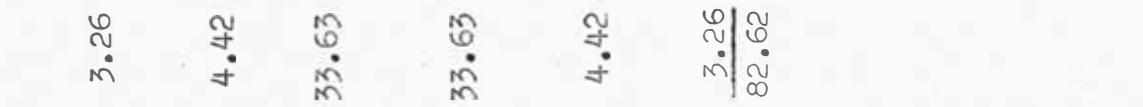
$$\text{Corte en la Placa: } V = 231.69 \frac{2}{26.18} \times 2 = 379.05$$

Nivel 11



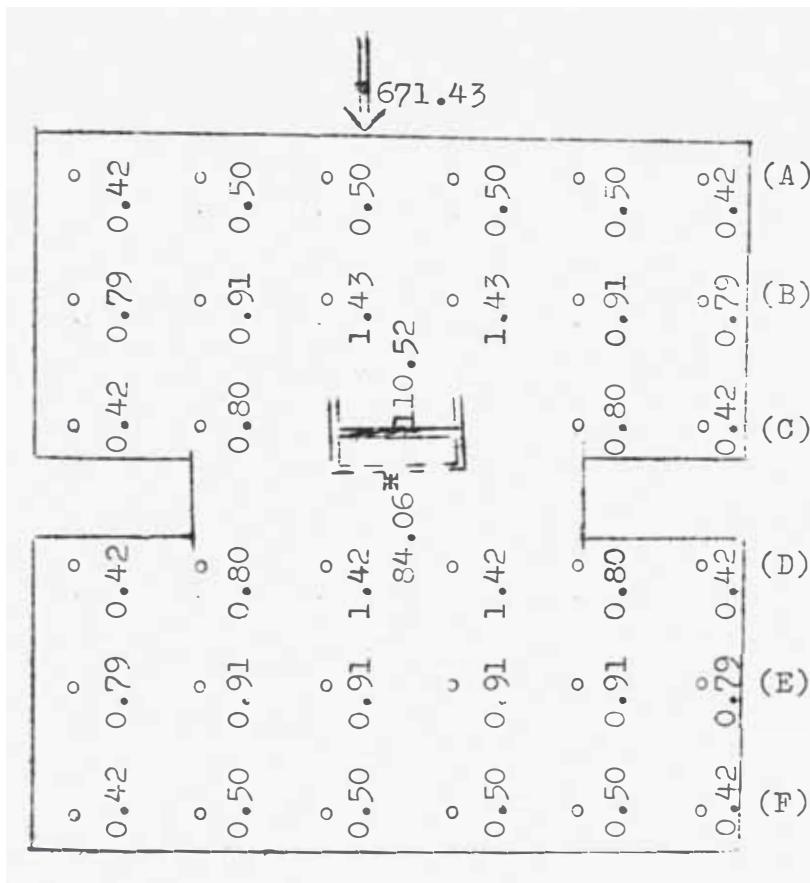
$$V = 6.64 \times 40.55 = 269.25$$

$$\text{Corte en la Placa: } V = 269.25 \quad \frac{2}{40.55} \times 2 = 475.29$$



$$V = 7.75 \times 33.63 = 260.63$$

$$\text{Corte en la Placa: } V = 260.63 \quad \frac{57.74}{33.63} = 447.49$$

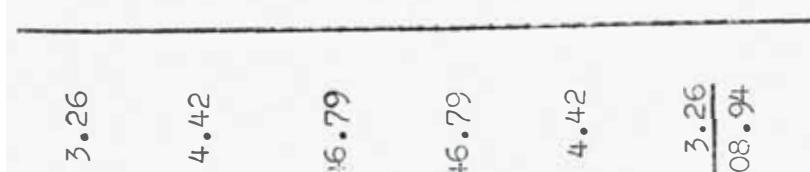


Nivel 8

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
3.26	0.42	0.79	0.42	0.42	0.79
4.42	0.50	0.91	0.80	0.80	0.91
60.02	0.50	0.91	1.42	1.42	0.50
60.02	0.50	0.91	1.42	1.42	0.50
4.42	0.50	0.91	0.80	0.80	0.91
3.26	0.42	0.79	0.42	0.42	0.79

$$V = 4.96 \times 60.02 = 297.70$$

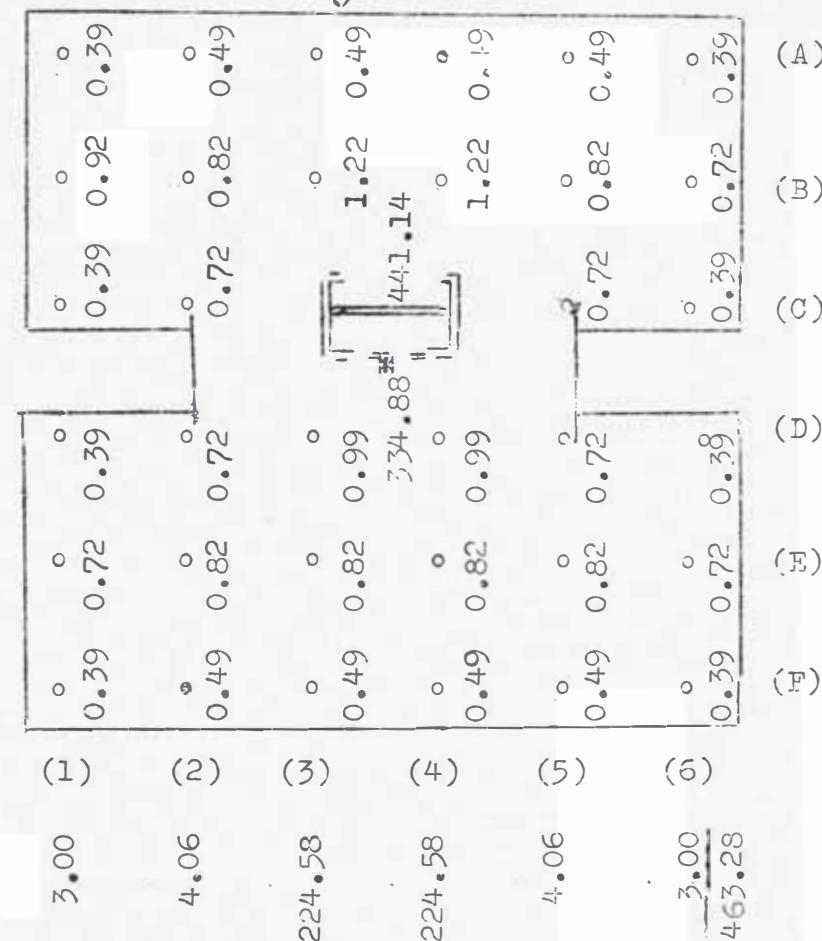
$$\text{Corte en la Placa } V = 297.70 \quad \frac{110.52}{\begin{array}{r} 2 \\ 60.02 \end{array}} \times 2 = 548.18^T$$



$$V = 6.16 \times 46.79 = 288.23$$

$$\text{Corte en la Placa } V = 288.23 \quad \frac{84.06}{\begin{array}{r} 2 \\ 46.79 \end{array}} \times 2 = 517.81$$

Nivel 5



$$V = 1.49 \times 224.58 = 334.62$$

$$\text{Corte en la Placa } V = 334.62 \quad \frac{\underline{441.14}}{224.58} \times 2 = 657.30$$

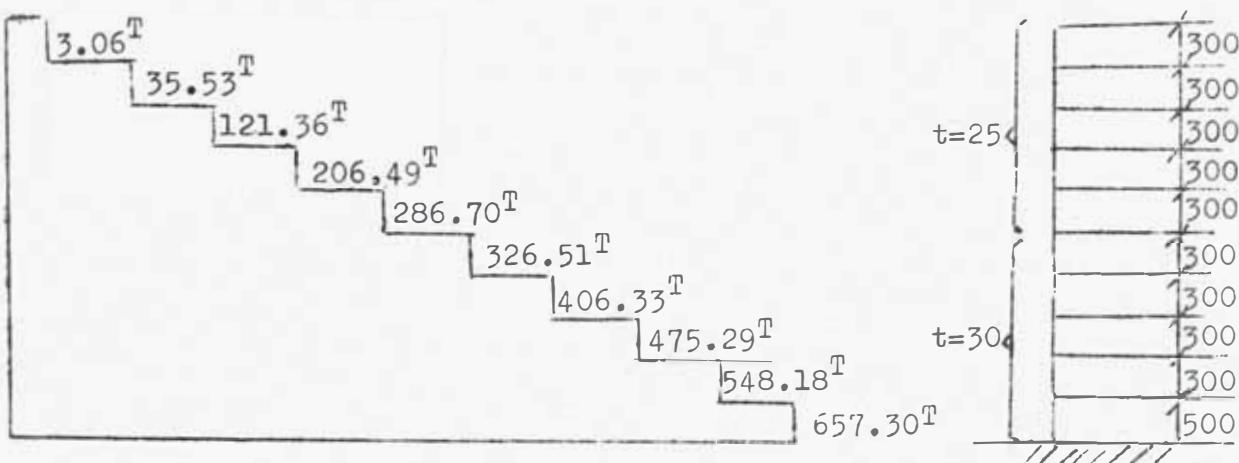


$$V = 1.94 \times 171.45 = 332.61$$

$$\text{Corte en la Placa: } V = 332.61 \quad \frac{\underline{334.88}}{171.45} \times 2 = 649.68$$

- 11.0 -

VERIFICACION DE LOS VALORES "D"



CALCULO DE DEFORMACION POR FUERZA CORTANTE

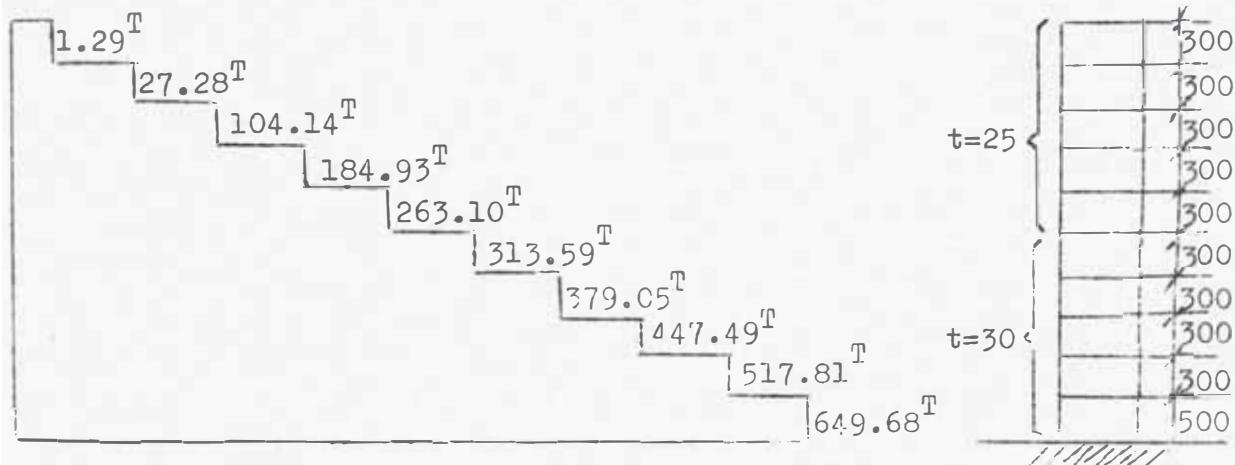
Niv.	V _n T	A _{Wn} x10 ³	K	Δ _{sn} x10 ³	K _o	hn	δ _{sn}
10	3.06	66.2	1.2	0.055	10 ³	300	0.0051
9	35.53	66.2	1.2	0.644	10 ³	300	0.0592
8	121.36	66.2	1.2	2.200	10 ³	300	0.2024
7	206.49	66.2	1.2	3.743	10 ³	300	0.3445
6	286.70	66.2	1.2	5.197	10 ³	300	0.4781
5	326.51	80.7	1.2	4.855	10 ³	300	0.4467
4	406.33	80.7	1.2	6.042	10 ³	300	0.5559
3	475.29	80.7	1.2	7.067	10 ³	300	0.6502
2	548.18	80.7	1.2	8.151	10 ³	300	0.7499
1	657.30	80.7	1.2	9.774	10 ³	500	0.5395

CALCULO DE DEFORMACION POR FLEXION

Niv.	$V_n \times h_n \times 10^3$	$M_n \times 10^3$	$2M_n \times 10^3$	$k_w \times 10^3$	$2 \frac{M_n}{k_w}$	$4\Delta_{Bn}$	$\frac{3}{h_n}$	δ_{Bn}
10	0.92	0.92	0.92	9.57	0.0961	1140.6339	0.010	11.4063
9	10.66	11.58	12.50	9.57	1.3062	1139.2316	0.010	11.3923
8	36.41	47.99	59.57	9.57	6.2247	1131.7007	0.010	11.3170
7	61.95	109.94	157.93	9.57	16.5026	1108.9734	0.010	11.0897
6	86.01	195.95	305.89	9.57	31.9634	1060.5074	0.010	10.6051
5	97.95	202.90	489.85	12.47	39.2822	989.2618	0.010	9.8926
4	121.90	415.80	709.70	12.47	56.9125	893.0671	0.010	8.9307
3	142.59	558.29	974.19	12.47	78.1226	758.0320	0.010	7.5803
2	164.45	722.84	1281.23	12.47	102.7449	577.1645	0.010	5.7716
1	328.65	1051.49	1774.33	7.48	237.2098	237.2098	0.006	1.4233

Niv.	$V_n T$	δ_{sn}	δ_{Bn}	δ_{tn}	D
10	3.06	0.0051	11.4063	11.4114	0.27
9	35.53	0.0592	11.3923	11.4515	3.10
8	121.36	0.2024	11.3170	11.5194	10.54
7	206.49	0.3445	11.0897	11.4342	18.06
6	286.70	0.4781	10.6051	11.0832	25.87
5	326.51	0.4467	9.8926	10.3393	31.58
4	406.33	0.5559	8.9307	9.4866	42.83
3	475.29	0.6502	7.5803	8.2305	57.74
2	548.18	0.7499	5.7716	6.5215	84.06
1	657.30	0.5395	1.4233	1.9628	334.88

2º.- Aproximación de los Valores "D"



CALCULO DE DEFORMACION POR FLEXION

Niv.	Vn	T	$A_w \times 10^3$	K	$\Delta_{sn} \times 10^3$	κ_0	hn	δ_{sn}
10	1.29	66.2	1.2	0.023	10^3	300	0.0021	
9	27.28	66.2	1.2	0.494	10^3	300	0.0454	
8	104.14	66.2	1.2	1.888	10^3	300	0.1737	
7	184.93	66.2	1.2	3.352	10^3	300	0.3084	
6	263.10	66.2	1.2	4.769	10^3	300	0.4387	
5	313.59	80.7	1.2	4.663	10^3	300	0.4290	
4	379.05	80.7	1.2	5.636	10^3	300	0.5185	
3	447.49	80.7	1.2	6.654	10^3	300	0.6122	
2	517.81	80.7	1.2	7.700	10^3	300	0.7084	
1	649.68	80.7	1.2	9.661	10^3	500	0.5333	

CALCULO DE DEFORMACION POR FLEXION

Niv.	$V_n \times h_n^{x10^3}$	$M_n' x 10^3$	$2M_n x 10^3$	$k_w x 10^3$	$2 \frac{M_n}{k_w}$	$4 \Delta B_n$	$\frac{3}{hn}$	$\bar{\delta}_{Bn}$
10	0.39	0.39	0.39	9.57	0.0408	1052.4520	0.010	10.5245
9	8.18	8.57	8.96	9.57	0.9363	1051.4749	0.010	10.5147
8	31.24	39.81	48.38	9.57	5.0554	1045.4832	0.010	10.4548
7	55.48	95.29	135.10	9.57	14.1170	1026.3108	0.010	10.2631
6	78.93	174.22	269.51	9.57	28.1620	984.0318	0.010	9.8403
5	94.08	268.30	442.52	12.47	35.4867	920.3831	0.010	9.2038
4	113.72	382.02	650.32	12.47	52.1507	832.7457	0.010	8.3275
3	134.25	516.27	898.29	12.47	72.0360	708.5590	0.010	7.0856
2	155.34	671.61	1187.88	12.47	95.2589	541.2641	0.010	5.4126
1	324.84	996.45	1168.06	7.48	223.0026	223.0026	0.010	1.3380

USAR EN EJES (3) y (4)-(4)

Niv.	V_n	T	δ_{sn}	$\bar{\delta}_{Bn}$	δ_{tn}	D	D
10	1.29	0.0021	10.5245	10.5266	0.12	0.12	
9	27.28	0.0454	10.5147	10.5601	2.58	2.58	
8	104.14	0.1737	10.4548	10.6285	9.80	9.80	
7	184.93	0.3084	10.2631	10.5715	17.49	17.49	
6	263.10	0.4387	9.8403	10.2790	25.60	25.60	
5	313.59	0.4290	9.2038	9.2038	32.55	32.55	
4	379.05	0.5185	8.3275	8.8460	42.85	39.39	
3	447.49	0.6122	7.0856	7.6978	58.13	48.49	
2	517.81	0.7084	5.4126	6.1210	60.21	60.21	
1	649.68	0.5333	1.3380	1.8713	69.58	69.58	

*= Valores obtenidos al afectarse por los coeficientes de deformación plástica.

xx= Coeficientes de deformación plástica que afectan δ_{sn}

CAPITULO V

DETERMINACION DE LOS CENTROS DE MASA Y DE RIGIDEZ

5.1 Centro de Masa de Edificación sobre Azotea:

a) Centro de Masa sobre nivel de Azotea + 1.70 m.

(figura (1)

Centroide A : Muro de ladrillo : 1,420 1,420

Centroide	B:	Losa de techo :	5,976			
		Máquinas (s/c) :	10,000			
		Losa de piso :	<u>5,976</u>			
			21,952			21,952
Centroide	C:	Muros de concreto	7,944			7,944
Centroide	D:	Muro de concreto	10,584			10,584
Centroide	E:	Losa de techo :	6,360			6,360
Centroide	F:	Losa de techo :	5,976			
		Muros de concreto :	18,888			
		Piso de concreto :	5,760			
		Contenido (agua)	<u>37,770</u>			<u>68,394</u>
			68,394	Total	=	116,654

$$\bar{y} = \frac{\sum Q \cdot x \cdot y}{\sum Q}$$

$$\begin{aligned}\bar{y} &= \frac{1420 \times 10.40 + 21,952 \times 8.85 + 7,944 \times 8.50 +}{116,654} \\ &\quad + \frac{10,584 \times 7.30 + 6360 \times 5.75 \times 68,394 \times 1.50}{116,654}\end{aligned}$$

$$\bar{y} = \frac{489,175.40}{116,654} - \underline{\underline{4.19}}$$

$$\bar{x} = \underline{\underline{3.65}}$$

$$\bar{y} = \underline{\underline{4.19}}$$

b) Centro de Masa comprendido entre nivel Azotea y nivel
+ 1.70 m. Figura (?)

Centroide G :	Muros de concreto:	4,032	4,032
Centroide H :	Muro de concreto:	5,088	5,088
Centroide I :	" "	6,768	6,768

Centroide J:	Muros de ladrillo:	13,680	13,680
Centroide K:	" " "	5,680	
	columnas (2)	<u>480</u>	
		6,160	6,160
Centroide L:	Muro de ladrillo	1,280	
	Muro de ladrillo (soga)	<u>480</u>	
		1,760	1,760
Centroide M :	Muro de ladrillo soga :	1,792	1,792
Centroide N :	Columnas de concreto (2)	1,224	<u>1,224</u>
		Total	Q = 40,504

$$\bar{y} = \frac{4032 \times 9.70 + 5088 \times 8.50 + 6768 \times 7.30 + 13,680 \times 5.15 + 6160 \times 3.00 + 1760 \times 2.20 + 1792 \times 1.40 + 1224 \times 0.00}{40,504}$$

$$\bar{y} = \frac{227,067.60}{40,504} = 5.61 \text{ mts.}$$

$$\bar{x} = 3.65$$

$$\bar{y} = 5.61$$

c) Centro de Masa de los dos niveles tomados como conjunto:

$$\bar{y} = \frac{116,654 \times 4.19 + 40,504 \times 5.61}{116,654 + 40,504} = \frac{716,007.70}{157,158} = 4.56 \text{ mts.}$$

$$\bar{x} = 3.65$$

$$\bar{y} = 4.56$$

(B)

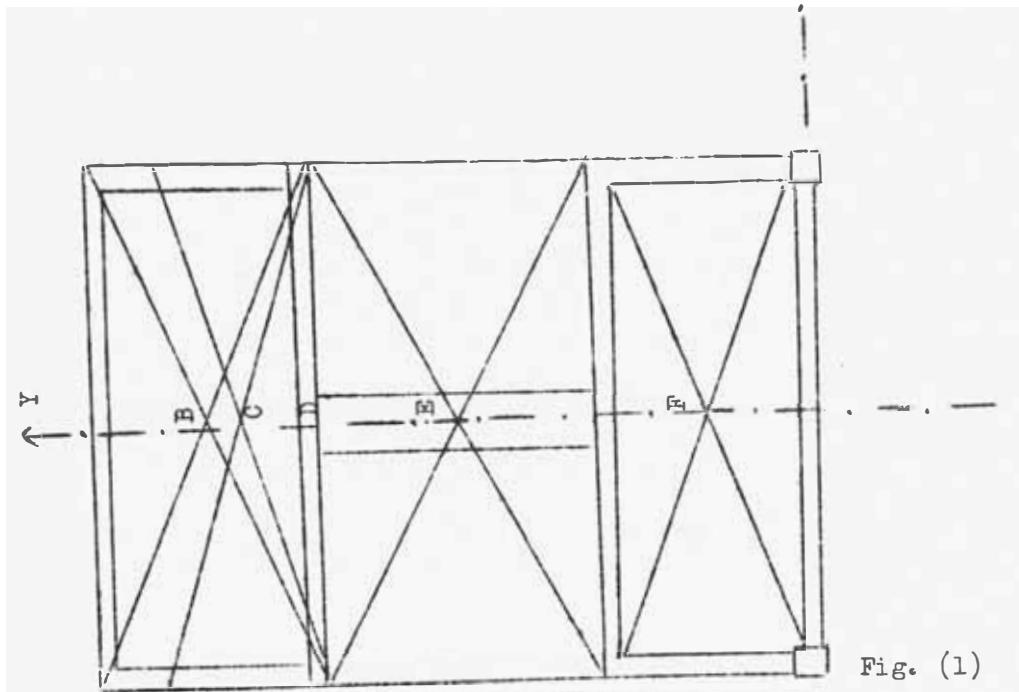


Fig. (1)

(B)

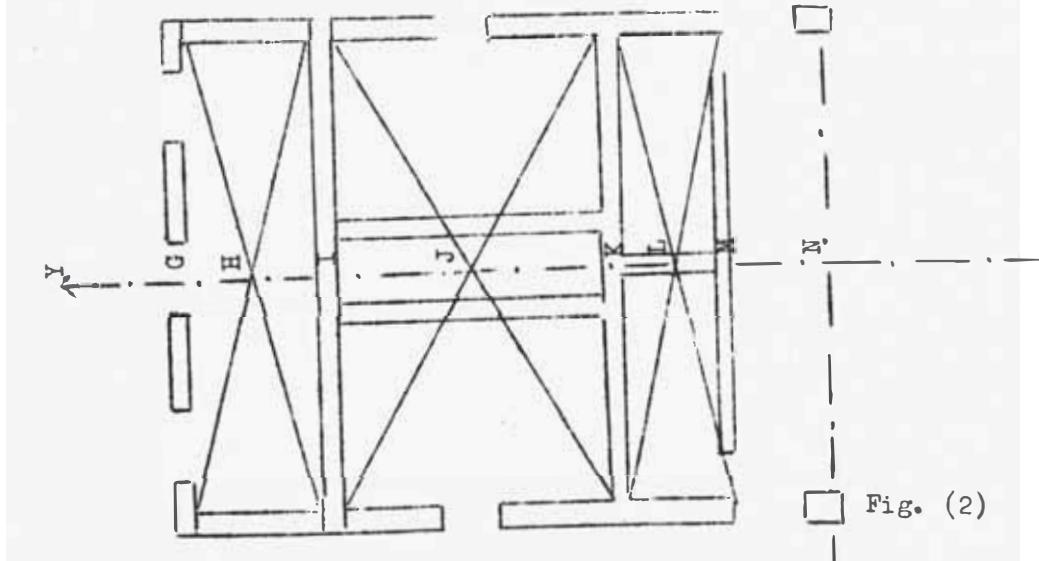
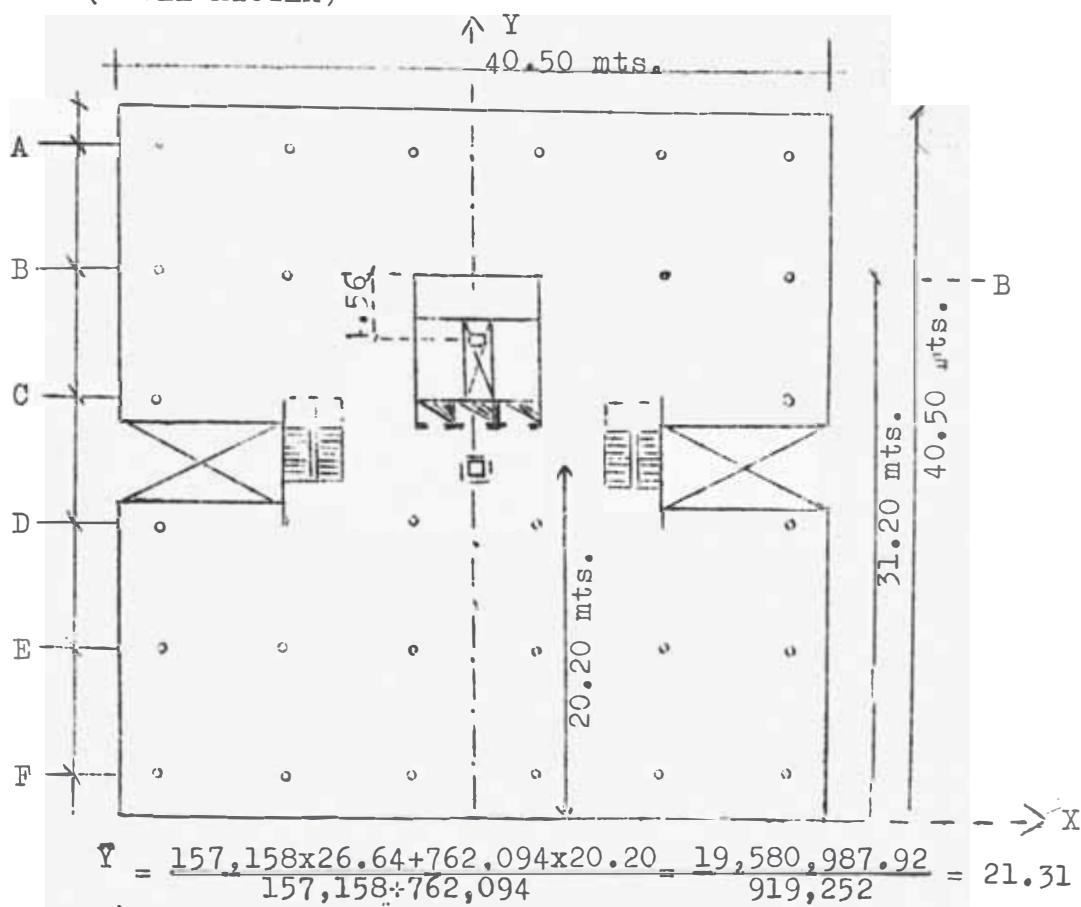


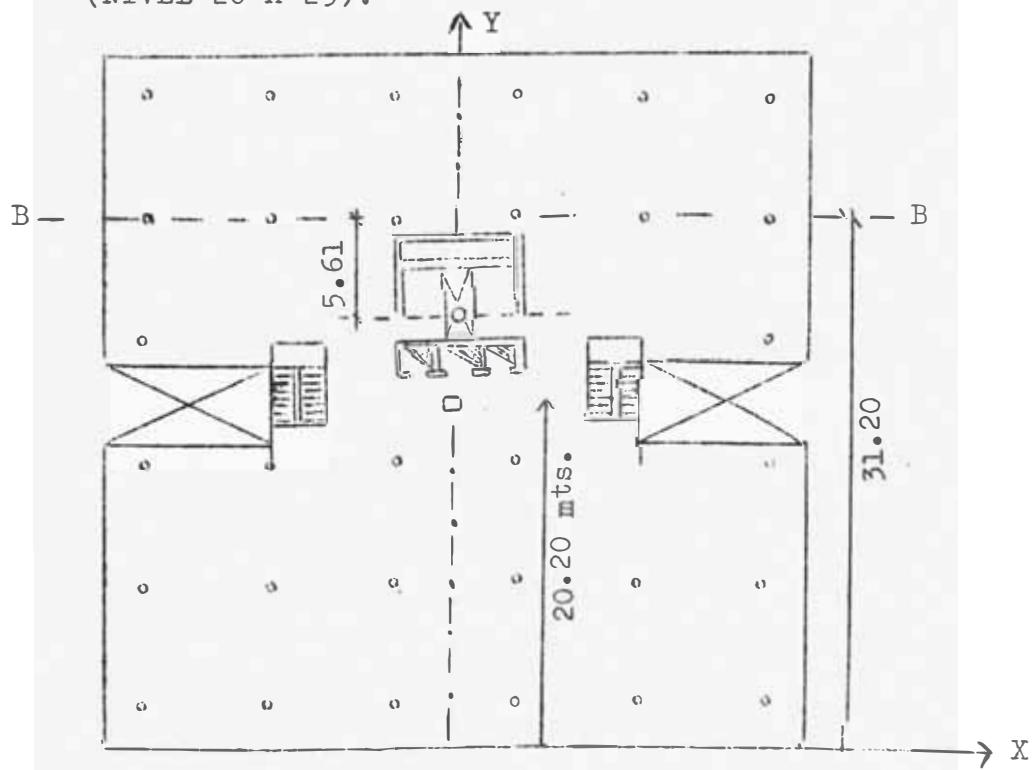
Fig. (2)

(B)

5.2.- CENTRO DE MASA DE LA ESTRUCTURA ULTIMO PISO
(NIVEL AZOTEA)



5.3.- CENTRO DE MASA DE LA ESTRUCTURA PISO TIPICO
(NIVEL 20 A 29).



$$Y = \frac{68,164x25.59 + 775,542x20.20}{68,164+775,542} = \frac{17,410,265.16}{843,706} = 20.64$$

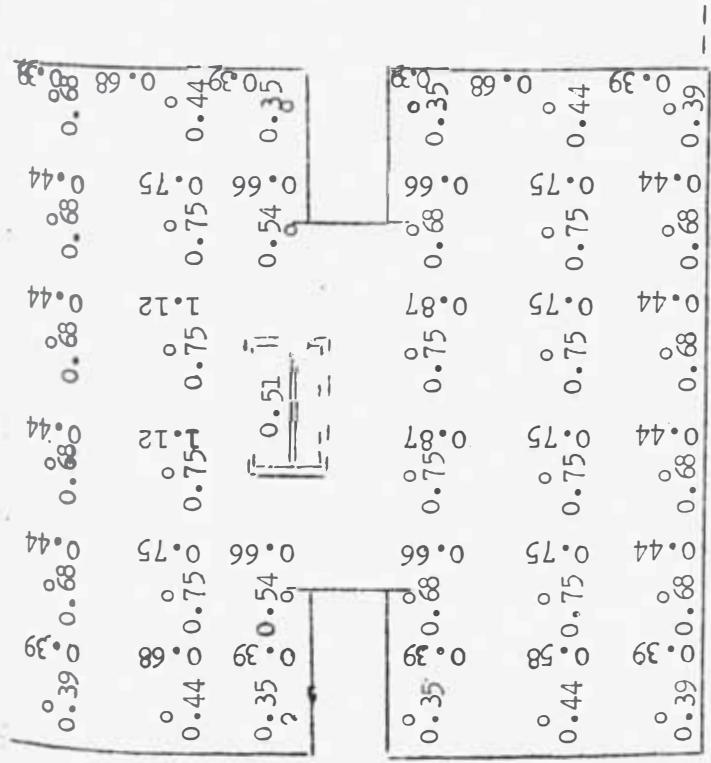
5.4 Centro de Masa de la Estructura Piso Típico (Nivel 5 a 17)

$$\bar{Y} = \frac{72,388 \cdot 25.59 + 775,542 \cdot 20.20}{72,388 + 775,542} = \frac{17,518,357.32}{847,930} = 20.66$$

5.5 CENTRO DE MASA

Piso	W	W	Y	X̄	W · Y	W · X	$\Sigma W \cdot Y$	W · X	Ȳ	X̄
11	992.6	992.6	21.31	20.25	21,152.31	20,100.15	21,152.31	20,100.15	21.31	20.25
10	1216.7	2209.3	20.64	20.25	25,112.69	24,638.18	46,265.00	44,738.33	20.94	20.25
9	1216.7	3426.0	20.64	20.25	25,112.69	24,638.18	71,377.69	69,376.51	20.83	20.25
8	1216.7	4692.7	20.64	20.25	25,112.69	24,638.18	96,490.38	94,014.69	20.78	20.25
7	1216.7	5859.4	20.64	20.25	25,112.69	24,638.18	121,603.07	118,652.87	20.75	20.25
6	1220.9	7080.3	20.66	20.25	25,223.79	24,723.23	146,826.86	143,376.10	20.74	20.25
5	1220.9	8301.2	20.66	20.25	25,223.79	24,723.23	172,050.65	168,099.33	20.73	20.25
4	1220.9	9522.1	20.66	20.25	25,223.79	24,723.23	197,274.44	192,822.56	20.72	20.25
3	1220.9	10743.0	20.66	20.25	25,223.79	24,723.23	222,498.23	217,545.79	20.71	20.25
2	1314.9	12057.9	20.67	20.25	27,178.98	26,626.73	249,677.21	244,172.52	20.70	20.25

5.6 DETERMINACION DE LOS CENTROS DE RIGIDEZ



3.50	38.50	134.7505187.88
3.88	31.20	121.0563776.95
2.29	23.90	54.7311308.07
3.56	16.60	59.096980.99
3.88	9.30	36.084355.58
3.50	2.00	7.00014.00
20.61		412.7116234

$$Y = \frac{412.711}{20.61} = \underline{\underline{20.03}}$$

$$I_x = 11,623 \cdot 47 - 20 \cdot 61x(20 \cdot 03)^2$$

$$I_x = 11,623.47 - 8268.73$$

$$I_X = \underline{3354.54}$$

20.81 | 412 • L11, 023441

$D_y \cdot x^2$	$D_y \cdot x$	x	D_y
14.00	7.000	2.00	3.5
320.01	34.410	9.30	3.7
997.53	60.092	16.60	3.6
49.210	2.043	20.25	0.1
2067.78	86.518	23.90	3.6
3601.73	115.440	31.20	3.7
5187.88	134.750	38.50	3.5

$$\bar{x} = 20.25$$

$$I_y = 12,238 \cdot 14 - 21 \cdot 76x \overline{z} \overline{c} \cdot 25^2$$

$$I_y = 12,238.14 - 8922.96$$

$$I_y = \underline{3,315.18}$$

3.50	38.50	134.750	5187.88
3.88	31.20	121.056	3776.95
10.09	23.90	241.151	5763.51
3.56	16.60	59.096	980.99
3.88	9.30	36.084	355.58
3.50	2.00	7.00	14.00
28.41		599.13716	78.91

$$\begin{aligned} T &= \frac{599.137}{28.41} = 21.09 \\ I_x &= 16078.91 - 28.41x(21.09)^2 \\ I_x &= 16,078.91 - 12,636.48 \\ I_x &= \underline{\underline{3,442.43}} \end{aligned}$$

$$\bar{X} = 20.25$$

$$I_y = 13,246.89 - 24.22\overline{x^2} 20.25^2$$

$$I_y = 13,246.89 - 9,931.71$$

$D_x \cdot x^2$	$D_x \cdot x$	x	D_x
14.00	7.000	2.00	3.50
320.01	34.410	9.30	3.70
997.53	60.092	16.60	3.62
2057.78	52.245	20.25	2.58
2067.78	86.518	23.90	3.62
3601.73	115.440	31.20	3.70
5187.88	134.750	38.50	3.50

3.50	38.50	134.750	5187.88
3.88	31.20	121.056	3776.95
25.87	23.90	618.293	14,772.20
3.56	16.60	59.096	980.99
3.88	9.30	36.084	355.58
3.50	2.00	7.000	14.00
44.19		976.279	25,092.60

$D_f \cdot X^2$	$D_f \cdot X$	X	D_f
14.00	7.000	-2.50	3.50
320.01	34.410	9.30	3.70
997.53	60.092	16.60	3.62
4018.61	198.450	20.25	9.80
2067.78	86.518	23.90	3.62
3601.73	125.440	31.20	3.70
5187.88	134.750	38.50	3.50
31.44	31.44	31.44	31.44

$Dy \cdot X^2$	$Dy \cdot X$	X	Dy
14.00	7.000	2.00	3.50
320.01	34.410	9.30	3.70
997.53		16.60	3.62
7172.00	354.173	20.25	17.49
2067.78		23.90	3.62
3601.73	115.440	31.20	3.70
5187.88	134.750	38.50	3.50

Place	\bar{X}	I_x	I_y	I_z
		39.13	19,360.93	
		3.50	3.70	3.70
		3.62	3.62	3.62
		17.49	17.49	17.49
		20.25	20.25	20.25
		31.20	31.20	31.20
		38.50	38.50	38.50

$Dy \cdot X^2$	$Dy \cdot X$	X	Dy
3.50	38.50	134.750	5187.88
3.88	31.20	121.056	3776.95
49.48	23.90	967.472	23,122.58
3.56	16.60	59.096	980.99
3.88	9.30	36.084	355.58
3.50	2.00	7.000	14.00
58.80		1,325.45	33437.98

$Dy \cdot X^2$	$Dy \cdot X$	X	Dy
3.50	38.50	134.750	5187.88
3.88	31.20	121.056	3776.95
49.48	23.90	967.472	23,122.58
3.56	16.60	59.096	980.99
3.88	9.30	36.084	355.58
3.50	2.00	7.000	14.00
58.80		1,325.45	33437.98

$$\bar{x} = 20.25$$

$$I_x = 33,437 - 58.80x(22,54)$$

$$I_y = 19,360.93 - 16,045 \cdot 75$$

$$I_z = \underline{\underline{3,315.18}}$$

$Dy \cdot x^2$	$Dy \cdot x$	x	Dy
14.00	7.000	2.00	3.50
320.01	34.410	9.30	3.70
997.53	60.092	16.60	3.62
10,497.60	518.400	20.25	25.60
2067.78	186.518	23.90	3.62
3601.73	115.440	31.20	3.70
5187.88	134.750	38.50	3.50
47.24			
22368653			

20.25

$$I_y = 22,686.53 - 47 \cdot 24 \overline{x} 20 \cdot 25^2$$

$$I_y = 22,686.53 - 19,371.35$$

$$I_y = \underline{3,315.18}$$

$$I_x = \frac{39,110 \cdot 10 - 68 \cdot 73x(22 \cdot 74)^2}{569 \cdot 13}$$

0.39°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°
0.44°	0.75°	0.75°	0.75°	0.75°	0.75°	0.75°
0.35°	0.54°	0.54°	0.54°	0.54°	0.54°	0.54°
0.39°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°

0.39°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°
0.44°	0.75°	0.75°	0.75°	0.75°	0.75°	0.75°
0.35°	0.54°	0.54°	0.54°	0.54°	0.54°	0.54°
0.39°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°

0.39°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°
0.44°	0.75°	0.75°	0.75°	0.75°	0.75°	0.75°
0.35°	0.54°	0.54°	0.54°	0.54°	0.54°	0.54°
0.39°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°	0.68°

14.00	7.00	2.00	3.50	54.19
320.01	34.410	9.30	3.70	
997.53	60.092	16.60	3.62	
13,347.44	659.138	20.25	52.55	
2067.78	86.518	23.90	3.62	Plata
3601.73	115.440	31.20	3.70	
5187.88	134.750	38.50	3.50	
25,536.37	1097.348			

$$\bar{x} = 20.25$$

$$I_y = 25,536.37 - 54.19 \overline{x^2} 20.25^2$$

$$I_x = 25,536.37 - 22,221.19$$

$$I_y = 3.315.18$$

4.00	38.50	154.000	5929.00
4.64	31.20	144.768	4516.76
68.23	23.90	1630.697	38973.66
4.16	16.60	69.056	1146.33
4.64	9.30	43.152	401.31
4.00	2.00	8.000	16.00
89.67			2049.67350,98306

$$\begin{aligned}\bar{Y} &= \frac{2,049 \cdot 673}{89 \cdot 67} = 22.86 \\ I_x &= 50,983.06 - 89.67x(22.86)^2 \\ I_x &= 50,983.06 - 46,859.70 \\ I_x &= \underline{\underline{4,123.36}}\end{aligned}$$

$$\overline{X}_j = 20.25$$

D_x	D_2	D_3	x	X
13.04	6.520	2.000	3.26	
382.29	41.106	9.30	4.42	
1311.67	79.016	16.60	4.76	
6152.37	797.648	20.25	39.39	
2718.96	113.764	23.90	4.76	
4302.60	137.904	31.20	4.42	
4832.14	125.520	38.50	3.26	
64.27				
29,713.07				

4.00	38.50	154.00	5929.00
4.64	31.20	144.768	4516.76
79.00	23.90	1888.10045	125.59
4.16	16.60	69.0561	146.33
4.64	9.30	43.152	401.31
4.00	2.00	8.000	16.00
100.44			2,307.07657134.99

$$\begin{aligned}\bar{Y} &= \frac{2,307.076}{100.44} = 22.97 \\ I_x &= 57,134.99 - 100.44x(22.97)^2 \\ I_x &= 57,134.99 - 52,994.15 \\ I_x &= \underline{\underline{4,140.84}}\end{aligned}$$

$$\bar{x} = 20.25$$

$$I_y = 33,444 \cdot 64 - 3 \cdot 37 x \overline{20.25}^2$$

$$I_y = 33,444.64 - 30,086.29$$

$$I_y = \underline{3} \underline{2} \underline{3} \underline{5} \underline{8} \bullet \underline{3} \underline{5}$$

$D_y \cdot x^2$	$D_y \cdot x$	x	D_y
13.04	6.520	2.00	3.26
382.14	41.106	9.30	4.42
1,311.67	79.016	16.60	4.76
2,718.96	113.761	23.9.	4.76
13,883.94	981.923	20.25	48.49
4,302.60	137.904	31.20	4.42
6,832.14	125.510	38.50	3.26
73.0.37			33.444.64

$$IX = 70,305.13 - 124.02x(22.64)^2$$

Ix= 70, 305.13- 63, 568.93

$$I_x = \frac{6,736.20}{}$$

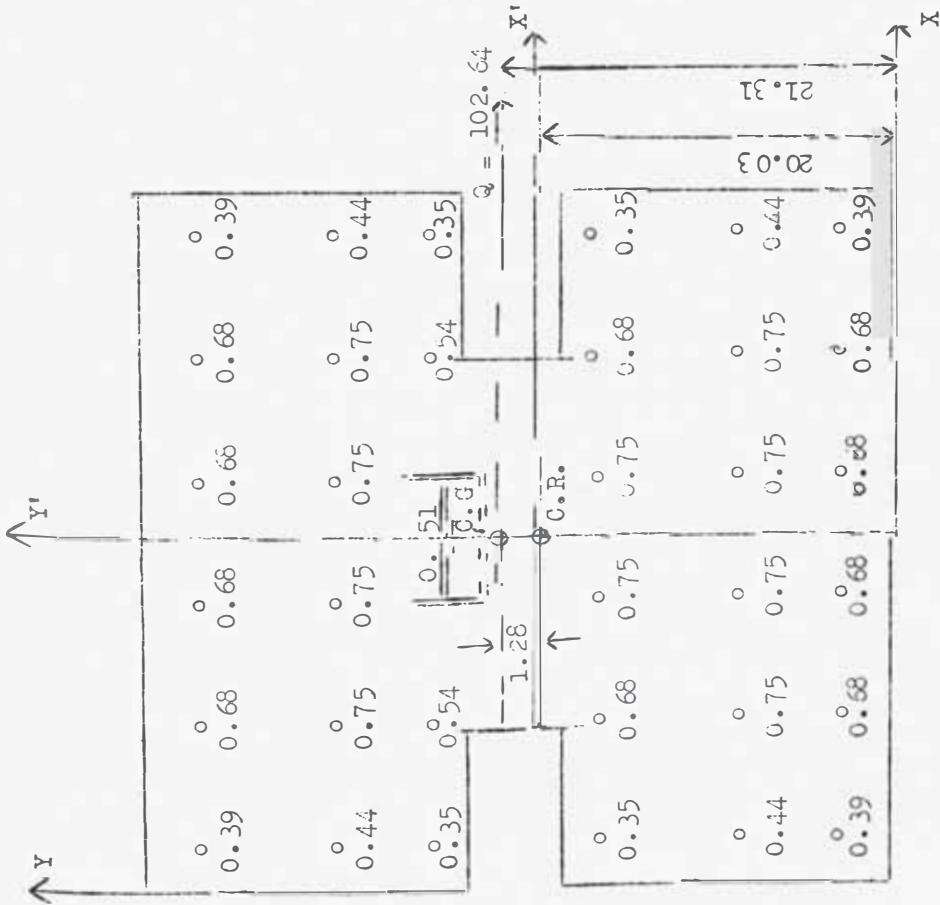
$$IY = 40,648.81 - 91.72 \times \frac{2}{20.25}$$

$$\text{Iy} = 40, 648.81 - 37, 610.93$$

$$Iy = \underline{3,037.88}$$

$D_{\bar{X}}^2$	$D_{\bar{Y}}^2$	X	D_Y
1200	6.000	2.00	3.00
352.15	371.758	9.30	4.06
1,105.00	66.566	16.60	4.01
28491.14	1,406.970	20.25	69.58
3290.55	55.839	23.90	4.01
3452.22	126.672	31.20	4.06
4446.75	115.500	38.50	3.00
91.78			
4,446.75			
40,648.81			

CORRECCION EN LA CORTANTE POR TORSION: NIVEL 32



D_x	\bar{Y}'	$\frac{Q}{D_x} \circ D_x$	$D_x \circ Y' \frac{M_T}{I_x + I_y} \circ D_x Y'$	M_T	V_{final}
0.39 0.68	0 0.68 0.68 0.68 0.68 0.68	0 0.68 0.68 0.68 0.68 0.68	0 0.68 0.68 0.68 0.68 0.68	+18.47 17.430	+64.645 +3.924
0.44 0.75	0 0.75 0.75 0.75 0.75 0.75	0 0.75 0.75 0.75 0.75 0.75	0 0.75 0.75 0.75 0.75 0.75	+11.17	+43.322
0.35 0.54	0 0.54 0.54 0.54 0.54 0.54	0 0.54 0.54 0.54 0.54 0.54	0 0.54 0.54 0.54 0.54 0.54	2.29 + 3.87	+8.862
0.39 0.68	0 0.68 0.68 0.68 0.68 0.68	0 0.68 0.68 0.68 0.68 0.68	0 0.68 0.68 0.68 0.68 0.68	-3.43	-12.211
0.44 0.75	0 0.75 0.75 0.75 0.75 0.75	0 0.75 0.75 0.75 0.75 0.75	0 0.75 0.75 0.75 0.75 0.75	-10.73	-19.322
0.39 0.68	0 0.68 0.68 0.68 0.68 0.68	0 0.68 0.68 0.68 0.68 0.68	0 0.68 0.68 0.68 0.68 0.68	3.50 -18.03	-63.105
				20.61	17.430

$$\frac{Q}{\sum D_x} = \frac{102.64}{20.61} = 4.980$$

$$M_{T'} = F_t (1.5e_1 + 0.05b_x) = 102.64 (1.5 \times 1.28 + 0.05 \times 40.50) = 102.64 \times 3.945 = 404.9148$$

$$\frac{M_T}{I_x + Y_y} = \frac{404.9148}{335454 + 3315 \cdot 18} = \frac{404.9148}{6669.72} = \underline{-0.06070}$$

D_x	Y'	$\frac{Q}{D_x} \circ D_x$	$D_x \circ Y'$	$\frac{M_T}{I_x + I_y} \circ D_x \circ Y'$	V_{final}
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44
0.35	0.74	8.31	8.31	8.31	0.
0.35	0.68	0.75	0.75	0.75	- -
0.35	0.68	0.75	0.75	0.75	0.35
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.39

$$\frac{Q}{\sum D_x} = \frac{213.96}{28.41} = 7.531$$

$$\frac{M_T}{I_x + I_y} = \frac{-413.4784}{3442.43 + 3315.18} = \frac{413.4784}{6757.61} = -0.06118$$

$$M_I = E, (e, -0.05b_x)$$

4.00	38.50	154.00	5929.00
4.64	31.20	144.768	4516.76
79.00	23.90	1888.1004512559	$\bar{Y} = \frac{2,307.076}{100.44} = 22.97$
4.16	16.60	69.0561,146.33	$I_x = 57,134.99 - 100.44x(22.97)^2$
4.64	9.30	43.152	$I_x = 57,134.99 - 52,994.15$
4.00	2.00	8.00	$I_x = 4,140.84$
100.44		2,307.657134.95	

0.420	0.790	0.790	0.790	0.790	0.790	0.790	0.790	0.420
0.500	0.910	0.910	0.910	0.910	0.910	0.910	0.910	0.500
0.370	0.630	0.630	0.630	0.630	0.630	0.630	0.630	0.370
0.42	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.42
0.35	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.35
0.420	0.790	0.790	0.790	0.790	0.790	0.790	0.790	0.420
0.50	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.50
0.38	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.38
0.42	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.42

13.04	6.520	2.00	3.26	33.444.64
382.24	11.106	9.30	4.42	
1,311.67	79.016	16.60	4.76	
1,988.394	981.923	20.25	48.49	
2,718.96	113.761	23.91	4.76	
4,302.60	137.904	31.20	4.42	
4,832.14	125.510	38.50	3.26	
			73.37	

$$\bar{x} = 20.25$$

$$I_y = 33,444.64 - 73.37x\overline{20.25}^2$$

$$I_y = 33,444.64 - 30,086.29$$

$$I_y = 3,358.35$$

CORRECCION EN LA CORTANTE POR TORSION. NIVRL 23

The diagram shows a beam structure with various dimensions and calculated values. The beam has a total length of 58.000 units. Key dimensions include:

- Span AB: 22.54
- Span BC: 28.78
- Span CD: 22.54
- Span DE: 28.78
- Span EF: 22.54
- Span FG: 28.78
- Span GH: 22.54
- Span HI: 28.78
- Span IJ: 22.54
- Span JK: 28.78
- Span KL: 22.54
- Span LM: 28.78
- Span MN: 22.54
- Span NO: 28.78
- Span OP: 22.54
- Span PQ: 28.78
- Span QR: 22.54
- Span RS: 28.78
- Span ST: 22.54
- Span TU: 28.78
- Span UV: 22.54
- Span VW: 28.78
- Span WX: 22.54
- Span XY: 28.78

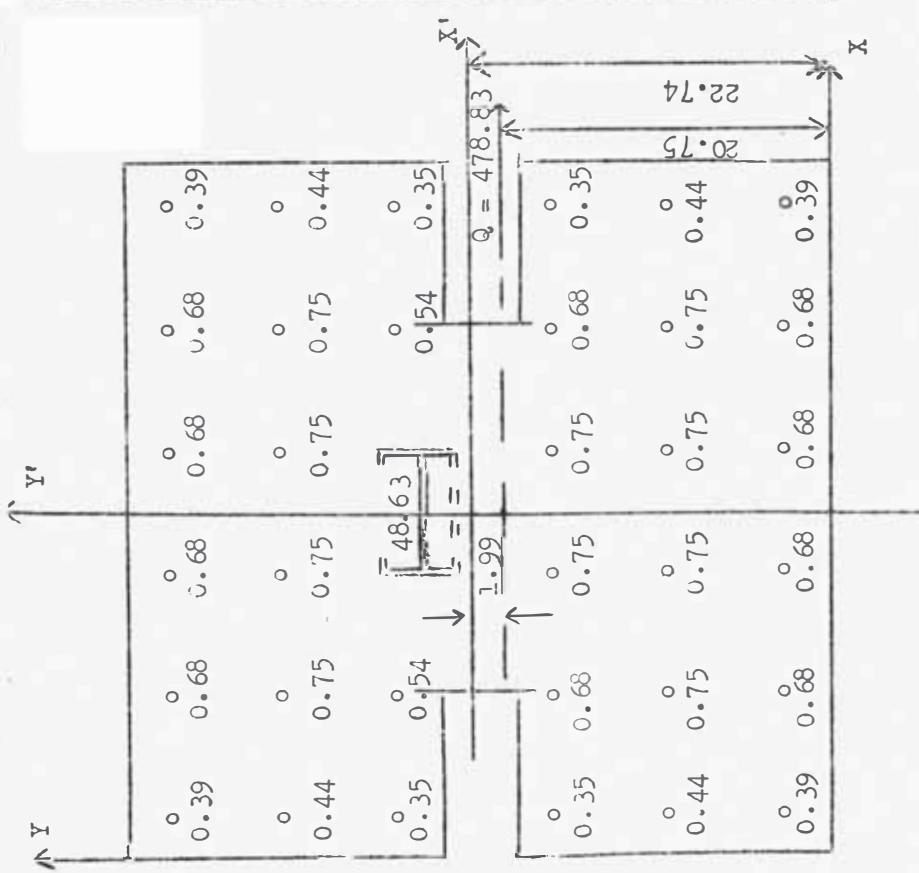
Calculated values for each segment are as follows:

Segment	D_x	Y'	$\frac{Q}{D_x} \circ D_x$	$D_x \circ Y'$	$\frac{M_T}{I_x + I_y} \circ D_x \circ Y'$	V final	T_h
AB	0.39	0.68	0.68	0.68	0.39	-12.356	24.052
BC	0.44	0.75	0.75	0.75	0.44	-7.432	26.663
CD	0.35	0.54	0.54	0.54	0.35	-12.177	278.179
DE	0.35	0.68	0.75	0.75	0.35	-21.146	24.464
EF	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	+4.677	29.141
FG	0.39	0.68	0.68	0.68	0.39	+11.363	38.026
GH	0.35	0.68	0.75	0.75	0.35	-51.371	26.663
IJ	0.35	0.68	0.75	0.75	0.35	-20.54	24.052
KL	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	-71.890	15.901
MN	0.39	0.68	0.68	0.68	0.39	-22.54	28.78
NO	0.35	0.68	0.75	0.75	0.35	-22.54	28.78
OP	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	-22.54	28.78
PQ	0.39	0.68	0.68	0.68	0.39	-22.54	28.78
QR	0.35	0.68	0.75	0.75	0.35	-22.54	28.78
RS	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	-22.54	28.78
ST	0.39	0.68	0.68	0.68	0.39	-22.54	28.78
TU	0.35	0.68	0.75	0.75	0.35	-22.54	28.78
VW	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	-22.54	28.78
WX	0.39	0.68	0.68	0.68	0.39	-22.54	28.78
XY	0.35	0.68	0.75	0.75	0.35	-22.54	28.78

$$M_T = F_i(e_i - 0.05b_X) = 402.06 (-1.76 - 2.025) = 402.06 \times (3.785) = -1521.7971$$

$$\frac{Q}{\sum D_x} = \frac{402.06}{58.80} = 6.872$$

$$\frac{M_T}{I_{x+I_y}} = -\frac{1521.7971}{3561.64 + 3315.18} = -\frac{1521.7971}{6879.82} = -0.22119$$



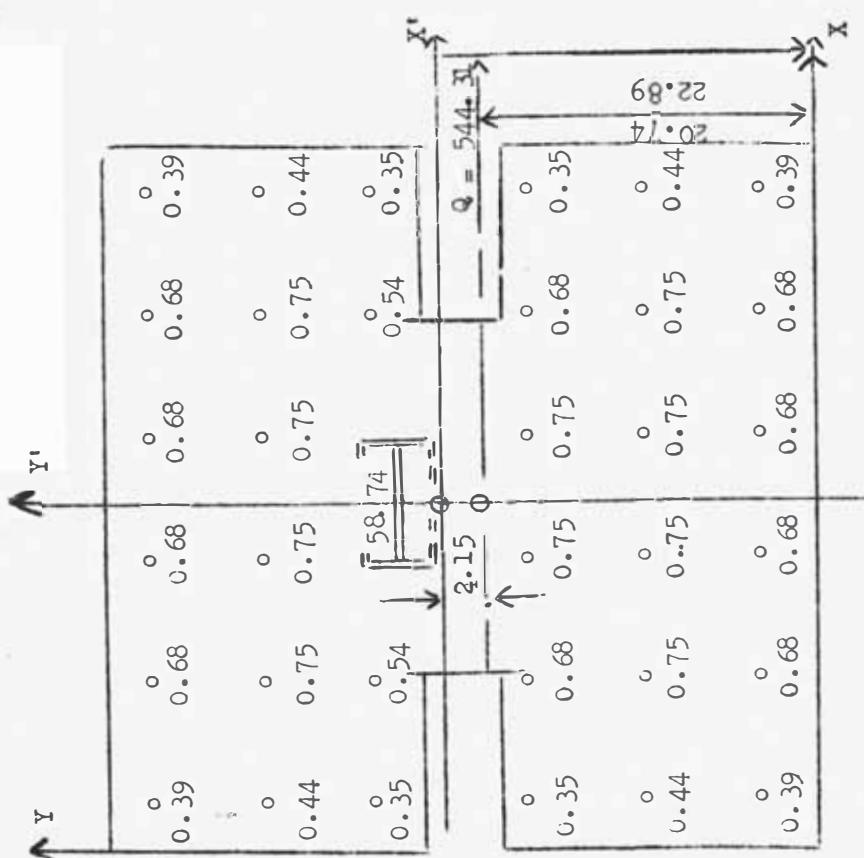
D_x	Y'	$\frac{Q}{D_x} D_x$	$D_x \circ Y'$	$\frac{M_T}{x+1} y \circ D_x \circ Y'$	V_{final}	T_n
3.50	+15.76	24.385	+55.160	-55.403	24.385	
3.88	+ 8.46	27.032	+32.825	- 9.166	27.032	
50.41	+ 1.16	351.206	+58.476	-16.329	351.206	
3.56	- 6.14	24.802	-21.858	+ 6.104	30.906	
3.88	-13.44	27.032	-52.147	+14.562	41.594	
3.50	-20.74	24.385	-72.590	+20.271	44.656	

$$= \frac{\sum D_x}{68.73} = \frac{410.03}{68.73} = 6.03$$

$$M_T = F_1(\theta_1 - 0.05b_X) = 478.83 \times (-1.99 - 2.025) = 478.83 \times (-4.015) = -1922.5025$$

$$\frac{M_T}{I_x + I_y} = \frac{1922.5025}{3569.13 + 3315.18} = \frac{-1922.5025}{6884.31} = -0.27925$$

CORRECCION EN LA CORTANTE POR TORSION: NIVEL 17

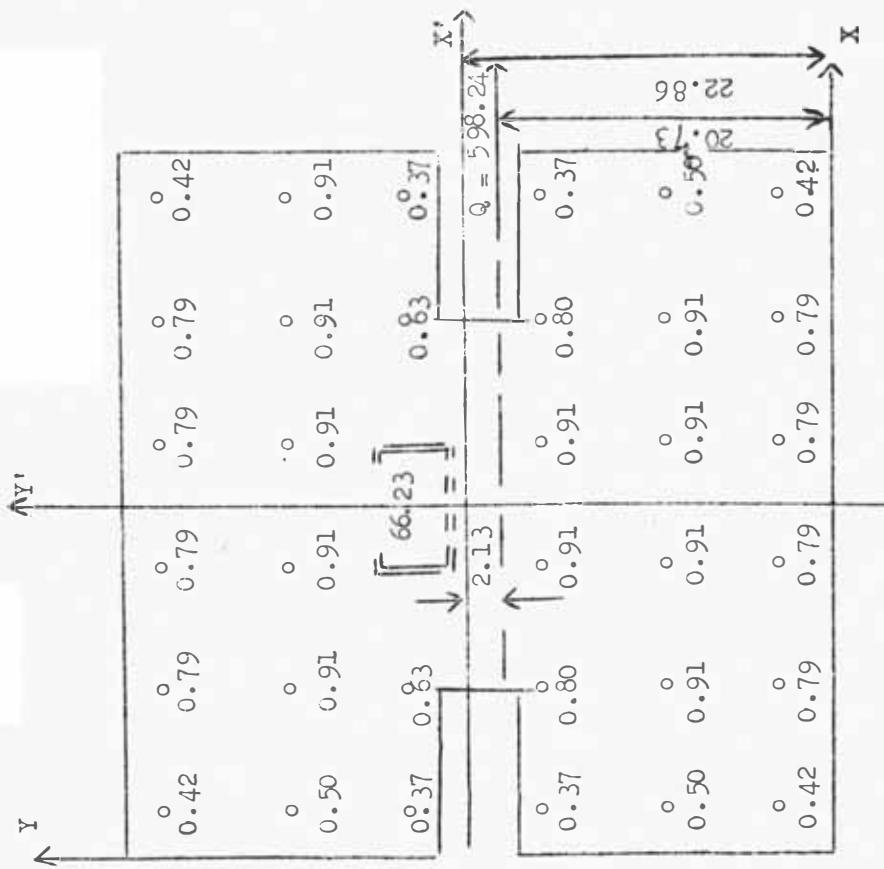


D_x	Y'	$\frac{Q}{D_x} \circ D_x$	$D_x \circ Y'$	$\frac{M_T}{I_x + I_y} \circ I_x \circ Y'$	V_{final}	T_n
3.50	+15.61	24.164	+54.635	-18.014	24.164	
3.88	+ 8.31	26.788	+32.243	-10.631	26.788	
60.52	+ 1.01	417.830	+61.125	-20.154	417.830	
3.56	- 6.29	24.578	-22.392	+ 7.383	31.961	
3.88	-13.59	26.788	-52.729	+17.386	44.174	
3.50	-20.89	24.164	-73.115	+24.107	48.271	

$$\frac{Q}{\sum D_x} = \frac{544.31}{78.84} = 6.904$$

$$M_T = F_i(\theta_i - 0.05b_x) = 544.31 \cdot (-2.15 - 2.025) = 544.31 \cdot (4.175) = -2272.4943$$

CORRECCION EN LA CORTANTE POR TORSION: NIVEL 14



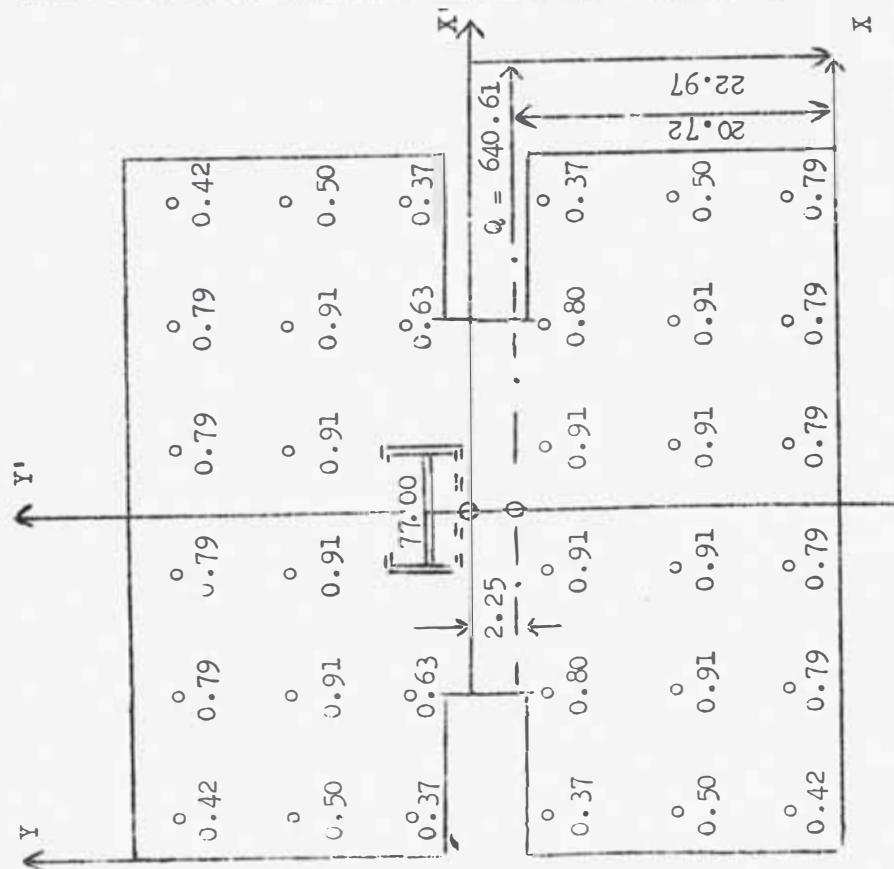
D_x	Y'	$\frac{Q}{D_x} \circ D_x$	$D_x \circ Y'$	$\frac{M_T}{I_x + I_y} \circ D_x \circ Y'$	V_{final}
4.00	+15.64	26.688	+62.560	-20.784	26.688
4.64	+ 8.34	30.958	+38.693	-12.857	30.958
68.23	+ 1.04	455.231	+70.959	-23.575	455.231
4.16	6.26	27.756	-26.042	+ 8.652	36.408
4.64	-13.56	30.958	-62.918	+20.903	51.861
4.00	-20.86	26.688	-83.440	+27.721	54.409
	89.67				

$$\frac{Q}{D_x} = \frac{598.24}{89.67} = 6.672$$

$$M_T = F_t (\theta - 0.05 b_x) = 598.24 x (-2.13 - 2.025) = 598.24 x (-4.155) = -24856.6872$$

$$\frac{M_T}{I_x + I_y} = \frac{-2485.6872}{4123.36 + 3358.35} = \frac{-2485.6872}{7481.71} = -0.33223$$

CORRECCION EN LA CORTANTE POR TORSION: NIVEL 11

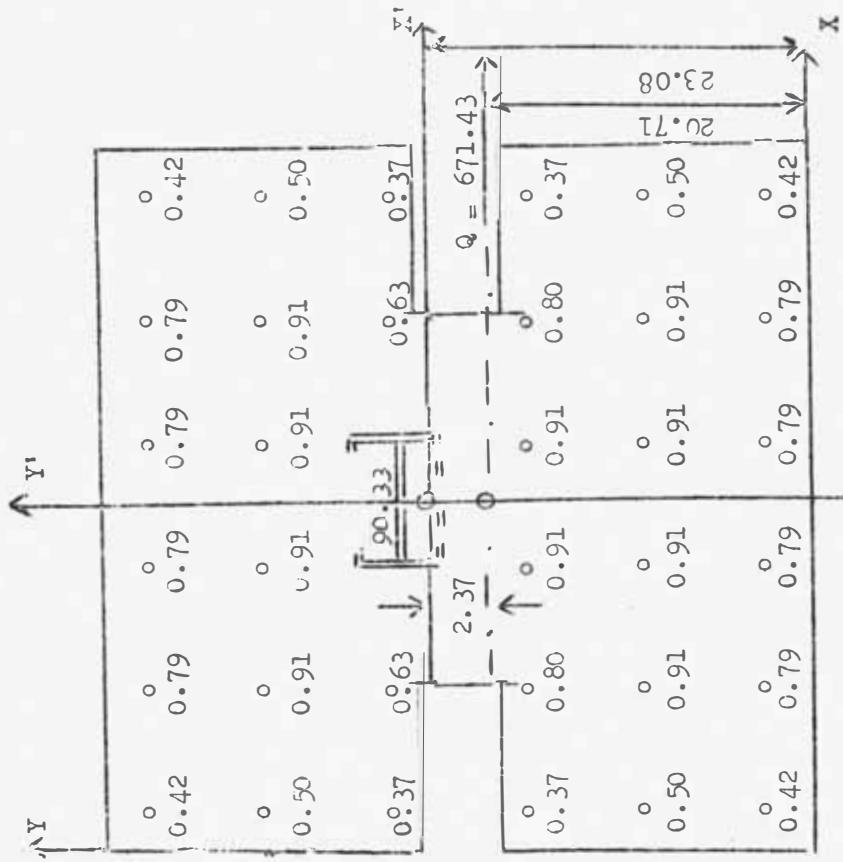


D_x	Y'	$\frac{Q}{D_x} D_x$	$D_x^o Y'$	$\frac{M_T}{I_x + I_y} D_x^o Y'$	V_{final}
0.42	0 0.79 0.79 0.79 0.79 0.42	4.00	+15.53	25.512 + 62.120	-22.685 25.512
0	0 0 0 0 0 0	4.64	+ 8.23	29.594 + 38.187	-13.945 29.594
0.50	0.91 0.91 0.91 0.91 0.91 0.50	79.00	+ 0.93	50.3.862 + 7.3.470	-26.830 50.3.862
0.37	0.63 0.63 0.63 0.63 0.63 0.37	4.16	- 6.37	26.532 - 26.499	+ 9.677 36.209
0.37	0.80 0.80 0.80 0.80 0.80 0.37	4.64	-13.67	29.594 - 63.429	+23.163 52.757
0.50	0 0 0 0 0 0.50	4.00	-20.97	25.512 - 83.880	+30.631 56.143
0.42	0.79 0.79 0.79 0.79 0.79 0.79	X 100.44	$\frac{Q}{\sum D_x} = \frac{640.61}{100.44} = 6.378$		

$$M_T = F_i (e - 0.05 b_x) = 640.61 (-2.25 - 2.025) = 640.61 \times (-4.275) = -2738.6078$$

$$\frac{M_T}{I_x + I_y} = \frac{-2738.6078}{4140.84 + 3358.35} = \frac{-2738.6078}{7499.19} = -0.36518$$

CORRECCION EN LA CORTAN POR TORSION: NIVEL 8



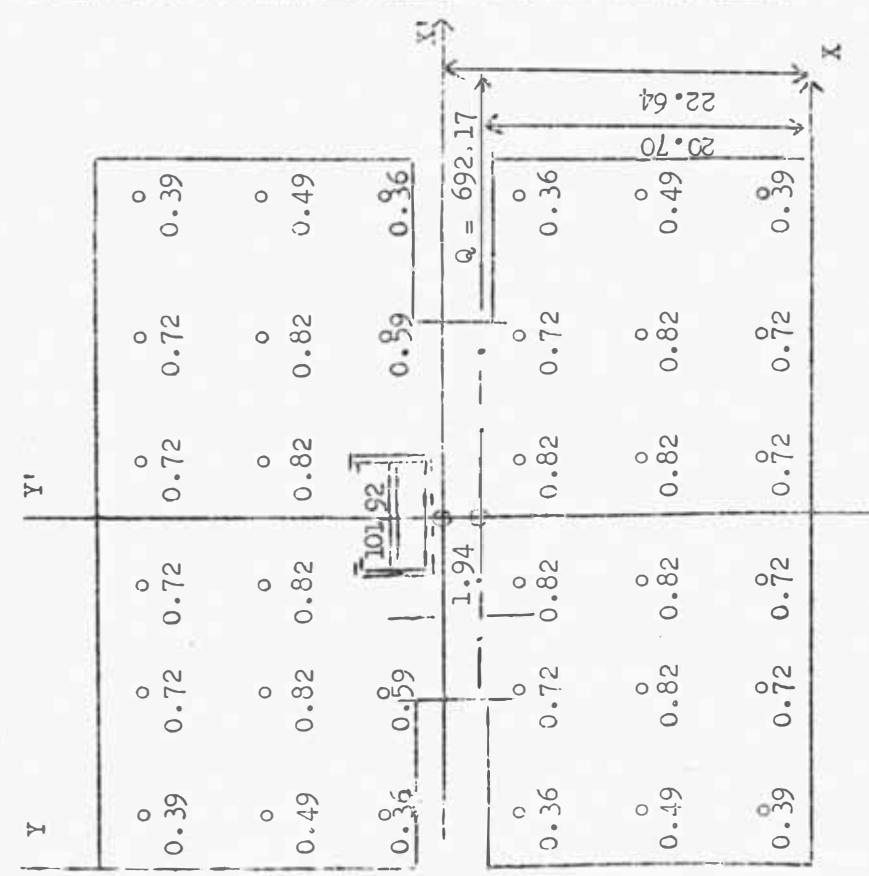
D_x	Y^t	$\frac{Q}{\sum D_x} D_x$	$D_x \circ Y^t$	$\frac{M_T}{I_x + I_y} D_x Y^t$	$V (\tau)$
4.00	+15.47	23.608	+61.880	-24.328	23.608
4.64	+ 8.12	27.385	+37.677	-14.813	27.385
92.33	+ 0.82	544.932	+75.711	-29.766	544.932
4.16	- 6.48	24.552	-26.957	+10.598	35.150
4.64	-13.78	27.385	-63.939	+25.138	52.523
4.00	-21.08	23.608	-84.320	+33.150	56.758
113.77					

$$\frac{Q}{\sum D_x} = \frac{671.43}{113.77} = 5.902$$

$$M_T = F_t (\theta - 0.05b_x) = 671.43 x (-2.37 - 2.025) = 671.43 (-4.395) = -2950.9349$$

$$\frac{M_T}{I_x + I_y} = \frac{-2950.9349}{4147.35 + 3358.35} = \frac{-2950.9349}{7505.70} = \underline{\underline{-0.39315}}$$

CORRECCION EN LA CORTANTE POR TORSION: NIVEL 5



D_x	Y'	$\frac{Q}{D_x} \cdot D_x$	$D_x \cdot Y'$	$\frac{M_T}{I_x + I_y} \cdot D_x \cdot Y'$	V (T) V_{final}
3.94	+15.86	21.989	+ 62.488	-17.564	21.989
4.26	+ 8.56	23.775	+ 36.466	-10.249	23.775
103.82	+ 1.26	579.419	+130.813	-36.768	579.419
3.80	- 6.04	21.208	- 22.952	+ 6.451	27.659
4.26	-13.34	23.775	- 56.828	+15.973	39.738
3.94	-20.64	21.989	- 81.322	+22.857	44.846
124.02					

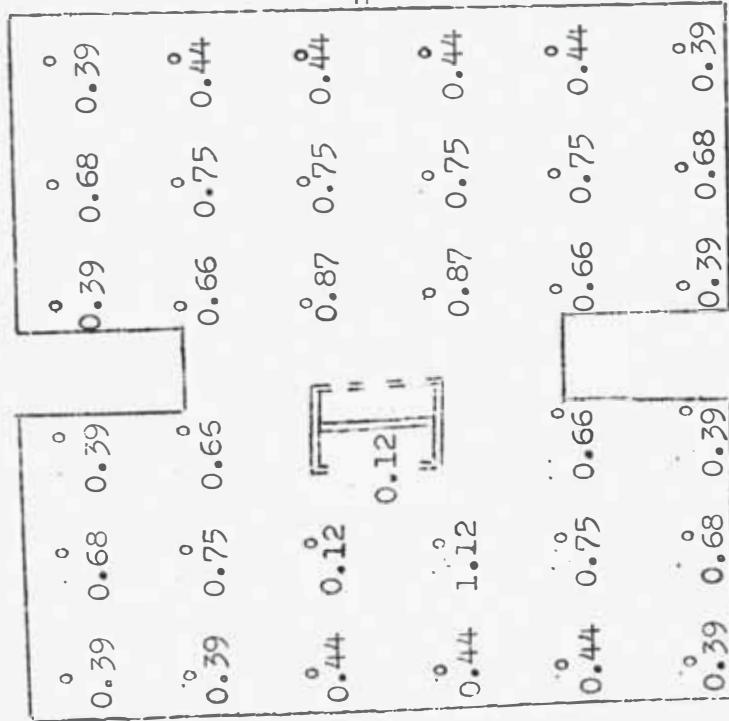
$$\frac{Q}{\sum D_x} = \frac{692.17}{124.02} = 5.581$$

$$M_T = F_t (\theta - 0.05 b_x) = 692.17 (-1.94 - 2.025) = 69217 x (-3.965) = -2744.4541$$

$$\frac{M_T}{I_x + I_y} = \frac{-2744.4541}{6736.20 + 3037.88} = \frac{-2744.4541}{9764.08} = -0.28107$$

6.2.- Para el sismo entrando en la dirección tal como se muestra en la figura, no existe corrección por torsión, ya que el centro de masa, coincide con el centro de rigidez, obteniéndose directamente el corte final por pórtico.

CORTE FINAL POR PÓRTICO NIVELES 32



$$Q=102.64 \quad T=1.0$$

Dy	Vfinal
3.50	16.510
3.70	17.453
3.68	17.359
3.68	17.359
3.70	17.453
3.50	16.510

21.76

$$\frac{Q}{2D_y} = \frac{102.64}{21.76} = 4.717$$

CORTE FINAL POR PORTICOS

NIVEL 29

0.39	0	0	0	0	0	0	0
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
0.44	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
0.39	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
0.44	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
0.39	0	0	0	0	0	0	0
0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75

$$Q = 213.96 \text{ T}$$

Dy	Vfinal	Tn
3.50	30.919	
3.70	32.686	
4.91	43.375	
4.91	43.375	
3.70	3.70	
3.50	3.50	

24.22

$$\frac{Q}{\Sigma D_y} = \frac{213.96}{24.22} = 8.834$$

CORTE FINAL POR PARTICU

NIVEL 26

0.39	0	0	0	0	0.39	0	0	0
0	0.68	0.39	0	0	0.39	0.68	0	0.39
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.44	0.75	0.66	0	0	0.66	0.75	0	0.44
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.44	1.12	1	1	1	0.87	0.75	0	0.44
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.44	1.12	1	1	1	0.87	0.75	0	0.44
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.44	0.75	0.66	0	0	0.66	0.75	0	0.44
0.39	0	0	0	0	0.39	0	0	0.39
0.39	0.68	0.39	0	0	0.39	0.68	0	0.39

Dy	Wfinal
3.50	34.930
3.70	36.926
8.52	85.030
8.52	85.030
3.70	36.926
3.50	34.930
31.44	

$$\frac{Q}{Dy} = \frac{313.77}{31.44} = 9.980$$

CORTE FINAL POR PORTICO

NIVEL 23

			Dy		
0	0	0	0	0	0
0.39	0.68	0.39	0.39	0.68	0.39
0	0	0	0	0	0
0.44	0.75	0.66	0.66	0.75	0.44
0	0	0	0	0	0
0.44	1.12	17.49	0.87	0.75	0.44
0	0	0	0	0	0
0.44	1.12	17.49	0.87	0.75	0.44
0	0	0	0	0	0
0.44	0.75	0.66	0.66	0.75	0.44
0	0	0	0	0	0
0.39	0.68	0.39	0.39	0.68	0.39
			39.13		

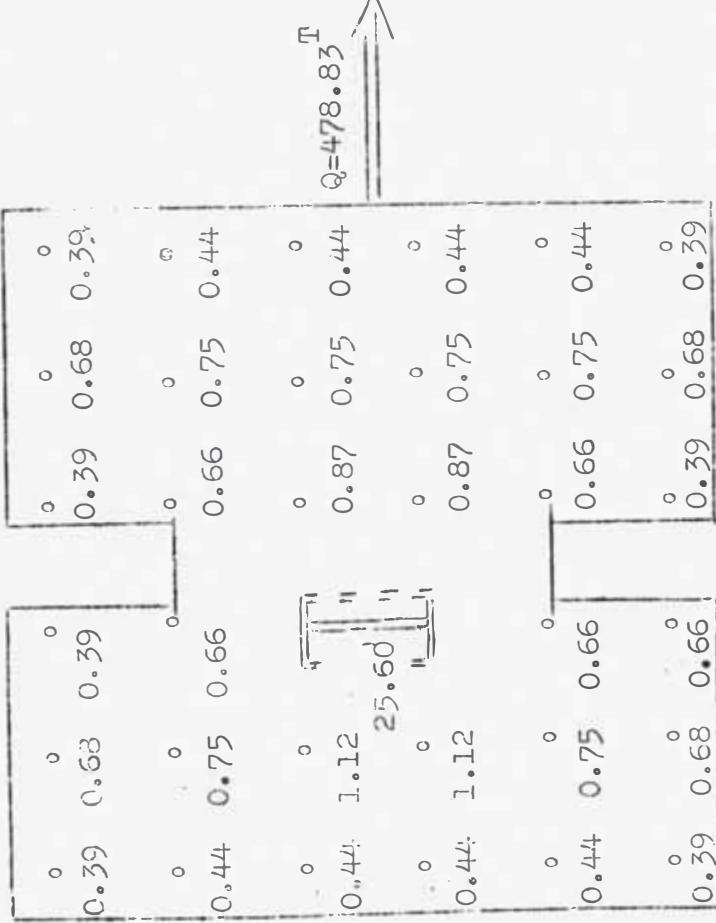
$$Q = 402.06 \text{ T}$$

Dy	Vfinal.
3.50	35.963
3.70	38.018
12.365	127.050
12.365	127.050
3.70	38.018
3.50	35.963
39.13	

$$\frac{q}{\sum Dy} = \frac{402.06}{39.13} = 10.275$$

CORTE FINAL POR PORTICO

NIVEL 20



D_x	V_{final}
3.50	35.476
3.70	37.503
16.42	166.433
16.42	166.433
3.70	37.503
3.50	35.476
47.24	

$$\frac{Q}{\sum D_x} = \frac{478.83}{47.24} = 10.136$$

CORTE FINAL POR PORTICO

NIVEL 17

0.39	0	0.68	0.39	0	0	0.39	0	0	0.39
0.44	0	0.75	0.66	0	0	0.66	0.75	0	0.44
0.44	1.12	0	32.55	1	0	0	0.87	0.75	0.44
0.44	1.12	0	"	1	0	0	0	0	0.44
0.44	1.12	0	"	1	0	0	0.87	0.75	0.44
0.44	0.75	0	0.65	0	0	0.66	0.75	0.44	
0.39	0	0.68	0.39	0	0	0.39	0	0	0.39

$$Q=544.31 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

D _x	V _{final}
3.50	35.154
3.70	37.163
19.895199.825	
19.895199.825	
3.70	37.163
3.50	35.154

$$\frac{Q}{\sum D_y} = \frac{544.31}{54.19} = 10.044$$

CORTE FINAL POR PORTICO

NIVEL 14

0	0	0	0	0	0	0
0.42	0.79	0.42	0	0.42	0.79	0.42
0	0	0	0	0	0	0
0.50	0.91	0.80	0.80	0.80	0.91	0.50
0	0	0	0	0	0	0
0.50	1.43	39.39	1.42	1.42	0.91	0.50
0	0	0	0	0	0	0
0.50	1.43	1.43	1.42	1.42	0.91	0.50
0	0	0	0	0	0	0
0.50	0.91	0.80	0.80	0.80	0.91	0.50
0	0	0	0	0	0	0
0.42	0.79	0.42	0.42	0.42	0.79	0.42

$$Q = 598.24 \text{ T}$$

Dx	Vfinal	Tn
3.26	30.344	
4.42	41.141	
24.455	227.627	
24.455	227.627	
4.42	41.141	
3.26	30.344	
64.27		

$$\frac{6}{\sum D_x} = \frac{598.24}{64.27} = 9.308$$

CORTE FINAL POR PORTICO

NIVEL 11

				Corte Final			
0	0	0	0	0	0	0	0
0.42	0.79	0.42	0	0.42	0.79	0.42	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0.50	0.91	0.80	0	0.80	0.91	0.50	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0.50	1.42	0.49	0	1.42	0.91	0.50	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0.50	1.43	0	0	1.42	0.91	0.50	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0.50	0.91	0.80	0	0.80	0.91	0.50	0
0	0	0	0	0	0	0	0
0.42	0.79	0.42	0	0.42	0.79	0.42	0
				Q=640.61 T			

Dy	Vfinal
3.26	28.463
4.42	38.591
29.005253.243	
29.005253.243	
4.42	38.591
3.26	28.463
73.37	

$$\frac{Q}{\sum Dy} = \frac{640.61}{73.37} = 8.731$$

CORTE FINAL POR PORTICO

NIVEL 8

0.42	0.79	0.42	0	0	0	0	0	0
0.50	0.91	0.80	0	0	0	0	0	0
0.50	1.43	60.21	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
0.50	1.43	60.21	0	0	0	0	0	0
0.50	0.91	0.80	0	0	0	0	0	0
0.42	0.79	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42

$$Q=671.43 \text{ T}$$



Dx	Vfinal
3.26	25.725
4.42	34.878
34.865	275.120
34.865	275.120
3.26	25.725
	85.09

$$\frac{Q}{\sum D_y} = \frac{671.43}{85.09} = 7.891$$

CORTE FINAL POR PORTICO

NIVEL 5

Dx				Wfinal			
0	0	0	0	0	0	0	0
0.39	0.72	0.39	0.39	0.72	0.72	0.39	0.39
0	0	0	0	0	0	0	0
0.49	0.82	0.72	0.49	0.72	0.82	0.49	0.49
0	0	0	0	0	0	0	0
0.49	1.22	69.58	11	0.99	0.82	0.49	Q=692.17 T
0	0	0	0	0	0	0	0
0.49	1.22	0.99	0.49	0.99	0.82	0.49	0.49
0	0	0	0	0	0	0	0
0.49	0.82	0.72	0.49	0.72	0.82	0.49	0.49
0.39	0.72	0.39	0.39	0.39	0.72	0.39	0.39

Dx	Wfinal
3.00	22.641
4.06	30.641
33.80	292.824
38.80	292.824
4.06	30.641
3.00	22.641
91.72	

$$\frac{\partial}{\sum D_y} = \frac{692.17}{91.72} = 7.547$$

6.3.- DISTRIBUCION DEL CORTE EN COLUMNAS.

Habiéndose obtenidos las cortantes finales para cada pórtico por sismo, en los dos sentidos; el análisis proseguirá, limitándose únicamente a los porticos (E)-(E) y (3)-(3). Los cuales se desarrollarán paralelamente.

— 0 —

PORTICO (E)-(E)

DISTRIBUCION DE CORTE EN COLUMNAS

D_y	0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	V_p	$\sum D_x$		NIVEL 32
final column	2.191	3.735	3.735	3.735	3.735	2.191	19.322	4.980		
D_x	0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	32.019	8.252		NIVEL 29
final column	3.631	6.189	6.189	6.189	6.189	3.631	3.88			
D_x	0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	35.021	9.026		NIVEL 26
final column	3.971	6.770	6.770	6.770	6.770	3.971	3.88			
D_x	0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	38.026	9.801		NIVEL 23
final column	4.312	7.351	7.351	7.351	7.351	4.312	3.88			
D_x	0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	41.594	10.720		NIVEL 20
final column	4.717	8.040	8.040	8.040	8.040	4.717	3.88			
D_x	0.44	0.75	0.75	0.75	0.75	0.44	44.174	11.385		NIVEL 17
final column	5.009	8.539	8.539	8.539	8.539	5.009	3.88			
D_y	0.50	0.91	0.91	0.91	0.91	0.50	51.861	11.177		NIVEL 14
final column	5.589	10.171	10.171	10.171	10.171	5.589	4.64			

x	0.50	0.91	0.91	0.91	0.91	0.50	<u>52.757</u> 4.64	11.570	NIVEL 11
Final column	5.685	10.347	10.347	10.347	10.347	5.685			
x	0.50	0.91	0.91	0.91	0.91	0.50	<u>52.523</u> 4.64	11.320	NIVEL 8
Final column	5.660	10.301	10.301	10.301	10.301	5.660			
x	0.49	0.82	0.82	0.82	0.82	0.49	<u>39.738</u> 4.26	9.328	NIVEL 5
Final column	4.571	7.649	7.649	7.649	7.649	4.571			

POTICO (3)-(3)

DISTRIBUCION DE CORTE EN COLUMNAS

Placa							Vfinal Portica $\sum D_y$	
Σy	0.44	1.12	0.06	0.87	0.75	0.44	$\frac{17.359}{3.68} = 4.717$	NIVEL 32
Final column	2.075	5.283	0.283	4.104	3.538	2.075		
Σy	0.44	1.12	1.29	0.87	0.75	0.44	$\frac{43.375}{4.91} = 8.834$	NIVEL 29
Final column	3.887	9.894	11.396	7.686	6.626	3.887		
Σy	0.44	1.12	4.90	0.87	0.75	0.44	$\frac{85.030}{8.52} = 9.980$	NIVEL 26
Final column	4.391	11.178	48.902	8.683	7.485	4.391		
Σy	0.44	1.12	8.745	0.87	0.75	0.44	$\frac{127.050}{12.365} = 10.275$	NIVEL 23
Final column	4.521	11.508	89.855	8.939	7.706	4.521		
Σy	0.44	1.12	12.80	0.87	0.75	0.44	$\frac{166.433}{16.420} = 10.136$	NIVEL 20
Final column	4.460	11.352	129.741	8.818	7.602	4.460		
Σy	0.44	1.12	16.275	0.87	0.75	0.44	$\frac{199.825}{19.805} = 10.044$	NIVEL 17
Final column	4.419	11.249	163.466	8.738	7.533	4.419		
Σy	0.50	1.43	19.605	1.42	0.91	0.50	$\frac{227.627}{22.605} = 9.308$	NIVEL 14
Final column	4.654	13.310	183.321	13.217	8.470	4.654		

.. 154 ..

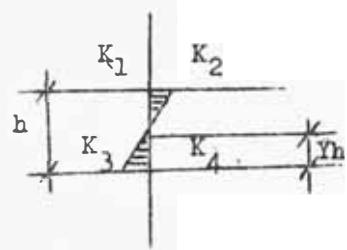
Placa						<u>Vfinal Pórtica</u> <u>D_y</u>	
y	0.50	1.43	24.245	1.42	0.91	0.50	
inal lumn	4.366	12.485	211.683	12.398	7.945	4.366	<u>253.233</u> <u>29.005</u> = 8.731
NIVEL 11							
y	0.50	1.43	30.105	1.42	0.91	0.50	
inal lumn	3.946	11.284	237.559	11.205	7.181	3.946	<u>275.120</u> <u>34.865</u> = 7.891
NIVEL 8							
y	0.49	1.22	34.790	0.99	0.82	0.49	
inal lumn	3.698	9.207	262.560	7.472	6.189	3.698	<u>292.824</u> <u>38.80</u> = 7.547
NIVEL 5							

CAPITULO VII

MOMENTO DE FLEXION EN COLUMNAS

7.1.- Punto de Inflexión.- Se calculo de acuerdo con la fórmula siguiente:

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



Donde:

Y_0 = Porcentaje inicial de la altura standard que se determina con el valor de \bar{k} y la ubicación del piso n , en un edificio de m pisos.

Y_1 = Término de corrección debido a la variación de valores entre rigidoces de las vigas superiores e inferiores.

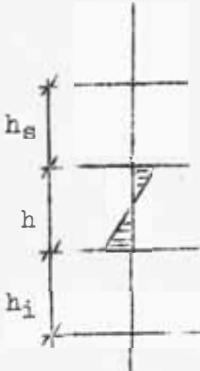
$$\alpha_1 = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4}$$

Y_2 = Término de corrección debido a la variación debido a la variación de la altura del piso adyacente superior.

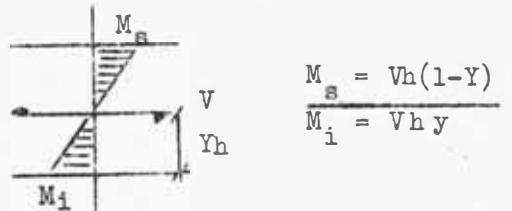
$$\alpha_2 = \frac{h_s}{h}$$

Y_3 = Término de corrección debido a la variación de la altura del piso adyacente inferior.

$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h}$$



7.2.- Momento de Flexión en Columnas:



7.3.- Puntos de Inflexión

PORTICO (E)-(E)

Columna	PISO 10°					
	1	2	3	4	5	6
K	0.47	0.948	0.948	0.948	0.948	0.47
Y _o	0.240	0.35	0.35	0.35	0.35	0.24
K ₁ + K ₂	1.11	2.22	2.22	2.22	2.22	1.11
K ₃ + K ₄	1.11	2.22	2.22	2.22	2.22	1.11
$l = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$	1	1	1	1	1	1
Y ₁	0	0	0	0	0	0
$l = \frac{h_u}{h}$	0	0	0	0	0	0
Y ₂	0	0	0	0	0	0
$\beta = \frac{h_1}{h}$	1	1	1	1	1	1
Y ₃	0	0	0	0	0	0
Y = Y _o + Y ₁ + Y ₂ + Y ₃	0.24	0.35	0.35	0.35	0.35	0.24

NOTA.- Los valores de Y₁ e Y₂ son cero en todos los pisos por ser las rigideces de las losas y altura de columnas iguales, Y₃ por la misma razón cero para todos los pisos a excepción del piso 2°.

PISO 9°

Columna	1	2	3	4	5	6
\bar{K}	0.47	0.948	0.948	0.948	0.948	0.47
$Y = Y_o$	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.35

PISO 8°

Columna	1	2	3	4	5	6
\bar{K}	0.47	0.948	0.948	0.948	0.948	0.47
$Y = Y_o$	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.40

PISO 7°

Columna	1	2	3	4	5	6
\bar{K}	0.47	0.948	0.948	0.948	0.948	0.47
$Y = Y_o$	0.44	0.45	0.45	0.45	0.45	0.44

PISO 6°

Columna	1	2	3	4	5	6
\bar{K}	0.47	0.948	0.948	0.948	0.948	0.47
$Y = Y_o$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

PISO 5°

Columnas	1	2	3	4	5	6
\bar{K}	0.47	0.948	0.948	0.948	0.948	0.47
$Y=Y_0$	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45

PISO 4°

Columnas	1	2	3	4	5	6
\bar{K}	0.19	0.39	0.39	0.39	0.39	0.19
$Y=Y_0$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45

PISO 3°

Columnas	1	2	3	4	5	6
\bar{K}	0.19	0.39	0.39	0.39	0.39	0.19
$Y=Y_0$	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.55

PISO 2°

Columna	1	2	3	4	5	6
\bar{K}	0.19	0.39	0.39	0.39	0.39	0.19
Y_0	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.65
$\alpha \frac{3h}{n}$	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
Y_3	-0.12	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07	-0.12
$Y=Y_0+Y_3$	0.53	0.48	0.48	0.48	0.48	0.53

- 160 -

PISO 1º

Columna	1	2	3	4	5	6
K	0.34	0.67	0.67	0.67	0.67	0.34
Y=Y _o	0.85	0.75	0.75	0.75	0.75	0.85

PORTICO (3)-(3)

PISO 10º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
K	0.47	1.62	-	1.19	0.948	0.47
Y=Y _o	0.24	0.38	-	0.36	0.35	0.24

PISO 9º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
K	0.47	1.62	-	1.19	0.948	0.47
Y=Y _o	0.35	0.43	-	0.41	0.40	0.35

PISO 8º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
K	0.47	1.62	-	1.19	0.948	0.47
Y=Y _o	0.40	0.45	-	0.45	0.45	0.40

PISO 7º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
\bar{K}	0.47	1.62	-	1.19	0.948	0.47
$Y=Y_0$	0.44	0.48	-	0.46	0.45	0.44

PISO 6º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
\bar{K}	0.47	1.62	-	1.19	0.948	0.47
$Y=Y_0$	0.45	0.48	-	0.46	0.45	0.45

PISO 5º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
\bar{K}	0.47	1.62	-	1.19	0.948	0.47
$Y=Y_0$	0.45	0.50	-	0.50	0.50	0.45

PISO 4º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
\tilde{K}	0.19	0.67	-	0.49	0.39	0.19
$Y=Y_0$	0.45	0.50	-	0.49	0.45	0.45

PISO 3º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
\bar{k}	0.19	0.67	--	0.49	0.39	0.19
$Y=Y_0$	0.55	0.50	--	0.50	0.50	0.55

PISO 2º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
\bar{k}	0.19	0.67	--	0.49	0.39	0.19
Y_0	0.65	0.55	--	0.55	0.55	0.65
$\alpha_3 = \frac{h_1}{h}$	1.66	1.66	--	1.66	1.66	1.66
Y_3	-0.12	-0.05	--	-0.07	-0.07	-0.12
$Y=Y_0+Y_3$	0.53	0.50	--	0.48	0.48	0.53

PISO 1º

Columna	A	B	Placa	D	E	F
\bar{k}	0.34	1.16	--	0.85	0.67	0.34
$Y=Y_0$	0.85	0.75	--	0.76	0.75	0.85

7.4.- Momento de Flexión en Columnas.

PORTECO (E)-(E);

PISO	COLUMNA	1	2	3	4	5	6
	V ^T	2.191	3.735	3.735	3.735	3.735	2.191
	h o Y ^m	0.653	0.952	0.952	0.952	0.952	0.653
10º	h o (1-Y)	2.067	1.768	1.768	1.768	1.768	2.067
	M ^T _{T-m} M _s =V _o h _o (1-Y)	4.529	6.603	6.603	6.603	6.603	4.529
	M _{T-m} M _i =V _o h _o y	1.431	3.556	3.556	3.556	3.556	1.431
	V ^T	3.631	6.189	6.189	6.189	6.189	3.631
9º	h o Y ^m	0.952	1.088	1.088	1.088	1.088	0.952
	h o (1 - y) ^m	1.768	1.632	1.632	1.632	1.632	1.768
	M ^T _{T-m} M _s =V _o h _o (1-y)	6.420	10.100	10.100	10.100	10.100	6.420
	M _{T-m} M _i =V _o h _o Y	3.457	6.734	6.734	6.734	6.734	3.457

Piso	Columna	1	2	3	4	5	6
8°	V ^{T-}	3.971	6.770	6.770	6.770	6.770	3.971
	h oY ^m	1.088	1.224	1.224	1.224	1.224	1.088
	h o (1-Y) ^m	1.632	1.496	1.496	1.496	1.496	1.496
	M ^{T-m}	$M_s = V_0 h (1-Y)$	6.481	10.128	10.128	10.128	10.128
7°	M ^{T-m}	$M_i = V_0 h o Y$	4.320	8.286	8.286	8.286	4.320
	V ^{T-}	4.312	7.351	7.351	7.351	7.351	4.312
	h oY ^m	1.197	1.224	1.224	1.224	1.224	1.197
	h o (1-Y) ^m	1.523	1.496	1.496	1.496	1.496	1.523
6°	M ^{T-m}	$M_s = V_0 h (1-Y)$	6.567	10.997	10.997	10.997	6.567
	M ^{T-m}	$M_i = V_0 h o Y$	5.161	8.998	8.998	8.998	5.161
	V ^{T-}	4.717	8.040	8.040	8.040	8.040	4.717
	h oY ^m	1.224	1.224	1.224	1.224	1.224	1.224
5°	h o (1-Y) ^m	1.496	1.496	1.496	1.496	1.496	1.496
	M ^{T-m}	$M_s = V_0 h (1-Y)$	7.057	12.028	12.028	12.028	7.057
	M ^{T-m}	$M_i = V_0 h o Y$	5.774	9.841	9.841	9.841	5.774
	V ^{T-}	5.009	8.539	8.539	8.539	8.539	5.009
	h oY ^m	1.224	1.360	1.360	1.360	1.360	1.224
	h o (1-Y) ^m	1.496	1.360	1.360	1.360	1.360	1.496
	M ^{T-m}	$M_s = V_0 h (1-Y)$	7.496	11.613	11.613	11.613	7.492
	M ^{T-m}	$M_i = V_0 h o Y$	6.131	11.613	11.613	11.613	6.131

Piso	Columna	1	2	3	4	5	6
	V T	5.589	10.171	10.171	10.171	10.171	5.589
	m						
	h oY	1.224	1.224	1.224	1.224	1.224	1.224
4º	h o(l-Y)	1.496	1.496	1.496	1.496	1.496	1.496
	M S = V o h (l-Y)	8.361	15.216	15.216	15.216	15.216	8.361
	M						
	T-m M j = V o h o Y	6.841	12.449	12.449	12.449	12.449	6.841
	V T	5.685	10.347	10.347	10.347	10.347	5.685
	m						
	h oY	1.496	1.360	1.360	1.360	1.360	1.496
3º	h o(l-Y)	1.224	1.360	1.360	1.360	1.360	1.224
	M S = V o h (l-Y)	6.958	14.072	14.072	14.072	14.072	6.958
	M						
	T-m M j = V o h o Y	8.505	14.072	14.072	14.072	14.072	8.505
	V T	5.660	10.301	10.301	10.301	10.301	5.660
	m						
	h oY	1.442	1.306	1.306	1.306	1.306	1.442
2º	h o(l-Y)	1.278	1.414	1.414	1.414	1.414	1.278
	M S = V o h (l-Y)	7.233	14.566	14.566	14.566	14.566	7.233
	M						
	T-m M i = V o h o Y	8.162	13.453	13.453	13.453	13.453	8.162
	V T	4.571	7.649	7.649	7.649	7.649	4.571
	m						
	h oY	4.012	3.540	3.540	3.540	3.540	4.012
1º	h o(l-Y)	0.708	1.180	1.180	1.180	1.180	0.708
	M S = V o h (l-Y)	3.236	9.026	9.026	9.026	9.026	3.236
	M						
	T-m M i = V o h o Y	18.339	27.077	27.077	27.077	27.077	18.339

PORTICO (3)-(3)

Piso	Columna	A	B	Placa	D	E	F
10°	V T	2.075	5.283	-	4.104	3.538	2.075
	h oY m	0.653	1.034	-	0.979	0.952	0.653
	h o(l-Y)	2.067	1.686	-	1.741	1.768	2.067
	M _s =V _o h(l-Y)	4.289	8.907	-	7.145	6.255	4.289
	M _{T-m} M _i =V _o h _o Y	1.355	5.463	-	4.018	3.368	1.355
	V T	3.887	9.894	-	7.686	6.626	3.887
9°	h oY m	0.952	1.170	-	1.115	1.088	0.952
	h o(l-Y)	1.768	1.550	-	1.605	1.632	1.768
	M _s =V _o h(l-Y)	6.872	15.336	-	12.336	10.814	6.872
	M _{T-m} M _i =V _o h _o Y	3.700	11.576	-	8.570	7.209	3.700
8°	V T	4.391	11.178	-	8.683	7.485	4.391
	h oY m	1.088	1.224	-	1.224	1.224	1.088
	h o(l-Y)	1.632	1.496	-	1.496	1.496	1.632
	M _s =V _o h(l-Y)	7.166	16.722	-	12.722	11.196	7.166
	M _{T-m} M _i =V _o h _o Y	4.777	13.683	-	10.628	9.162	4.777
7°	V T	4.521	11.508	-	8.939	7.706	4.521
	h oY m	1.197	1.306	-	1.251	7.224	1.197
	h o(l-Y)	1.523	1.414	-	1.469	1.496	1.523
	M _s =V _o h(l-Y)	6.885	16.272	-	13.131	11.528	6.885
	M _{T-m} M _i =V _o h _o Y	5.412	15.029	-	11.183	9.432	5.412

PORTICO (3)-(3)

Piso	Columna	A	B	Placa	D	E	F
10°	V T	2.075	5.283	-	4.104	3.538	2.075
	h oY m	0.653	1.034	-	0.979	0.952	0.653
	h o(l-Y)	2.067	1.686	-	1.741	1.768	2.067
	M _s =V _o h(l-Y)	4.289	8.907	-	7.145	6.255	4.289
9°	M _{T-m} M _i =V _o h _o Y	1.355	5.463	-	4.018	3.368	1.355
	V T	3.887	9.894	-	7.686	6.626	3.887
	h oY m	0.952	1.170	-	1.115	1.088	0.952
	h o(l-Y)	1.768	1.550	-	1.605	1.632	1.768
8°	M _s =V _o h(l-Y)	6.872	15.336	-	12.336	10.814	6.872
	M _{T-m} M _i =V _o h _o Y	3.700	11.576	-	8.570	7.209	3.700
	V T	4.391	11.178	-	8.683	7.485	4.391
	h oY m	1.088	1.224	-	1.224	1.224	1.088
7°	h o(l-Y)	1.632	1.496	-	1.496	1.496	1.632
	M _s =V _o h(l-Y)	7.166	16.722	-	12.722	11.196	7.166
	M _{T-m} M _i =V _o h _o Y	4.777	13.683	-	10.628	9.162	4.777
	V T	4.521	11.508	-	8.939	7.706	4.521
6°	h oY m	1.197	1.306	-	1.251	7.224	1.197
	h o(l-Y)	1.523	1.414	-	1.469	1.496	1.523
	M _s =V _o h(l-Y)	6.885	16.272	-	13.131	11.528	6.885
	M _{T-m} M _i =V _o h _o Y	5.412	15.029	-	11.183	9.432	5.412

Piso	Columna	A	B	Placa	D	E	F
6°	V T	4.460	11.352	-	8.818	7.602	4.460
	h oY m	1.224	1.306	-	1.251	1.224	1.224
	h o(1-Y)	1.496	1.414		1.496	1.496	1.496
	M _{T-m}	M _s = V _o h(1-Y) 6.672	16.052		12.952	11.373	6.672
5°	M _{T-m}	M _i = V _o h _o Y 5.459	14.825		11.031	9.305	5.459
	V T	4.419	11.249	-	8.738	7.533	4.419
	h oY m	1.224	1.360	-	1.360	1.360	1.224
	h o(1-Y)	1.496	1.360		1.360	1.360	1.496
4°	M _{T-m}	M _s = V _o h(1-Y) 6.611	15.299		15.299	15.299	6.611
	M _{T-m}	M _i = V _o h _o Y 5.409	15.299		15.299	15.299	5.409
	V T	4.654	13.310	-	13.217	8.470	4.654
	h oY m	1.224	1.360	-	1.333	1.224	1.224
3°	h o(1-Y)	1.496	1.360		1.387	1.496	1.496
	M _{T-m}	M _s = V _o h(1-Y) 6.962	18.102		18.332	12.671	6.962
	M _{T-m}	M _i = V _o h _o Y 5.696	18.102		17.618	10.367	5.696
	V T	4.366	12.485	-	12.398	7.945	4.366
2°	h oY m	1.496	1.360	-	1.360	1.360	1.496
	h o(1-Y)	1.224	1.360		1.360	1.360	1.224
	M _{T-m}	M _s = V _o h(1-Y) 5.344	16.980		16.861	10.805	5.344
	M _{T-m}	M _i = V _o h _o Y 6.532	16.980		16.861	10.805	6.532

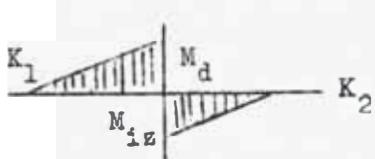
Piso	Columna	A	B	Placa	D	E	F
2º	V ^T	3.946	11.284	-	11.205	7.181	3.946
	h _o Y ^m	1.442	1.360	-	1.306	1.306	1.442
	h _g (1-Y)	1.278	1.360		1.414	1.414	1.278
	M _s =V _g h(1-Y) ^{T-m}	5.043	15.346		15.844	10.154	5.043
	M _i =V _o h _o Y	5.690	15.346		14.634	9.378	5.690
1º	V ^T	3.698	9.207	-	7.472	6.189	3.698
	h _o Y ^m	4.012	3.540	-	3.587	3.540	4.012
	h _o (1-Y)	0.708	1.180		1.133	1.180	0.708
	M _s =V _g h(1-Y) ^{T-m}	2.618	10.864		8.466	7.303	2.618
	M _i =V _o h _o Y	14.836	32.593		26.802	21.909	14.836

CAPITULO VIII

MOMENTO EN VIGAS Y FUERZA AXIAL EN COLUMNAS

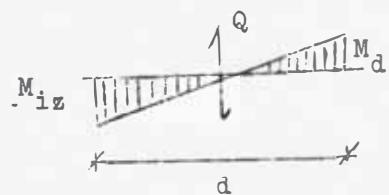
8.1.- Momento en Vigas.-- Los momentos en los extremos de las vigas son determinados por la distribución en un nudo de la suma de los momentos extremos de la columna superior e inferior proporcionalmente a las rigideces.

La fuerza de corte de una viga se calcula dividiendo la suma de los momentos extremos por la longitud de la viga.



$$M_d = \Sigma M_c \frac{k_1}{k_1 + k_2}$$

$$M_{iz} = \Sigma M_c \frac{k_2}{k_1 + k_2}$$



8.2.- Fuerza Axial en Columnas.— Se determina sumando las fuerzas cortantes de las vigas desde el tope hasta el piso que se esta considerando.

MOMENTO EN VIGAS Y FUERZA AXIAL EN COLUMNAS

PORTECO E - E

NIVEL	VIGA	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6	
		NUDO 1	NUDO 2	NUDO 3	NUDO 4	NUDO 5	NUDO 6				
32	<u>T-u</u> Momento : Columnas	M_s	-4.529	-6.603	-6.603	-6.603	-6.603	-6.603	-6.603	-4.529	
		M_i	0	0	0	0	0	0	0	0	
		ΣM_o	-4.529	-6.603	-6.603	-6.603	-6.603	-6.603	-6.603	-4.529	
		$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	
		$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0	
		<u>T-u</u> Vigas	M_d	0	+3.302	+3.302	+3.302	+3.302	+3.302	+4.529	
	<u>T-u</u> Momento : Vigas	M_{iz}	-4.529	-3.302	-3.302	-3.302	-3.302	-3.302	-3.302	0	
		ΣM_v	7.831		6.603	6.603	6.603	6.603	7.831		
		$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+1.073	-1.073	+0.905	-0.905	+0.905	-0.905	+1.073	-1.073	
		CARGA AXIAL EN COLUMNAS	+1.073	-0.168	0	0	+0.168	-1.073			

IVEL	VIGA	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6	
		NUDO 1	NUDO 2	NUDO 3	NUDO 4	NUDO 5	NUDO 6				
	Momento: Columnas	M_s	- 6.420	-10.100	-10.100	-10.100	-10.100	-10.100	-10.100	-6.420	
		M_i	+ 1.431	+ 3.556	+ 3.556	+ 3.556	+ 3.556	+ 3.556	+ 3.556	+ 1.431	
		ΣM_c	7.851	13.656	13.656	13.656	13.656	13.656	7.851		
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$		0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$		1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0	
29	Vigas	M_d	0	+ 6.828	+ 6.828	+ 6.828	+ 6.828	+ 6.828	+ 6.828	+ 7.851	
	Momento:	M_{iz}	-7.850	- 6.828	- 6.828	- 6.828	- 6.828	- 6.828	- 6.828	0	
		ΣM_v	14.678	13.656	13.656	13.656	13.656	13.656	14.678		
	$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$		+2.011-2.011	+1.871-1.871	+1.871-1.871	+1.871-1.871	+1.871-1.871	+1.871-1.871	+2.011-2.011		
	Carga Axial en Columnas		+ 2.011	- 0.140	0	0	0	+ 0.140	-2.011		
	Σ Carga Axial Niveles Superiores		+ 1.073	- 0.168	0	0	0	+ 0.168	-1.073		
	Total Carga Axial		+ 3.084	- 0.308	0	0	0	+ 0.308	-3.084		

Nivel	Viga	1 - 2		2 -		3 - 4		4 - 5		5 - 6	
		Nudo 1	Nudo	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 5	Nudo 6	Nudo 7	Nudo 8	Nudo 9
T=0 Momento: Columnas	M_s	- 6.481	- 10.128		- 10.128	- 10.128	- 10.128	- 10.128		- 6.481	
	M_i	+ 3.457	+ 6.734		+ 6.734	+ 6.734	+ 6.734	+ 6.734		+ 3.457	
	ΣM_c	9.938	16.862		16.862	16.862	16.862	16.862		9.938	
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.5		0.5	0.5	0.5	0.5		1	
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.5		0.5	0.5	0.5	0.5		0	
	M_d	0	+8.431		+8.431	+8.431	+8.431	+8.431		+9.938	
26 T=0 Momento: Vigas	M_{iz}	-9.938	-8.431		-8.431	-8.431	-8.431	-8.431		0	
	ΣM_v	18.369		16.862		16.862		16.862		18.369	
	$T_Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	-2.516	-2.516	+2.310	-2.310	+2.310	-2.310	+2.310	-2.310	+2.516	-2.516
T Carga Axial en Columnas		+2.516	-0.206		0	0	0	+0.206		-2.516	
	Σ Carga Axial Niveles Superiores	+3.084	-0.308		0	0	0	+0.308		-3.084	
T Total Carga Axial		+5.600	-0.514		0	0	0	+0.514		-5.600	

Nivel	Viga	1 - 2 2 - 3 3 - 4 4 - 5 5 - 6					
		Nudo 1	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 5	Nudo 6
T-u Momento : Columnas	M_s	- 6.567	-10.997	-10.997	-10.997	-10.997	- 6.567
	M_i	+ 4.320	+ 8.286	+ 8.286	+ 8.286	+ 8.286	+ 4.320
	$\sum M_c$	10.887	19.283	19.283	19.283	19.283	10.887
23 T-u Vigas	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.5	0.5	0.5	0.5	1
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0
	M_d	0	+9.642	+ 9.642	+ 9.642	+ 9.642	+10.887
	M_{iz}	-10.887	-9.642	- 9.642	- 9.642	- 9.642	0
	$\sum M_v$	20.529		19.283	19.283	19.283	20.529
	$T Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+2.812	-2.812	+2.642	-2.642	+2.642	-2.642
	T Carga Axial en Columnas	+ 2.812	-0.170	0	0	+0.170	-2.812
	T \sum Carga Axial Niveles Superiores	+ 5.600	-0.514	0	0	+0.514	-5.600
	T Total Carga Axial	+8.412	-0.684	0	0	+0.684	-8.412

Nivel	Viga	1 - 2		2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6
		Nudo 1	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 5	Nudo 6
T-M Columnas	M_s	- 7.057	-12.028	-12.028	-12.028	-12.028	- 7.057
	M_i	+ 5.161	+ 8.998	+ 8.998	+ 8.998	+ 8.998	+ 5.161
	ΣM_c	12.218	21.026	21.026	21.026	21.026	12.218
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.5	0.5	0.5	0.5	1
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0
	M_d	0	+10.513	+10.513	+10.513	+10.513	+12.218
20 T-M Vigas	M_{iz}	-12.218	-10.513	-10.513	-10.513	-10.513	0
	ΣM_v	22.731		21.026	21.026	21.026	22.731
	$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+3.114	-3.114	+2.880	-2.880	+2.880	-2.880
T Carga Axial en Columnas		+3.114	-0.234	0	0	+0.234	-3.114
	$\sum T$ Carga Axial Niveles Superiores	+8.412	-0.684	0	0	+0.684	-8.412
T Total Carga Axial		+11.526	-0.918	0	0	+0.918	-11.526

vel	Viga	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6	
		Nudo 1	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 5	Nudo 6				
T-a Momento Columnas	M _s	- 7.492	-11.613	-11.613	-11.613	-11.613	-11.613				
	M _i	+ 5.774	+ 9.841	+ 9.841	+ 9.841	+ 9.841	+ 9.841				
	ΣM_c	13.266	21.454	21.454	21.454	21.454	21.454				
T-a Vigas	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5				
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5				
7 Momento Vigas	M _d	0	+10.727	+10.727	+10.727	+10.727	+10.727	+10.727	+10.727	+10.727	+13.266
	M _{iz}	-13.266	-10.727	-10.727	-10.727	-10.727	-10.727	-10.727	-10.727	-10.727	0
	ΣM_v	23.993		21.454		21.454		21.454		23.993	
T Q = $\frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+3.287 -3.287	+2.939 -2.939	+2.939 -2.939	+2.939 -2.939	+2.939 -2.939	+2.939 -2.939	+2.939 -2.939	+3.287 -3.287	+3.287 -3.287	+3.287 -3.287	
	T Carga Axial en Columnas	+3.287	-0.348	0	0	0	0	+0.348	-3.287		
T Niveles Superiores	Σ Carga Axial	+11.526	-0.918	0	0	0	0	+0.918	-11.526		
	Total Carga Axial	+14.813	-1.266	0	0	0	0	+1.266	-14.813		

Nivel	Viga	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6	
		Nudo 1	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 5	Nudo 6				
T-n	Momento Columnas	M_s	- 8.361	-15.216	-15.216	-15.216	-15.216	-15.216	-15.216	-8.361	
		M_i	+ 6.131	+11.613	+11.613	+11.613	+11.613	+11.613	+11.613	+ 6.131	
	ΣM_c		14.492	26.829	26.829	26.829	26.829	26.829	14.492		
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$		0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1		
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$		1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0		
T-n	Vigas	M_d	0	+13.415	+13.415	+13.415	+13.415	+13.415	+14.492		
14	Momento	M_{iz}	-14.492	-13.415	-13.415	-13.415	-13.415	-13.415	0		
		ΣM_v	27.907	26.829	26.829	26.829	26.829	27.907			
T	$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$		+3.823	+3.823	+3.675	+3.675	+3.675	+3.675	+3.823	+3.823	
T	Carga Axial en Columnas		+ 3.823	-0.148	0	0	0	+ 0.148	-3.823		
T	\sum Carga Axial Niveles Superiores		+14.813	-1.266	0	0	0	+1.266	-14.813		
T	Total Carga Axial		+18.636	-1.414	0	0	0	+1.414	-18.636		

Nivel	Viga	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6	
		Nudo 1	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 5	Nudo 6				
11	$\frac{T-m}{Vigas}$	M_s	- 6.958	-14.072	-14.072	-14.072	-14.072	-14.072	-14.072	-6.958	
		M_i	+ 6.841	+12.449	+12.449	+12.449	+12.449	+12.449	+12.449	+ 6.841	
		$\sum M_o$	13.799	26.521	26.521	26.521	26.521	26.521	26.521	13.799	
		$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1	
		$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0	
		M_d	0	+13.261	+13.261	+13.261	+13.261	+13.261	+13.261	+13.799	
11	$\frac{T-m}{Columnas}$	M_{iz}	-13.799	-13.261	-13.261	-13.261	-13.261	-13.261	-13.261	0	
		$\sum M_v$	27.060		26.521	26.521	26.521	26.521	27.060		
		$T = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+3.707	-3.707	+3.633	-3.633	+3.633	-3.633	+3.633	-3.633	+3.707
		Carga Axial en Columnas	+ 3.707	-0.074	0	0	+ 0.074	-	- 3.707		
	$\frac{T}{\Sigma Carga Axial Niveles Superiores}$	+18.636	-1.414	0	0	+ 1.414	-	-18.636			
		Total Carga Axial	+22.343	-1.488	0	0	+ 1.488	-	-22.343		

Nivel	Viga	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6	
		Nudo 1	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 5	Nudo 6				
I-II Momento: Columnas	M_s	- 7.233	-14.566	-14.566	-14.566	-14.566	-7.233				
	M_i	+ 8.505	+14.072	+14.072	+14.072	+14.072	+ 8.505				
	ΣM_o	15.738	28.638	28.638	28.638	28.638	15.738				
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.5	0.5	0.5	0.5	1				
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0				
	M_d	0	+14.319	+14.319	+14.319	+14.319	+15.738				
III Momento: Vigas	M_{iz}	-15.738	-14.319	-14.319	-14.319	-14.319	0				
	ΣM_v	30.057		28.638		28.638		28.638		30.057	
	$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+4.117	-4.117	+3.923	-3.923	+3.923	-3.923	+3.923	-3.923	+4.117	-4.117
T Carga Axial en Columnas		+4.117	-0.268	0	0	+ 0.268	-4.117				
	\sum Carga Axial en Niveles Superiores	+22.343	-1.488	0	0	+ 1.488	-22.343				
	Total Carga Axial	+26.460	-1.756	0	0	+ 1.756	-26.460				

Nivel	Viga	1 - 2		2 - 3		3 - 4		4 - 5		5 - 6	
		Nudo 1	Nudo 2	Nudo 3	Nudo 4	Nudo 5	Nudo 6				
I-III Columnas	M_s	- 3.236	- 9.026	- 9.026	- 9.026	- 9.026	- 3.236				
	M_i	- 8.162	+13.453	+13.453	+13.453	+13.453	+13.453				
	$\sum M_c$	11.398	22.479	22.479	22.479	22.479	11.398				
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.5	0.5	0.5	0.5	1				
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.5	0.5	0.5	0.5	0				
	M_d	0	+11.240	+11.240	+11.240	+11.240	+11.398				
II Vigas	M_{iz}	-11.398	-11.240	-11.240	-11.240	-11.240	0				
	$\sum M_v$	22.638	22.479	22.479	22.479	22.479	22.638				
	$T Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+3.101	-3.101	+3.079	-3.079	+3.079	-3.079	+3.079	-3.079	+3.101	-3.101
5 Superiores	Carga Axial en Columnas	+ 3.101	-0.022	0	0	+0.022	-3.101				
	$\sum Carga Axial$	+26.460	-1.756	0	0	+1.756	-26.460				
	Total Carga Axial	+29561	- 1.778	0	0	+1.778	-29.561				

PORTICO (3)-(3)

Nivel	Viga	A - B		B - B''		C - D		D - E		E - F	
		A	B	B''	C	D	E	F			
T-n Momento: Columnas	M _s	-4.289	8.907			-7.145		-6.255		-4.289	
	M _i	0	0			0		0		0	
	ΣM_c	4.289	8.907	-		7.145		6.255		4.289	
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292			0.602		0.5		1	
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708			0.398		0.5		0	
	T-n Momento: Vigas	M _d	0	+2.601	+4.454	0	+4.301	+3.128	+4.289		
32		M _{iz}	-4.289	-6.306	0	-3.573	-2.844	-3.128	0		
	ΣM_v	6.890		10.706		7.874		5.972		7.417	
	T $Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+0.944	-0.944	+3.569	-3.569	+1.640	-1.640	+0.818	-0.818	+1.016	-1.016
	T Carga Axial en Columnas	+0.944	+2.625	-3.569	-1.640	-0.822		+0.198		-1.016	
	T \sum Carga Axial Niveles Superiores	0	0			0		0		0	
	T Total Carga Axial	+0.944	+2.625	-3.569	+1.640	-0.822		+0.198		-1.016	

Level	Viga	A - B		B - B"		C - D		D - E		E - F	
		A	B	B"	C	D	E	F			
T-a Momento : Columnas	M _s	- 6.872	-15.336			-12.336		-10.814		- 6.872	
	M _i	+ 1.355	+ 5.463			+ 4.018		+ 3.368		+ 1.355	
	ΣM_c	8.227	20.799			16.354		14.182		8.227	
T-a Momento : Vigas	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292			0.602		0.5		1	
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708			0.398		0.5		0	
	M _d	0	+ 6.073	+10.400	0	+ 9.845		+ 7.091		+ 8.227	
29	M _{iz}	- 8.227	-14.726	0	-8.177	- 6.509		- 7.091		0	
	ΣM_v	14.300		25.126		18.022		13.600		15.318	
	$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+1.959	-1.959	+8.375	-8.375	+3.755	-3.755	+1.863	-1.863	+2.098	-2.098
T Carga Axial en Columnas											
		+1.959	+6.416		-8.375	+3.755	-1.892		+0.235		-2.098
T Carga Axial Niveles Superiores		+0.944	+2.625		-3.569	+1.640	-0.822		+0.198		-1.016
	Total Carga Axial	+2.903	+9.041		-11.944	+5.395	-2.714		+0.433		-3.114

Nivel	Viga	A - B		B - B"		C - D		D - E		E - F	
		A	B	B"	C	D	E'	F			
	Momento Columnas	M_s	- 7.166	-16.722			-12.990	-11.196	- 7.166		
		M_i	+ 3.700	+11.576			+ 8.570	+ 7.209	+ 3.700		
		ΣM_c	10.866	28.298			21.560	18.405	10.866		
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292				0.602	0.5	1		
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708				0.398	0.5	0		
26	T-m Vigas	M_d	0	+ 8.263	+14.149	0	-12.979	+ 9.203	+10.866		
	Momento Columnas	M_{iz}	-10.866	-20.025	0	-10.780	- 8.581	- 9.203	0		
		ΣM_v	19.129	34.184		23.759	17.784	20.069			
	T	$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+2.620	-2.620	+11.395	-11.395	+4.950	-4.950	+2.436	-2.436	+2.749
	T	Carga Axial en Columnas	+2.620	+ 8.775	-11.393	+4.950	-2.514	+0.313	-2.749		
	T	\sum Carga Axial Niveles Superiores	+2.903	+ 0.041	-11.944	+5.395	-2.712	+0.433	-3.114		
	T	Total Carga Axial	+5.523	+17.016	-23.337	+10.345	+5.228	-0.746	-5.863		

Nivel	Viga	A - B		B - B"		C - D		D - E		E - F	
		A	B	B"	C	D	E	F			
23	Momento : Columnas	M_s	- 6.885	-16.272			-13.131	-11.528	- 6.885		
		M_i	+ 4.777	+13.682			+10.628	+ 9.162	+ 4.777		
		ΣM_o	11.662	29.954			23.759	24.690	11.662		
		$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292			0.602	0.5	1		
		$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708			0.398	0.5	0		
	Vigas	M_d	0	+ 8.747	+14.977	0	+14.303	+12.345	+11.662		
		M_{iz}	-11.662	-21.207	0	-11.880	- 9.456	-12.345	0		
	Momento : V	ΣM_v	20.409		36.184		26.183	21.801	24.007		
	T	$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+2.796	-2.796	+12.061	-12.061	+5.455	-5.455	+2.986	-2.986	+3.289 -3.289
	T	Carga Axial en Columnas	+2.796	+ 9.265	-12.061	+5.455	- 2.469	+ 0.303	-3.289		
	T	\sum Carga Axial Niveles Superiores	+5.523	-17.016	+23.337	+10.345	- 5.228	+ 0.746	-5.863		
	T	Total Carga Axial	8.319	+26.281	-35.398	+158.00	- 7.697	+ 1.049	-9.152		

Level	Vigas	A - B		B - B"		C - D		D - E		E - F	
		A	B	B"	C	D	E	F			
T-m Momento : Columnas	M_s	- 6.672	-16.052			-12.953	-11.373	-6.672			
	M_i	+ .5.412	+15.029			+11.183	+ 9.432	+5.412			
	ΣM_c	12.084	31.081			24.136	20.865	12.084			
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292			0.602	0.5	1			
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708			0.398	0.5	0			
	M_d	0	+ 9.076	+15.541	0	+14.530	+10.403	+12.084			
20 T-m Momento : Vigas	M_{iz}	-12.084	-22.005	0	-20.68	9.606	-10.403	0			
	ΣM_v	21.160	37.546		26.598	20.009	22.487				
	$T Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+2.899	-2.899	+12.515	-12.515	-5.541	-5.541	+2.741	-2.741	+3.080	-3.080
	T Carga Axial en Columnas	+2.899	+ 9.616	-12.515	+5.541	- 2.800	+ 0.339	- 3.080			
T Σ Carga Axial Niveles Superiores	+8.319	+26.281	-35.398	+15.800	- 7.697	+ 1.049	- 9.152				
	Total Carga Axial	11.218	+35.897	-47.913	+21.341	-10.497	+ 1.388	-12.232			

Level	Viga	A - B		B - B"		C - D		D - E		E - F	
		A	B	B"	C	D	E	F			
T-m Vigas: Columnas	M _s	- 6.611	-15.299			-15.299	-15.299	-15.299	-6.611		
	M _i	+ 5.459	+14.825			+11.031	+ 9.305	+ 5.459			
	ΣM_c	12.070	30.124			26.630	24.604	12.070			
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292			0.602	0.5	1			
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708			0.398	0.5	0			
	M _d	0	+ 8.796	+15.062	0	+16.031	+12.302	+12.070			
17 T-m Vigas: Vigas	M _{iz}	-12.070	-21.328	0	-13.315	-10.599	-12.302	0			
	ΣM_v	20.866		36.399		29.346	22.901	24.372			
	T $Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+2.858	-2.858	+12.133	-12.133	+6.114	-6.114	+3.137	-3.137	+3.339	-3.339
	T Carga Axial en Columnas	+ 2.858	+ 9.275	-12.133	+6.114	- 2.977	+ 0.202	- 3.339			
T Niveles Superiores	\sum Carga Axial	+11.218	+35.897	-47.913	+21.341	-10.497	+ 1.388	-12.232			
	Total Carga Axial	+14.076	+45.172	-60.046	+27.455	-13.474	+ 1.590	-15.571			

Level	Viga	A - B		B - B''	C - D	D - E	E - F				
		A	B	B''	C	D	E				
T=11 Momento: Columnas	M _s	- 6.962	-18.102			-18.332	-12.671	- 6.962			
	M _i	+ 5.409	+15.299			+15.299	+15.299	+ 5.409			
	$\sum M_c$	12.371	33.401			33.631	27.970	12.371			
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292			0.602	0.5	1			
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708			0.398	0.5	0			
	T=12 Momento: Vigas	M _d	0	+ 9.753	+16.701	0	+20.246	+13.935	+12.371		
14		M _{iz}	-12.371	-23.648	0	-16.816	-13.385	-15.985	0		
		$\sum M_v$	22.124		40.349	37.062	27.370	26.356			
T Q = $\frac{M_d + M_{iz}}{L}$		+3.031	-3.031	+13.450	-13.450	+7.721	-7.721	+3.749	-3.749	+3.610	-3.610
	Carga Axial en Columnas	+ 3.031	+10.419		-13.450	+7.721	- 3.972	- 0.139	- 3.610		
		+14.076	+45.172		+60.046	+27.455	-13.474	+ 1.590	-15.571		
Total Carga Axial		+17.107	+55.591	-73.496	+35.176	-17.446	+ 1.451	-19.181			

Viga		A - B		B - B''		C - D		D - E		E - F	
		A	F	B''	C	D	E	F			
Momento : Columnas	M_s	- 5.344	-16.980			-16.861	-10.805	-	5.344		
	M_i	+ 5.696	+18.102			+17.618	+10.367	+	5.696		
	ΣM_c	11.040	35.082			34.479	21.172	11.040			
	$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292			0.602	0.5	1			
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708			0.398	0.5	0			
Vigas	M_d	0	+10.244	+17.541	0	+20.756	+10.586	+11.040			
Momento : Viga	M_{iz}	-11.040	-24.838	0	-17.240	-13.723	-10.586	0			
	ΣM_v	21.284		42.379		37.996	24.309	21.626			
T	$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+2.916 -2.916	+14.126 -14.126	+7.916 -7.916	+3.330 -3.330	+2.962 -2.962					
T	Carga Axial en Columnas	+ 2.916	+11.210	-14.126 +7.916	- 4.586	- 0.368	- 2.962				
T	Carga Axial perimetro	+ 17.107	+55.591	-73.496 +35.176	-17.446	+ 1.451	-19.181				
Total Carga Axial	+ 20.023	+66.801	+87.622 +43.092	-22.032	+ 1.083	+22.143					

Nivel	Viga	A - B		B - B"	C - D		D - E	E - F
		A	B	B"	C	D	E	F
T - m Momento: Columnas	M _s	- 5.043	- 15.346			- 15.844	- 10.154	- 5.043
	M _i	+ 6.532	+ 16.980			+ 16.861	+ 10.805	+ 6.532
	ΣM_o	11.575	+ 32.326			32.705	20.959	11.575
$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292			0.602	0.5	1	
	$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708		0.398	0.5	0	
T - m Momento: Vigas	M _d	0	+ 9.439	+ 16.163	0	+ 19.688	+ 10.480	+ 11.575
	M _{iz}	- 11.575	- 22.887	0	- 16.353	- 13.017	- 10.480	0
	ΣM_v	21.014		39.050	36.041	23.497	22.055	
T $Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$		+ 2.879	- 2.879	+ 13.017	- 13.017	+ 7.509	- 7.509	+ 3.219
T Carga Axial en Columnas		+ 2.879	+ 10.133	- 13.017	+ 7.509	- 4.290	- 0.198	- 3.021
T \sum Carga Axial niveles Superiores		+ 20.023	+ 66.801	- 87.622	+ 43.092	- 22.032	+ 1.083	- 22.143
T Total Carga Axial		+ 23.002	+ 76.939	+ 100.639	+ 50.601	- 26.322	+ 0.885	- 5.164

Nivel	Viga	A - B		B - B''		C - D		D - E		E - F	
		A	B	B''	C	D	E	F			
5	Vigas Columnas	M _s	- 2.618	-10.864			- 8.466	- 7.303	- 2.618		
		M _i	+ 5.690	+15.346			+14.634	+ 9.378	+ 5.690		
		ΣM_c	8.308	26.210			23.100	16.681	8.308		
		$\frac{K_1}{K_1+K_2}$	0	0.292			0.602	0.5	1		
		$\frac{K_2}{K_1+K_2}$	1	0.708			0.398	0.5	0		
		M _d	0	+ 7.653	+13.105	0	+ 13.906	+ 8.341	8.308		
		M _{iz}	- 8.308	-18.557	0	-11.550	- 9.194	- 8.341	0		
		ΣM_v	15.961		31.662		25.256	17.535	16.649		
		$Q = \frac{M_d + M_{iz}}{L}$	+2.186	-2.186	+10.554	-10.554	+5.262	-5.262	+2.402	-2.402	+2.281
		T Carga Axial en Columnas	+ 2.186	+ 8.368	-10.554	+5.262	- 2.860	- 0.121	+ 2.281		
		T Carga Axial Niveles Superiores	+23.002	+76.939	+100.639	+50.601	-26.322	+ 0.885	-25.164		
		T Total Carga Axial	+25.188	+85.307	-111.193	+5.863	-29.182	+ 0.764	-27.445		

CAPITULO IX

VERIFICACION DE LA ESTRUCTURA POR MOMENTO DE VOLTEO

De acuerdo al Proyecto de Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, el momento tiene por valor:

$$M_V = J \sum F_i h_i$$

Donde: $J = \frac{0.5}{T^{2/3}}$; $T = 0.07h/\sqrt{D}$

$$T = 0.07 \times 32/\sqrt{40.5}$$

$$\underline{T = 0.36}$$

-- 1.92 --

$$J = \frac{0.5}{(0.36)^{2/3}} = 0.988$$

$$\underline{\underline{J = 0.988}}$$

CALCULO DE $F_i h_i$

Nivel	F_i	h	$F_i \times h$
32	84.47 + 18.17	32	3,284.48
29	111.32	29	3,223.28
26	99.81	26	2,595.06
23	88.29	23	2,030.67
20	76.77	20	1,535.40
17	65.48	17	1,113.16
14	53.93	14	755.02
11	42.37	11	466.07
8	30.82	8	246.56
5	20.74	5	103.70

$$\sum F_i h_i = 15,358.40$$

$$M_V = 0.988 \times 15,358.40 = \underline{\underline{15,174.10}}$$

$$\underline{\underline{M_V = 15,174.10 \text{ T-}}}$$

$$h_r = \frac{M_V}{\sum F_i} ; \quad F = \sum F_i$$

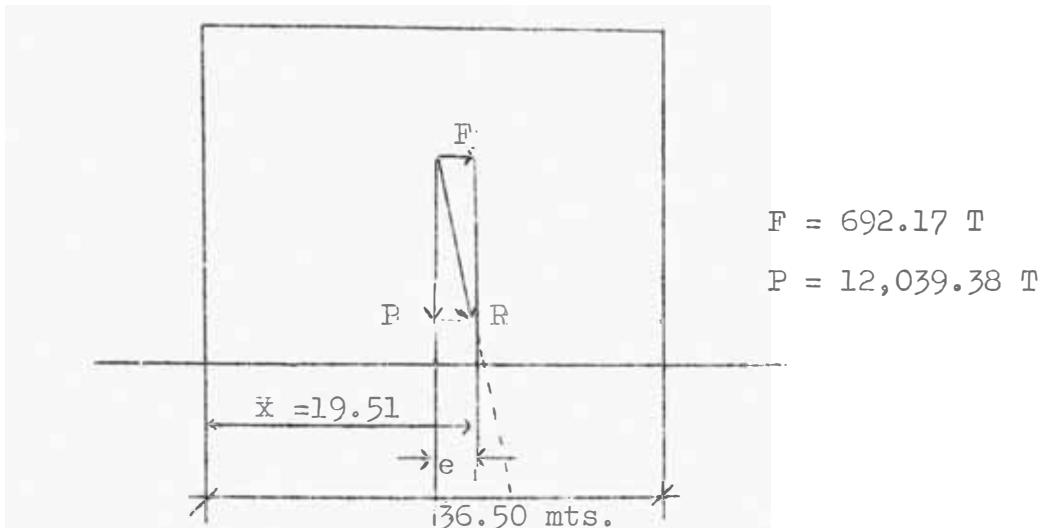
$$h_r = \frac{15,174.10}{692.17} = 21.92$$

$$\underline{\underline{h_r = 21.92 \text{ mts.}}}$$

POSICION DE LA RESULTANTE

P = Peso del edificio.

F = Resultado de fuerzas laterales.



$$x = \frac{12,039.38 \times 18.25 + 692.17 \times 21.92}{12,039.38} =$$
$$= \frac{234,891.05}{12,039.38} = 19.51 \text{ mts.}$$

$$\circ^o e = 19.51 - 18.25 = 1.26$$

$$\underline{\underline{e = 1.26 \text{ mts.}}}$$

CONCLUSION: Como se observa la excentricidad con respecto al centro en la base, es muy pequeña, satisfacción de la estructura ampliamente al volteo.

B.- ANALISIS DE CARGAS VERTICALES

CAPITULO I

ORGANIZACION ESTRUCTURAL Y METRADO DE CARGAS

1.1.- ORGANIZACION ESTRUCTURAL.- La zona comprendida entre los ejes C y D como se observa en los planos arquitectónicos, presentan paños de forma irregular, no convenientes para una losa armada en dos sentidos ya que para lograr un eficiente comportamiento de estas se requieren paños aproximadamente cuadrados. El código especifica que la relación máxima entre los lados será 2:1; para relaciones mayo

res, se deberán tratar como como losas armadas en un solo sentido. Por consiguiente las zonas entre los ejes C,D y 2,5 , así como el paño comprendido entre los ejes B,C y 3,4 se diseñarán como losas armadas en un sentido del tipo aligerado en igual forma las escaleras.

Los pórticos C-C y D-D están constituidas por vigas peraltadas y columnas.

El tramo del pórtico B-B entre los ejes 3 y 4 estarán constituidos por una viga peraltada. El resto de la estructura permanecerá como losa armada en 2 sentidos, sin vigas.

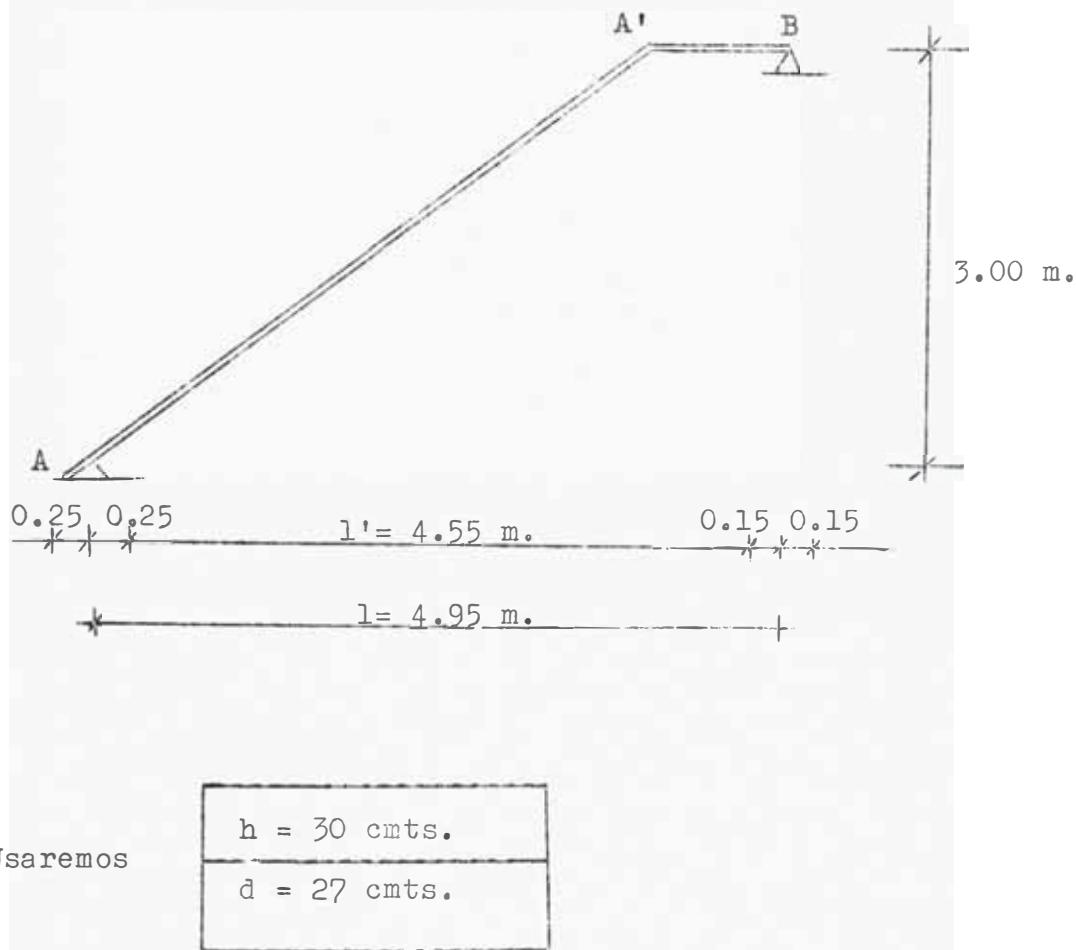
El descanso de las escaleras se apoyara sobre una viga peraltada y esta a su vez descansa en uno de sus extremos en la columna más próxima y en el otro extremo sobre un pilar corto. (Ver planos respectivos).

1.2.- METRADO DE ESCALERAS.- De acuerdo a los planos arquitectónicos tenemos tres tipos de escaleras. Siendo la luz entre apoyos de escalera, 7.30m. se diseñaran las losas del tipo aligeradas con el objeto de disminuir el peso. Utilisaremos aligeradas de 30 cmts.

Denominaremos las escaleras de la siguiente manera:

Escaleras de Sótano	:	E - 1
Escaleras de 1º Piso	:	E - 2
Escaleras de Planta Típica :		E - 3

a) Escaleras de Sótano.- E-1



Metredo : Consideraremos una franja de un metro de ancho.

$$\text{P.p Losa} : (380 \text{ Kg/m}^2) = 380 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Peldaños} : (1.00/0.25) (\frac{0.176 \times 0.25}{2} \times 2400) = 210 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Acabados} : = \frac{100}{690} \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Carga Viva} : (500 \text{ Kg/m}^2) = 500 \text{ Kg/ml}$$

$$Pu = 1.5 (690) + 1.8 (500) = 1935$$

$$Pu = 1935 \text{ Kg/ml}$$

Reacciones en los Apoyos :

$$AA' = \sqrt{(4.00)^2 + (3.00)^2} = 5$$

$$A'B = 0.95 \text{ m} \quad L = AA' + A'B = 5 \text{ m} + 0.95 \text{ m} = 5.95$$

$$L = 5.95 \text{ m.}$$

Por Carga Muerta

$$Ra = Rb = \frac{690 \times 5.95}{2} = 2052.75$$

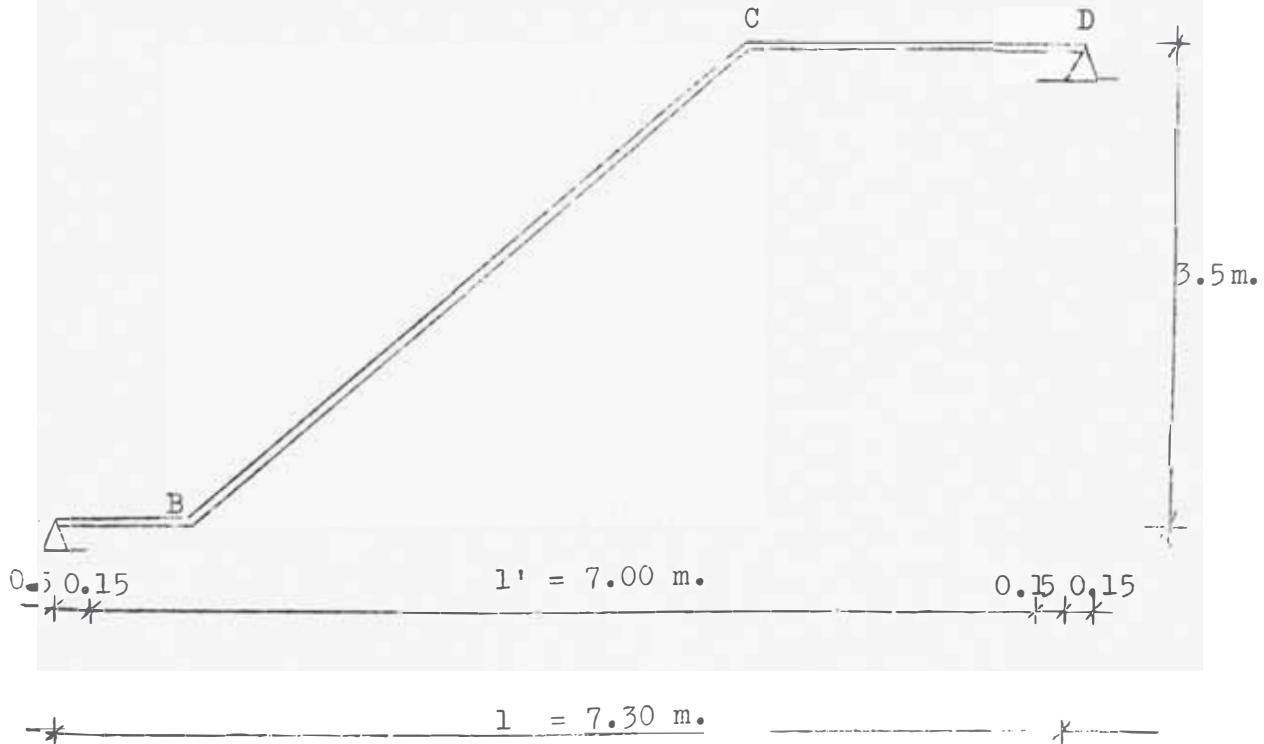
$$Ra = Rb = 2052.75 \text{ Kg/ml}$$

Por Carga Viva

$$Ra = Rb = \frac{500 \times 5.95}{2} = 1487.50$$

$$Ra = Rb = 1,487.50 \text{ Kg/ml.}$$

b) Escalera de 1º Piso.- E - 2



Metrado : Consideraremos una franja de un metro de ancho.

P.p. Losa : (380 Kg/m^2) = 380 Kg/ml.

Peldaños : $(1.00/0.25) \frac{(0.205 \times 0.25) \times 2400}{2} = 246 \text{ Kg/ml.}$

Acabados : $= \frac{100}{726} \text{ Kg/ml.}$
 726 Kg/ml.

Carga Viva : (500 Kg/m^2) = 500 Kg/ml.

$P_u = 1.5(726) + 1.8(500) = 1,989$

$P_u = 1,989 \text{ Kg/ml.}$

Reacciones en los Apoyos :

$BC = (4.00)^2 + (3.50)^2 = 5.31$

$L = AB + BC + CD = 0.95 + 5.31 + 2.35 = 8.61$

$L = 8.61 \text{ m.}$

Por Carga Muerta :

$R_a = R_d = \frac{726 \times 8.61}{2} = 3125.43$

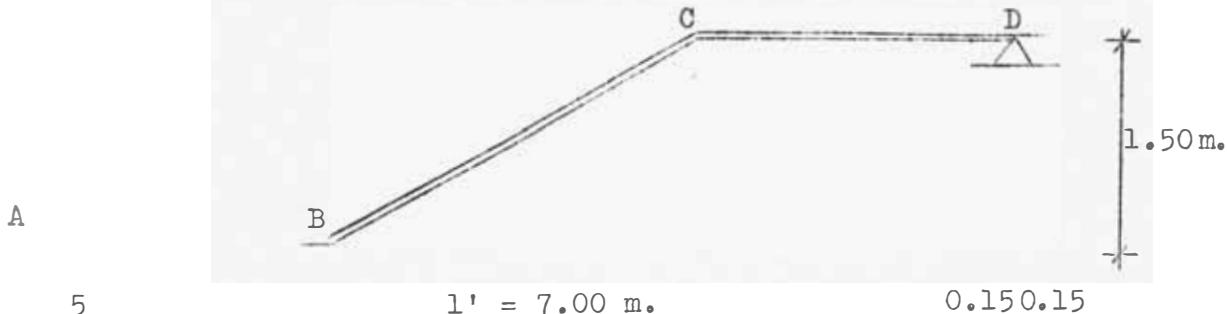
$R_a = R_d = 3,125.43 \text{ Kg/ml.}$

Por Carga Viva :

$R_a = R_d = \frac{500 \times 8.61}{2} = 2,152.50$

$R_a = R_d = 2,152.50 \text{ Kg/ml.}$

c) Escalera Planta Tipica.- E - 3



$l = .0 \text{ m.}$

Metrado : Consideraremos una franja de un metro de ancho.

P.p. Losa : $(380 \text{ Kg/m}^2) \dots = 380 \text{ Kg/ml.}$

Peldaños : $(400/0.25) \frac{(0.167 \times 0.25)}{2} 2400 \dots = 200 \text{ Kg/ml.}$

Acabados : $\frac{2}{2} \dots = \frac{100}{680} \text{ Kg/ml.}$

Carga Viva : $(500 \text{ Kg/m}^2) \dots = 500 \text{ Kg/ml.}$

$$P_u = 1.5(680) + 1.8(500) = 1,920$$

$$\underline{P_u = 1,920 \text{ Kg/ml.}}$$

Reacciones en los Apoyos :

$$BC = \sqrt{(2.60)^2 + (1.50)^2} = 3.00 \text{ m.}$$

$$L = AB + BC + CD = 2.35 + 3.00 + 2.35 = 7.70$$

$$\underline{L = 7.70 \text{ m.}}$$

Por Carga Muerta

$$R_A = R_D = \frac{680 \times 7.70}{2} = 2,618$$

$$\underline{R_A = R_D = 2,618 \text{ Kg/ml.}}$$

Por carga Viva

$$R_A = R_D = \frac{500 \times 7.70}{2} = 1,925$$

$$\underline{R_A = R_D = 1,925 \text{ Kg/ml.}}$$

1.3.- METRADO DE VIGAS.-

a) Para los Pórticos (3)-(3) y (E)-(E) en las zonas de losas armadas en dos sentidos, por ser el ancho de la franja del arca de influencia constante (7.30 mt.); para todas las vigas en todos los niveles, la carga por metro lineal es constante, y tiene un valor de :

Por Carga Muerta : $W = 7.30 \times 450 = 3,285$

$$\underline{W = 3,285 \text{ Kg/ml.}}$$

Por Carga Viva : $W = 7.30 \times 500 = 3650$

$$W = 3650 \text{ Kg/ml.}$$

b) Nomenclatura de Vigas : Las vigas se han llamado de la siguiente forma:

$$32 \text{ V}_{D2-D3}$$

Significa :
32 - Nivel en que se encuentra la viga

V - Viga

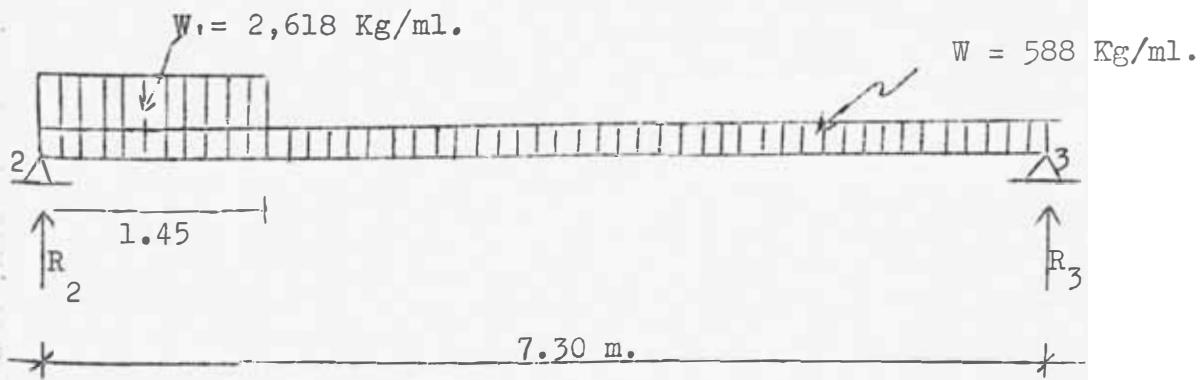
D2 - D3 Viga segun el eje (D) comprendido entre los ejes (2) y (3)

c) 32 V_{D2-D3} y 32 V_{D4-D5} (0.35×0.70)

Por Carga Muerta : W = carga repartida por peso propio
 $W = 0.35 \times 0.70 \times 2400 = \dots 588 \text{ Kg/ml.}$

Por reacción de escaleras :

$$W_1 = 2,618 \text{ Kg/ml.}$$



$$R_2 = \frac{588 \times 7.30}{2} + \frac{2,618 \times 1.45 \times 6.575}{7.30} = 5,565 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 2,524$$

$$R_2 = 5,565 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 2,524 \text{ Kg.}$$

Por Carga Viva :

Por reacción de escalera : $W = 1,925 \text{ Kg/ml.}$

$$R_2 = \frac{1,925 \times 1.45 \times 6.575}{7.30} = 2,514$$

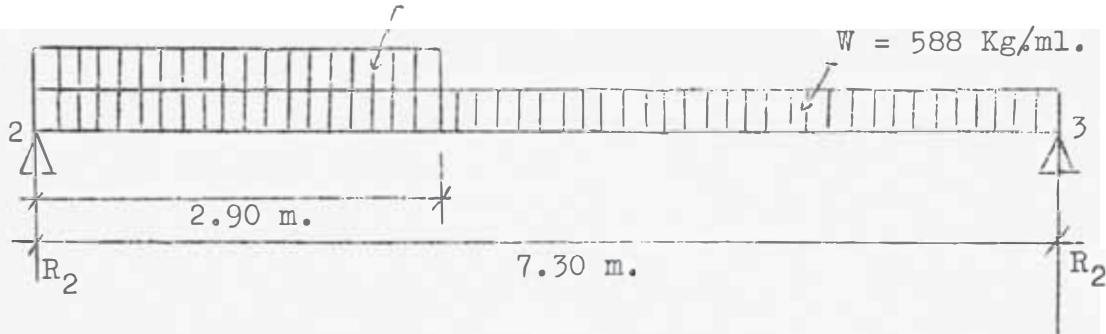
$$R_3 = 277$$

$$R_2 = 2,514 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 277 \text{ Kg.}$$

d) $29V_{D2} - D3$ y $29V_{DA} - D5$ (0.35×0.70)

$$W_1 = 2,618 \text{ Kg/ml.}$$



Por Carga Muerta :

Peso propio : $0.35 \times 0.70 \times 2400 \dots \dots 588 \text{ Kg/ml.}$

Reacción de escalera : 2618 Kg/ml.

$$R_2 = \frac{588 \times 7.30}{2} + \frac{2,618 \times 2.90 \times 5.85}{7.30} = 8,230 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 3,655$$

$$R_2 = 8,230 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 3,655 \text{ Kg.}$$

Por Carga Viva :

Reacción de escalera $W = 1,925 \text{ Kg/ml.}$

$$R_2 = \frac{1925 \times 2.90 \times 5.85}{7.30} = 4474$$

$$R_3 = 1109$$

$$R_2 = \underline{4,474 \text{ Kg.}}$$

$$R_3 = \underline{1,109 \text{ Kg.}}$$

Las reacciones halladas son iguales para todas las vigas comprendidas contra los niveles + 5.00 mt. y 29.00 mts. del tipo V_{D2-D3} .

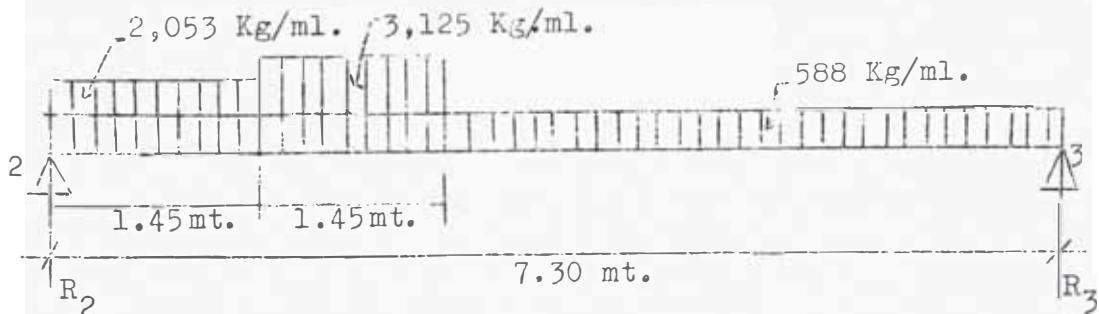
e) $OV_{D2 - D3}$ y $OV_{D4 - D5}$

Por Carga Muerta :

Reacción de escaleras : (E-2) 3125 Kg/ml.

Reacción de escalera : (E-1) 2053 Kg/ml.

Por peso propio : $0.35 \times 0.70 \times 2400 = 588 \text{ Kg/ml.}$



$$R_2 = \frac{588 \times 7.30}{2} + \frac{2053 \times 1.45 \times 6.575}{7.30} + \frac{3125 \times 1.45 \times 5.125}{7.30} = \underline{8,013 \text{ Kg.}}$$

$$R_3 = \underline{1,640 \text{ Kg.}}$$

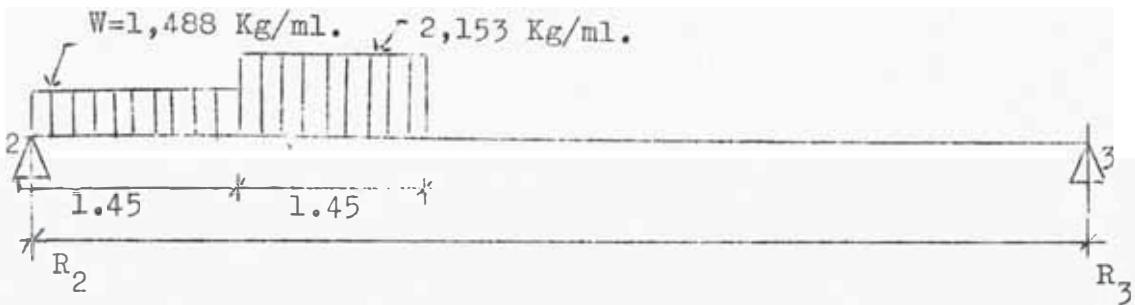
$$R_2 = \underline{8,013 \text{ Kg.}}$$

$$R_3 = \underline{1,640 \text{ Kg.}}$$

Por Carga Viva :

Por reacción de escaleras (E-2) 2153 Kg/ml.

Por reacción de escaleras (E-1) 1488 Kg/ml.



$$R_2 = \frac{1488 \times 1.45 \times 6.575}{7.30} + \frac{2153 \times 1.45 \times 5.125}{7.30} = 4133$$

$$R_3 = 1144$$

$$R_2 = 4133 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 1144 \text{ Kg.}$$

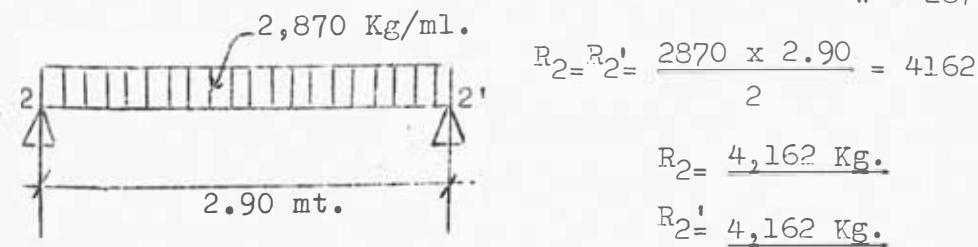
f) $30.50 \text{ v}_{C_2-C_2}$, y $30.50 \text{ v}_{C_5-C_4}$ (0.30×0.30)

Por Carga Muerta :

Reacción de escaleras : (E-3)..... $W = 2618 \text{ Kg/ml.}$

Peso propio : $0.30 \times 0.30 \times 2400.. \text{ } W = 216 \text{ Kg/ml.}$

Ventanas (aluminio: 30 Kg/m^2) $\frac{W = 36 \text{ Kg/ml.}}{W = 2870 \text{ Kg/ml.}}$



$$R_2 = R_2' = \frac{2870 \times 2.90}{2} = 4162$$

$$R_2 = 4,162 \text{ Kg.}$$

$$R_2' = 4,162 \text{ Kg.}$$

Las reacciones halladas son iguales para todas las vigas comprendidas entre los niveles 6.50 mt. y 30.50 mt. del tipo $v_{C_2-C_2}$.

Por Carga Viva : $W = 1925 \text{ Kg/ml.}$

$$R_2 = R_3 = \frac{1295 \times 2.90}{2} = 2791 \quad R_2 = R_3 = 2791 \text{ Kg.}$$

g) $3.50 V_{C_2} - c_2$, y $3.50 V_{C_5} - c_4$, (0.30×0.30)

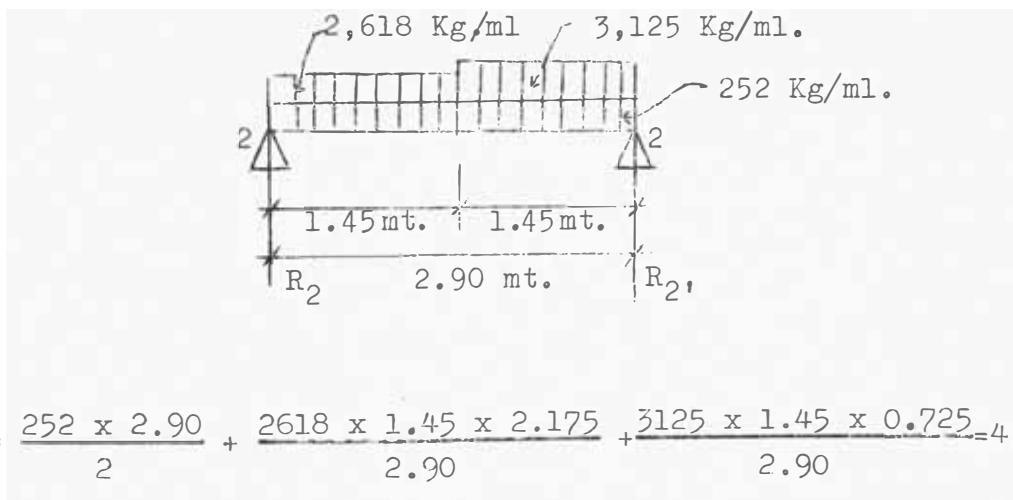
Por Carga Muerta :

Reacción de escalera (E-2) 3125 Kg/ml.

Reacción de escalera (E-3) 2618 Kg/ml.

Peso propio ($0.30 \times 0.30 \times 2400$) 216 Kg/ml.

Ventanas (aluminio) (30 Kg/m^2) 36 Kg/ml.



$$R_2 = \frac{252 \times 2.90}{2} + \frac{2618 \times 1.45 \times 2.175}{2.90} + \frac{3125 \times 1.45 \times 0.725}{2.90} = 4,345.00$$

$$R_2' = 4,713$$

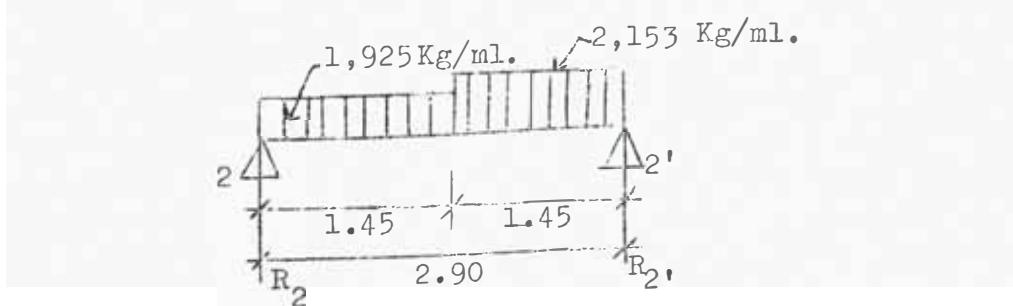
$$R_2 = 4,345 \text{ Kg.}$$

$$R_2' = 4,713 \text{ Kg.}$$

Por Carga Viva :

Reacción de escalera (E-2) 2153 Kg/ml.

Reacción de escalera (E-3) 1925 Kg/ml.



$$R_2 = \frac{1925 \times 1.45 \times 2.175}{2.90} + \frac{2153 \times 1.45 \times 0.725}{2.90} = 2874$$

$$R_2' = 3038$$

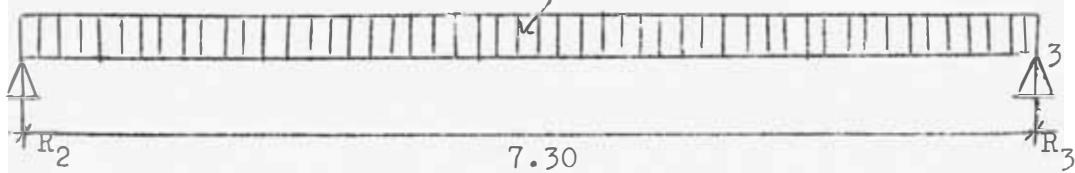
$$R_2 = \underline{2874 \text{ Kg.}}$$

$$R_2' = \underline{3038 \text{ Kg.}}$$

h) 32 v_{C₂-C₃} y 32 v_{C_A-C₅} (0.35 x 0.70)

Peso propio 0.35 x 0.70 x 2400 588 Kg/ml.

$$\swarrow W = 588 \text{ Kg/ml.}$$



$$R_2 = R_3 = \frac{588 \times 7.30}{2} = 2146 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = R_3 = \underline{2146 \text{ Kg.}}$$

i) 29 v_{C₂-C₃} y 29 v_{C_A-C₅} (0.35 x 0.70)

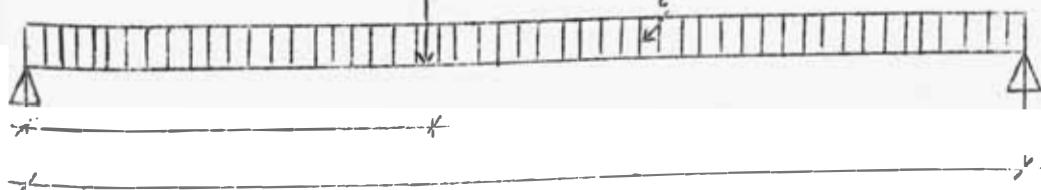
Por Carga Muerta :

Por peso propio : (0.35 x 0.70 x 2400) 588 Kg/ml.

Reacción por pilar de escalera 4162 Kg.

$$4,162 \text{ Kg.}$$

$$588 \text{ Kg/ml.}$$



$$R_2 = \frac{588 \times 9.30}{2} + \frac{4162 \times 4.40}{7.30} = 4655$$

$$R_3 = 3799$$

$$R_2 = 4655 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 3799 \text{ Kg.}$$

Por Carga Viva :

$$P = 2791 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = \frac{2791 \times 440}{7.30} = 1682$$

$$R_2 = 1682 \text{ Kg.}$$

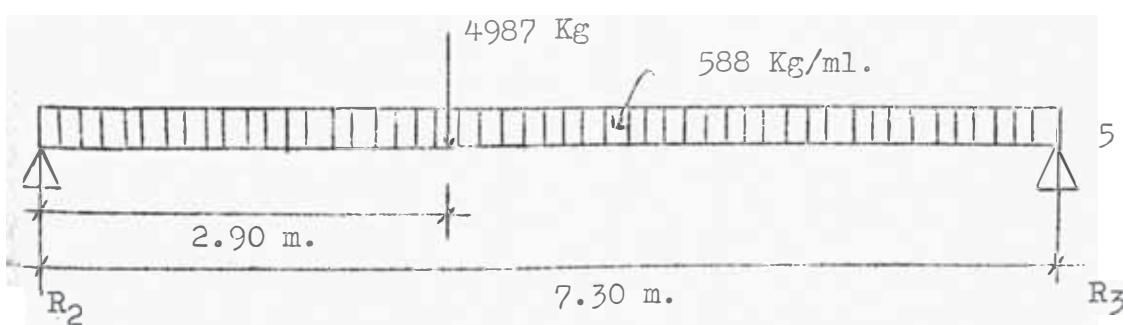
$$R_3 = 1109$$

$$R_3 = 1109 \text{ Kg.}$$

Las reacciones halladas son iguales para todas las vigas comprendidas entre los niveles + 29.00 y + 5.00 del t_i

po $v_{C_2} - c_3$

j) $0v_{C_2} - c_3$ y $0v_{C_4} - c_5$ (0.35×0.70)



Por Carga Muerta :

Peso propio : $0.35 \times 0.70 \times 2400 \dots \dots 588 \text{ Kg/ml.}$

Reacción por pilar de escalera 4713 Kg/ml.

$$R_2 = \frac{588 \times 7.30}{2} + \frac{4987 \times 4.40}{7.30} = 4987$$

$$R_3 = 4018$$

$$R_2 = 4987 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 4018 \text{ Kg.}$$

Por Carga Viva :

$$P = 3038 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = \frac{3038 \times 4.40}{7.30} = 1831$$

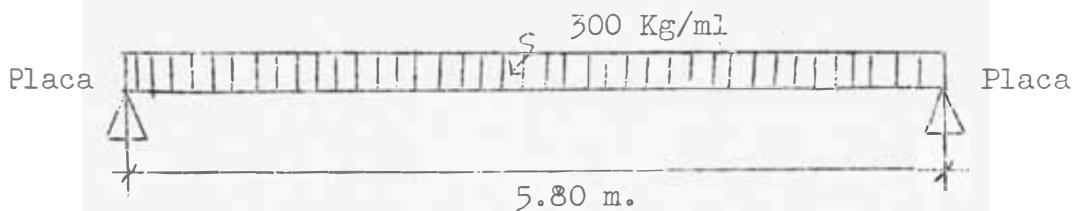
$$\underline{R_2 = 1831 \text{ Kg.}}$$

$$R_3 = 1207$$

$$\underline{R_3 = 1207 \text{ Kg.}}$$

k) $\Sigma v_{B''\text{Placa}} - B''_{\text{Placa}}$: (Igual para todos los niveles); (0.25×0.50)

Peso propio : $0.25 \times 0.50 \times 2400 = 300 \text{ Kg/ml.}$



$$R_P = R_P = \frac{5.80 \times 300}{2} = 870 \text{ Kg.}$$

$$\underline{R_P = R_P = 870 \text{ Kg.}}$$

l) $\Sigma v_{2C - 2D}$: (Igual para todos los niveles); (0.20×0.50)

Peso propio : $0.20 \times 0.50 \times 2400 = 240 \text{ Kg/ml.}$

$$R_C = R_C = 876 \text{ Kg.}$$

1.4.- METRADO DE COLUMNAS.-

a) El metrado de columnas se hará tomando el total de columnas del pórtico piso por piso.

- La carga por columna se hallará tomando su respectiva área de influencia.
- La reacción de vigas, es debido a la sobrecarga y además la reacción por Escaleras en los casos correspondientes.
- El peso propio de vigas incluye la reacción por carga muerta de las escaleras.

b) REDUCCION EN LA SOBRECARGA.

Adaptamos en método del "American Standard Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and other structures : A58 -1- 1955 editado por ASA. Especifica:

- 1) No se hará reducción en la sobrecarga de la azotea.
- 2) Para cargas vivas de 500 Kg/m^2 ó menores, la sobrecarga de diseño en cualquier elemento que soporte más de 15 m^2 se reducirá a la razón de 0.8 % por cada metro cuadrado de área soportada por el elemento.

La reducción no excederá el valor R calculado según la siguiente fórmula, ni el 60%.

$$R = 100 \times \frac{CV + CM}{4.53 CV}$$

donde : R = reducción en tanto por ciento.

CV = sobrecarga (carga viva) especificada por m^2 .

CM = carga permanente (carga muerta) por m^2 .

Para el presente caso : PORTICO (3) - (3)

Columnas : (D) y (E).

1.- CV = 500 Kg/m^2

CM = 450 Kg/m^2

$$R = 100 \times \frac{500 + 450}{4.53 \times 500} = 43.88$$

$$R = 43.88\% \approx 44\%$$

2.- $0.8 \times 7.30 \times 7.30 = 43\%$

Por consiguiente el máximo porcentaje de reducción en la sobrecarga será :

$$R = 44\%$$

Columnas : (A) y (F)

$$0.8 \times 7.30 \times 5.65 = 33\%$$

Columna : (B)

$$0.8 \times 7.30 \times 6.65 = 39\%$$

Para el pórtico (B)-(B); se tomarán las similares correspondientes, del pórtico (3)-(3)

c) SISMO. - La carga axial por Sismo se tomará considerando el caso mas desfavorable, teniendo en cuenta el cambio de signos que ocurre al considerar los sentidos del Sismo.

- $U = 0.9 \text{ C.M.} + 1.1S$.- Esta combinación como se observa incrementa la carga debido a sismo y disminuye la carga muerta, lo cual es crítico en estructuras esbeltas por la posibilidad de volteo por estabilidad.

En la estructura materia de estudio se tiene una relación de base a altura de aproximadamente 1:1; por consiguiente descartamos esta combinación ya que siempre nos dará valores menos críticos que las otras combinaciones que contempla el reglamento.

d) Las constantes para este Cálculo son:

Columnas :

Características.

- | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| a) | D = 0.60 mts. |
| | h = 2.72 mts..... p.p. = 1846 Kg. |
| | b) D = 0.75 mts |
| c) | h = 2.72 mts..... p.p. = 2884 Kg. |
| | D = 0.75 mts |
| h = 4.72 mts..... p.p. = 5000 Kg. | |

- Cargas debido a peso propio de losa y sobre carga.

Piso Típico

S/C

500 Kg/m²

- | | |
|------|---|
| a) | Columnas Centrales..... p.p. = 23,981 Kg. |
| | S/C. = 26,645 Kg. |
| | b) Columnas Exteriores..... p.p. = 18,560 Kg. |
| c) | S/C. = 20,622 Kg. |
| | Columnas "B" p.p. = 16,918 Kg. |
| S/C. | 18,798 Kg. |

Azotea.	a) Columnas Centrales.....	p.p. = 23,981 Kg.
S/C.		S/C. = 10,658 Kg.
200 Kg/m ²	b) Columnas Exteriores.....	p.p. = 18,560 Kg.
		S/C. = 8,249 Kg.
	c) Columnas "B"	p.p. = 16,918 Kg.
		S/C. = 7,519 Kg.

Peso Propio + contenido del tanque 4 x 17,098 Kg.

e) Metrado:

El metrado se hará en cuadros que se muestran en las páginas siguientes:

PORTECO (3)-(3)

COLUMNA	A	B	D	E	F
Peso Propio	1,846	1,845	1,846	1,846	1,846
Peso Propio de Vigas		19,244	4,670	—	—
Peso Propio de Losa	18,560	16,918	22,115	23,981	18,560
C.M. Kg.	20,406	38,008	28,631	25,827	20,406
S/C 200 Kg/m ²	8,249 Con Reducción 0%	7,519	10,568	10,568	8,249
Reacción de Vigas	—	—	277	—	—
C.V. Kg.	8,249	7,519	10,845	10,568	8,249
Sismo S Kg.	+ 944	+ 2,625	- 822	+ 198	- 1,016
U = 1.5 C.M. + + 1.8C.V.	45,457	70,546	62,463	57,763	45,457
U = 1.25 (C.M. + + C.V. + S)	36,999	60,190	50,373	45,741	37,089
Peso Propio	3,692	3,692	3,692	3,692	3,692
Peso Propio de Vigas	—	21,390	10,471	—	—
Peso Propio de Losa	37,120	33,836	44,230	47,962	37,120
C.M. Kg.	40,812	58,918	58,393	51,654	40,812
S/C 500 Kg/m ²	28,871 Con Reducción 33%	26,317 39%	37,213 43%	37,213 43%	28,871 33%
Reacción de Vigas	—	—	1,386	—	—
CoVo Kg.	19,343	16,053	22,597	21,211	19,343
Sismo S Kg.	+ 1,559	+ 6,416	- 1,892	+ 235	- 2,098
U = 1.5 C.M. + + 1.8C.V.	96,035	117,272	128,264	115,661	96,035
U = 1.25(C.M. + + C.V. + S)	77,143	101,734	103,603	73,324	62,890

Incluye la carga debido al tanque

+) tracción en columna; (-) compresión en columna.

COLUMNA	A	B	D	E	F
Peso Propio	5,538	5,538	5,538	5,538	5,538
Peso Propio de Vigas		23,536	16,272		
Peso Propio de Losa	55,680	50,754	66,345	71,943	55,680
C.M. Kg.	61,218	79,828	88,115	77,481	61,218
S/C 500	Sin Reducción	49,493	45,115	63,858	63,858
Kg/m ²	Con Reducción 56%	27,716	25,264	35,760	35,760
	Reacciones de Vigas			2,495	
	C.V. Kg.	27,716	25,264	38,255	35,760
	Sismo S Kg.	+ 2,620	+ 8,775	- 2,514	+ 313
	U = 1.5 C.M. + 1.8C.V.	141,716	165,217	201,032	180,590
	U = 1.25(C.M. + C.V. + S)	114,433	142,334	161,105	145,318
	Peso Propio	7,384	7,384	7,384	7,384
	Peso Propio de Vigas		25,682	22,073	
	Peso Propio de Losa	74,240	67,672	88,460	95,924
	C.M. Kg.	81,624	100,738	117,917	103,308
S/C 500	Sin Reducción	70,115	63,913	90,503	90,503
Kg/m ²	Con Reducción 56%	39,264	35,791	50,682	50,682
	Reacciones de Vigas			3,604	
	C.V. Kg.	39,264	35,791	54,286	50,682
	Sismo S Kg.	+2,796	+9,265	- 2,469	+ 303
	U = 1.5 C.M. + 1.8C.V.	193,111	215,531	274,590	246,190
	U = 1.25(C.M. + C.V. + S)	154,605	182,243	218,340	192,866
					155,221

COLUMNA		A	B	D	E	F
Peso Propio		9,230	9,230	9,230	9,230	9,230
Peso Propio de Vigas		—	27,828	27,874	—	—
Peso Propio de Losa		92,800	84,590	110,575	119,905	92,800
C.M. Kg.		102,030	121,648	147,679	129,135	102,030
S/C 500	Sin Reducción	90,737	82,711	117,148	117,148	90,737
6 g/m ²	Con Reducción 56%	50,813	46,318	65,603	65,603	50,813
	Reacciones de Vigas	—	—	4,713	—	—
C.V. Kg.		50,813	46,318	70,316	65,603	50,813
Sismo S Kg.		+ 2,899	+ 9,616	- 2,800	+ 339	- 3,080
U = 1.5 C.M. + 1.8 C.V.		244,508	265,844	348,087	311,788	244,508
J = 1.25(C.M. + C.V.+S)		194,678	221,978	275,994	243,846	194,904
Peso Propio		11,076	11,076	11,076	11,076	11,076
Peso Propio de Vigas		—	29,970	33,675	—	—
Peso Propio de Losa		111,360	101,508	132,690	143,886	111,360
C.M. Kg.		122,436	142,558	171,441	154,962	122,436
S/C 500	Sin Reducción	111,359	101,509	143,793	143,793	111,359
5 g/m ²	Con Reducción 56%	62,361	56,845	80,524	80,524	62,361
	Reacciones de Vigas	—	—	5,822	—	—
C.V. Kg.		62,361	56,845	86,346	80,524	62,361
Sismo S Kg.		+ 2,858	+ 9,275	- 2,977	+ 202	- 3,339
U = 1.5 C.M. + 1.8 C.V.		295,904	316,158	421,584	377,386	295,904
U = 1.25(C.M. + C.V.+S)		234,560	260,848	333,455	294,610	235,170

COLUMNA		A	B	D	E	F
Peso Propio		13,960	13,960	13,960	13,960	13,960
Peso Propio de Vigas		—	32,120	39,476	—	—
Peso Propio de Losa		129,920	118,426	154,805	167,867	129,920
C.M. Kg.		143,880	164,506	208,241	181,827	143,880
4° 500 Kg/m ²	S/C Sin Reducción	131,981	120,307	170,438	170,438	131,981
	Con Reducción 56%	73,909	67,372	95,445	95,445	73,909
Reacciones de Vigas		—	—	6,931	—	—
C.V. Kg.		73,909	67,372	102,376	95,445	73,909
Sismo S Kg.		+ 3,031	+10,419	- 3,972	- 139	- 3,610
$U = 1.5 C.M. + 1.8 C.V.$		348,856	368,029	496,538	444,542	348,856
$U' = 1.25(C.M. + C.V. + S)$		275,025	302,871	393,236	346,764	276,749
Peso Propio		16,844	16,844	16,844	16,844	16,844
Peso Propio de Vigas		—	34,266	45,277	—	—
Peso Propio de Losa		148,480	135,344	176,920	191,848	148,480
C.M. Kg.		165,324	186,454	239,041	208,692	165,324
3° 500 Kg/m ²	S/C Sin Reducción	152,603	139,105	197,083	139,105	152,603
	Con Reducción 56%	85,458	77,899	110,366	110,366	85,458
Reacciones de Vigas		—	—	8,040	—	—
C.V. Kg.		85,458	77,899	118,406	110,366	85,458
Sismo S Kg.		+ 2,916	+11,210	- 4,586	- 368	- 2,962
$U = 1.5 C.M. + 1.8 C.V.$		401,810	419,899	571,692	511,697	401,810
$U' = 1.25(C.M. + C.V. + S)$		317,123	344,454	452,541	399,283	317,180

COLUMNA	A	B	D	E	F
Peso Propio	19,728	19,728	19,728	19,728	19,728
Peso Propio de Vigas	—	36,412	51,078	—	—
Peso Propio de Losa	167,040	152,262	199,035	215,829	167,040
C.M. Kg.	186,768	208,402	269,841	235,557	186,768
S/C 1 Sin Reducción 500	173,225	157,903	223,728	223,728	173,225
2 Con Reducción Kg/m 56%	97,006	88,426	125,288	125,288	97,006
Reacciones en Vigas	—	—	9,149	—	—
C.V. Kg.	97,006	88,426	134,437	125,288	97,006
Sismo S. Kg.	+ 2,879	+10,138	- 4,290	- 198	- 3,021
U=1.5C.M. + 1.8C.V.	454,763	471,770	646,748	578,854	454,763
U=1.25(C.M. + C.V. + S)	358,316	383,708	510,710	451,304	358,494
Peso Propio	24,728	24,728	24,728	24,728	24,728
Peso Propio de Vigas	—	38,558	56,879	—	—
Peso Propio de Losa	185,600	169,180	221,150	239,810	185,600
C.M. Kg.	210,328	232,466	302,757	264,538	210,328
S/C 1 Sin Reducción 500	193,847	176,701	250,373	250,373	193,847
2 Con Reducción Kg/m 56%	108,554	98,953	140,209	140,209	108,554
Reacciones en Vigas	—	—	102,258	—	—
C.V. Kg.	108,554	98,953	150,467	140,209	108,554
Sismo S. Kg.	+ 2,186	+ 8,568	- 2,860	- 121	- 2,281
U = 1.5 C.M. + 1.8C.V.	510,889	526,814	724,976	649,183	510,339
U = 1.25(C.M. + C.V. + S)	401,335	424,984	570,105	506,148	401,454

COLUMNA	A	B	D	E	F
Peso Propio	27,612	27,612	27,612	27,612	27,612
Peso Propio de Vigas	—	40,704	60,665	—	—
Peso Propio de Losa	204,160	186,098	243,265	263,791	204,160
C.M. Kg.	213,772	254,414	331,542	291,403	213,772
S/C 500 kg/m ²	214,469	195,499	277,018	277,018	214,469
Con Reducción 56%	120,103	109,479	155,130	155,130	120,103
Reacción de Vigas	—	—	11,367	—	—
C.V. Kg.	120,103	109,479	166,497	155,130	120,103
Sismo S. Kg.	—	—	—	—	—
U = 1.5 C.M. + + 1.8C.V.	500,843	578,683	797,008	716,339	500,843
U = 1.25 (C.M. + + C.V. + S)	417,344	454,866	622,549	558,166	417,344

PÓRTICO (E)-(E)

En este pórtico se presentan dos tipos de columnas (para C.M. y C.V.)

Tipo 1.- Columna 1 = 6

Tipo 2.- Columna 2 = 3 = 4 = 5

Como se puede observar en los planos, las columnas del tipo 1.- tienen en el mismo valor de cargas (C.M. y C.V.) que las columnas A y F del pórtico (3)-(3). Por las mismas razones las columnas del tipo 2 iguales a la columna E de dicho pórtico.

Varia únicamente las cargas debido al Sismo.

Por consiguiente tomamos la carga muerta (C.M.) y la carga viva ya con su reducción (C.V.) respectiva y del pórtico (3)-(3)

COLUMNA	1 = 6	2 = 5	3 = 4		1 = 6	2 = 5	3 = 4
C. M. Kg.	20,406	25,827	25,827		102,030	129,135	129,135
C. V. Kg.	8,249	10,568	10,568		50,803	65,603	65,603
S. Kg.	1,073	168	—		11,526	918	—
U = 1.5 C.M. + + 1.8C.V	45,457	57,763	57,763		244,508	311,788	311,788
J = 1.25(C.M. + C.V.+S)	37,170	45,704	45,494		205,449	244,570	243,423
C. M. Kg.	40,812	51,654	51,654		122,436	154,962	154,962
C. V. Kg.	19,343	21,211	21,211		62,361	80,524	80,524
S. Kg.	3,084	308	—		14,813	1,266	—
U = 1.5 C.M. + + 1.8C.V	96,035	115,661	115,661		295,904	377,386	377,386
J = 1.25(C.M. + + C.V.+S)	79,049	91,466	91,081		249,513	295,940	294,358
C. M. Kg.	61,218	77,481	77,481		143,880	181,827	181,827
C. V. Kg.	27,716	35,760	35,760		73,909	95,445	95,445
S. Kg.	5,600	514	—		18,636	1,414	—
U = 1.5 C.M. + + 1.8C.V	141,716	180,590	180,590		348,856	444,542	444,542
J = 1.25(C.M. + + C.V.+S)	118,168	142,194	141,151		295,531	348,358	346,590
C. M. Kg.	81,624	103,308	103,308		165,324	208,692	208,692
C. V. Kg.	39,264	50,682	50,682		85,458	110,366	110,366
S. Kg.	8,412	684	—		22,343	1,438	—
U = 1.5 C.M. + + 1.8C.V.	193,111	246,190	246,190		401,810	511,697	511,697
J = 1.25(C.M. + + C.V.+S)	161,625	193,343	192,488		341,406	400,620	398,823

COLUMNA	1 = 6	2 = 5	3 = 4		1 = 6	2 = 5	3 = 4
C. M. Kg.	186,768	235,557	235,557		213,772	291,772	291,403
C. M. Kg.	97,006	125,288	125,288	S	120,103	155,130	155,130
S. Kg.	26,460	1,756	—		—	—	—
U = 1.5 C.M. + 1.8 C.V.	454,763	578,854	578,854		500,843	716,339	716,339
J = 1.25(C.M. + + C.V. + S)	387,793	453,251	451,056		417,344	558,166	558,166
C. M. Kg.	210,328	264,538	264,538				
C. M. Kg.	108,554	140,209	140,209				
S. Kg.	29,561	1,778	—				
U = 1.5 C.M. 1.8 C.V.	510,889	649,183	649,183				
J = 1.25(C.M. + + C.V. + S)	435,554	508,156	505,934				

f) En los pórticos (3)-(3) Y (E)-(E) se diseñará la totalidad de las columnas, en los demás pórticos se haran los metrados correspondientes únicamente para hallar la carga que soportará su cimentación sin incluir el efecto de Sismo. Así tendremos:

PÓRTICO (2)-(2) = PÓRTICO (5)-(5) :

Como se observa de los planos las columnas :

A = F = columnas A y F del pórtico (3)-(3)

B = E = columna E del pórtico (3)-(3)

luego el metrado se hará únicamente de las columnas C y D

CONSTANTES para el CALCULO

Kg.

P.P. de losa : $(3.65 \times 7.30 + 3.65 \times 1) \times 450 = 13,633$

Reducción $0.8 \times 30.295^2 = 24.236\%$

s/o { AZOTEA : $30.295 \times 200 = 6,059$ Kg.
 Piso tipico = $30.295 \times 500 = 15,148$ Kg.

COLUMNAS		C	D	C	D	C	D
Peso Propio		1,846	1,846	5,538	5,538	9,230	9,230
Reacción de Vigas		5,168	7,711	24,814	28,463	44,460	49,215
Peso Propio de Losa		13,633	13,633	40,899	40,899	68,165	68,165
C. M. Kg.		20,647	21,025	71,251	74,900	121,855	136,610
S/C	Sin Reducción	6,059	6,059	36,355	36,355	66,651	66,651
	Con Reducción	0%	0%	44%	44%	44%	44%
Reacción de Vigas		—	2,514	20,359	20,359	37,325	37,325
C. V. Kg.		6,059	8,573	3,364	11,462	6,728	20,410
S. Kg.		—	—	23,723	31,821	44,053	57,735
U=1.5C.M.+1.8C.V.		41,877	46,969	—	—	—	—
Peso Propio		3,692	3,692	149,578	169,628	262,228	308,838
Reacción de Vigas		14,991	18,087	7,384	7,384	11,076	11,076
Peso Propio de Losa		27,266	27,266	34,637	38,839	54,283	59,591
C. M. Kg.		45,949	49,045	54,532	54,532	81,798	81,798
S/C 500	Sin Reducción	21,207	21,207	96,553	100,755	147,157	152,465
	Con Reducción	24%	24%	51,503	51,503	81,799	81,799
Kg/m ²		16,117	16,117	44%	44%	44%	44%
Reacción de Vigas		1,682	6,988	28,824	28,824	45,807	45,807
C. V. Kg.		17,799	24,105	5,046	15,936	8,410	24,884
S. Kg.		—	—	33,888	44,778	54,217	70,691
U=1.5C.M.+1.8C.V.		100,962	116,957	—	—	—	—
				205,828	231,733	318,326	355,914

PÓRTICOS (1)-(1) = PÓRTICOS (6)-(6)

Como se observa de los planos las columnas:

$$A = F$$

$$B = E = \text{columnas A y F del pórtico (2)-(2)}$$

$$C = D$$

Luego el metrado se hará únicamente de las columnas A y C.

Para hallar la carga en la cimentación basta establecer una proporción de áreas de influencia con otra columna similar, en este caso con el área de influencia de la columna A del pórtico (2)-(2).

Esta proporción con lleva un pequeño error en la reducción de sobre carga por área de influencia (estas columnas tienen una menor área de influencia) afectando únicamente al moveno piso, error que no resulta significativo.

$$\frac{\text{Área de Inf. Col. A de (1)-(1)}}{\text{Área de Inf. Col. A de (2)-(2)}} = \frac{A(1)-(1)}{A(2)-(2)} = \frac{31.923}{41.245}$$

$$\frac{\text{Área de Inf. Col. C de (1)-(1)}}{\text{Área de Inf. Col. A de (2)-(2)}} = \frac{C(1)-(1)}{A(2)-(2)} = \frac{26.273}{41.245}$$

Carga en Cimentación de Columna A del Pórtico (2)-(2) = WA (1)-(1)

<u>A (1)-(1)</u> A (2)-(2)	<u>C (1)-(1)</u> A (2)-(2)	WA (1)-(1)	A	C
0.774	0.637	M. 213772KG. C. M. 120,103KG.	165,460 92,960	150,773 * 76,506
		U = 1.5 C.M. + + 1.8 C.V.	415,518	377,379

* Incluye el peso de la Viga V_{C1-C2} en todos los niveles.

PORTECO (4) - (4):

Los resultados para cargas en cimentación de este pórtico son iguales a los del pórtico (3) - (3) excluyéndose el efecto de sismo.

COLUMNA	A	B	D	E	F
C. M. Kg.	213,772	254,414	331,542	291,403	213,772
C. V. Kg.	120,103	109,479	166,497	155,130	120,103
1.5C.M. + 1.8C.V.	500,843	578,683	797,008	716,339	500,843

CAPITULO II

CALCULO DE MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS

2.1.- Dada la configuración del pórtico (3) - (3) ya explicada en la Organización Estructural para el efecto del cálculo de momentos y fuerzas cortantes, se analizará considerando como pórticos aislados los tramos comprendidos entre los ejes A,B y D,F.

Estos pórticos los designaremos de la siguiente manera :

PÓRTICO $(3)_A - (3)_B$; Para la parte del pórtico $(3)-(3)$ comprendida entre los ejes A y B

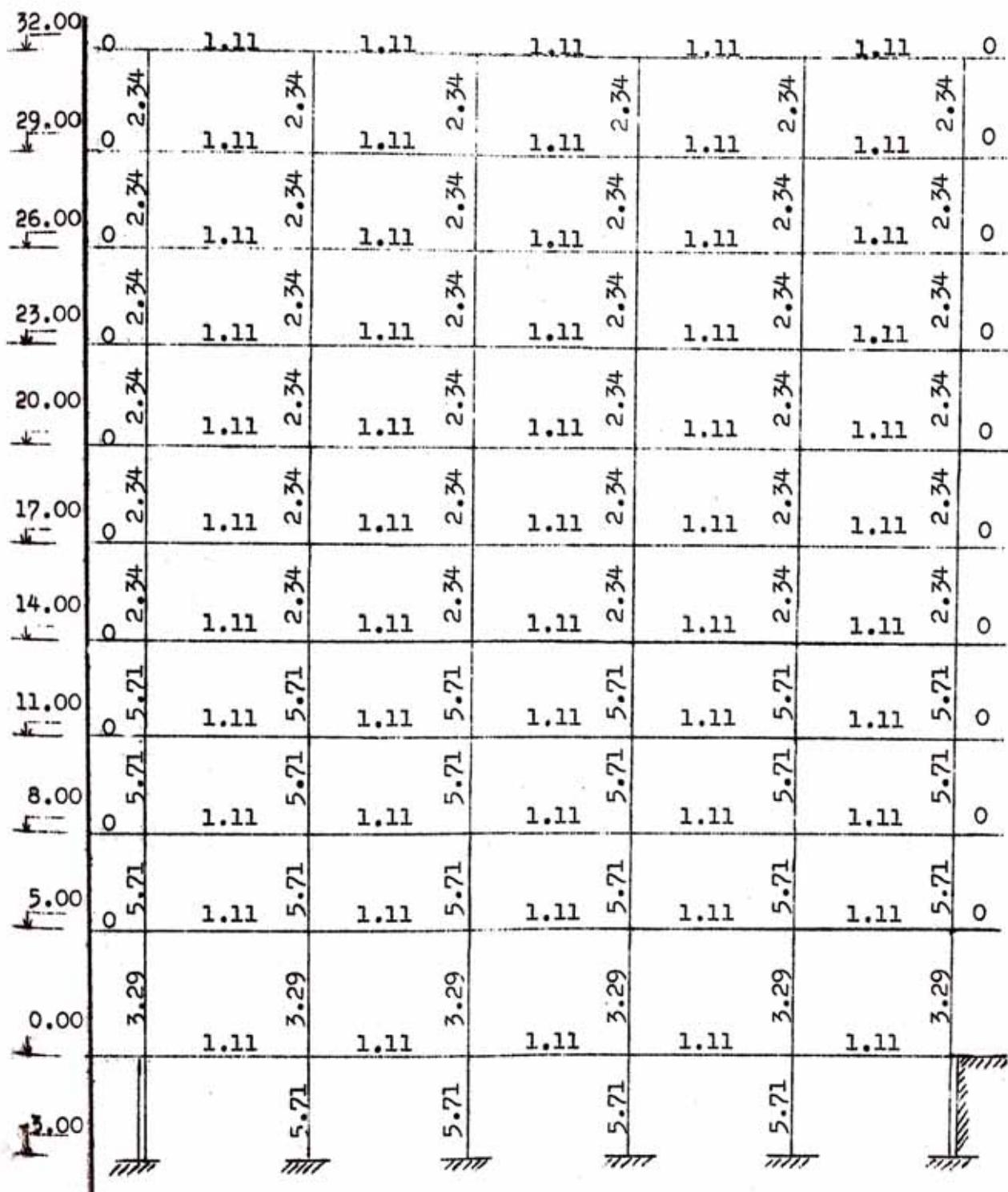
PORTECO $(3)_D - (3)_F$; Pra la parte del pórtico
 $(3)-(3)$ comprendida entre
los ejes D y F

El tramo comprendido entre los ejes B y C esta constitui-
do por la placa sismica y la placa de ascensor (ver planos
respectivos).

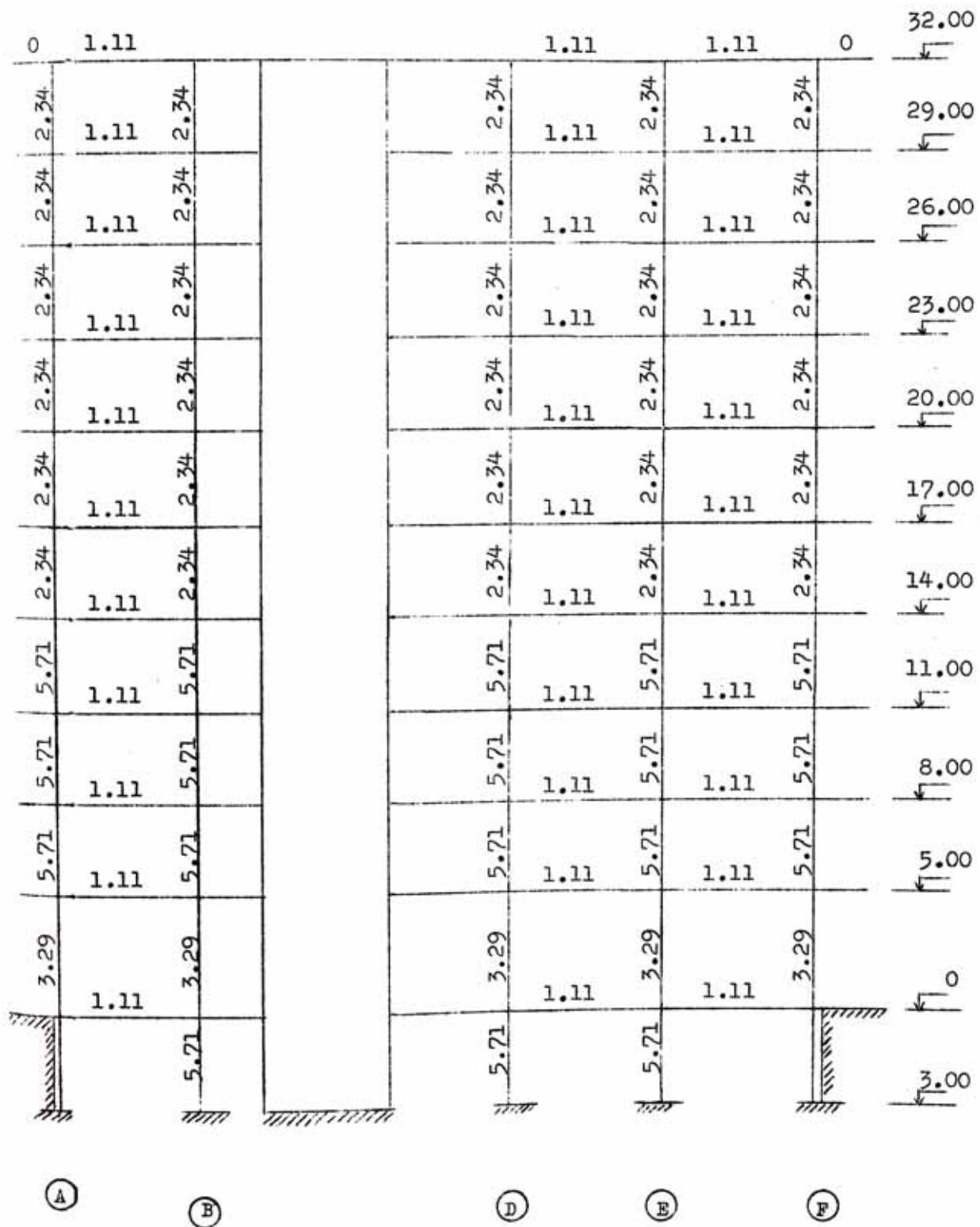


-- RIGIDECES

RIGIDECES "K" PORTICOS (E)-(E)



RIGIDECES PORTICOS (3)-(3) y (4)-(4)



2.3.- COEFICIENTES DE DISTRIBUCION O FACTORES DE GIRO.

a) Portico (E)-(E)...(Son similares para el portico
(3)-(3))

Nivel 32 (1).- f_v = factor de distribución para vigas

f_c = factor de distribución para columnas

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{1.11 + 2.34} = f_v = 0.161$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{2.34}{1.11 + 2.34} = f_c = 0.339$$

Nivel 32 (2).-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{1.11 + 1.11 + 2.34} = f_v = 0.122$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{2.34}{1.11 + 1.11 + 2.34} = f_c = 0.257$$

Nivel 29 (1) .-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{2.34 + 2.34 + 1.11} = f_v = 0.096$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{2.34}{2.34 + 2.34 + 1.11} = f_c = 0.202$$

Nivel 29 (2).-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{1.11 + 1.11 + 2.34 + 2.34} = f_v = 0.080$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{2.34}{1.11 + 1.11 + 2.34 + 2.34} = f_c = 0.170$$

Nivel 14 (1).-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{2.34 + 5.71 + 1.11} = f_v = 0.060$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{2.34}{2.34 + 5.71 + 1.11} = f_c = 0.128$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{5.71}{2.34 + 5.71 + 1.11} = f_c = 0.312$$

Nivel 14 (2) .-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{2.34 + 5.71 + 1.11 + 1.11} = f_v = 0.054$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{2.34}{2.34 + 5.71 + 1.11 + 1.11} = f_c = 0.114$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{5.71}{2.34 + 5.71 + 1.11 + 1.11} = f_c = 0.278$$

Nivel 11 (1).-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{5.71 + 5.71 + 1.11} = f_v = 0.044$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{5.71}{5.71 + 5.71 + 1.11} = f_c = 0.228$$

Nivel 11 (2).-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{5.71 + 5.71 + 1.11 + 1.11} = f_v = 0.041$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{5.71}{5.71 + 5.71 + 1.11 + 1.11} = f_c = 0.209$$

Nivel 5 (1).-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{5.71 + 3.29 + 1.11} = f_v = 0.055$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{5.71}{5.71 + 3.29 + 1.11} = f_c = 0.282$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{3.29}{5.71 + 3.29 + 1.11} = f_c = 0.163$$

Nivel 5 (2).-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{1.11}{5.71 + 3.29 + 1.11 + 1.11} = f_v = 0.049$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{5.71}{5.71 + 3.29 + 1.11 + 1.11} = f_c = 0.255$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{3.29}{5.71 + 3.29 + 1.11 + 1.11} = f_c = 0.147$$

Nivel 0 (2).-

$$f_v = 0.049$$

$$f_c = 0.147$$

$$f_c = 0.255$$

b) Dado que los pórticos a calcularse son simétricas calcularemos los coeficientes de distribución o factores de giro necesarios para esta simplificación.

PÓRTICO (E)-(E). Similar para el pórtico (3)-(3)

Nivel 32 (3).-

$$f_v = \frac{1}{2} \times \frac{\frac{1.11}{2}}{\frac{1.11}{2} + 2.34 + 1.11} = 0.069$$

$$f_v = 0.069 \quad f_v = 0.139$$

- 230 -

$$f_e = \frac{1}{2} x \frac{2.34}{\frac{1.11}{2} + 2.34 + 1.11} = 0.292$$
$$f_c = 0.292$$

Nivel 29 (3).-

$$f_v = \frac{1}{2} x \frac{\frac{1.11}{2}}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 2.34 + 2.34} =$$
$$f_v = 0.044 \quad f'_v = 0.088$$
$$f_c = \frac{1}{2} x \frac{2.34}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 2.34 + 2.34} =$$
$$f_c = 0.184$$

Nivel 14 (3).-

$$f_v = \frac{1}{2} x \frac{\frac{1.11}{2}}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 2.34 + 5.71} =$$
$$f_v = 0.029 \quad f'_v = 0.058$$
$$f_c = \frac{1}{2} x \frac{2.34}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 2.34 + 5.71} =$$
$$f_c = 0.120$$
$$f'_c = \frac{1}{2} x \frac{\frac{1.11}{2}}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 2.34 + 5.71} =$$
$$f'_c = 0.294$$

Nivel 11 (3).-

$$f_v = \frac{1}{2} x \frac{\frac{1.11}{2}}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 5.71 + 5.71} =$$
$$f_v = 0.021 \quad f'_v = 0.043$$
$$f_c = \frac{1}{2} x \frac{5.71}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 5.71 + 5.71} =$$
$$f_c = 0.218$$

Nivel 5 (3).-

$$f_v = \frac{1}{2} x \frac{\frac{1.11}{2}}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 5.71 + 3.29} =$$
$$f_v = 0.026 \quad f'_v = 0.052$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{5.71}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 5.71 + 3.29} = f_c = 0.268$$

$$f_c = \frac{1}{2} \times \frac{3.29}{\frac{1.11}{2} + 1.11 + 5.71 + 3.29} = f_c = 0.154$$

Nivel 0 (3).-

$$f_v = 0.026 \quad f'_v = 0.052$$

$$f_c = 0.154$$

$$f'_c = 0.268$$

2.4.- MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO :

De las combinaciones de cargas que contempla el Código ACI nos ceñimos a las siguientes :

$$U = 1.5D + 1.8L \quad \text{Siendo } D = \text{Carga Muerta}$$

$$U = 1.25 (D + L + E) \quad " \quad L = \text{Carga Viva}$$

$$" \quad E = \text{Sismo}$$

No tomamos en cuenta la combinación $U=0.9CM + 1.1S$; por

razones ya expuestas en el capítulo de metrados (1.4 ,b)

PORTECO (E) - (E)

a) Carga Muerta :

$$\text{Piso Típico.- } \bar{M} = \frac{1}{12} wl^2 = \frac{1}{12} \times 3.285 \times (7.30)^2 = 14.59$$

$$\underline{\bar{M} = 14.59 \text{ T-m}}$$

b) Carga Viva :

$$\text{Azotea.- } \bar{M} = \frac{1}{12} wl^2 = \frac{1}{12} \times 1.460 \times (7.30)^2 = 6.48$$

$$\underline{\bar{M} = 6.48 \text{ T-m}}$$

$$\text{Piso Típico.- } \bar{M} = \frac{1}{12} wl^2 = \frac{1}{12} \times 3.650 \times (7.30)^2 = 16.21$$

$$\underline{\bar{M} = 16.21 \text{ T-m}}$$

Momento en Voladizo :

a) Carga Muerta.- $\bar{M} = 3.285 \times \frac{(2)^2}{2} = 6.57$
 $\bar{M} = 6.57 \text{ T-m}$

b) Carga Viva.-
Azotea.- $\bar{M} = 1.460 \times \frac{(2)^2}{2} = 2.92$
 $\bar{M} = 2.92 \text{ T-m}$

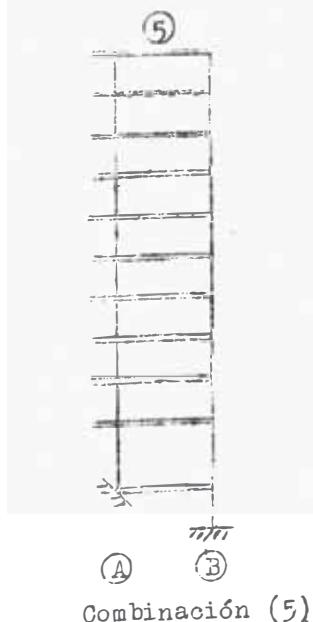
Piso Típico.- $\bar{M} = 3.650 \times \frac{(2)^2}{2} = 7.30$
 $\bar{M} = 7.30 \text{ T-m}$

2.5.- DISTRIBUCION DE MOMENTOS.- Método de KANI

Ver planos del 15 al 22

2.6.- DETERMINACION DE LOS MOMENTOS Y CORTES MAXIMOS,
de ROTURA.

- a) Las diferentes combinaciones de cargas se muestran en los planos (Ver planos del 23 al 26)
- b) La combinación (5) del pórtico (3)_A - (3)_B (ver figura adjunta) se obtiene de sumar los Kanis (2)y (3) del mismo pórtico.



c) Determinación de Reacciones Isostáticas:

general para todos los pórticos por tener los mismos valores de cargas y luces.

AZOTEA.-

$$R_{C.M.} = \frac{3.285 \times 7.30}{2} = \underline{\underline{11.99^T}}$$

$$R_{C.V.} = \frac{1.46 \times 7.30}{2} = \underline{\underline{5.33^T}}$$

En Volado.-

$$R_{C.M.} = 3.285 \times 2.00 = \underline{\underline{6.57^T}}$$

$$R_{C.V.} = 1.46 \times 2.00 = \underline{\underline{2.92^T}}$$

PISO TIPICO.-

$$R_{C.M.} = \frac{3.285 \times 7.30}{2} = \underline{\underline{11.99^T}}$$

$$R_{C.V.} = \frac{3.65 \times 7.30}{2} = \underline{\underline{13.32^T}}$$

En Volado.-

$$R_{C.M.} = 3.285 \times 2.00 = \underline{\underline{6.57^T}}$$

$$R_{C.V.} = 3.65 \times 2.0 = \underline{\underline{7.30^T}}$$

d) Reacciones Isostáticas de Rotura.-

$$\underline{\underline{R_U = 1.5C.M. + 1.8C.V.}}$$

AZOTEA

$$R_U = 1.5 \times 11.99 + 1.8 \times 5.33 = 27.58^T$$

$$\text{En Volado } R_U = 1.5 \times 6.57 + 1.8 \times 2.92 = 15.11^T$$

PISO TIPICO

$$R_U = 1.5 \times 11.99 + 1.8 \times 13.32 = 41.96^T$$

$$\text{En Volado } R_U = 1.5 \times 6.57 + 1.8 \times 7.30 = 23.00^T$$

$$R_U = 1.25 \text{ (C.M. + C.V.)}$$

AZOTEA

$$R_U = 1.25 (11.99 + 5.33) = 21.65^T$$

$$\text{En Volado } R_U = 1.25 (6.57 + 2.92) = 11.86^T$$

PISO TIPICO

$$R_U = 1.25 (11.99 + 13.32) = 31.64^T$$

$$\text{En Volado } R_U = 1.25 (6.57 + 7.30) = 17.34^T$$

De C.M. 1.5 C.M.

$$R_U = 1.5 \times 11.99 = 17.99^T$$

$$\text{En Volado } R_U = 1.5 \times 6.57 = 9.86^T$$

1.25 C.M.

$$R_U = 1.25 \times 11.99 = 14.99^T$$

$$\text{En Volado } R_U = 1.25 \times 6.57 = 8.21^T$$

SEGUNDA PARTE

DISEÑO

CAPITULO I

DISEÑO DE LOSAS:

1.1 Comparación de los Momentos obtenidos del Análisis ($M'o$) con el valor:

$$M_o = 0.10 \text{ WLF} \left(1 - \frac{2C}{3L}\right)^2$$

en el cual $F = 1.15 - \frac{C}{L}$

NIVEL AZOTEA:

$$C = 60 \text{ cmts.}$$

$$L = 730 \text{ cmts.}$$

$$W = (1.5 \times 450 + 1.8 \times 200) \times 7.30 \times 7.30 = 55,155 \text{ Kg.}$$

$$F = 1.15 - \frac{60}{730} = 1.068$$

$$Mo = 0.10 \times 55,155 \times 730 \times 1.068 \left(1 - \frac{2}{3} \times \frac{60}{730}\right)^2$$

$$Mo = \underline{38.25 \text{ T-m.}}$$

PISO TIPICO: Entre niveles 14 y 29:

C = 60 cmts.

$$W = (1.5 \times 450 + 1.8 \times 500) \times 7.30 \times 7.30$$

$$W = 83,932 \text{ Kg.}$$

$$Mo = 0.10 \times 83,932 \times 730 \times 1.068 \left(1 - \frac{2}{3} \times \frac{60}{730}\right)^2$$

$$Mo = \underline{58.21 \text{ T-m}}$$

Entre niveles (-3) a (14)

C = 75 cmts.

$$F = 1.15 - \frac{75}{730} = 1.047$$

$$Mo = 0.10 \times 83,932 \times 730 \times 1.047 \left(1 - \frac{2}{3} \times \frac{75}{730}\right)^2$$

$$Mo = \underline{51.47 \text{ T-m}}$$

De acuerdo al Código del ACI - 318-63 Artículo 2102 enciso

a) el valor de Mo para tramos exteriores se tomará como 107% Mo
mo: 107% Mo, para tramos interiores se tomará como :100%Mo

FORTICO (E) - (E)

Nivel	Tramo	1-2	2-3	3-4
32	M +	24	21	20
	M P	23	26	26
	M' o	47	47	46
	Mo/M'o	0.87	0.81	0.83
29	M +	32	32	33
	M P	34	38	39
	M' o	66	70	72
	Mo/M'o	0.94	0.83	0.81
26	M +	31	30	31
	M P	37	38	40
	M' o	68	68	71
	Mo/M'o	0.92	0.86	0.82
23	M +	31	30	31
	M P	38	39	40
	M' o	69	69	71
	Mo/M'o	0.90	0.84	0.82
20	M +	31	32	30
	M P	39	39	41
	M' o	70	71	71
	Mo/M'o	0.89	0.82	0.82
17	M +	32	31	30
	M P	40	41	40
	M' o	72	72	70
	Mo/M'o	0.87	0.81	0.83
14	M +	21	29	30
	M P	42	42	42
	M' o	73	71	72
	Mo/M'o	0.75	0.72	0.71
11	M +	28	28	29
	M P	40	40	40
	M' o	68	68	69
	Mo/M'o	0.81	0.76	0.75

M'o = Suma de los momentos positivos y negativos de un tramo.

M+ = Momento positivo del tramo.

M P = Promedio de los momentos negativos del tramo.

Nivel	Tramo	1 - 2	2 - 3	3 - 4
8	M +	28	28	27
	M - P	41	40	42
	M' o	69	68	69
	Mo/M'o	0.80	0.76	0.75
5	M +	28	30	29
	M - P	39	39	40
	M' o	67	69	69
	Mo/M'o	0.82	0.75	0.75
0	M +	25	28	28
	M - P	34	34	38
	M' o	59	62	66
	Mo/M'o	0.93	0.83	0.78

PORTEICO (3)_L - (3)_F

Nivel	Tramo	D - E	E - F
32	M +	27	23
	M - P	24	23
	M' o	51	46
	Mo/M'o	0.75	0.89
29	M +	32	32
	M - P	31	32
	M' o	63	64
	Mo/M'o	0.92	0.97
26	M +	30	32
	M - P	33	34
	M' o	63	65
	Mo/M'o	0.92	0.96
23	M +	31	31
	M - P	32	34
	M' o	63	65
	Mo/M'o	0.92	0.96
20	M +	32	30
	M - P	30	36
	M' o	62	66
	Mo/M'o	0.93	0.94
17	M +	30	30
	M - P	35	36
	M' o	65	66
	Mo/M'o	0.89	0.94

14	M +	31	28
	M - P	35	32
	M' o	66	60
	Mo/M'o	0.78	0.79
11	M +	30	28
	M - P	39	32
	M' o	69	60
	Mo/M'o	0.75	0.92
8	M +	28	30
	M - P	29	34
	M' o	57	64
	Mo/M'o	0.90	0.86
5	M +	30	32
	M - P	30	29
	M' o	60	61
	Mo/M'o	0.86	0.90
0	M +	33	28
	M - P	29	31
	M' o	62	59
	Mo/M'o	0.83	0.93

PORTECO (3)_A - (3)_B

Nivel	Tramo	A - B
32	M +	21
	M - P	22
	M' o	43
	Mo/M' o	0.95
29	M +	30
	M - P	36
	M' o	66
	Mo/M' o	0.94
26	M +	26
	M - P	36
	M' o	62
	Mo/M' o	1.00
25	M +	30
	M - P	36
	M' o	66
	Mo/M' o	0.94

20	M +	28
	M - P	39
	M' o	67
	Mo/M' o	0.93
17	M +	30
	M - P	36
	M' o	66
	Mo/M' o	0.94
14	M +	26
	M - P	37
	M' o	63
	Mo/M' o	0.87
11	M +	27
	M - P	38
	M' o	65
	Mo/M' o	0.85

8	M +	25
	M - P	38
	M' o	63
	Mo/M' o	0.87
5	M +	28
	M - P	36
	M' o	64
	Mo/M' o	0.86
0	M +	26
	M - P	35
	M' o	61
	Mo/M' o	0.90

Vemos que la relación Mo/M' o es menor que 1.00 en todos los casos y según el Código del ACI 318-63 Artículo 2102 inciso a) nos permite efectuar una reducción de los momentos obtenidos por el Análisis para el Diseño.

1.2.- CALCULO DE MOMENTOS REDUCIDOS:

El valor de los momentos reducidos se muestran en los planos N° 27 y 28. Valores indicados entre paréntesis.

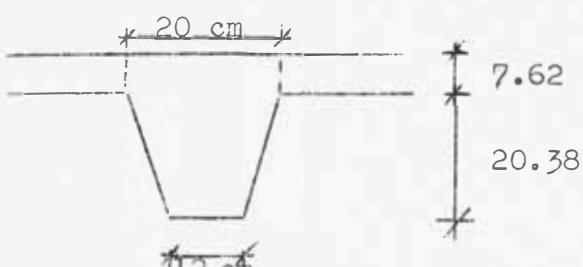
1.3.- CALCULO DE AREAS DE ACERO.-

- Acero Mínimo:

$$A_{min} = 0.005 b \times d$$

$$b' = \frac{20 + 12}{2} = 16$$

$$d = 24$$



$$As_{min} = 0.005 \times 16 \times 24 = 1.92$$

$$As_{min} = \underline{1.92} \text{ cm}^2 \quad (\text{por vigueta})$$

Área de acero:

$$- As = \frac{Mu}{\phi f_y (d-a/2)} = \frac{Mu}{0.90 \times 2800(d-a/2)} = 39.68 \times 10^{-5} \times \frac{Mu}{(d-\frac{a}{2})}$$

$$As = 39.68 \times 10^{-5} \frac{Mu}{(d-\frac{a}{2})} \times 10^5 \text{ en cm}^2$$

Valor de "a":

$$- a = \frac{As f_y}{\phi f_c b} = \frac{As \times 2800}{0.85 \times 210 b} = 15.686 \frac{As}{b}$$

Longitud de desarrollo:

$$- Ldu = \frac{As f_y}{Mu \sum o} = \frac{As \times 2800}{6.4 \sqrt{210} \times \sum o} = \frac{2800}{6.4 \sqrt{210}} \times \frac{As D}{\sum o}$$

$$Ldu = 30.19 \frac{As D}{\sum o}$$

Adherencia:

$$- \sum ou = \frac{Vu}{\phi Mu jd} \quad jd = 7/8 d = 0.875 \\ \phi = 0.85$$

$$\sum ou = \frac{1}{0.85 \times 6.4 \sqrt{210} \times 0.875 \times 24} DV_u = \frac{1}{1655.498} DV_u$$

$$\sum ou = 0.000604 DV_u$$

a) PORTECO (E) - (E). -

Los momentos reducidos se distribuirán para franjas de columnas como para franjas centrales de acuerdo a los porcentajes de la tabla 2103c que indica el Código.

AZOTEA.- Nivel 32

Franja de Columna:

$$M_{(1)} = 0.8 \times 18.27 = 14.62 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{14.62 \times \text{kg-cm}}{(24 - \frac{6}{2})} \quad (a = 6 \text{ cmts})$$

$$As = 39.68 \times \frac{14.62}{21} = 27.62$$

$$a = 15.686 \times \frac{27.62}{6 \times 12} = 6.02$$

$$As = \underline{\underline{27.62 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(1)-(2)}^+ = 0.60 \times 20.88 = 12.53 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{12.53}{(24 - 0.19)} = 20.88 \quad (a = 0.38 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{20.88}{365} = 0.90$$

$$As = 39.68 \times \frac{12.53}{23.55} = 21.11$$

$$As = \underline{\underline{21.11 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(2)}^- = 0.76 \times 22.62 = 17.19 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{17.19}{21} = 32.48 \quad (a = 6 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{32.48}{6 \times 12} = 7.08$$

$$As = 39.68 \times \frac{17.19}{20.46} = 33.34$$

$$As = \underline{\underline{33.34 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(2)-(3)}^+ = 0.60 \times 17.01 = 10.21 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{10.21}{(24 - 0.40)} = 17.17 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{17.17}{365} = 0.74$$

$$As = \underline{\underline{17.17 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(3)}^- = 0.76 \times 21.58 = 16.40 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{16.40}{(24-3)} = 30.99 \quad (a = 6 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{30.99}{6 \times 12} = 6.75$$

$$As = 39.68 \times \frac{16.40}{(24-3.35)} = 31.51$$

$$As = 31.51 \text{ cm}^2$$

$$M^+(3) - (4) \neq M^+(2) - (3)$$

$$\therefore As = 17.17 \text{ cm}^2$$

Franja Central:

$$M^-(1) = 0.20 \times 18.27 = 3.65 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{3.65}{(24 - 3)} = 6.72 \quad (a = 6 \text{ cm})$$

$$6.72 < As_{min} = 1.92 \times 6 \text{ Viguetas} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$\therefore As = As_{min} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$M^+(1) - (2) = 0.40 \times 20.88 = 8.35 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{8.35}{(24 - 0.40)} = 14.04 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{14.04}{365} = 0.60$$

$$As = 39.68 \times \frac{8.35}{(24 - 0.30)} = 13.98$$

$$As = 13.98 \text{ cm}^2$$

$$M^-(2) = 0.24 \times 22.62 = 5.43 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{5.43}{(24 - 1)} = 9.37 \quad (a = 2 \text{ cmts})$$

$$As = As_{min} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$M^+(2) - (3) = 0.40 \times 17.01 = 6.80 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{6.80}{(24 - 0.30)} = 11.38 \quad (a = 0.60 \text{ cmts})$$

$$As = As_{min} = \underline{11.52 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(3)}^- = 0.24 \times 21.58 = 5.18 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{5.18}{(24 - 1)} = 8.94$$

$$As = As_{min} = \underline{11.52 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(3)-(4)}^+ \approx M_{(2)-(3)}^+$$

$$As = As_{min} = \underline{11.52 \text{ cm}^2}$$

PISO TIPICO: Niveles 17, 20, 23, 26, y 29

Franja de Columna :

$$M_{(1)}^- = 0.80 \times 33.93 = 27.14 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{27.14}{(24 - 5.59)} = 58.50 \quad (a = 11.18 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{58.50}{6 \times 12} = 12.74$$

$$As = 39.68 \times \frac{27.14}{(24 - 6.37)} = 61.08 \quad (a = 12.74 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{61.08}{6 \times 12} = 13.31$$

$$As = 39.68 \times \frac{27.14}{(24 - 6.70)} = 62.25 \quad (a = 13.40 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{62.25 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(1)-(2)}^+ = 0.60 \times 27.84 = 16.70 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{16.70}{(24 - 0.50)} = 28.20 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{28.20}{365} = 1.21$$

$$As = \underline{28.20 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(2)}^- = 0.76 \times 35.67 = 27.11 \text{ T-m}$$

$$M_{(2)} \approx M_{(1)}$$

$$\therefore As = \underline{62.25 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(2)-(3)}^+ = 0.60 \times 25.11 = 15.07 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{15.07}{(24 - 0.50)} = 25.45 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{25.45}{365} = 1.09$$

$$As = \underline{25.45 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(3)}^- = 0.76 \times 33.20 = 25.23 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{25.23}{(24 - 6)} = 55.62 \quad (a = 12 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{55.62}{6 \times 12} = 12.12$$

$$As = \underline{55.62 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(3)-(4)}^+ \approx M_{(2)-(3)}^+$$

$$\therefore As = \underline{25.45 \text{ cm}^2}$$

Franja Central:

$$M_{(1)}^- = 0.20 \times 33.93 = 6.79 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{6.79}{(24 - 0.30)} = 11.37 \quad (a = 0.60 \text{ cmts})$$

$$As = As_{\min} = \underline{11.52 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(1)-(2)}^+ = 0.40 \times 27.84 = 11.14 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{11.14}{(24 - 0.40)} = 18.73 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{18.73}{365} = 0.81$$

$$As = \underline{18.73 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(2)}^- = 0.24 \times 35.67 = 8.56 \text{ T-m}$$

- 246 ..

$$As = 39.68 \times \frac{8.56}{(24 - 1.5)} = 15.10 \quad (a = 3.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{15.10}{6 \times 12} = 3.29$$

$$As = \underline{15.10 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(2)-(3)}^+ = 0.40 \times 25.11 = 10.04 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{10.04}{(24 - 0.35)} = 16.85 \quad (a = 0.70 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{16.85}{365} = 0.72$$

$$As = \underline{16.85 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(3)}^- = 0.24 \times 33.20 = 7.97 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{7.97}{(24 - 1.5)} = 14.06 \quad (a = 3.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{14.06}{6 \times 12} = 3.06$$

$$As = \underline{14.06 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(3)-(4)}^+ \approx M_{(2)-(3)}^+$$

$$\therefore As = \underline{16.85 \text{ cm}^2}$$

PISO TIPICO : Niveles 0, 5, 8, 11 y 14

Franja de Columna :

$$M_{(1)}^- = 0.80 \times 32.40 = 25.92 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{25.92}{(24 - 6)} = 57.14 \quad (a = 12.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{57.14}{6 \times 12} = 12.45$$

$$As = \underline{57.14 \text{ cm}^2}$$

$$M^+(1)-(2) = 0.60 \times 22.68 = 13.61 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{13.61}{(24 - 0.40)} = 22.88 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{22.88}{365} = 0.98$$

$$As = \underline{22.88 \text{ cm}^2}$$

$$M^-(2) = M^-(1)$$

$$\therefore As = \underline{57.14 \text{ cm}^2}$$

$$M^+(2)-(3) = 0.60 \times 21.28 = 12.77 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{12.77}{(24 - 0.40)} = 21.47 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{21.47}{365} = 0.92$$

$$As = \underline{21.47 \text{ cm}^2}$$

$$M^-(3) = 0.76 \times 30.60 = 23.26 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{23.26}{(24 - 6)} = 51.28 \quad (a = 12.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{51.28}{6 \times 12} = 11.17$$

$$As = 39.68 \times \frac{23.26}{(24 - 5.60)} = 50.16 \quad (a = 11.20 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{50.16 \text{ cm}^2}$$

$$M^+(3)-(4) \approx M^+(2)-(3)$$

$$\therefore As = \underline{21.47 \text{ cm}^2}$$

Franja Central:

$$M^-(1) = 0.20 \times 32.40 = 6.48 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{6.48}{(24 - 0.30)} = 10.84 \quad (a = 0.60 \text{ cmts})$$

$$As = As_{\min} = \underline{11.52 \text{ cm}^2}$$

$$M^+(1)-(2) = 0.40 \times 22.68 = 9.07 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{9.07}{(24 - 0.30)} = 15.19 \quad (a = 0.60 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{15.19}{365} = 0.65$$

$$As = \underline{15.19 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(2)}^- = 0.24 \times 32.40 = 7.78 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{7.78}{(24 - 0.30)} = 13.03 \quad (a = 0.60 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{13.03}{6 \times 12} = 0.28$$

$$As = 39.68 \times \frac{7.78}{(24 - 0.15)} = 12.94 \quad (a = 0.30 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{12.94 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(2)-(3)}^+ = 0.40 \times 21.28 = 8.51 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{8.51}{(24 - 0.15)} = 14.12 \quad (a = 0.30 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{14.12}{365} = 0.61$$

$$As = 39.68 \times \frac{8.51}{(24 - 0.30)} = 14.25$$

$$As = \underline{14.25 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(3)}^- = 0.24 \times 30.60 = 7.34 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{7.34}{(24 - 0.15)} = 12.21 \quad (a = 0.30 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{12.21}{6 \times 12} = 0.27$$

$$As = \underline{12.21 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(3)}^+ - 4 \approx M_{(2)-(3)}^+$$

$$\therefore As = \underline{14.25 \text{ cm}^2}$$

b) PORTICO $(3)_A - (3)_B$:

AZOTEA .- Nivel 32

Franja de Columna:

$$M_{(A)}^- = 0.80 \times 23.75 = 19.00 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{19.00}{(24 - 5)} = 39.68 \quad (a = 10.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{39.68}{6 \times 12} = 8.64$$

$$As = 39.68 \times \frac{19.00}{(24 - 4.30)} = 40.32 \quad (a = 8.60 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{\underline{40.32 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(A)-(B)}^+ = 0.60 \times 19.95 = 11.97 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{11.97}{(24 - 0.40)} = 20.13 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{20.13}{365} = 0.87$$

$$As = \underline{\underline{20.13 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(B)}^+ = 0.73^* \times 18.05 = 13.18 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{13.18}{(24 - 2.40)} = 24.21 \quad (a = 4.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{24.21}{6 \times 12} = 5.27$$

$$As = \underline{\underline{24.21 \text{ cm}^2}}$$

* Apoyo exterior en viga de altura = 2.5 altura de losa, solo en la mitad del ancho, del pórtico. Se ha tomado el promedio de las 2 situaciones.

c) PORTICO $(\bar{z})_D - (\bar{z})_F$

$$M_{(D)}^- = 0.65^* \times 18.00 = 11.70 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{11.70}{(24 - 0.40)} = 19.67 \quad (a = 4.40 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{19.67}{6 \times 12} = 4.29$$

$$As = 39.68 \times \frac{11.70}{(24 - 2.20)} \quad (a = 4.40 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{\underline{21.30 \text{ cm}^2}}$$

* Apoyo exterior de Viga de altura = 2.5 altura de losa.

$$M_{(D)-(E)}^+ = 0.60 \times 20.25 = 12.15 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{12.15}{(24 - 0.40)} = 20.43 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{20.43}{365} = 0.88$$

- 250 -

$$As = \underline{20.43} \text{ cm}^2$$

$$M_{(E)}^- = 0.76 \times 24.03 = 18.26 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{18.26}{(24 - 4)} = 36.23 \quad (a = 8.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{36.23}{6 \times 12} = 7.89$$

$$As = \underline{36.23} \text{ cm}^2$$

$$M_{(E)-(F)}^+ = 0.60 \times 20.47 = 12.28 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{12.28}{(24 - 0.44)} = 20.68 \quad (a = 0.88 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{20.68}{365} = 0.89$$

$$As = \underline{20.68} \text{ cm}^2$$

$$M_{(F)}^- = 0.80 \times 16.91 = 13.53 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{13.53}{(24 - 2.5)} = 24.97 \quad (a = 5.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{24.97}{6 \times 12} = 5.44$$

$$As = \underline{24.97} \text{ cm}^2$$

Franja Central: PORTICO $(3)_A - (3)_B$

$$M_{(A)}^- = 0.20 \times 23.75 = 4.75 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{4.75}{(24 - 0.5)} = 8.02 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$\therefore As = As_{min} = \underline{11.52} \text{ cm}^2$$

$$M_{(A) - (B)}^+ = 0.40 \times 19.95 = 7.98 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{7.98}{(24 - 0.20)} = 13.30 \quad (a = 0.40 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{13.30}{365} = 0.16$$

$$As = 13.30 \text{ cm}^2$$

$$M_{(B)}^- = 0.27 \times 18.05 = 4.87$$

$$As = 39.68 \times \frac{4.87}{(24 - 0.5)} = 8.22 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$\therefore As = As_{\min} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{(D)}^- = 0.35 \times 18.00 = 6.30$$

$$As = 39.68 \times \frac{6.30}{(24 - 0.5)} = 10.64 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$\therefore As = As_{\min} = 11.52 \text{ cm}^2$$

PORTICO (3)_D - (3)_F

$$M_{(D)-(E)}^+ = 0.40 \times 20.25 = 8.10 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{8.10}{(24 - 0.40)} = 13.62 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{13.62}{365} = 0.59$$

$$As = 13.62 \text{ cm}^2$$

$$M_{(E)}^- = 0.24 \times 24.03 = 5.77$$

$$As = 39.68 \times \frac{5.77}{(24 - 0.5)} = 9.74 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$\therefore As = As_{\min} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{(E)-(F)}^+ = 0.40 \times 20.47 = 8.19 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{8.19}{(24 - 0.40)} = 13.77 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{13.77}{365} = 0.59$$

$$As = 13.77 \text{ cm}^2$$

$$M_{(F)}^- = 0.20 \times 16.91 = 3.38 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{3.38}{(24 - 0.5)} = 5.71 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$\therefore As = As_{\min} = \underline{\underline{11.52 \text{ cm}^2}}$$

PISO TIPICO.- Niveles 17, 20, 23, 26 y 29

PORTICO (3)_A - (3)_B

Franja de Columna:

$$M_{(A)}^- = 0.80 \times 37.00 = 29.60 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{29.60}{(24 - 7)} = 69.09 \quad (a = 14.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{69.09}{6 \times 12} = 15.05$$

$$As = 39.68 \times \frac{29.60}{(24 - 7.55)} = 71.40 \quad (a = 15.10 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{\underline{71.40 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(A)-(B)}^+ = 0.60 \times 26.00 = 15.60 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{15.60}{(24 - 0.50)} = 26.34 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{26.34}{365} = 1.13$$

$$As = \underline{\underline{24.34 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(B)}^- = 0.73 \times 34.00 = 24.82 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{24.82}{(24 - 6)} = 54.71 \quad (a = 12.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{54.71}{6 \times 12} = 11.92$$

$$As = \underline{\underline{54.71 \text{ cm}^2}}$$

PORTICO (3)_D - (3)_F

$$M_{(D)}^- = 0.65 \times 25.76 = 16.74 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{16.74}{(24 - 2)} = 30.19 \quad (a = 4.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{30.19}{6 \times 12} = 6.58$$

$$As = 39.68 \times \frac{16.74}{(24 - 3.3)} = 32.09 \quad (a = 6.60 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{\underline{32.09 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(D)}^+ - (E) = 0.60 \times 27.60 = 16.56 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{16.56}{(24 - 0.45)} = 27.90 \quad (a = 0.90 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{27.90}{365} = 1.20$$

$$As = \underline{\underline{27.90 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(E)}^- = 0.76 \times 34.04 = 25.87 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{25.87}{(24 - 6)} = 57.03 \quad (a = 12.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{57.03}{6 \times 12} = 12.42$$

$$As = \underline{\underline{57.03 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(E)-(F)}^+ = 0.60 \times 30.72 = 18.43 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{18.43}{(24 - 0.70)} = 31.39 \quad (a = 1.40 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{31.39}{365} = 1.35$$

$$As = \underline{\underline{31.39 \text{ cm}^2}}$$

$$M_{(F)}^- = 0.80 \times 35.52 = 28.42 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{28.42}{(24 - 7)} = 66.34 \quad (a = 14.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{66.34}{6 \times 12} = 14.45$$

$$As = \underline{\underline{66.34 \text{ cm}^2}}$$

PORTEICO (3)_A - (3)_B

Franja Central:

$$M_{(A)}^- = 0.20 \times 37.00 = 7.40 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{7.40}{(24 - 0.5)} = 12.50 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{12.50}{6 \times 12} = 2.72$$

$$As = 39.68 \times \frac{7.40}{(24 - 1.40)} = 12.99 \quad (a = 2.80 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{12.99 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(A)-(B)}^+ = 0.40 \times 26.00 = 10.40 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{10.40}{(24 - 0.40)} = 17.49 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{17.49}{365} = 0.75$$

$$As = \underline{17.49 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(B)}^- = 0.27 \times 34.00 = 9.18 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{9.18}{(24 - 1)} = 15.84$$

$$a = 15.686 \times \frac{15.84}{6 \times 12} = 3.45$$

$$As = 39.68 \times \frac{9.18}{(24 - 1.75)} = 16.37 \quad (a = 3.50 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{16.37 \text{ cm}^2}$$

PORTEICO (3)_D - (3)_F

$$M_{(D)}^- = 0.35 \times 25.76 = 9.02 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{9.02}{(24 - 1.75)} = 16.09 \quad (a = 3.50 \text{ cmts})$$

- 255 -

$$a = 15.686 \times \frac{16.09}{6 \times 12} = 3.51$$

$$As = \underline{16.09 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(D)}^+ - (E) = 0.40 \times 27.60 = 11.04 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{11.04}{(24 - 0.40)} = 18.56 \quad (\alpha = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{18.56}{365} = 0.80$$

$$As = \underline{18.56 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(E)}^- = 0.24 \times 34.04 = 8.17 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{8.17}{(24 - 1.35)} = 14.32 \quad (\alpha = 2.70 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{14.32}{6 \times 12} = 3.12$$

$$As = \underline{14.32 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(E)}^+ - (F) = 0.40 \times 30.72 = 12.29 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{12.29}{(24 - 0.40)} = 20.66 \quad (\alpha = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{20.66}{365} = 0.89$$

$$As = \underline{20.66 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(F)}^- = 0.20 \times 35.52 = 7.10 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{7.10}{(24 - 1.15)} = 12.33 \quad (\alpha = 2.30 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{12.33}{6 \times 12} = 2.69$$

$$As = \underline{12.33 \text{ cm}^2}$$

PISO TIPICO.- Niveles 0, 5, 8, 11 y 14

PORTICO (3)_A - (3)_B

Franja de Columna:

$$M(A) = 0.80 \times 33.15 = 26.52 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{26.52}{(24 - 6.50)} = 60.13 \quad (a = 13.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{60.13}{6 \times 12} = 13.10$$

$$As = \underline{60.13 \text{ cm}^2}$$

$$M^+(A) - (B) = 0.60 \times 22.95 = 13.77 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{13.77}{(24 - 0.50)} = 23.25 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{23.25}{365} = 1.00$$

$$As = \underline{23.25 \text{ cm}^2}$$

$$M^-(B) = 0.73 \times 31.45 = 22.96 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{22.96}{(24 - 6)} = 50.61 \quad (a = 12.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{50.61}{6 \times 12} = 11.03$$

$$As = 39.68 \times \frac{22.96}{(24 - 5.5)} = 49.25 \quad (a = 11.00 \text{ cmts})$$

$$As = \underline{49.25 \text{ cm}^2}$$

PORTEICO (3)_D - (3)_F

$$M^-(D) = 0.65 \times 21.50 = 13.98 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{13.98}{(24 - 3)} = 26.42 \quad (a = 6.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{26.42}{6 \times 12} = 5.76$$

$$As = \underline{26.42 \text{ cm}^2}$$

$$M^+_{(D)} - (E) = 0.60 \times 25.80 = 15.48 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{15.48}{(24 - 0.45)} = 26.08 \quad (a = 0.90 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{26.08}{365} = 1.12$$

$$As = \underline{\underline{26.08 \text{ cm}^2}}$$

$$M^-_{(E)} = 0.76 \times 29.24 = 22.22$$

$$As = 39.68 \times \frac{22.22}{(24 - 5.5)} = 47.66 \quad (a = 11.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{47.66}{6 \times 12} = 10.38$$

$$As = \underline{\underline{47.66 \text{ cm}^2}}$$

$$M^+_{(E)} - (F) = 0.60 \times 28.80 = 17.28 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{17.28}{(24 - 0.70)} = 29.43 \quad (a = 1.40 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{29.43}{365} = 1.26$$

$$As = \underline{\underline{29.43 \text{ cm}^2}}$$

$$M^-_{(F)} = 0.80 \times 27.00 = 21.60 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{21.60}{(24 - 5)} = 45.11 \quad (a = 10.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{45.11}{6 \times 12} = 9.83$$

$$As = \underline{\underline{45.11 \text{ cm}^2}}$$

PORTEICO (3)_A - (3)_B

Franja Central:

$$M^-_{(A)} = 0.20 \times 33.15 = 6.63 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{6.63}{(24 - 0.5)} = 11.19 \quad (a = 1.00 \text{ cmts})$$

$$\therefore A_s = A_{s\min} = \underline{11.52 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(A)}^+ - (B) = 0.40 \times 22.95 = 9.18 \text{ T-m}$$

$$A_s = 39.68 \times \frac{9.18}{(24 - 0.40)} = 15.43 \quad (\alpha = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{15.43}{365} = 0.66$$

$$A_s = \underline{15.43 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(B)}^- = 0.27 \times 31.45 = 3.49 \text{ T-m}$$

$$A_s = 39.68 \times \frac{3.49}{(24 - 1.5)} = 14.97 \quad (\alpha = 3.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{14.97}{6 \times 12} = 3.26$$

$$A_s = \underline{14.97 \text{ cm}^2}$$

FORTICO (3)_D - (3)_F

$$M_{(D)}^- = 0.35 \times 21.50 = 7.53 \text{ T-m}$$

$$A_s = 39.68 \times \frac{7.53}{(24 - 0.35)} = 12.63 \quad (\alpha = 0.70 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{12.63}{6 \times 12} = 0.28$$

$$A_s = \underline{12.63 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(D)}^+ - (E) = 0.40 \times 25.80 = 10.32 \text{ T-m}$$

$$A_s = 39.68 \times \frac{10.32}{(24 - 0.40)} = 17.35 \quad (\alpha = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{17.35}{365} = 0.75$$

$$A_s = \underline{17.35 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(E)}^- = 0.24 \times 29.24 = 7.02 \text{ T-m}$$

$$A_s = 39.68 \times \frac{7.02}{(24 - 1.30)} = 12.27 \quad (\alpha = 2.60 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{12.27}{6 \times 12} = 2.67$$

$$As = \underline{12.27 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(E)}^+ - (F) = 0.40 \times 28.80 = 11.52 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{11.52}{(24 - 0.40)} = 19.37 \quad (a = 0.80 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{19.37}{365} = 0.83$$

$$As = \underline{19.37 \text{ cm}^2}$$

$$M_{(F)}^- = 0.20 \times 27.00 = 5.40 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{5.40}{(24 - 1.10)} = 8.97 \quad (a = 2.20 \text{ cmts})$$

$$\therefore As = As_{\min} = \underline{11.52 \text{ cm}^2}$$

VERIFICACION POR CORTE:

La sección de la losa es constante en todos los niveles, por ello verificaremos para el valor máximo de corte dicha sección.

$$\frac{Vu}{bd} = \frac{Vu}{bd}$$

a) $Vu = 38,000 \text{ Kg.}$ (a una distancia $d=24 \text{ cm.}$ del eje de columna)

$$bd = (365 \times 24) + (\frac{19.46 + 12.70}{2} \times 24) \times 6 = 10,064 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Vu}{bd} = \frac{38,000}{10,064} = 3.78$$

$$\frac{Vu}{bd} = \underline{3.78 \text{ Kg/cm}^2}$$

b) $Vu = 23,000 \text{ Kg}$ (a 3.65 mts. del eje de columna)

$$bd = (\frac{19.46 + 12.70}{2} \times 24) \times 12 = 4,608 \text{ cm}^2$$

$$\frac{Vu}{bd} = \frac{23,000}{4,608} = 4.99$$

$$v_u = 4.99 \text{ Kg/cm}^2$$

vc Permisible:

$$V_c = 0.53 \phi \sqrt{f_c} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.53$$

$$v_c = 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.99 < 6.53 ; 3.78 < 6.53$$

Luego la sección es satisfactoria.

VERIFICACION DE CORTE POR PUNZONAMIENTO:

Lo haremos para la situación más desfavorable que es el caso de considerar la losa sobre columnas de 60 cmts. de diámetro.

$$v_u = \frac{v_u}{bod}$$

$$W_u = 1.5 \times 450 + 1.8 \times 500 = 1575 \text{ Kg/m}^2$$

$$V_u = (7.30 \times 7.30 - \frac{\pi \times 0.85^2}{4}) \times 1575 = 75,000 \text{ Kg.}$$

$$b_o = \pi \times d = 3.14 \times 0.85 = 267.04 \text{ cmts.}$$

$$d = 24 \text{ cmts.}$$

$$v_u = \frac{75,000}{267.04 \times 24} = 11.70$$

$$v_u = 11.70 \text{ Kg/cm}^2$$

Vu Permisible:

$$V_c = 1.06 \phi \sqrt{f_c} = 1.06 \times 0.85 \sqrt{210} = 13.06$$

$$v_c = 13.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$11.70 < 13.06$$

Luego la sección es satisfactoria.

1.4.- ELECCION DE LA ARMADURA:

Se indica el área de Acero por franjas en cm^2 .

Se elegirá la armadura por Vigueta.

PORTICO (E) - (E)

AZOTEA: Nivel 32

		1	1 - 2	2	2 - 3	3	3 - 4
FRANJA de COLUMNNA	As Total	27.62	21.11	33.34	17.17	31.51	17.17
	As por Vigueta	4.60	3.52	5.55	2.86	5.25	2.86
	Ø por Vigueta	2Ø5/8	2Ø5/8	3Ø5/8	2Ø5/8	3Ø5/8	2Ø5/8
FRANJA CENTRAL	As Total	11.52	13.98	11.52	11.52	11.52	11.52
	As por Vigueta	1.92	2.33	1.92	1.92	1.92	1.92
	Ø por Vigueta	2Ø1/2	2Ø1/2	2Ø1/2	2Ø1/2	2Ø1/2	2Ø1/2

PISO TIPICO: Niveles 17, 20, 23, 26 y 29

PISO TIFICO: Niveles 0, 5, 8, 11 y 14

PORTICO $(\beta)_A - (\beta)_B$ y $(\beta)_D - (\beta)_E$

AZOTEA: Nivel 32

PISO TIPICO: Niveles 17, 20, 23, 26 y 29

PISO TIPICO: Niveles 0, 5, 8, 11 y 14

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

Consideraremos el caso más desfavorable.

a) En cara de Columna:

- AZOTEA.-

$$\sum ou = 5\phi \frac{1}{2}'' + 7\phi \frac{5}{8}'' = 19.95 + 34.91 = 54.86$$

$$\sum ou = \underline{54.86 \text{ cmts.}}$$

$$\sum ou_{min} = 0.000604 \times \left(\frac{1.27 + 1.59}{2} \right) \times 28,000 = 24.18$$

$$\sum ou_{min} = \underline{24.18 \text{ cmts.}}$$

$$24.18 < 54.86 \quad \text{Correcto.}$$

PISO TIPICO.-

$$\sum ou = 5\phi \frac{1}{2}'' + 7\phi \frac{3}{4}'' = 19.95 + 41.89 = 61.84$$

$$\therefore \sum ou = \underline{61.84 \text{ cmts.}}$$

$$\sum ou_{min} = 0.000604 \times \left(\frac{1.27 + 1.91}{2} \right) \times 40,000 = 38.41$$

$$\sum ou_{min} = \underline{38.41 \text{ cmts.}}$$

$$38.41 < 61.84 \quad \text{Correcto}$$

VERIFICACION POR ANCLAJE

Consideraremos el caso más desfavorable.

a) En cara de Columna:

- AZOTEA.-

$$Ldu_{min} = 30.19 \frac{As D}{\sum ou} = 30.19 \times \frac{20.19 \times 1.43}{54.86} = 15.89$$

$$Ldu_{min} = \underline{15.89 \text{ cmts.}}$$

- PISO TIPICO:

$$Ldu_{min} = 30.19 \times \frac{26.29 \times 1.59}{61.84} = 20.53 \text{ cmts.}$$

$$Ldu_{min} = \underline{20.53 \text{ cmts.}}$$

1.5

VOLADIZO:

AZOTEA.- Nivel 32

Franja de Columna:

$$M^- = 0.80 \times 9.00 = 7.20 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{7.20}{(24 - 1.5)} = 12.70 \quad (a = 3.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{12.70}{6 \times 12} = 2.77$$

$$As = 12.70 \text{ cm}^2$$

Franja Central:

$$M^- = 0.20 \times 9.00 = 1.80 \text{ T-m}$$

$$\therefore As = As_{min} = 11.52 \text{ cm}^2$$

PISO TIPICO: Niveles 17, 20, 23, 26 y 29

Franja de Columna:

$$M^- = 0.80 \times 13 = 10.40 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{10.40}{24 - 1.5} = 18.34 \quad (a = 3.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{18.34}{6 \times 12} = 4.00$$

$$As = 39.68 \times \frac{10.40}{24 - 2} = 18.76 \quad (a = 4.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{18.76}{6 \times 12} = 4.09$$

$$As = 18.76 \text{ cm}^2$$

Franja Central:

$$M^- = 0.20 \times 13 = 2.60 \text{ T-m}$$

$$\therefore As = As_{min} = 11.52 \text{ cm}^2$$

PISO TIPICO: Niveles 0, 5, 8, 11 y 14

Franja de Columna

$$M^- = 0.80 \times 12 = 9.60 \text{ T-m}$$

$$As = 39.68 \times \frac{9.60}{24 - 2} = 17.31 \quad (\alpha = 4.00 \text{ cmts})$$

$$a = 15.686 \times \frac{17.31}{6 \times 12} = 3.77$$

$$As = \underline{17.31 \text{ cm}^2}$$

Franja Central:

$$M^- = 0.20 \times 12 = 2.40 \text{ T-m}$$

$$\therefore As = As_{\min} = \underline{11.52 \text{ cm}^2}$$

1.6.- ELECCION DE ARMADURA

AZOTEA. - Nivel 32

Franja de Columna:

$$As \text{ Total} = 12.70 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ por Vigueta} = 2.12 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ por Vigueta} = 2\phi \frac{5}{8}''$$

Franja Central

$$As \text{ Total} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ por Vigueta} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ por Vigueta} = 2\phi \frac{1}{2}''$$

PISO TIPICO: Niveles 17, 20, 23, 26 y 29

Franja de Columna:

$$As \text{ Total} = 18.76 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ por Vigueta} = 3.13 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ por Vigueta} = 2\phi \frac{3}{4}''$$

Franja Central:

$$As \text{ Total} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ por Vigueta} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ por Vigueta} = 2\phi \frac{1}{2}$$

PISO TIPICO: Niveles 0, 5, 8, 11 y 14

Franja de Columnas:

$$As \text{ Total} = 17.31 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ por Vigueta} = 2.88 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ por Vigueta} = 1\phi \frac{3}{4}$$

Franja Central:

$$As \text{ Total} = 11.52 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ por Vigueta} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ por Vigueta} = 2\phi \frac{1}{2}$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA Y ANCLAJE:

Se satisface ampliamente ya que el presente caso es menos desfavorable que el caso verificado.

1.7.- ALIGERADOS

METRADO.- Consideraremos una franja de un metro de ancho.

CARGA MUERTA:

$$P.p. \text{ Losa} \dots \dots \dots (380 \text{ Kg/m}^2) \dots \dots \dots = 380 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Acabados} \dots \dots \dots \dots \dots = \underline{\underline{100 \text{ Kg/ml}}} \\ 480 \text{ Kg/ml}$$

CARGA VIVA:

$$\text{Azotea:} \dots \dots \dots (200 \text{ Kg/m}^2) \dots \dots \dots = \underline{\underline{200 \text{ Kg/ml}}}$$

$$\text{Piso Típico} \dots \dots \dots (500 \text{ Kg/m}^2) \dots \dots \dots = \underline{\underline{500 \text{ Kg/ml}}}$$

$$Wu \text{ Azotea: } Wu = 1.5(480) + 1.8(200) = \underline{\underline{1,080 \text{ Kg/ml}}}$$

$$Wu \text{ Piso Típico } Wu = 1.5(480) + 1.8(500) = \underline{\underline{1,620 \text{ Kg/ml}}}$$

Según el A.C.I. Ancho Efectivo del ala:

$$b = 16t + b' = 16 \times 5 + 10 = 90 \text{ cm}$$

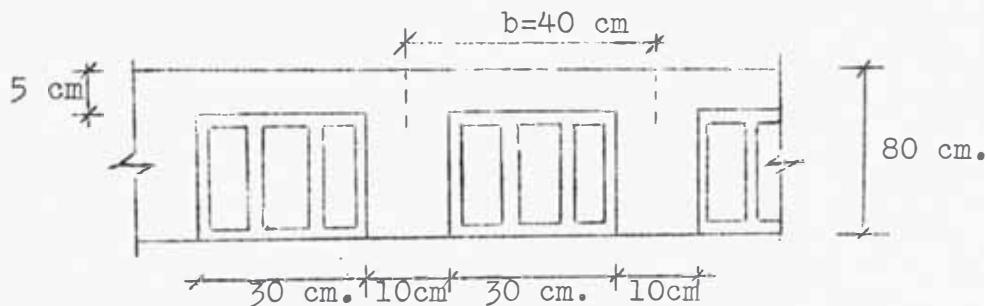
$$b = L/4 = 730/4 = 183 \text{ cm}$$

$$b = S = 40 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

USAREMOS b = 40 cm.

Espesor de Ala = 5 cm

Espesor del alma = 10 cm



As Mínimo:

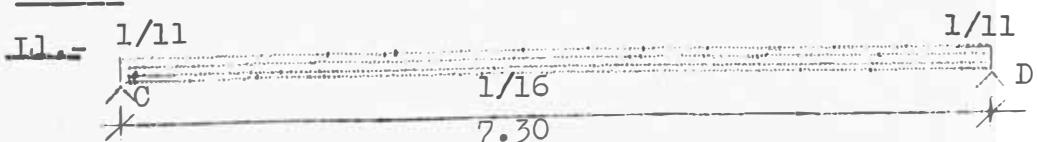
$$As = 0.005 b, d = 0.005 \times 10 \times 27 = 1.35$$

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

$$2\phi 3/8" = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ Mínimo por Vigueta} = \underline{1.43 \text{ cm}^2}$$

AZOTEA.-



Método de los coeficientes del A.C.I.

$$M_C = M_D = \frac{1}{11} W_u l'^2$$

l' = luz libre entre apoyos

$$M_C = \frac{1}{11} \times 1080 \times (7.00)^2 = 4811 \text{ Nm}$$

$$W_u = 1,080 \text{ Kg/m}$$

$$M_C = 4,811 \text{ Kg-m}$$

$$M_{C-D} = \frac{1}{16} W_{ul}^2 = \frac{1}{16} \times 1080 \times (7.00)^2 = 3308$$

$$M_{C-D} = 3,308 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de As:

Para todos los casos: $d = 30-3 = 27 \text{ cm}$

$$As = \frac{Mu}{\phi fy(d-a/2)} = \frac{Mu \times 10^2}{0.85 \times 2,800(27-a/2)} = 3.968 \frac{Mu}{(27-a/2)}$$

$$a = \frac{As \times 2,800}{0.85 \times 210b} = 15.686 \frac{As}{b}$$

$$M_{C-D}$$

$$As = 3.968 \times \frac{4811}{(27-2.5)} = 7.80 \quad (a = 5 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \frac{7.80}{10 \times 2.5} = 4.89$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{7.80}{2.5} = 3.12$$

$$As \text{ por Vigueta} = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$M_{C-D}$$

$$As = 3.968 \times \frac{3308}{(27-2)} = 5.25 \quad (a = 4 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \frac{5.25}{100} = 0.82 \quad (\text{Trabaja como rectangular})$$

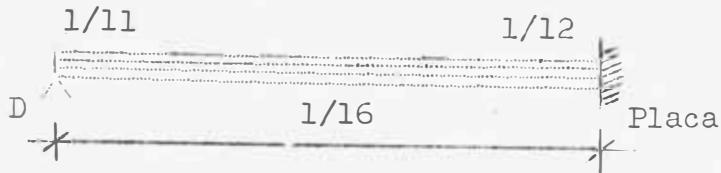
$$As = 3.968 \times \frac{3308}{(27-0.4)} = 4.93 \quad (a = 80 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \frac{4.93}{100} = 0.77$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{4.93}{2.5} = 1.97$$

$$A_s \text{ por Vigueta} = \underline{1.97 \text{ cm}^2}$$

L2.-



$$l = 4.95 - 0.15 - 0.125 = 4.675 \text{ m}$$

$$M_D = \frac{1}{11} \times 1080 \times (4.80)^2 = 2262 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{placa}} = \frac{1}{12} \times 1080 \times (4.80)^2 = \underline{2,074 \text{ Kg-m}}$$

$$M_{D-\text{placa}} = \frac{1}{16} \times 1080 \times (4.80)^2 = \underline{1555 \text{ Kg-m}}$$

Cálculo de A_s:

M_D.-

$$A_s = 3.968 \frac{2,262}{(27 - 2.4)} = 3.65 \quad (a = 4.80 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \frac{3.65}{10 \times 2.5} = 2.30$$

$$A_s = 3.968 \frac{2,262}{(27 - 1.15)} = 3.47 \quad (a = 2.30 \text{ cm})$$

$$A_s \text{ por Vigueta} = \frac{3.47}{2.5} = 1.39$$

$$A_s \text{ mínimo } 2\phi 3/8" = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_s \text{ por Vigueta} = A_s \text{ mínimo} = \underline{1.43 \text{ cm}^2}$$

M_{placa}.-

$$A_s = 3.968 \times \frac{2,074}{(27 - 1.1)} = 3.18 \quad (a = 2.20 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{3.18}{10 \times 2.5} = 2.00$$

$$A_s \text{ por Vigueta} = \frac{3.18}{2.5} = 1.27$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{3.18}{2.5} = 1.27$$

$$As \text{ por Vigueta} = As \text{ mínimo} = \underline{1.43 \text{ cm}^2}$$

M_{D-placa} :-

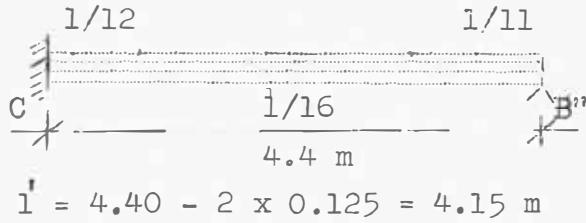
$$As = 3.968 \times \frac{1555}{(27 - 0.25)} = 2.31 \quad (a = 0.50 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{2.31}{100} = 0.36$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{2.31}{2.5} = 0.92$$

$$As \text{ por Vigueta} = As \text{ mínimo} = \underline{1.43 \text{ cm}^2}$$

L3.-



$$l = 4.40 - 2 \times 0.125 = 4.15 \text{ m}$$

$$M_C = \frac{1}{12} \times 1080 \times (4.15)^2 = \underline{1550 \text{ Kg-m}}$$

$$M_B = \frac{1}{11} \times 1080 \times (4.15)^2 = \underline{1691 \text{ Kg-m}}$$

$$M_{C-B} = \frac{1}{16} \times 1080 \times (4.15)^2 = \underline{1163 \text{ Kg-m}}$$

Cálculo de As:

M_C :-

$$As = 3.968 \times \frac{1550}{(27 - 0.95)} = 2.36 \quad (a = 1.90 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{1550}{10 \times 2.5} = 1.48$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{2.36}{2.5} = 0.94$$

$$As \text{ por Vigueta} = As \text{ mínimo} = \underline{1.43 \text{ cm}^2}$$

M_B".-

$$As = 3.968 \times \frac{1691}{(27 - 0.75)} = 2.56 \quad (a = 1.50\text{cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{2.56}{10 \times 2.5} = 1.60$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{2.56}{2.5} = 1.02$$

$$As \text{ por Vigueta} = As \text{ mínimo} = \underline{1.43 \text{ cm}^2}$$

M_{C-B}".-

$$As = 3.968 \times \frac{1163}{(27 - 0.15)} = 1.72 \quad (a = 0.30\text{cm})$$

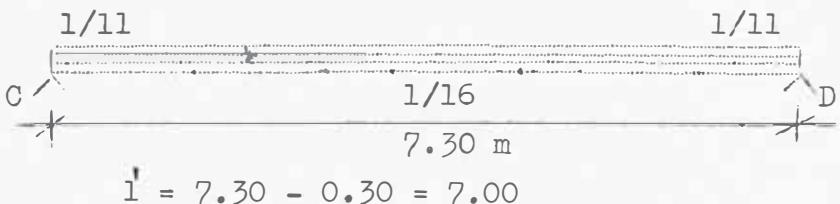
$$a = 15.686 \times \frac{1.72}{100} = 0.27$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{1.72}{2.5} = 0.68$$

$$As \text{ por Vigueta} = As \text{ mínimo} = \underline{1.43 \text{ cm}^2}$$

PISO TIPICO.-

Ll.-



$$M_D = M_C = \frac{1}{11} \times 1620 \times (7.00)^2 = \underline{7216 \text{ Kg-m}}$$

$$M_{C-D} = \frac{1}{16} \times 1620 \times (7.00)^2 = \underline{4,961 \text{ Kg-m}}$$

Cálculo de As..-

M_C.-

$$As = 3.968 \times \frac{7,216}{(27 - 2.5)} = 11.69 \quad (a = 5\text{cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{11.69}{10 \times 2.5} = 7.33$$

$$As = 3.968 \times \frac{7.216}{(27 - 3.7)} = 12.28 \quad (a = 7.40\text{cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{12.28}{10 \times 2.5} = 7.70$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{12.28}{2.5} = 4.91$$

$$As \text{ por Vigueta} = \underline{4.91 \text{ cm}^2}$$

M_{C-D} :-

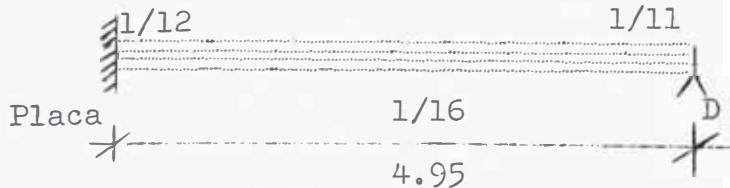
$$As = 3.968 \times \frac{4961}{(27 - 1.00)} = 7.57 \quad (a = 1.00\text{cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{7.57}{100} = 1.19$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{7.57}{2.5} = 3.03$$

$$As \text{ por Vigueta} = \underline{3.03 \text{ cm}^2}$$

L2 :-



$$l' = 4.95 - 0.15 - 0.125 = 4.675 \text{ m.}$$

$$M_{\text{placa}} = \frac{1}{12} \times 1620 \times (4.80)^2 = \underline{3,110 \text{ Kg-m}}$$

$$M_D = \frac{1}{11} \times 1620 \times (4.80)^2 = \underline{3393 \text{ Kg-m}}$$

$$M_{D-\text{placa}} = \frac{1}{16} \times 1620 \times (4.80)^2 = \underline{2333 \text{ Kg-m}}$$

Cálculo de As. :-

M_{placa} :-

$$As = 3.968 \times \frac{3110}{(27 - 1.20)} = 4.78 \quad (a = 2.40\text{cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{4.78}{10 \times 2.5} = 3.00$$

$$As = 3.968 \times \frac{3110}{(27 - 1.50)} = 4.84$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{4.84}{2.5} = 1.94$$

$$As \text{ por Vigueta} = 1.94 \text{ cm}^2$$

M_D -

$$As = 3.968 \times \frac{3393}{(27 - 1.60)} = 5.30 \quad (a = 3.20 \text{ cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{5.30}{10 \times 2.5} = 3.33$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{5.30}{2.5} = 2.12$$

$$As \text{ por Vigueta} = 2.12 \text{ cm}^2$$

M_{D-placa} -

$$As = 3.968 \times \frac{2.333}{(27 - 0.50)} = 3.49 \quad (a = 1.00 \text{ cm})$$

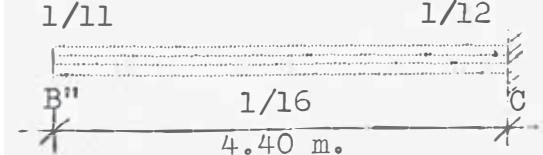
$$a = 15.686 \times \frac{3.49}{10 \times 2.5} = 0.55$$

$$As = 3.968 \times \frac{2.333}{(27 - 0.30)} = 3.47 \quad (a = 0.60 \text{ cm})$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{3.47}{2.5} = 1.39$$

$$As \text{ por Vigueta} = As \text{ mínimo} = 1.43 \text{ cm}^2$$

L3.-



$$l' = 4.40 - 2 \times 0.125 = 4.15$$

$$M_{B''} = \frac{1}{11} \times 1620 \times (4.15)^2 = 2536 \text{ Kg-m}$$

$$M_C = \frac{1}{12} \times 1620 \times (4.15)^2 = 2325 \text{ Kg-m}$$

$$M_{B''} = \frac{1}{16} \times 1620 \times (4.15)^2 = 1743 \text{ Kg-m}$$

Cálculo de As:

M_{B''} :-

$$As = 3.968 \times \frac{2536}{(27 - 0.95)} = 3.86 \quad (a = 1.90\text{cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{3.86}{10 \times 2.5} = 2.42$$

$$As = 3.968 \times \frac{2325}{(27 - 1.25)} = 3.91 \quad (a = 2.50\text{cm})$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{3.91}{2.5} = 1.57$$

$$As \text{ por Vigueta} = \underline{1.57 \text{ cm}^2}$$

M_C :-

$$As = 3.968 \times \frac{2325}{(27 - 1.2)} = 3.58 \quad (a = 2.4\text{cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{3.58}{10 \times 2.5} = 2.25$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{3.58}{2.5} = 1.43$$

$$As \text{ por Vigueta} = \underline{1.43 \text{ cm}^2}$$

M_{C-B''} :-

$$As = 3.968 \times \frac{1743}{(27 - 0.15)} = 2.58 \quad (a = 0.30\text{cm})$$

$$a = 15.686 \times \frac{2.58}{100} = 0.40$$

$$As \text{ por Vigueta} = \frac{2.58}{2.5} = 1.03$$

$$As \text{ por Vigueta} = As \text{ mínimo} = 1.43 \text{ cm}^2$$

VERIFICACION POR CORTE:

AZOTEA:

$$v_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Por coeficientes del A.C.I.:

$$V_u = \frac{1}{2} w l' = \frac{1}{2} \times 1080 \times 7.00 = 3780 \text{ Kg} \quad (\text{Valor más des favorable.})$$

$$V_u \text{ por Vigueta} = \frac{3780}{2.5} = 1512 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{1512}{10 \times 27} = 5.60$$

$$v_u = 5.60 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{En cara de apoyo})$$

v_c Permisible:

$$v_c = 0.53 \phi \sqrt{f_c} = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.53$$

$$v_c = 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

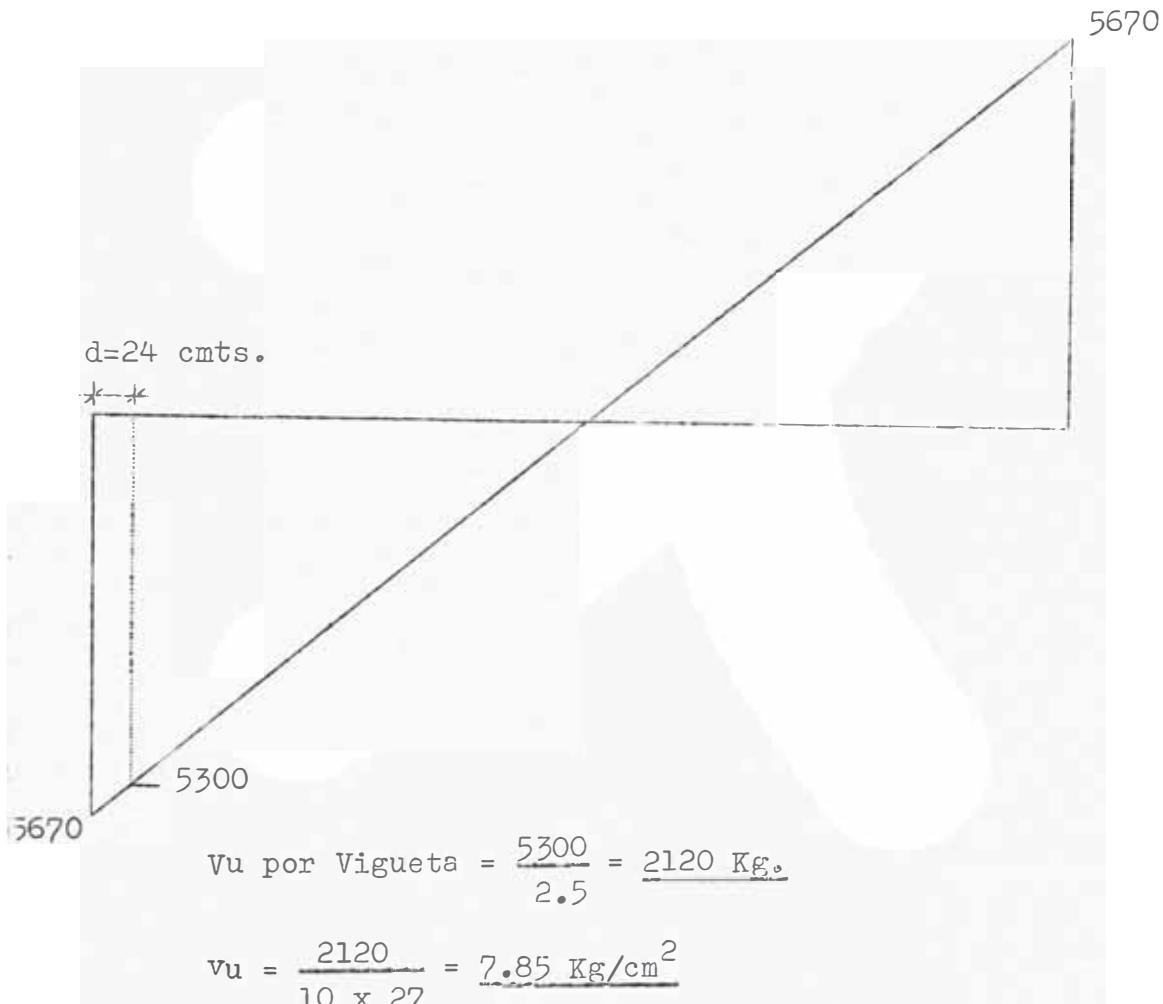
$$5.60 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego la sección es satisfactoria.

PISO TIPICO.-

L1.-

$$V_u = \frac{1}{2} \times 1620 \times 7.00 = 5670 \text{ Kg.}$$



$7.85 > 6.53$ Luego se requiere ensanche.

$$b_1 = \frac{2120}{27 \times 6.53} = 12$$

$b_1 = 12 \text{ cmts}$ nuevo ancho de Vigueta.

Por facilidad constructiva se dejará de poner un ladrillo por cada 2 Vigueta y no se ensanchará el alma de Vigueta.

Longitud de Ensanche: X

$$V_u \text{ permisible} = 6.53 \times 10 \times 27 = 1763 \text{ Kg.}$$

$$V_u \text{ por metro} = 2.5 \times 1763 = 4408 \text{ Kg.}$$

- 278 -

$$X = \frac{V_{u\text{-}u} \text{ permisible}}{W_u} = \frac{5300 - 4408}{1620} = 0.55$$

$$X = 0.55 \text{ m.}$$

L2.-

$$V_{u\text{-}u} = \frac{1}{2} \times 1620 \times 4.68 = 3791 \text{ Kg.}$$

$$V_{u\text{-}u} \text{ por Vigueta} = \frac{3791}{2.5} = 1516 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{1516}{10 \times 27} = 5.61 \text{ Kg/cm}^2$$

5.61 < 6.53 Luego la sección es satisfactoria.

L3.-

$$V_{u\text{-}u} = \frac{1}{2} \times 1620 \times 4.15 = 3362 \text{ Kg.}$$

$$V_{u\text{-}u} \text{ por Vigueta} = \frac{3362}{2.5} = 1344 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{1344}{10 \times 27} = 4.98 \text{ Kg/cm}^2$$

4.98 < 6.53 Luego la sección es satisfactoria.

ELECCION DE ARMA DURA :

AZOTEA .-

L1.-

	C	C - D	D
As	3.12	1.97	3.12
Ø	10 1/2" + 10 5/8"	2Ø 1/2"	1Ø 1/2" + 1Ø 5/8"

As en cm^2

L2.-

	D	D-Placa	Placa
As	1.43	1.43	1.43
Ø	2Ø 3/8"	2Ø 3/8"	2Ø 3/8"

L3.-

	B"	B" - C	C
As	1.43	1.43	1.43
Ø	2Ø 3/8"	2Ø 3/8"	2Ø 3/8"

PISO TIPICO

L1.-

	C	C - D	D
As	4.91	3.03	4.91
Ø	1Ø 5/8" + 1Ø 3/4"	2Ø 5/8"	1Ø 5/8" + 1Ø 3/4"

L2.-

	D	D-Placa	Placa
As	2.12	1.43	1.94
Ø	1Ø 3/8" + 1Ø 1/2"	2Ø 3/8"	1Ø 3/8" + 1Ø 1/2"

L3.-

	B"	B" - C	C
As	1.57	1.43	1.43
Ø	2Ø 3/8"	2Ø 3/8"	2Ø 3/8"

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

a) En Cara de Columna: Casos más desfavorables

AZOTEA:

L1.-

$$\Sigma o_u = 1\phi 1/2" + 1\phi 5/8" = 3.97 + 4.99 = 8.96 \text{ cm.}$$

$$\Sigma o_{umin} = 0.000604 \times \left(\frac{1.27 + 1.59}{2} \right) \times \frac{3780}{2.5} = 1.19 \text{ cm}$$

8.96 \Rightarrow 1.19 CORRECTO

L2.-

$$\sum \text{ou} = 2\phi 3/8" = 5.98 \text{ cm.}$$

$$\sum \text{ou}_{\min} = 0.000604 \times 0.95 \times \frac{1600}{2.5} = 0.37 \text{ cm.}$$

$$5.98 > 0.37 \quad \text{CORRECTO}$$

L3.-

Este caso es menos crítico que L2.

PISO TIPICO:

L1.-

$$\sum \text{ou} = 1\phi 5/8" + 1\phi 3/4" = 4.987 + 5.985 = 10.97 \text{ cm}$$

$$\sum \text{ou}_{\min} = 0.000604 \times \left(\frac{1.59 + 1.90}{2} \right) \times \frac{5670}{2.5} = 2.40 \text{ cm}$$

$$10.97 > 2.40 \quad \text{CORRECTO}$$

L2 y L3 son menos críticos que el verificado.

VERIFICACION POR ANCLAJE

a) En Cara de Columna:

AZOTEA:

L1.-

$$Ldu_{\min} = 30.19 \times \frac{As}{\sum ou} = \frac{30.19 \times 3.43 \times 1.3}{8.96} = 15.02$$

$$Ldu_{\min} = 15.02 \text{ cmts.}$$

PISO TIFICO.-

$$Ldu_{\min} = 30.19 \times \frac{4.83 \times 1.75}{10.97} = 23.26$$

$$Ldu_{\min} = 23.26 \text{ cmts.}$$

As POR TEMPERATURA.

$$As = 0.002 \times 100 \times 30 = 6.00 \text{ cm}$$

$$As = 6 \text{ cm}^2$$

$$1/2" \text{ } \textcircled{P} 20$$

CAPITULO II.-

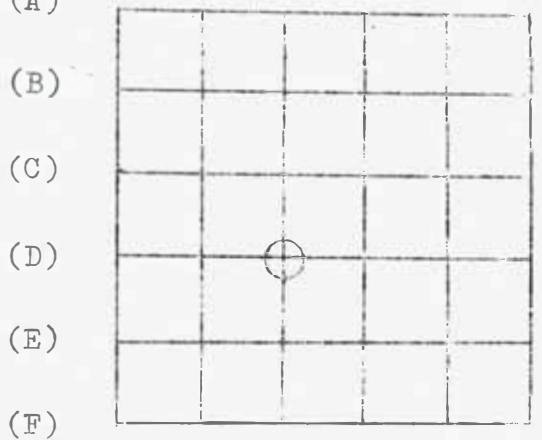
DISEÑO DE COLUMNAS:

El diseño se hará para las columnas de los Pórticos (E) - (E), (3_A) - (3_B) y (3_D) - (3_F). Este cálculo se ha hecho en un cuadro (Ver plano N° 33) en el que se muestra todo el proceso seguido.

2.1.- NOMENCLATURA:

Las columnas se denominaran por la intersección de los ejes.

Ejemplo: (A)



D3

(1) (2) (3) (4) (5) (6)

2.2.- Observaciones:

Para las columnas D3 del 1º Piso y Sotano se ha tenido que aumentar la calidad de concreto. Pues el número de varillas necesarias para cubrir el As de Diseño, físicamente no era posible colocerlas, debido a que el máximo de varillas colocables es de 30Ø 1" con un $As = 152\text{cm}^2$ que es menor al requerido por Diseño en estas columnas, 197.11 y 185.84cm^2 respectivamente. La calidad del Concreto se aumentará a $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

Los valores bajo las diagonales en los casilleros del cuadro de cálculos (Ver plano N° 33) son los que corresponden al cálculo de estas columnas con un concreto de $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, los valores por ensima de dichas diagonales corresponden a los resultados obtenidos con concreto de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$. De esta manera se logra un número de varillas adecuado como se puede observar 24 Ø 1" para la columna D3 de 1º Piso y 22 Ø 1" para la columna D3 de Sotano.

CAPITULO III.--

ASCENSOR Y PLACAS:

LOSA SUPERIOR:

Se dispondrá la armadura según la luz menor $L=3.30\text{m.}$

$$L' = 2.93 \text{ m.}$$

Según A.C.I.

Considerando como simplemente apoyada:

$$e_{\min} = \frac{L'}{25} = \frac{2.91}{25} = \underline{\underline{11.64 \text{ cmts.}}}$$

Aseminas $e = 15$ cmts.

Metrado:

$$\text{Peso Propio} = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_u = 1.5(360) + 1.8(100) = 720 \text{ Kg/m}^2$$

Tomaremos una franja de 1.00 m.

$$w_u = 720 \text{ Kg/ml}$$

$$M_u = \frac{720 \times (2.91)^2}{8} = 762 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS.-

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{76200}{0.90 \times 2800 \times 0.90 \times 12} = 2.80 \text{ cm}^2$$

3/8" @ 25

$$A_{s\min} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

3/8" @ 20

VERIFICACION POR CORTE:

$$v_u = 720 \times \frac{2.91}{2} = 1048 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{1048}{100 \times 12} = 0.87 \text{ Kg/cm}^2 < 6.52 \text{ Kg/cm}^2$$

AS POR TEMPERATURA:

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

3/8" 20

LOSA INFERIOR:

$$L = 1.20 \text{ m}$$

$$L' = 0.65 \text{ m}$$

$$e_{\min} = \frac{0.58}{25} = 2.3 \text{ cm}$$

Asumimos $e = 10$ cmts.

Metrado:

$$\text{Peso Propio: } 0.10 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva: } = 750 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 1.5(240) + 1.8(750) = 1710 \text{ Kg/m}^2$$

Tomaremos una franja de un metro.

$$W_u = 1710 \text{ Kg/ml}$$

$$M_u = 1710 \times \frac{(0.58)^2}{8} = 246 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS.-

$$A_s = \frac{24600}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 7} = 1.55 \text{ cm}^2$$

1/4" @ 20

$$A_{s\min} = 0.002 \times 100 \times 10 = 2.00 \text{ cm}^2$$

3/8" @ 25

AS POR TEMPERATURA:

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 10 = 2.00 \text{ cm}^2$$

3/8" @ 25

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = 1710 \times \frac{0.58}{2} = 496 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{496}{100 \times 7} = 0.71 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VIGAS DE APOYO DE LA LOSA INFERIOR:

VA - 1.-

Dimencionamiento :

Por tener una C.V. mayor de 500 Kg/m²

$$h = \frac{L}{10} = \frac{6.80}{10} = 0.68 \text{ m.}$$

Asumimos $h = 60 \text{ cmts.}$

$b = 30 \text{ cmts.}$

Metrado de Cargas:

$$\text{Peso Propio} : 0.60 \times 0.30 \times 2400 = 432 \text{ Kg/ml}$$

$$\begin{array}{l} \text{Peso de Muro: } 200 \times 2.00 \\ \qquad\qquad\qquad = \frac{400}{832} " \\ \qquad\qquad\qquad 832 \text{ Kg/ml} \end{array}$$

$$W_u = 1.5(832) = \underline{1248 \text{ Kg/ml}}$$

W_u por losa inferior:

$$W_u = 496 \text{ Kg/ml.}$$

W_u para el diseño:

$$W_u = 1248 + 496 = \underline{1744 \text{ Kg/ml.}}$$

$$M_u = 1744 \times \frac{(6.8)^2}{8} = \underline{10,080 \text{ Kg-m}}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s = \frac{1008,000}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 55} = \frac{8.08 \text{ cm}^2}{40 5/8"}$$

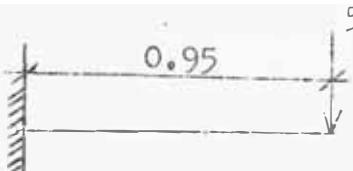
$$A_{s \min} = 0.005 \times 30 \times 55 = \frac{8.25 \text{ cm}^2}{40 5/8"}$$

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = 1744 \times \frac{6.8}{2} = 5930 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{5930}{30 \times 55} = 3.59 \text{ Kg/cm}^2 \quad \cancel{6.54 \text{ Kg/cm}^2}$$

VA - 2.-



Asumimos : $h = 50$ cmts.

$b = 25$ cm.

Metrado:

$$\text{Peso Propio: } 0.25 \times 0.50 \times 2400 = 300 \text{ Kg/ml}$$

$$W_u = 1.5(300) = 450 \text{ Kg/ml}$$

$$M_u = 5930 \times 0.58 + 450 \times \frac{(0.58)^2}{2} = 3076 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{307600}{0.9 \times 2800 \times 0.87 \times 45} = 3.12 \text{ cm}^2$$

$2\varnothing 5/8"$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 25 \times 45 = 5.63 \text{ cm}^2$$

$3\varnothing 5/8"$

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = 5930 + 0.58 \times 450 = 6191 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{6191}{25 \times 45} = \frac{6191}{1125} = 5.50 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$V_{u\text{permisible}} = \phi U_{per} \times j_d \quad o = 0.85 \times 39 \times 39.38 \times 14.96 = \\ = 19,529 > V_u$$

METRADO DE CARGAS

Las placas las llamaremos PA-1, PA-2, PSA-3 y PSA-4. Como se muestra en la figura.

Las placas PSA-3 y PSA-4 constituyen en parte la del Acensor y el resto placa sísmica.

El metrado cargas será por areas de influencia, carga en toneladas.

Nivel	PA - 1			PA - 2			
	Aligue- rado	P.p.	Total	Aligue- rado	P.p.	V _{c-c}	Total
32	13.20	23.12*	36.32	5.76	18.65*	14.00	38.41
29	13.20	11.52	24.72	5.76	11.52	8.75	26.03
26	13.20	11.52	24.72	5.76	11.52	8.75	26.03
23	13.20	11.52	24.72	5.76	11.52	8.75	26.03
20	13.20	11.52	24.72	5.76	11.52	8.75	26.03
17	13.20	11.52	24.72	5.76	11.52	8.75	26.03
Parcial			159.92				168.56
14	13.20	13.13	26.33	5.76	13.13	8.75	27.64
11	13.20	13.13	26.33	5.76	13.13	8.75	27.64
8	13.20	13.13	26.33	5.76	13.13	8.75	27.64
5	13.20	13.13	26.33	5.76	13.13	8.75	27.64
0	13.20	13.13	26.33	5.76	13.13	9.20	28.09
- 3		13.13	13.13		13.13		13.13
Total			504.70				519.89

* Incluye peso de Casetas de Máquinas.

Nivel	PSA-3 y PSA-4			Total
	V B''-B''	LosaFS.	P.p.	
32	6.61	8.78	30.80	46.19
29	6.61	12.83	13.70	33.14
26	6.61	12.83	13.70	33.14
23	6.61	12.83	13.70	33.14
20	6.61	12.83	13.70	33.14
17	6.61	12.83	13.70	33.14
Parcial				211.89
14	6.61	12.83	16.44	35.88
11	6.61	12.83	16.44	35.88
8	6.61	12.83	16.44	35.88
5	6.61	12.83	16.44	35.88
0	6.61	12.83	16.44	35.88
-3			16.44	16.44
Total				407.73

* Incluye reacción por tanque.

COMPROBACION DEL ESFUERZO DE COMPRESSION:

$$f_c = 0.225 f'_c \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right]$$

Consideraremos el caso más desfavorable:

$$h = 500 \text{ cmts}$$

$$t = 30 \text{ cmts}$$

$$f_c = 0.225 \times 210 \left[1 - \left(\frac{500}{40 \times 30} \right)^3 \right] = 0.225 \times 210 \times 0.92 = 43.47$$

$$f_c = \underline{43.47 \text{ Kg/cm}^2}$$

VERIFICACION EN NIVEL 17.-

PA - 1.-

$$f_c = \frac{159,920}{25 \times 700} = 9.14 \text{ Kg/cm}^2 < 43.47 \text{ Kg/cm}^2$$

PA - 2.-

$$f_c = \frac{168,560}{25 \times 700} = 9.64 \text{ Kg/cm}^2 < 43.47 \text{ Kg/cm}^2$$

PSA - 3 y PSA - 4 .-

$$f_c = \frac{211,890}{25 \times 700} = 12.11 \text{ Kg/cm}^2 < 43.47 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION EN NIVEL - 3.- (Sotano)

PA - 1.-

$$f_c = \frac{304,700}{30 \times 700} = 14.51 \text{ Kg/cm}^2 < 43.47 \text{ Kg/cm}^2$$

PA - 2.-

$$f_c = \frac{319,890}{30 \times 700} = 15.23 \text{ Kg/cm}^2 < 43.47 \text{ Kg/cm}^2$$

PSA - 3 y PSA - 4.-

$$f_c = \frac{407,730}{30 \times 700} = 19.42 \text{ Kg/cm}^2 < 43.47 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCULO DE AS.- Tomaremos una franja de un metro.

AS HORIZONTAL.- Placas de $t = 25 \text{ cm}$.

$$A_s = 0.0025 \times bt = 0.0025 \times 25 \times 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cada capa tomará: } \frac{6.25}{2} = 3.125 \text{ cm}^2$$

$3/8"$ (ap) 20

AS VERTICAL:

$$A_s = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cada capa tomará: } \frac{3.75}{2} = 1.875 \text{ cm}^2$$

3/8" @ 30

Placas de t = 30 cm.

AS HORIZONTAL

$$A_s = 0.0025 \times 30 \times 100 = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cada capa tomará: } \frac{7.50}{2} = 3.75 \text{ cm}^2$$

1/2" @ 35 cm.

AS VERTICAL

$$A_s = 0.0015 \times 30 \times 100 = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Cada capa tomará: } \frac{4.50}{2} = 2.25 \text{ cm}^2$$

1/2" @ 40 cm.

CIMENTACION:

La cimentación será por zapatas corridas:

Carga total sobre la cimentación

$$\text{Debido a } PA - 1 = 304.70$$

$$PA - 2 = 319.89$$

$$PSA - 3 + PSA - 4 = 815.46$$

Total = 1,440.08 Toneladas.

AREA NECESARIA:

$$f = 4 \text{ Kg/cm}^2 \quad P.p = 5\% \quad P \text{ total} = 72.00 \text{ Tn.}$$

$$A = \frac{1'512,000}{4} = 378,020 \text{ cm}^2$$

Área que se ha dispuesto para la cimentación ver la figura.

$$411,800 \text{ cm}^2 \gg \text{Área necesaria.}$$

PRESION NETA:

$$W_n = \frac{1'440,080}{411,800} = 3.49 \text{ Kg/cm}^2$$

Diseñaremos la zapata corrida para cada placa considerándola aislada.

PA - 1 y PA - 2. - Tomaremos una franja de un metro.

Dado que difieren muy poco en carga diseñaremos para la más desfavorable.

Carga por metro lineal:

$$W = \frac{319,890}{7.00} = 45,699 \text{ Kg/ml}$$

Presión Neta:

$$W_n = \frac{45,699}{130 \times 100} = 3.52 \text{ Kg/cm}^2$$

Altura útil por Corte:

Sección crítica a "d" de la cara de placa.

$$V_{\max} = 0.3 \sqrt{f_c} = 0.3 \sqrt{210} = 4.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = \frac{V}{bd}$$

$$v = \frac{3.52 \times 100 (50 - d)}{100 \times d} = \frac{3.52(50 - d)}{d}$$

$$4.33 = \frac{3.52 (50 - d)}{d}$$

$$\frac{4.33}{3.52} d = 50 - d \quad d = \frac{50}{2.23} = 22.42 \text{ cm.}$$

Altura útil por Flexión:

Sección crítica en la cara de placa.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K_b}} = \sqrt{\frac{3.52 \times (50)^2 \times 50}{11 \times 100}} = 20 \text{ cm.}$$

Teniendo en cuenta la magnitud de las cargas tomamos

$$h = 70 \text{ cmts.}$$

$$d = 70 - 9 = 61 \text{ cm.}$$

CALCULO DE AS

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{440,000}{1400 \times 0.86 \times 61} = 5.90 \text{ cm}^2$$

$$1/2" \text{ } \textcircled{O} \text{ } 20$$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 70 \times 100 = 35 \text{ cm}^2 \quad 7/8" \text{ } \textcircled{O} \text{ } 10 \text{ cm.}$$

As de Repartición:

$$A_s = 0.002 \times 130 \times 70 = 18.20 \text{ cm}^2$$

$$7/8" \text{ } \textcircled{O} \text{ } 20$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$\text{Capa Superior: } M = \frac{3.2 \sqrt{210}}{2.22} = 20.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_D = \frac{A_s t_s}{u \sum_o} = \frac{3.88 \times 1400}{20.80 \times 6.98} = 37.39$$

$$L_D = 38 \text{ cm.}$$

PSA - 3 y PSA - 4: Tomaremos una franja de un metro.

Carga por metro lineal:

$$W = \frac{407,730}{7.00} = 58,247 \text{ Kg/ml}$$

Presión Neta:

$$W_n = \frac{58,247}{150 \times 100} = 3.88 \text{ Kg/cm}^2$$

Altura util por Corte:

Sección crítica a "d" de la cara de placa.

$$v = \frac{3.88 \times 100 (60 - d)}{100 \times d} = 4.33$$

$$\frac{4.33 d}{3.88} = 60 - d \quad d = \frac{60}{2.12} = 28.30 \text{ cm.}$$

Altura útil por Flexión:

Sección crítica en cara de placa.

$$d = \sqrt{\frac{3.88 \times (60)^2 \times 50}{11 \times 100}} = 25.60 \text{ cm.}$$

Asemimas $h = 70 \text{ cm.}$

$$d = 70 - 9 = 61 \text{ cm.}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s = \frac{634,900}{1400 \times 0.86 \times 61} = \frac{8.50 \text{ cm}^2}{5/8" \text{ } \textcircled{O} \text{ } 25}$$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 70 \times 100 = 36 \text{ cm}^2$$

$$7/8" \text{ } \textcircled{O} \text{ } 10 \text{ cm.}$$

As de Repartición:

$$A_s = 0.002 \times 150 \times 70 = 21.00 \text{ cm}^2$$

$$7/8" \text{ } \textcircled{O} \text{ } 20 \text{ cm.}$$

- 295 ...

VERIFICACION FOR ADHERENCIA:

Dado que se trata del mismo A_s que la cimentación.

PA -1 y PA - 2

$$\underline{L_D = 38 \text{ cm.}}$$

CAFITULO IV.-

TANQUE Y CISTERNA:

4.1. TANQUE

Se ha proyectado un volumen para la cisterna de 40.00 m^3 .

Para el tanque tomaremos 75% de Volumen de la Cisterna 32 m^3 .

El tanque estará soportado por las columnas B-3, B-4, B"-3 y B"--4.

DISEÑO DE LA LOSA INFERIOR:

$$e_{\min} = \frac{L'}{25} = \frac{2.725}{25} = 0.083 \text{ m.}$$

Asumimos $e = 15 \text{ cmts.}$

Metrado de Cargas:

$$\text{P.p: } 0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Contenido: } 1.16 \times 1000 = \frac{1600 \text{ Kg/m}^2}{1,960 \text{ Kg/m}^2}$$

Tomamos una franja de un metro.

$$W_u = 1.5 (1960) = 2940 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_u = \frac{2940 \times (2.73)^2}{8} = 2739 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{273,900}{0.9 \times 2800 \times 0.90 \times 12} = 9.99 \text{ cm}^2$$

$5/8" \text{ (}\omega\text{) } 20$

$$A_{s\min} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$3/8" \text{ (}\omega\text{) } 20$$

AS POR TEMPERATURA

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$3/8" \text{ (}\omega\text{) } 20$

VERIFICACION PCR CORTE:

$$V_u = 2739 \times \frac{2.73}{2} = 3739 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3,739}{100 \times 12} = 3.12 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

DISEÑO DE LA LOSA SUPERIOR:

$$e_{\min} = \frac{L'}{25} = \frac{2.725}{25} = 0.083 \text{ m.}$$

Asumimos $e = 15 \text{ cm.}$

Metrado de Cargas:

$$P.p = 0.15 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_u = 1.5 (360) + 1.3 (100) = 720 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_u = 720 \text{ Kg/m}.$$

$$M_u = \frac{720 \times (2.73)^2}{8} = 671 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s = \frac{67100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 12} = 2.46 \text{ cm}^2$$

$3/8"$ \odot 25

$$As_{\min} = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$3/8"$ \odot 20

AS POR TEMPERATURA:

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 15 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$3/8"$ \odot 20

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = 671 \times \frac{2.73}{2} = 920 \text{ Kg}$$

$$v_u = \frac{920}{100 \times 12} = 0.77 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

DISEÑO DE LAS VIGAS DEL TANQUE

El tanque tendrá las vigas $V_{B''3-B''4}$ y $V_{B''3-B4}$ que serán las mismas paredes del tanque ya que la altura de estas en comparación a su longitud es pequeña por lo que se comporta como viga. ($h/L = 0.28$). Además sobre las vigas $V_{3B-3B''}$ y $V_{4B-4B''}$.

$V_{B''3-B''4}$ y V_{B3-B4} :

Dimensiones 0.20 x 2.00 de sección

760 longitud(L)

$L' = 7.00 \text{ m.}$

Metrado de Cargas:

Carga Losa Superior:..... = 920 Kg/ml

" Losa Inferior:..... = 3,739 Kg/ml

Peso Propio: $1.5(0.20) \times 2.00 \times 1.00 \times 2400 = 1,440 \text{ Kg/ml}$

Total = 6,099 Kg/ml

$$M_u = \frac{WuL'^2}{8} = \frac{6099 \times (7.00)^2}{8} = 37,356 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS: $d = 2.00 - 0.15 = 1.85 \text{ m}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} = \frac{3735,600}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 185} = 8.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 20 \times 185 = 18.50 \text{ cm}^2$$

$7\varnothing 3/4"$

Tomaremos 1/3 de $7\varnothing 3/4"$ para momentos negativos posibles.

$2\varnothing 3/4"$

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = 6,099 \times \frac{7.00}{2} = 21,347 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{21,347}{20 \times 185} = 5.78 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

De capa superior

$$V_{\text{permisible}} = \varphi_{\text{upermissible}} \times j_d = 0.85 \times \frac{4.5 \times 210}{1.91} \times 162 \times 11.97 = 52,212$$

$$52,212 \text{ Kg.} < 21,347 \text{ Kg.}$$

LONGITUD DE ANCLAJE:

$$L_{D_{\min}} = \frac{A_s f_y}{u_u o} = \frac{2.85 \times 2800}{34.10 \times 5.99} = 38.40$$

$$L_{D_{\min}} = 38 \text{ cm.}$$

$V_{3B-3B''}$ y $V_{4B-4B''}$:

Dimensiones	0.25 x 0.30	Sección
	3.00	Longitud (L)

$$L' = 2.73 \text{ m.}$$

Metrado de Cargas:

$$\text{Carga de Pared: } 1.5(0.20) \times 2.00 \times 1.00 \times 2400 = 1,440 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Peso Propio: } 1.5(0.25) \times 0.30 \times 2400 \times 1.00 = 270 \text{ Kg/ml}$$

Total = 1,710 Kg/ml

$$M_u = \frac{1710 \times (2.73)^2}{8} = 1,593 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS:

$$d = 0.30 - 0.5 = 0.25$$

$$A_s = \frac{159,300}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 25} = 2.80 \text{ cm}^2$$

4 7/8"

$$A_{s\min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3.00 \text{ cm}^2$$

3 1/2"

Usaremos 1 1/2" para momentos negativos.

1 1/2"

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = 1710 \times \frac{2.73}{2} = 2334 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{2334}{20 \times 25} = 4.69 \text{ Kg/cm}^2 \quad 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

De capa no superior.

$$V_{permisible} = 0.85 \times \frac{6.4 \sqrt{210}}{1.27} \times 21.88 \times 3.97 = 4,135 \text{ Kg}$$

4,135 Kg > 2334 Kg.

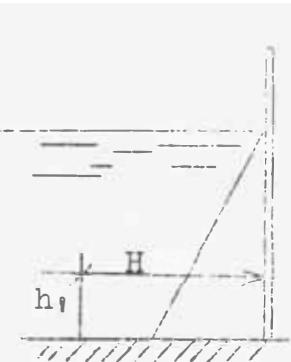
LONGITUD DE ANCLAJE:

$$L_{D\min} = \frac{1.27 \times 2800}{56 \times 3.97} = 15.99 \text{ cm.}$$

$$L_{D\min} = 16 \text{ cmts.}$$

DISEÑO DE LAS PAREDES DEL TANQUE:

Para este efecto consideramos a la losa empotrada en la base teniendo la parte superior libre. De tal manera la trataremos como cantilever.



$$H = \frac{1}{2} Wh$$

$$H = \frac{1}{2} \times 1000 \times 1.6 = 800 \text{ Kg/ml}$$

$$h = 1.60 \text{ m.} \quad h_s = \frac{h}{3} = \frac{1.60}{3} = 0.53 \text{ m.}$$

$$W_u = 1.5(800) = 1,200 \text{ Kg/ml}$$

$$M_u = 1,200 \times 0.53 = 636 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{63600}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 15} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.0015bt = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 3/8" @ 20$

AS POR TEMPERATURA:

$$A_s = 0.0025 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2" @ 25$

El Corte no es crítico por la carga tan baja, lo mismo la adherencia y anclaje.

4.2.- CISTERNA:

$$\text{Volumen del contenido} = 40.00 \text{ m}^3$$

Se tiene dimensiones interiores para la Cisterna de 7.10 x 6.80, la altura necesaria será:

$$h = \frac{40}{7.10 \times 6.8} = 0.83 \text{ m.}$$

$$h_{\text{necesaria}} = 0.83 + 0.27(\text{rebose}) = 1.10 \text{ m.}$$

LOSA SUPERIOR:

7.50 x 7.80

$$c_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{180} = \frac{3160}{180} = 17.44 \text{ cm.}$$

Asemimás $c = 20 \text{ cm.}$

Metrado de Cargas:

$$\text{Peso propio: } 0.20 \times 2400 \dots = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Piso y Acabados: } \dots = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga Viva: } \dots = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_u = 1.5(580) + 1.8(250) = 1320 \text{ Kg/m}^2$$

Diseñaremos por el Método 3 del Código A.C.I.(318-63)

Consideraremos el tanque lleno para hallar los momentos positivos y vacío para los negativos.

a) Momentos Positivos:

Se tendrá rotulado en los 4 bordes;

$$m = \frac{6.80}{7.10} = 0.96$$

$$M_A^{(+)} = 0.04 \times 870 \times (6.8)^2 + 0.04 \times 450 \times (6.8)^2 = 2440 \text{ Kg-m/ml.}$$

$$M_B^{(+)} = 0.033 \times 870 \times (7.10)^2 + 0.033 \times 450 \times (7.10)^2 = 2196 \text{ Kg-m/ml.}$$

b) Momentos Negativos:

Se tendrá apoyos empotrados:

$$M_A^{(-)} = 0.05 \times 1320 \times (6.8)^2 = 3052 \text{ Kg-m/ml.}$$

$$M_B^{(-)} = 0.041 \times 1320 \times (7.10)^2 = 2728 \text{ Kg-m/ml.}$$

CORTANTE EN LOSA Y CARGA SOBRE LOS APOYOS:

$$V_A = 0.55 \times 1320 \times \frac{6.80}{2} = 2591 \text{ Kg-/ml.}$$

$$V_B = 0.45 \times 1320 \times \frac{7.10}{2} = 2109 \text{ Kh-/ml}$$

CALCULO DE AS:

$$\text{a) } A_{SA}^{(+)} = \frac{2440 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 17} = 6.31 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2" @ 20$

$$A_{SA}^{(-)} = \frac{3052 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 17} = 7.90 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2" @ 15$

$$\text{b) } A_{SB}^{(+)} = \frac{2196 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 17} = 5.69 \text{ cm}^2$$

$\varnothing \frac{1}{2}" @ 20$

$$A_{SB}^{(-)} = \frac{2728 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 17} = 7.06 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2" @ 15$

$$A_{\min} = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

VERIFICACION POR CORTE:

$$v_{uA} = \frac{2591}{17 \times 100} = 1.52 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

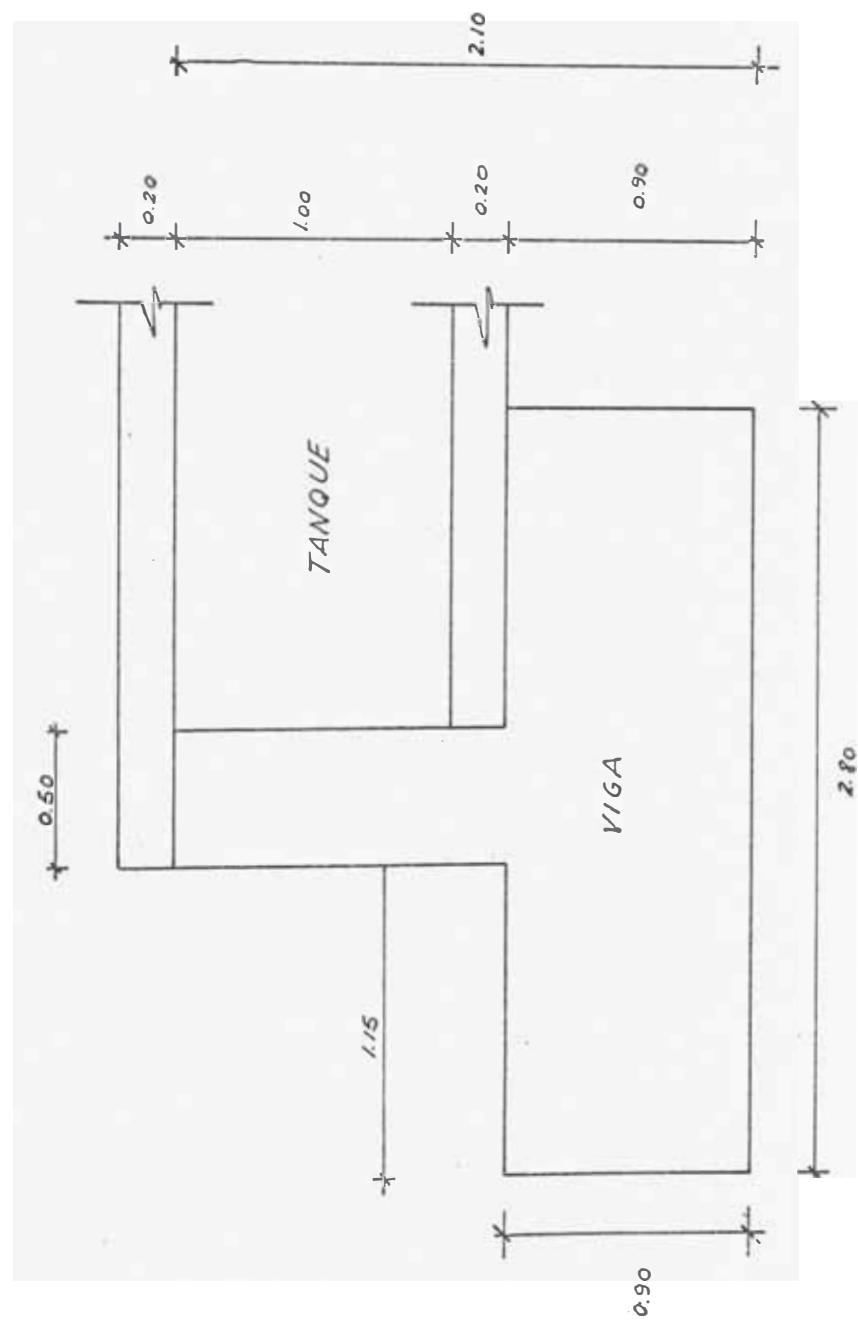
PAREDES:

Las paredes según los ejes (3)-(3) y (4)-(4) servirán ademas de cimentación para las columnas A3, A4, B3 y B4 dicha pared en sección transversal tiene la forma de una T. Las otras paredes como muros. (Ver Figura)

VS3 y VS4.-

Las dimensiones se muestran en la figura.

VIGA de CIMENTACION



Metrado de Cargas:

Carga por Columnas: A3yB3 (2 x 360 T) ..	=	720.00 T
Por reacción de Losa Superior:	=	16.29 T
Por tierra sobre el ala exterior:	=	17.94 T
Por tanque lleno y Losa Inferior:	=	20.26 T
Peso propio:	=	<u>59.90</u> T
Total	=	834.39 T

Área de Sustentación:

$$A = \frac{834.390}{4} = 208,590 \text{ cm}^2$$

$$A = \underline{20.86 \text{ m}^2}$$

Se dispone de $8 \times 2.8 = \underline{22.40 \text{ m}^2}$

$$P_{uT} = \underline{1234 \text{ T}}$$

REACCION NETA ULTIMA:

$$W_u = \frac{1'234,000}{800 \times 280} = 5.51 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCULO DEL ESPESOR t DEL ALA:

$$V_u = 5.51 \times 100 \times 35 = 19,285 \text{ Kg/ml}$$

$$d = \frac{V_u}{bvu} = \frac{19,285}{100 \times 6.53} = \underline{29.64 \text{ cm.}} < 80 \text{ cm.}$$

$$v_u = \frac{19,285}{100 \times 80} = 2.41 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCULO DE AS PARA EL ALA:

$$M_u = \frac{1}{2} W_u \times l^2 = \frac{1}{2} \times 5.51 \times 100 \times (115)^2 = 3'907,988 \text{ Kg-cm/ml}$$

$$A_s = \frac{3'907,988}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 80} = 21.49 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 7/8"$ @ 15

$$A_s^s_{min} = 0.002 \times 100 \times 90 = 18.00 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 7/8"$ @ 20

As de Repartición:

$$A_s = 0.002 \times 280 \times 90 = 50.40 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 7/8"$ @ 20

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$M = \frac{4.5\sqrt{210}}{2.22} = 29.37 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Capa Superior})$$

$$L_D = \frac{A_s t_y}{\varnothing ojd} = \frac{3.88 \times 2800}{0.85 \times 6.98 \times 70} = 26.15$$

$$L_D = 26.15 \text{ cm.}$$

CALCULO DE LA VIGA EN SENTIDO LONGITUDINAL:

Cálculo de q:

$$q = p \frac{f_y}{f_c} = 0.01 \times \frac{2800}{210} = 0.133$$

Valor de "C"

$$c = 1.18 q \frac{d}{K_t} \quad q = 0.133$$

$$c = 1.18 \times 0.133 \times \frac{200}{0.85} = 36.93 \text{ cm.} \quad d = 200 \text{ cm.}$$

$$36.93 < 90$$

Luego la viga trabaja como viga rectangular.

CALCULO DE AS:

$$L' = 6.55 \text{ m.}$$

$$M_u = \frac{1}{8} w l^2 = \frac{1}{8} \times 5.51 \times 280 \times (655)^2 = 82'737,477 \text{ Kg-cm/ml}$$

$$A_s = \frac{82'737,477}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 200} = 182.02 \text{ cm}^2$$

36 Ø 1"

El fierro se dispondrá por capas, cada capa físicamente puede tener como máximo 7 Ø 1", luego habría que poner 5 capas de 7 Ø 1". Con lo que "d" variaría, reajustando hallaremos la nueva Área de Acero.

$$d = 210 - 14.35 = 195,65 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{82'737,477}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 195.65} = 186.00 \text{ cm}^2$$

37 Ø 1"

5 capas de 7 Ø 1" y 1 de 2 Ø 1"

$$p = \frac{186}{10,500} = 0.0177 \quad c = 1.18 \times 0.0177 \times \frac{195.65}{0.85} \times \frac{2800}{210} = \\ = 64.70 \text{ cm} < 90 \text{ cm}$$

Luego trabaja como viga rectangular (verificación con la área de acero calculada)

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = 5.51 \times 280 \times \left(\frac{730}{2} - 195.65 - 37.5 \right) = 203,418 \text{ Kg.}$$

$$\frac{V_u}{A} = \frac{203,418}{50 \times 195.65} = 20.79 \text{ Kg/cm}^2 > 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

Se requiere estribos.

CALCULO DE V'u:

$$V'_u = (20.70 - 6.53) \times 195.65 \times 50 = 130,477.28 \text{ Kg.}$$

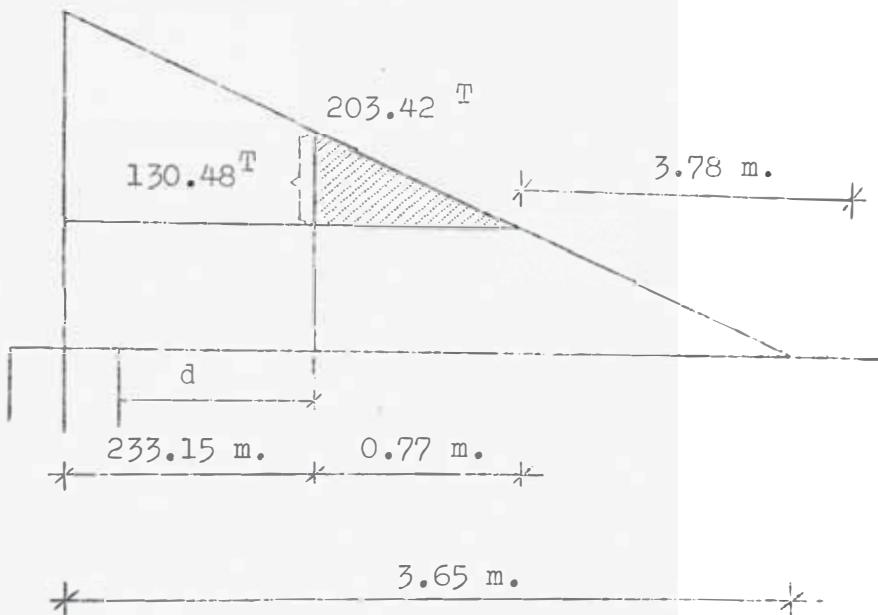
CALCULO DE A_v PARA ESTRIBOS:

$$A_v = \frac{V'_u S}{\phi f_y d} \quad S = \frac{A_v \phi f_y d}{V'_u}$$

con \emptyset 5/8"

$$S = \frac{3.96 \times 0.85 \times 2800 \times 195.65}{138,618.03} = 14.13 \text{ cm.}$$

$$S_{\max} = \frac{3.96}{0.0015 \times 50} = 52.8 \text{ cmnts}$$



Los estribos [] serán de 5/8"
1 @ 7.5 , 18 @ 15 , R @ 40

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$M_{\max} = \frac{6.4\sqrt{210}}{D} = \frac{6.4\sqrt{210}}{2.54} = 36.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = \frac{Vu}{\emptyset \sum ojd} = \frac{233,700}{0.85 \times 295.30 \times 171.19} = 5.43 \text{ Kg/cm}^2 \leq 36.52$$

VERIFICACION POR ANCLAJE:

$$L_D = \frac{A_{sty}}{u \sum o} = \frac{5.06 \times 2800}{36.52 \times 7.98} = 48.6$$

$$L_D = 49 \text{ cm.}$$

VERIFICACION DE LA VIGA COMO FARED DE LA CISTERNA:

Metrado de Cargas:

Empuje de Agua: $p = 1 \cdot 1 \times 1000 = 1100 \text{ Kg/m}^2$ (en la base)

Como carga uniforme repartida: $= \frac{1100}{2} = 550 \text{ Kg/m}^2$

Empuje de Tierras:

Características: Areo o grava gruesa de poca permeabilidad

Peso específico: $W = 1850 \text{ Kg/m}^3$

Ángulo de fricción interno: $\phi = 35^\circ$

$$p = \frac{1}{2} \operatorname{Cah} Wh (h + 2h')$$

$$\operatorname{Cah} = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \frac{1 - \operatorname{sen} 35^\circ}{1 + \operatorname{sen} 35^\circ} = 0.27$$

$$W = 1850 \text{ Kg/m}^3$$

$$h = 1.10 \text{ m.}$$

$$h' = \frac{C \cdot V}{W} = \frac{250}{1850} = 0.15 \text{ m.}$$

$$P = \frac{1}{2} \times 0.27 \times 1850 \times 1.10 (1.10 \times 2 \times 0.15) = 385 \text{ Kg/m}^2$$

Como carga uniforme repartida.

$$\frac{385}{1.10} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

DIFERENCIA DE EMEJES:

$$W = 550 - 350 = 200 \text{ Kg/m}^2 \text{ hacia afuera}$$

Luego: Tanque vacío: 350 Kg/m^2 hacia adentro

Tanque lleno: 200 Kg/m^2 hacia afuera

Calculo de Momentos:

Se armará segun la luz más corta: $= 1.10 (\text{L}')$

Consideraremos como un cantilever empotrado en la base.

Tanque vacio:

$$W_u = 1.5(350) = 525 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_u = \frac{1}{2} \times 525 \times 1.00 \times (1.10)^2 = 317.63 \text{ Kg-m/ml}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s = \frac{31763}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 40} = 3.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.002 \times 100 \times 50 = 10 \text{ cm}^2$$

Los estribos del alma de la viga absorven ampliamente esta flexión.

Tanque lleno:

Por ser menor la carga, este caso queda satisfecho por consiguiente los estribos del alma son suficientes. Finalmente vemos que el alma de la viga satisface como pared de la Cisterna.

PSA y PSB: Se armará según la luz chica = 1.10 (L')

Para Momentos Positivos: Consideraremos empotrada en la base y apoyada en la parte superior.

Tanque Vacio: $W_u = 525 \text{ Kg/m}^2$ (Cara interior)

$$M_u = \frac{1}{14} w l'^2 = \frac{1}{14} \times 525 \times 1.00(1.10)^2 = 45.38 \text{ Kg-m/ml}$$

CALCULO DE AS.-

$$A_s = \frac{4538}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 13} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4.00 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2"$ $\text{C} 25$

Tanque lleno: (Cara exterior)

Ya que el momento es menor requeriremos A_{sm} .

$\varnothing 1/2" \text{ } \textcircled{O} \text{ } 25$

PARA MOMENTOS NEGATIVOS: Consideraremos empotrado en la base y libre en el otro extremo (Cantilever)

Tanque Vacío:

$$W = 525 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{Cara interior})$$

$$M_u = \frac{1}{2} \times 525 \times 1.00(1.10)^2 = 317.63 \text{ Kg-m/m}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s = \frac{31763}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 40} = 3.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{sm} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2" \text{ } \textcircled{O} \text{ } 25$

AS POR TEMPERATURA:

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2" \text{ } \textcircled{O} \text{ } 25$

LOSA INFERIOR:

$$\text{Luces libres } 4.50 \times 6.80 \quad m = \frac{4.50}{6.80} = 0.66$$

Diseñaremos por el Método 3 del Código A.C.I.

$$e_{min} = \frac{2260}{180} = 12.56 \text{ cm.}$$

$$Aseminas \quad e = 20 \text{ cm.}$$

Metrado de Cargas:

$$\text{Peso Propio: } 0.10 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso Agua : } 1.10 \times 1000 = 1100 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Total } = 1580 \text{ Kg/m}^2$$

$$w_u = 1.5(1580) = 2370 \text{ Kg/m}^2$$

a) Mometos Positivos: (Caso 3)

$$M_A^{(+)} = 0.054 \times 2370 \times (4.5)^2 = 2590 \text{ Kg-n/n./.}$$

$$M_B^{(+)} = 0.014 \times 2370 \times (6.8)^2 = 1535 \text{ Kg-n/n./.}$$

b) Mometos Negativos: (Caso 2)

$$M_A^{(-)} = 0.077 \times 2370 \times (4.5)^2 = 3596 \text{ Kg-n/n./.}$$

$$M_B^{(-)} = 0.014 \times 2370 \times (6.8)^2 = 1535 \text{ Kg-n/n./.}$$

CORTANTE EN LOSA Y CARGA SOBRE APOYOS:

$$V_A = 0.85 \times 2370 \times \frac{4.5}{2} = 4532 \text{ Kg-n/ml.}$$

$$V_B = 0.15 \times 2370 \times \frac{6.8}{2} = 1208 \text{ Kg/ml.}$$

CALCULO DE AS:

a) $A_{S_A}^{(+)} = \frac{2590 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 11.5} = 9.90 \text{ cm}^2$

$\emptyset 5/8" @ 20$

$A_{S_A}^{(-)} = \frac{2370 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 11.5} = 9.06 \text{ cm}^2$

$\emptyset 5/8" @ 20$

b) $A_{S_B}^{(+)} = \frac{1535 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 11.5} = 5.87 \text{ cm}^2$

$\emptyset 1/2" @ 20 \text{ Usar: } \emptyset 5/8" 20$

$A_{S_B}^{(-)} = \frac{2370 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 11.5} = 9.06 \text{ cm}^2$

$\emptyset 5/8" @ 20$

$$A_s \text{ min} = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

VERIFICACION POR CORTE:

$$v_u = \frac{4532}{11.5 \times 100} = 3.94 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

CIMENTACION PARA PAREDES PSA Y PSB:

Se cimentará por medio de un zapata corrida.

Metrado de Cargas:

Por Losa Superior: = 2109 Kg/ml

Peso p. de Muro: $1.5(1.20 \times 0.20 \times 1.00) \times 2400 = 864 \text{ Kg/ml}$

Por Losa Inferior: = 1208 Kg/ml

Total = 4181 Kg/ml

$$w_u = 4181 \text{ Kg/ml}$$

$$P \cdot p_u = 720 \text{ Kg/ml}$$

Area de Sustentación:

$$A = \frac{4901 \times 4.5}{1.5 \times 4} = 3,675.75 \text{ cm}^2$$

Se dispondrá de 0.50×4.50 con un área de
 $22,500 \text{ cm}^2 \gg 3,675.75$ y una altura de 0.50 m.

CAPITULO V.-

CIMENTACION:

5.1 Zapatas:

La exentricidad máxima que se obtiene es menor de 4 cm. por consiguiente diseñaremos las zapatas cargadas concentricamente.

Dada la simetría de la estructura se diseñarán únicamente las zapatas:

Del Pórtico (1) - (1): la (D), (E) y (F)

Del Pórtico (2) - (2): la (C), (D) y (E)

Del Pórtico (3) - (3): la (D), en este pórtico la
(A) y (B) están diseñadas
conjuntamente con la Cisterna.

Para efecto del Diseño llamaremos a estas zapatas de la siguiente manera así:

ZD-1 significa Zapata situada en la intersección
de los ejes (D) - (D) y (1) - (1)

DATOS GENERALES:

Terreno con resistencia de 4 Kg/cm²

Columnas circulares de 75 cm. de diámetro.

Concreto $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Acero $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Lado del cuadro equivalente a la sección circular de
la Columna = 66.5 cm.

ZD1.-

$$P = 236 \text{ T} \quad F_u = 377 \text{ T}$$

$$P.p = 0.05 \times 236 = 11.80 \text{ T}$$

AREA DE ZAPATA:

$$A = \frac{247,800}{4.00} = 61,950 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asemimas } A_Z = 2.5 \times 2.5 = 6.25 \text{ m}^2$$

$$62,500 \rightarrow 61,950$$

PRESION NETA ULTIMA:

$$w_u = \frac{377,000}{62,500} = 6.03 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSION "d" por PUNZONAMIENTO:

$$v_c = 1.06 \varnothing \sqrt{f_c} = 1.06 \times 0.85 \sqrt{210} = 13.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{6.03 [62,500 - (66.5 + d)^2]}{4(66.5 + d)d} \leq 13.06$$

$$\text{con } d = 50$$

$$v_u = \frac{6.03 [62,500 - (66.5 + 50)^2]}{4(66.5 + 50)50} = 12.66 \text{ Kg/cm}^2$$

Asumimos $d = 50 \text{ cm.}$

$$h = 60 \text{ cm.}$$

DISEÑO POR FLEXION: Tomaremos una franja de 1 m.

Momento en cara de Columna

$$M_u = \frac{1}{2} wl^2 = \frac{1}{2} \times 6.03 \times 100 \times (91.75)^2 = 2'538,027 \text{ Kg-cm}$$

$$A_s = \frac{2'538,027}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 40} = 27.92 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 7/8" \text{ } Q 15$ (En las 2 direcciones)

$$A_{s\min} = 0.005 \times 100 \times 50 = 25 \text{ cm}^2$$

VERIFICACION POR CORTE: a la distancia d

$$v_u = \frac{6.03 \times 100 \times 41.75}{50 \times 100} = 5.04 \text{ Kg/cm}^2 \leq 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$M = \frac{64 \sqrt{210}}{D} = \frac{64 \sqrt{210}}{2.22} = 41.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_D = \frac{3.88 \times 2800}{41.78 \times 6.98} = 37.25$$

$$L_D = 37.25 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR APLASTAMIENTO:

$$\frac{A_{\text{Columna}}}{A_{\text{Zapata}}} = \frac{4417.86}{62,500} = 0.071 < \frac{1}{3}$$

Permissible:

$$f_{cu} = 1.9 \times 0.375 f_c^{\prime} = 1.9 \times 0.375 \times 210 = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c \text{ actuante} = \frac{377,000}{4417.86} = 85.30 \text{ Kg/cm}^2 < 150 \text{ Kg/cm}^2$$

LONGITUD DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNA:

ϕ de la Columna 1"

$$M = 3.4 \sqrt{f_c^{\prime}} = 3.4 \sqrt{210} = 49.28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_D = \frac{5.06 \times 2800}{49.28 \times 7.98} = 36.03 \text{ cm.}$$

$$L_D = 36.03 \text{ cm.}$$

VERIFICACION DE PESO PROPIO:

$$P_p = 6.25 \times 0.60 \times 2400 = 9.00^T < 11.80^T$$

ZE-1.-

$$P = 336^T \quad P_u = 50 \text{ l}^T$$

$$P_p = 0.05 \times 336 = 16.80^T$$

AREA DE ZAPATA:

$$A = \frac{352,800}{4.00} = 88,200 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumimos } A_Z = 300 \times 300 = 90,000 > 88,200$$

PRESION NETA ULTIMA:

$$w_u = \frac{501,000}{90,000} = 5.57 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSION "d" por PUNZONAMIENTO:

con d = 60 cmts.

$$v_u = \frac{5.57 [90,000 - (66.5 + 60)^2]}{4(66.5 + 60) \times 60} = 13.53 \text{ Kg/cm}^2 > 13.06 \text{ Kg/cm}^2$$

con d = 65 cmts

$$v_u = \frac{5.57 [90,000 - (66.5 + 65)^2]}{4(66.5 + 65) \times 60} = 12.83 \text{ Kg/cm}^2 < 13.06$$

Asumimos h = 75 cmts.

d = 65 cmts.

DISEÑO POR FLEXION: Tomaremos una franja de 1m.

Momento en cara de Columna.

$$M_u = \frac{1}{2} \times 5.57 \times 100 \times (116.75)^2 = 3'796,112.00$$

$$A_s = \frac{3'796,112}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 65} = 25.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 100 \times 65 = 32.5 \text{ cm}^2$$

Ø 1" @ 15 (En las 2 direcciones)

VERIFICACION POR CORTE a la distancia d

$$v_u = \frac{5.57 \times 100 \times 51.75}{65 \times 100} = 4.43 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$u = \frac{6.4\sqrt{210}}{2.54} = 36.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_D = \frac{5.06 \times 2800}{36.52 \times 7.98} = 48.60$$

$$L_D = 48.60 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR APLASTAMIENTO:

$$\frac{4417.86}{90,000} = 0.0496 < \frac{1}{3}$$

Permisible:

$$f_{cu} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ca} = \frac{501,000}{4417.86} = 113.4 \text{ Kg/cm}^2 < 150 \text{ Kg/cm}^2$$

LONGITUD DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS:

\varnothing de Columna 1"

$$u = 3.4\sqrt{210} = 49.28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_D = \frac{5.06 \times 2800}{49.28 \times 7.98} = 36.03 \text{ cm.}$$

$$L_D = 36.03 \text{ cm.}$$

VERIFICACION DE PESO PROPIO:

$$P \cdot p. = 9.00 \times 0.75 \times 2400 = 16,200 \text{ Kg} < 16,800 \text{ Kg.}$$

ZF-1:

$$P = 275 \text{ T} \quad P_u = 416 \text{ T}$$

$$P \cdot p = 0.05 \times 275 = 13.75 \text{ T}$$

AREA DE LA ZAPATA:

$$A = \frac{288,750}{4.00} = 72,188 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumimos } A_Z = 270 \times 270 = 72,900 \gg 72,188$$

PRESION NETA ULTIMA:

$$w_u = \frac{416,000}{72,188} = 5.76 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSION "d" POR FUNCIONAMIENTO:

con $d = 60 \text{ cm.}$

$$v_u = \frac{5.76[72,188 - (66.5 + 60)^2]}{4(66.5 + 60) \times 60} = 10.66 \text{ Kg/cm}^2 < 13.06 \text{ Kg/cm}^2$$

Asumimos:

$$h = 70 \text{ cmts.}$$

$$d = 60 \text{ cmts.}$$

DISEÑO POR FLEXION: Tomaremos una franja de 1 m.

Momento en cara de columna.

$$M_u = \frac{1}{2} \times 5.76 \times 100 \times (101.75)^2 = 2'981,682 \text{ Kg-cm}$$

$$A_s = \frac{2'981,682}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 60} = 21.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 100 \times 60 = 30.00 \text{ cm}^2$$

Ø 1" @ 15 (En las 2 direcciones)

VERIFICACION POR CORTE: A la distancia d

$$v_u = \frac{5.76 \times 100 \times 41.75}{60 \times 100} = 4.01 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$u = \frac{6.4\sqrt{210}}{2.54} = 36.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_D = \frac{506 \times 2800}{36.52 \times 7.98} = 48.60$$

$$L_D = 48.60 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR APLASTAMIENTO:

$$\frac{4417.86}{72,188} = 0.062 < \frac{1}{3}$$

Permisible:

$$f_{cu} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ca} = \frac{416,000}{4417.86} = 94.10 \text{ Kg/cm}^2 < 150 \text{ Kg/cm}^2$$

LONGITUD DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS:

\varnothing de columna 1"

por tener el \varnothing 1" de Columna igual al caso anterior:

$$L_D = 36.03 \text{ cm.}$$

VERIFICACION DE PESO PROPIO:

$$P_p = 72.188 \times 0.70 \times 2400 = 12.13 \text{ T} \quad 13.75 \text{ T}$$

ZC -2 .-

$$P = 363 \text{ T} \quad P_u = 602 \text{ T}$$

$$P_p = 0.06 \times 363 = 21.78 \text{ T}$$

AREA DE LA ZAPATA:

$$A = \frac{384,780}{4.00} = 96,195$$

$$\text{Asenirmo : } 320 \times 320 = 102,400 \rightarrow 96,196$$

PRESION NETA ULTIMA:

$$w_u = \frac{602,000}{102,400} = 5.88 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSION "d" por PUNZONAMIENTO:

con $d = 75 \text{ cm.}$

$$v_u = \frac{5.88 \times 102,400 - (66.5 + 75)^2}{4(66.5 + 75) \times 75} = 11.41 < 13.06$$

Asumimos: $h = 85 \text{ cm.}$

$d = 75 \text{ cm.}$

DISEÑO POR FLEXION: Tomaremos una franja de 1 m.

Momentos en cara de columna.

$$M_u = \frac{1}{2} \times 5.88 \times 100 \times (126.75)^2 = 4723,275 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{4723,275}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 75} = 27.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 100 \times 75 = 37.50 \text{ cm}^2.$$

$\varnothing 1" @ 15$ (En las 2 direcciones)

VERIFICACION POR CORTE: a la distancia d

$$v_u = \frac{5.88 \times 100 \times 51.75}{75 \times 100} = 4.06 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$u = \frac{6.4 \cdot 210}{2.54} = 36.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_D = \frac{5.06 \times 2800}{36.52 \times 7.98} = 48.60$$

$$L_D = 48.60 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR APLASTAMIENTO:

$$\frac{4417.86}{102,400} = 0.043 < \frac{1}{3}$$

Fermisible:

$$f_{cu} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = \frac{602,000}{4417.86} = 136 \text{ Kg/cm}^2 < 150 \text{ Kg/cm}^2$$

LONGITUD DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS:

\varnothing de Columna 1"

por tener el \varnothing 1" de Columna igual al caso anterior.

$$L_D = \underline{36.03 \text{ cm.}}$$

VERIFICACION DE PESO PROPIO:

$$P_{\cdot p.} = 10.24 \times 0.35 \times 2400 = 20.89^T < 21.78^T$$

ZD-2.-

$$P = 376^T \quad P_u = 676^T$$

$$P_{\cdot p} = 0.06 \times 376 = 22.56^T$$

AREA DE LA ZAPATA:

$$A = \frac{398,560}{4.00} = 99,640$$

$$\text{Asumimos: } A_z = 320 \times 320 = 102,400 > 99,640$$

PRESION NETA ULTIMA:

$$w_u = \frac{675,000}{102,400} = 6.59 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSION "d" por PUNZONAMIENTO:

con $d = 75 \text{ cm.}$

$$v_u = \frac{6.59[102,400 - (66.5 + 75)^2]}{4(66.5 + 75) \times 75} = 12.79 \text{ Kg/cm}^2 < 13.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Asumimos: } h = 85 \text{ cm.}$$

$$d = 75 \text{ cm.}$$

DISEÑO POR FLEXION: Tomaremos una franja de 1 m.

Momentos en cara de columna

$$M_u = \frac{1}{2} \times 6.59 \times 100 \times (126.75)^2 = 5'293,602 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{5'293,602}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 75} = 31.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 100 \times 75 = 37.50 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1"$ @ 15 (En las 2 direcciones)

VERIFICACION POR CORTE: A la distancia d.

$$v_u = \frac{6.59 \times 100 \times 51.75}{75 \times 100} = 4.55 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$u = \frac{6.4 \sqrt{210}}{2.54} = 36.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_D = \frac{5.06 \times 2800}{36.52 \times 7.98} = 48.60$$

$$L_D = 48.60 \text{ cm}$$

VERIFICACION POR APLASTAMIENTO:

$$\frac{4417.86}{102,400} = 0.043 < \frac{1}{3}$$

Permissible:

$$f_{cu} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ca} = \frac{675,000}{4417.86} = 152.78 \text{ Kg/cm}^2 > 150 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego se requiere pedestal.

$$A_{pedestal} = \frac{675,000}{150} = 4500 \text{ cm}^2 \text{ de concreto simple}$$

Pedestal de 77 cm. de diametro = 4656 \Rightarrow 4500

Altura de Pedestal:

$$h = \operatorname{tg} 60^\circ \times (77 - 75) = 1.73 \times 2 = 3.46 \text{ cm.}$$

Asumimos h = 4 cm.

LONGITUD DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNA:

\emptyset de Columna 1"

por tener el \emptyset 1" de columna igual al caso anterior

$$L_D = \underline{36.03 \text{ cm}}$$

VERIFICACION DE PESO PROPIO:

$$P_p = 10.24 \times 0.85 \times 2400 = 20.89^T < 21.78^T$$

ZE-2.-

$$P = 447^T \quad P_u = 716^T$$

$$P_p = 0.07 \times 447 = 31.29^T$$

AREA DE ZAPATA:

$$A = \frac{478,290}{4.00} = 119,573 \text{ cm}^2$$

$$\text{Asumimos: } A_z = 350 \times 350 = 122,500 \text{ cm}^2 > 119,537 \text{ cm}^2$$

PRESION NETA ULTIMA:

$$w_u = \frac{716,000}{122,500} = 5.85 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSION "d" por PUNZONAMIENTO:

$$\text{con } d = 80 \text{ cm.}$$

$$v_u = \frac{5.85 [122,500 - (66.5 + 80)^2]}{4(66.5 + 80) \times 80} = 12.62 \text{ Kg/cm}^2 < 13.06 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Asumimos: } h = 90 \text{ cm.}$$

$$d = 80 \text{ cm.}$$

DISEÑO POR FLEXION: Tomaremos una franja de 1 m.

Momentos en cara de Columna.

$$M_u = \frac{1}{2} \times 5.85 \times 100 \times (141.75)^2 = 5'877,221 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{5'877,221}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 80} = 32.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 100 \times 80 = 40.00 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1"$ @ 12.5 (En las 2 direcciones)

VERIFICACION POR CORTE: a la distancia d

$$v_u = \frac{5.85 \times 100 \times 61.75}{80 \times 100} = 4.52 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$u = \frac{6.4\sqrt{210}}{2.54} = 36.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_D = \frac{5.06 \times 2800}{36.52 \times 7.98} = 48.60$$

$$L_D = 48.60 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR APLASTAMIENTO:

$$\frac{4417.86}{122,500} = 0.036 < \frac{1}{3}$$

Permisible: $f_{cu} = 150 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_{ca} = \frac{716,000}{4417.86} = 162.00 \text{ Kg/cm}^2 > 150 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego se requiere pedestal

$$A_{pedestal} = \frac{716,000}{150} = 4,773.30 \text{ cm}^2$$

Asumimos: pedestal de 80 cm. de diámetro = $5027 \text{ cm}^2 > 4773 \text{ cm}^2$

Altura de pedestal:

$$h = \operatorname{tg} 60^\circ \times (80 - 75) = 8.65 \text{ cm.}$$

Asumimos $h = 10 \text{ cm.}$

LONGITUD DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS:

\varnothing de Columna 1"

Por tener el Ø 1" de columna igual al caso anterior

$$L_D = \underline{36.03} \text{ cm.}$$

VERIFICACION DE PESO PROPIO:

$$P_p = 12.5 \times 0.90 \times 2400 = 27.00^T < 31.29^T$$

ZD-3.-

$$P = 487^T \quad P_u = 797^T$$

$$P_p = 0.07 \times 487 = 34.09^T$$

AREA DE LA ZAPATA:

$$A = \frac{521,090}{4.00} = 130,272 \text{ cm}^2$$

Asumimos: $A_Z = 365 \times 365 = 133,225 \text{ cm}^2 > 130,272 \text{ cm}^2$

PRESION NETA ULTIMA:

$$w_u = \frac{797,000}{133,225} = 5.98 \text{ Kg/cm}^2$$

DIMENSION "d" por PUNZONAMIENTO:

con $d = 90 \text{ cm.}$

$$v_u = 5.98 \times 133,225 - (66.5 + 90)^2 = 11.54 \text{ Kg/cm}^2 < 13.06 \text{ Kg/cm}^2$$

Asumimos: $h = 100 \text{ cm.}$

$d = 90 \text{ cm.}$

DISEÑO POR FLEXION: Tomaremos una franja de 1 m.

Momentos en cara de Columna:

$$M_U = \frac{1}{2} \times 5.98 \times 100 \times (149.25)^2 = 6'660,393 \text{ Kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{6'660,393}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 90} = 32.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.005 \times 100 \times 90 = 45 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1"$ @ 10 (En las 2 direcciones)

VERIFICACION POR CORTE: a la cistancia d

$$v_u = \frac{5.98 \times 100 \times 50.25}{90 \times 100} = 3.39 \text{ Kg/cm}^2 < 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$u = \frac{6.4\sqrt{210}}{2.54} = 36.52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L_D = \frac{5.06 \times 2800}{36.52 \times 7.98} = 48.60$$

$$L_D = \underline{48.60 \text{ cm.}}$$

VERIFICACION POR APLASTAMIENTO:

$$\frac{4417.86}{130,272} = 0.034 < \frac{1}{3}$$

Permisible:

$$f_{cu} = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{ca} = \frac{797,000}{4417.86} = 180.4 \text{ Kg/cm}^2 > 150 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego se requiere pedestal

$$A_{pedestal} = \frac{797,000}{150} = 5313 \text{ cm}^2$$

Asumimos: Pedestal de 85 cm de diámetro = $5674 \text{ cm}^2 > 5313 \text{ cm}^2$

Altura de Pedestal:

$$h = \operatorname{tg} 60^\circ \times (85 - 75) = 17.3 \text{ cm}$$

Asumimos $h = 20 \text{ cm.}$

LONGITUD DE ANCLAJE DE FIERRO DE COLUMNAS:

\varnothing de Columna 1"

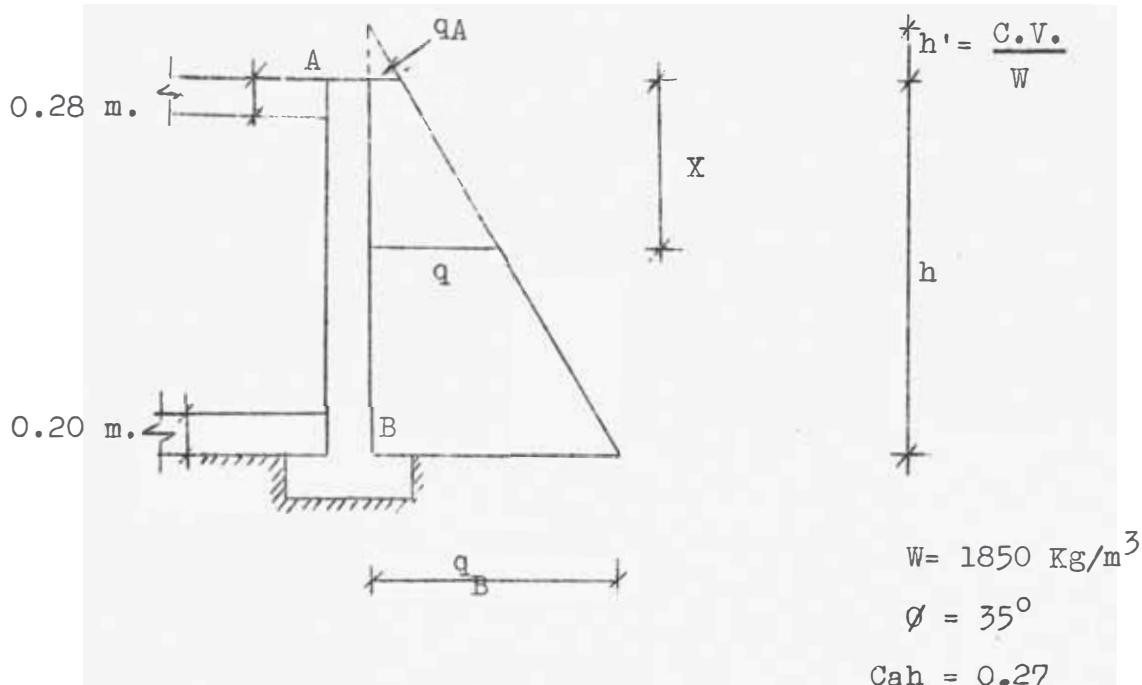
por tener el $\varnothing 1"$ de Columna igual al caso anterior

$$L_D = 36.03 \text{ cm.}$$

VERIFICACION DE PESO PROPIO:

$$P \cdot p = 13.32 \times 1.00 \times 2400 = 31.97^T < 34.09^T$$

5.2.- MURO DE SOTANO: Tomando un metro lineal de muro



$$h = 3.20 \text{ m.}$$

$$h' = \frac{C \cdot V}{W} = \frac{500}{1850} = 0.30 \text{ m.}$$

Consideraremos el muro apoyado en la losa superior e inferior.

CALCULO de q_A y q_B :

$$q_B = 0.27 \times 1850 \times (3.20 + 0.30) = 1748 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_A = 0.27 \times 1850 \times 0.30 = 149.9 \text{ Kg/m}^2$$

Calculo de Reacciones:

$$H_A = \frac{q_A h}{2} + \frac{(q_B - q_A)h}{2} \times \frac{1}{3} = \frac{149.9 \times 3.2}{2} + \frac{1598 \times 3.2}{2} \times \frac{1}{3}$$

$$H_A = 1092 \text{ Kg.}$$

- 330 -

$$H_B = \frac{qAh}{2} + \frac{2}{3} \times \frac{(q_B - q_A)h}{2} = \frac{149.9 \times 3.2}{2} + \frac{1598 \times 3.2}{2} \times \frac{2}{3}$$

$$H_B = 1945 \text{ Kg.}$$

Momento Máximo: $V = 0$ a la distancia X de A

$$V = H_A - q_A X - \frac{q_B - q_A}{h} \times \frac{X}{2} = 0$$

$$1092 - 149.9X - \frac{1598}{3.2} \times \frac{X^2}{2} = 0$$

$$X = 2.62 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = H_A X - q_A \frac{X^2}{2} - \frac{(q_B - q_A)X^2}{2h} \times \frac{X}{3}$$

$$M_{\max} = 1092 \times 2.62 - 149.9 \frac{(2.62)^2}{2} - \frac{1598 \times (2.62)^3}{2 \times 3.2 \times 3}$$

$$M_{\max} = 851 \text{ Kg-m.}$$

Momento de Rotura:

$$M_u = 2 (M_{\max}) = 1602 \text{ Kg-m.}$$

DIMENSIONAMIENTO:

para $p = 0.01$

$$q = 0.01 \times \frac{2800}{210} = 0.133$$

$$100 \times 1602 = 0.9 \times 210 \times 100 \times d^2 \times 0.133 (1 - 0.59 \times 0.133)$$

$$d^2 = \frac{160,200}{2316}$$

$$d = 8.2 \text{ cm.}$$

Segun A.C.I

$$e_{\min} = \frac{h}{25} = \frac{32}{25} = 12.8 \text{ cm.}$$

e_{\min} para Zétnano no menor de 20 cmts.

Asemimás $c = 20 \text{ cmts.}$

CALCULO DE AS:

Vertical:

$$A_s = \frac{1602 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 15} = 4.70 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2"$ C) 25

$$A_{s\min} \text{ como Muro} = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} \text{ como Losa} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2"$ C) 25

Horinztontal:

$$A_{s\min} \text{ como Muro} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} \text{ como Losa} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$\varnothing 1/2"$ C) 25

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = \varnothing^v c bd = 0.85 \times 6.53 \times 100 \times 15 = 8,326 \text{ Kg.}$$

$$H_{max} = H_B = 1945$$

$$H_u = 2 \times 1945 = 3890 \text{ Kg.} < 8326 \text{ Kg.}$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$u = 73.04 \text{ usar } M = 56$$

$$V_u = u ojd \varnothing = 56 \times 19.95 \times 0.87 \times 15 \times 0.85$$

$$V_u = 12,470 \text{ Kg.} > 3890 \text{ Kg.}$$

LONGITUD DE ANCLAJE:

$$L_D = \frac{6.34 \times 2800}{56 \times 19.95} = 15.89 \text{ cm.}$$

$$L_D = \underline{16 \text{ cmts.}}$$

CIMENTACION DEL MURO:

Carga por metro lineal de Zapata.

Peso del Muro : $3.20 \times 0.20 \times 2400 = 1536 \text{ Kg/ml}$

Peso propio de Zapata: $0.05 \times 1536 = \underline{\underline{768 \text{ Kg/ml}}}$

$$P = 2304 \text{ Kg/ml}$$

Ancho Necesario:

$$b = \frac{P}{100 \times 4} = \frac{2304}{400} = 5.76 \text{ cm.}$$

Asumimos $b = 50 \text{ cmts.}$

PRESION NETA:

$$w = \frac{2304}{100 \times 50} = 0.46 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento en Cara de Muro:

$$M = \frac{w l^2}{2} = 0.46 \times 100 \times \frac{(15)^2}{2} = 5175 \text{ Kg-cm.}$$

Dado que el momento es tan pequeño no necesitaremos armadura.

Usaremos $h = 50 \text{ cm.}$

CAPITULO VI.-

ESCALERAS:

E-1.- $w_u = 1935 \text{ Kg/ml}$ (Ver metrado en su capítulo correspondiente).

VERIFICACION DE LA ALTURA POR FLEXION:

Tomaremos una franja de 1 metro.

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f_c x q(1 - 0.59q)}}$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c} = 0.01 \times \frac{2800}{210} = 0.133$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{0.9 \times 100 \times 210 \times 0.133(1 - 0.59 \times 0.133)}} = \sqrt{\frac{Mu}{2317.6}} \\ M_{\max}^{(+)} = \frac{1}{10} Wl^2 = \frac{1}{10} \times 1935 \times (4.55)^2 = 4005.93 \text{ Kg-m} \\ d = \sqrt{\frac{4005.93}{2317.6}} = 13.12 \text{ cm.}$$

$$h = 13.12 + 3 = 16.12 < 30 \text{ adaptado.}$$

Momentos:

$$\text{Momentos Negativos: } \frac{1}{16} Wl^2 = \frac{1}{16} \times 1935 \times (4.55)^2 = 2403.71 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momentos Positivos: } \frac{1}{10} Wl^2 = \frac{1}{10} \times 1935 \times (4.55)^2 = 4005.93 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s^{(+)} = \frac{4005.93 \times 100}{0.9 \times 2800 \times (27 - 0.4)} = \text{(a 0.80 cmts)}$$

$$A_s^{(+)} = 5.98 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{5.98 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.94$$

$$A_s^{(+)} \text{ por Vigueta} = \frac{5.98}{2.5} = 2.39 \text{ cm}^2$$

2 Ø 1/2" por Vigueta.

$$A_s^{(-)} = \frac{2503.71 \times 100}{0.9 \times 2800 \times (27 - 1.5)} = 3.90 \quad (\text{a} = 3.00 \text{ cmts})$$

$$a = \frac{3.90 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10 \times 2.5} = 2.45$$

$$A_s^{(-)} \text{ por Vigueta} = \frac{2.45}{2.5} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0.005 \times 10 \times 27 = 1.35 \text{ cm}^2$$

1 Ø 1/2" + 1 Ø 3/8" por vigueta

AS DE REFARTICION:

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$\emptyset 1/2"$ $\otimes 20$

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = \frac{1}{2} W_l = \frac{1}{2} \times 1935 \times 4.55 = 4982.63 \text{ Kg.}$$

$$\frac{V_u}{10 \times 27 \times 2.5} = 7.38 \text{ Kg/cm}^2 > 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

Se requiere ensanche.

LONGITUD DE ENSANCHE: "X"

$$V_{u\text{ permisible}} = 6.53 \times 10 \times 27 = 1763 \text{ Kg.}$$

$$V_{u\text{ por metro}} = 2.5 \times 1763 = 4408 \text{ Kg.}$$

$$x = \frac{V_u - V_{u\text{ permisible}}}{W_u} = \frac{4982.63 - 4408}{1935} = 0.296$$

$$x = 0.30 \text{ m.}$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$\sum o_u = 1 \emptyset 1/2" + 1 \emptyset 3/8" = 6.96 \text{ cm.}$$

$$\text{Permitido } \sum o_u = 0.000604 \times \left(\frac{0.95 + 1.27}{2}\right) \times \frac{4982}{2.5} = 1.37 < 6.96$$

VERIFICACION POR ANCLAJE:

$$L_{Du} = 30.19 \times \frac{A_s D}{\sum o_u} = 30.19 \times 0.4032 = 12.17$$

$$L_D = 12.17 \text{ cm.}$$

E - 2.- $W_u = 1989 \text{ Kg/ml}$

VERIFICACION DE LA ALTURA POR FLEXION:

del caso anterior:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{2317.6}}$$

$$M_{\max}^{(+)} = \frac{1}{10} \times 1089 \times (7.00)^2 = 9746 \text{ Kg-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{974.600}{2317.6}} = 20.05 \text{ cm.}$$

$$h = 20.05 + 3 = 23.05 \text{ cm.} < 30 \text{ cm} \leftarrow \text{adoptado}$$

Momentos:

$$\text{Momentos Negativos: } \frac{1}{16} wl^2 = \frac{1}{16} \times 1989 \times (7.00)^2 = 6091 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momentos Positivos: } \frac{1}{10} wl^2 = \frac{1}{10} \times 1989 \times (7.00)^2 = 9746 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s^{(+)} = \frac{9746 \times 100}{0.9 \times 2800 \times (27 - 2)} = 15.47 \quad (a = 4.00 \text{ cmts})$$

$$a = \frac{15.47 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 100} = 2.43$$

$$A_s^{(+)} = \frac{9746 \times 100}{0.9 \times 2800 \times (27 - 1.25)} = 14.82 \quad (a = 2.50 \text{ cmts})$$

$$A_s^{(+)} \text{ por Vigueta} = \frac{14.82}{2.5} = 5.93 \text{ cm}^2$$

2 Ø 3/4" por Vigueta

$$A_s^{(-)} = \frac{6091 \times 100}{0.9 \times 2800 \times (27 - 10)} = 9.30 \quad (a = 2.00 \text{ cmts})$$

$$a = \frac{9.30 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10 \times 2.5} = 5.84$$

$$A_s^{(-)} = \frac{6091 \times 100}{0.9 \times 2800(27 - 2.9)} = 10.03 \quad (a = 5.80 \text{ cmts})$$

$$A_s^{(-)} \text{ por Vigueta} = \frac{10.03}{2.5} = 4.01$$

1 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8" por Vigueta

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = \frac{1}{2} \times 1989 \times 7 = 6962 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{6962}{10 \times 27 \times 2.5} = 10.31 \text{ Kg/cm}^2 > 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

Se requiere ensanche

LONGITUD DE ENSANCHE: "X"

$$V_{u \text{ permisible}} = 4408 \text{ Kg/ml}$$

$$x = \frac{V_u - V_{u \text{ permisible}}}{W_u} = \frac{6962 - 4408}{1989} = 1.28$$

$$X = 1.28 \text{ m.}$$

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$\sum o_u = 1 \varnothing 3/4" + 1 \varnothing 5/8" = 10.27 \text{ cm.}$$

$$\text{Permissible } o_u = 0.000604 \left(\frac{1.59 + 1.91}{2} \right) \frac{6962}{2.5} = 2.9 \text{ cm} < 10.27 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR ANCLAJE:

$$L_{Du} = 30.19 \times \frac{AsD}{\sum o_u} = 30.19 \times 0.71 = 21.43$$

$$L_D = 21.43 \text{ cm.}$$

$$E - 3.- \quad W_u = 1920 \text{ Kg/ml}$$

VERIFICACION DE LA ALTURA POR FLEXION:

Una franja de 1 m.

Del caso anterior:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{2317.6}}$$

$$M_{\max}^{(+)} = \frac{1}{10} \times 1920 \times (7.00)^2 = 9408 \text{ Kg-m}$$

$$d = \sqrt{\frac{940800}{2317.6}} = 19.93$$

$$h = 19.93 + 3 = 22.93 \text{ cm. } \approx 30 \text{ cm adoptado}$$

Momentos:

$$\text{Momentos Negativos: } \frac{1}{16} Wl^2 = \frac{1}{16} \times 1920 \times (7.00)^2 = 5880 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momentos Positivos: } \frac{1}{10} Wl^2 = \frac{1}{10} \times 1920 \times (7.00)^2 = 9408 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s^{(+)} = \frac{9408 \times 100}{0.9 \times 2800 \times (27 - 1.2)} = 14.47 \quad (a = 2.40 \text{ cmts})$$

$$a = \frac{14.47 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 100} = 2.27$$

$$A_s^{(+)} \text{ por Vigueta} = \frac{14.47}{2.5} = 5.78 \text{ cm}^2$$

2 Ø 3/4" por Vigueta.

$$A_s^{(-)} = \frac{5880 \times 100}{0.9 \times 2800 \times (27 - 2.9)} = 9.68 \quad (a = 5.80 \text{ cmts})$$

$$a = \frac{9.68 \times 2800}{0.85 \times 210 \times 10 \times 2.5} = 6.07$$

$$A_s^{(-)} \text{ por Vigueta} = \frac{6.07}{2.5} = 2.43$$

1 Ø 3/4" por Vigueta

AS DE REPARTICION:

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 33 = 6.6 \text{ cm}^2$$

Ø 1/2" @ 20

VERIFICACION POR CORTE:

$$V_u = \frac{1}{2} \times 1920 \times 7 = 6720 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{6720}{10 \times 27 \times 2.5} = 9.95 \text{ Kg/cm}^2 \quad 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

Se requiere ensanche

LONGITUD DE ENSANCHE: "x"

$$V_u \text{ permisible} = 4408 \text{ Kg/ml}$$

$$x = \frac{V_u - V_u \text{ permisible}}{W_u} = \frac{6720 - 4408}{1920} = 1.20$$

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

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$\sum_{ou} = 1 \varnothing 3/4" = 5.99 \text{ cm.}$$

$$\text{Permissible } \sum_{ou} = 0.000604 \times 1.91 \times \frac{6720}{2.5} = 3.10 \text{ cm} < 5.99 \text{ cm.}$$

VERIFICACION POR ANCLAJE:

$$L_{Du} = 30.19 \times \frac{ASD}{ou} = 30.19 \times \frac{2.85 \times 1.91}{5.99} = 27.47$$

$$L_{Du} = 27.47 \text{ cm.}$$

VIGA DE APOYO EN EL DESCANSO PARA LA E-2 y E-3.-

Empotrado en un estremo y simplemente apoyada en el otro(pilar).

Dimensiones: 0.30 x 0.30 L = 2.90 m.

L' = 2.45 m.

Metrado:

Reacción por Escalera: (última) = 8562.65 Kg/ml.

Peso Propio: 1.5(0.30 x 0.30 x 2400) = 324.00 Kg/ml.

W_u = 8,886.65 Kg/ml.

Momentos:

$$\text{Negativos: } \frac{1}{8} Wl^2 = \frac{1}{8} \times 8886.65 \times (2.45)^2 = 6664.98 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Positivos: } \frac{9}{218} Wl^2 = \frac{9}{128} \times 8886.65 \times (2.45)^2 = 3749.05 \text{ Kg-m}$$

CALCULO DE AS:

$$A_s^{(-)} = \frac{6664.98 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 25} = 11.74 \text{ cm}^2$$

$3 \varnothing 7/8"$

$$A_s^{\min} = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{(+)} = \frac{3749.05 \times 100}{0.9 \times 2800 \times 0.9 \times 25} = 6.59 \text{ cm}^2$$

$2 \varnothing 7/8"$

VERIFICACION POR CORTE: a "d"

$$V_u = 8886.65 \times 2.25 \times \frac{5}{8} = 12,496.85 \text{ Kg.}$$

$$v_u = \frac{12,496.85}{30 \times 25} = 16.66 \text{ Kg/cm}^2 > 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego requiere estribos.

$$V'_u = (16.66 - 6.53) \times 30 \times 25 = 7597.50 \text{ Kg.}$$

CALCULO "A_V" Y "S":

Con \varnothing de $1/2"$

$$S = \frac{A_v \varnothing f_y d}{V'_u} = \frac{2.53 \times 0.85 \times 2800 \times 25}{7597.50} = 19.80$$

$$S = 19.80 \text{ cm.}$$

$$S_{\max} = d/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm.}$$

Con \varnothing de $3/8"$

- 341 -

$$S = \frac{1.42 \times 0.85 \times 2800 \times 25}{7597.50} = 11.11 \text{ cm.}$$

Usar Estriplos de $\emptyset 3/8"$ @ 10 a 10 largo de toda la viga.

VERIFICACION POR ADHERENCIA:

$$\text{Permissible } V_u = M \emptyset \Sigma o_{jd} = \frac{6.4\sqrt{210}}{2.22} \times 0.85 \times 20.95 \times 0.85 \times 25 =$$

$$V_u = 16,365 \text{ Kg.} > 12,496.$$

VERIFICACION POR ANCLAJE:

$$L_D = \frac{A_s t_y}{M_o} = \frac{3.88 \times 2800}{41.78 \times 6.98} = 37.25$$

$$L_D = 37.25 \text{ cm.}$$

TERCERA PARTE

CAPITULO I.

PRESUPUESTO:

1.1.- METRADO:

El metrado se hará en base de relaciones de Acero/Area y Acero/Volumen de concreto de los elementos estructurales del Edificio Calculado. Para esto tomaremos en el cálculo de acero porcentajes de desperdicios, (De datos prácticos) los cuales son:

$\emptyset \quad 1/4"$ = 3 %

$3/8"$ = 3

$1/2"$ = 4

$5/8"$ = 5

$3/4"$ = 6

$7/8"$ = 7

1" = 8

Las relaciones son:

a) Acero/Area:

Losas Aligeradas	Acero / Area	Kg/m ²
De 28 cm. Flat Slab	$204,147.57/12,232 =$	16.69
De 30 cm. Aligerado en un Sentido	$10,768.65/ 1,760 =$	6.12

b) Acero/Concreto:

Descripcion	Acero / Concreto	Kg/m ³
Losas *	$2,663.34/ 32.67 =$	81.52
Vigas	$14,325.29/107.49 =$	133.27
Columnas	$61,402.39/391.19 =$	156.96
Escaleras	$7,169.55/152.73 =$	66.70
Ascensor	$7,376.70/161.27 =$	45.74
Zapatas	$22,301.41/455.44 =$	48.97
Muro de Sótano	$3,377.44/ 83.84 =$	40.28

* Estas losas constituye las estructuras del TANQUE .

ELEVADO y CISTERNA

PARTIDA DESCRIPCION	METRA DO U	CANTIDAD	UNITARIO	COSTO PARCIAL	TOTAL
<u>CONCRETO: fc = 210 Kg/cm²</u>					
- Cemento	Saco	7.90	33.90	267.81	
- Arena	m ³	0.29	40.00	11.80	
- Piedra	m ³	0.40	90.00	36.00	<u>315.61</u>
<u>FLAT - SLAB/m²</u>					
<u>De 28 cm.</u>					
- Concreto	m ³	0.19	315.61	59.98	
- Acero	Kg.	16.69	7.42	123.84	
- Alambre	Kg.	1.00	14.00	14.00	<u>197.82</u>
M. de O. - 38% mat.				75.17	
L.S. - 81.79% M. de O.				161.30	<u>434.79</u>
<u>ALIGUERADOS/m²</u>					
<u>De 30 cm.</u>					
- Concreto	m ³	0.11	315.61	34.73	
- Acero	Kg.	6.12	7.42	45.41	
- Ladrillo hueco de 25 x 30 x 25	pz	12.00	2.40	28.80	
- Alambre	Kg.	0.25	14.00	3.50	<u>112.44</u>
M. de O. - 38% mat.				42.73	
L.S. - 81.79% M. de O.				91.96	<u>247.13</u>
<u>LOSAS /m³</u>					
- Concreto	m ³	1.00	315.61	315.61	
- Acero	Kg.	81.52	7.42	604.88	
- Alambre	Kg.	3.00	14.00	42.00	<u>962.58</u>
M. de O. - 38% mat.				365.78	
L.S. - 81.79% M. de O.				787.29	<u>2,115.65</u>
<u>VIGAS/m³</u>					
- Concreto	m ³	1.00	315.61	315.61	
- Acero	Kg.	133.27	7.42	988.86	
- Alambre	Kg.	3.00	14.00	42.00	<u>1346.56</u>
M. de O. - 38% mat.				511.69	
L.S. - 81.79% M. de O.				1101.35	<u>2,959.60</u>

Nº	PARTIDA DESCRIPCION	METRADO		COSTO	
		U	CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL
5	<u>COLUMNAS /m³</u>				
	- Concreto	m ³	1.00	315.61	315.61
	- Acero	Kg.	156.96	7.42	1164.64
	- Alambre	Kg.	3.00	14.00	42.00
	M. de O. - 38% mat.				1522.25
	L.S. - 81.79% M. de O.				578.46
					1245.05
					<u>3,345.76</u>
7	<u>ESCALERAS /m³</u>				
	- Concreto	m ³	1.00	315.61	315.61
	- Acero	Kg.	66.70	7.42	494.91
	- Alambre	Kg.	3.00	14.00	42.00
	M. de O. - 38% mat.				852.61
	L.S. - 81.79% M. de O.				323.99
					697.35
					<u>1,873.95</u>
9	<u>ASCENSOR /m³</u>				
	- Concreto	m ³	1.00	315.61	315.61
	- Acero	Kg.	45.74	7.42	339.39
	- Alambre	Kg.	1.50	14.00	21.00
	M. de O. - 38% mat.				676.09
	L.S. - 81.79% M. de O.				256.91
					552.97
					<u>1,485.97</u>
10	<u>ZAPATAS /m³</u>				
	- Concreto	m ³	1.00	315.61	315.61
	- Acero	Kg.	48.97	7.42	363.36
	- Alambre	Kg.	1.50	14.00	21.00
	M. de O. - 38% mat.				700.06
	L.S. - 81.79% M. de O.				266.02
					572.58
					<u>1,538.66</u>
11	<u>MURO DE SOTANO /m³</u>				
	- Concreto	m ³	1.00	315.61	315.61
	- Acero	Kg.	40.28	7.42	298.88
	- Alambre	Kg.	1.50	14.00	21.00
	M. de O. - 38% mat.				635.58
	L.S. - 81.79% M. de O.				241.52
					519.84
					<u>1,396.94</u>

PARTIDA DESCRIPCION	METRADO		COSTO	
	U	CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL
<u>CONCRETO: $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$</u>				
- Cemento	Saco	7.05	33.90	329.00
- Arena	m³	0.34	40.00	13.60
- Piedra	m³	0.33	90.00	29.70
<u>ZAPATA CORRIDAS /m³</u>				
- Concreto	m³	1.00	282.30	282.30

7.2.- PRESUPUESTO:

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO - $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

PARTIDA DESCRIPCION	METRADO		COSTO	
	U CANTIDAD	UNITARIO	PARCIAL	TOTAL
<u>FLAT - SLAB:</u>	m² 2,232.00	434.7	5'318,351.28	
<u>ALIGERADOS:</u>	m² 1,760.00	247.13	434,948.80	
<u>LOSAS:</u>	m. 32.67	2,115.65	69,118.29	
<u>VIGAS:</u>	m. 107.49	2,959.60	318,127.40	
<u>COLUMNAS:</u>	m³ 391.19	3,345.7	1'308,828.03	
<u>ESCALERAS:</u>	m. 152.73	1,873.95	286,208.38	
<u>ASCENSOR:</u>	m³ 161.27	1,485.97	239,642.38	
<u>ZAPATAS:</u>	m³ 455.44	1,538.66	700,767.31	
<u>MURO DE SOTANO:</u>	m³ 83.84	1,396.94	117,119.45	
<u>ZAPATA CORRIDAS:</u> ($f_c=140 \text{ Kg/cm}^2$) m³	28.00	282.30	7,904.40	8'801,016.52
- Equipos, Desgaste de Herramientas y Encofrados.				
- Gastos Generales;				
- Dirección Técnica y Administrativa y				
- Honorarios Profesionales 10%				880 101.6
TOTAL GENERAL				9'681 118.17

Son: Nueve millones seiscientos ochentaun mil ciento
dieciocho 17/100 Soles Oro.

BIBLIOGRAFIA

- Proyecto de normas peruanas de
Diseño Antisísmico Julio Kuroiwa H.
- Reglamento A.C.I., para cons-
de concreto armado..... ACI 318-63
- Diseño Antisísmico, Método del
Dr. Kiyoshi Muto..... Ing. Roberto Montes G.
- Calculo Superior de Estructuras
de Acero..... John E. Lothers
- Design of Concrete Structures..... George Winter-L.C. Uruhart
C.E.O' Rourke-Arthur Nilson
- Reinforced Concrete Fundamentals.. Phil M. Ferguson
- Calculo de Porticos de varios
pisos..... Dr. Gaspar Kani
- Analisis de Estructuras Indeter-
minadas..... J. Sterling Kinney
- Foundations Of Structures..... Clarence N. Dunham
- Manual Of Standard Practice for
Detailing Concrete Structures..... ACI 315-57
- Continuous Frame Analysis of
Flat Slabs..... Dean Peabody
- Rational Analysis and Desing for
two-way Floor Slabs..... ACI. Journal 20 Dbre. 1948
- Theory of Elasticity..... Timoshenko and Goodier
- Advanced Reinforced Concrete..... Clarence W. Dunham
- Frame Analysis Applied To
Flat Slab Bridges..... Portland Cement Association
- Manual of Steel Construction..... AISC
- Reinforced Concrete Designer's
Hanbook..... Chas E. Reynolds

- Notas sobre el comportamiento
del concreto (4)..... Roger Diaz de Cossío
- Folleto de la Grid System..... Grid Flat Slab Corporation
Boston 1962.

I N D I C E

	Pág.
GENERALIDADES	1
PRIMERA PARTE	
ANALISIS ESTRUCTURAL	
A.- ANALISIS PARA CARGAS HORIZONTALES	
CAPITULO I. METRADO DE CARGAS	7
CAPITULO II. CALCULO DE LA CORTANTE TOTAL POR NIVELES	18
CAPITULO III. DETERMINACION DE LOS VALORES "D" DE COLUMNAS	22
CAPITULO IV. VALOR "D" DE LAS PLACAS	64
CAPITULO V. DETERMINACION DE LOS CENTROS DE MASA Y DE RIGIDEZ	114
CAPITULO VI. CORRECCION EN LA CORTANTE POR TORSION	130
CAPITULO VII. MOMENTO DE FLEXION EN COLUMNAS..	155
CAPITULO VIII. MOMENTO EN VIGAS Y FUERZA AXIAL EN COLUMNAS	169
CAPITULO IX. VERIFICACION DE LA ESTRUCTURA POR MOMENTO DE VOLTEO.....	191
B.- ANALISIS PARA CARGAS VERTICALES	
CAPITULO I. ORGANIZACION ESTRUCTURAL Y METRA DO DE CARGAS	194
CAPITULO II. CALCULO DE MOMENTOS EN VIGAS Y COLUMNAS	223

SEGUNDA PARTE

DISEÑO

CAPITULO	I. DISEÑO DE LOSAS.....	236
CAPITULO	II. DISEÑO DE COLUMNAS	281
CAPITULO	III. ASCENSOR Y PLACAS	283
CAPITULO	IV. TANQUE Y CISTERNA	296
CAPITULO	V. CIMENTACION	314
CAPITULO	VI. ESCALERAS	333

TERCERA PARTE

PRESUPUESTO	342
-------------	-------	-----

