U N I C O 4913

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

Solución de la Superestructura de la Estación Colegio Militar del Sistema de Transporte Colectivo "Metro" con Losa Reticular y Comparación Economica con la Solucion de Losa y Trabes

TESIS

Que para obtener el titulo de

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

JORGE TELLEZ SERRANO

MEXICO, D. F. 1971

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

UNICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

Solución de la Superestructura de la Estación Colegio Militar del Sistema de Transporte Colectivo "Metro" con Losa Reticular y Comparación Economica con la Solucion de Losa y Trabes

TESIS PROFESIONAL

JORGE TELLEZ SERRANO

MEXICO, D. F. 1971

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE
Exámenes Pr
Núm. 40-84
Exp. Núm. -

Al Pasante señor Jorge TELLEZ SERRANO.
P r e s e n t e.

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el Tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Carlos Ramos Aguilar, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

SOLUCION DE LA SUPERESTRUCTURA DE LA ESTACION COLEGIO MILITAR DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO "METRO" con "LOSA RETICULAR" y COMPARACION ECONOMICA CON LA SOLUCION DE LOSA Y TRABES.

I. Análisis de Cargas.
II. Análisis por Carga Permanente.
III. Análisis por Sismo.
IV. Diseño de Nervaduras.
V. Diseño de Columnas.
VI. Cubicación de Materiales.
VII. Conclusiones.

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. a 9 de Febrero 1971.

EL DIRECTOR

Dr. Juan Casillas G. de L.

JCGL'GPL'mrg.

A MIS QUERIDOS PADRES:

SR. DOMINGO TELLEZ UVILLA
SRA. NATALIA SERRANO DE TELLEZ

A MIS HERMANOS.

A MARILU q.e.p.d.

A MIS FAMILIARES, MAESTROS,
COMPAÑEROS y AMIGOS .

A LA FACULTAD DE INGENIERIA

AL SR. PROF. ING.
CARLOS RAMOS AGUILAR.

TESIS PROFESIONAL

En el Proyecto, Cálculo y Diseño de una Estructura, intervienen diversos factores que tienen como finalidad dar a ésta, facilidad de construcción, economía, estética, funcionalidad, combinandolos a todos ellos con la estabilidad y durabilidad.

El objeto de la presente "Tesis", es establecer un "Analisis Económico Comparativo" en una Estructura, mediante dos soluciones estructurales diferentes.

La estructura escogida es "La Estación Colegio Militar" del Sistema de Transporte Colectivo "Metro", y el enfoque de la Comparación es en la Superestructura.

La solución dada a la Superestructura fué un Sistema de Trabes y Losa; Y la Solución propuesta para establecer la comparación es un Sistema de Losa Reticular.

Para el desarrollo de esta segunda solución y la comparación económica, se consideraron los siguientes puntos:

DESCRIPCION.

I.- ANALISIS DE CARGA EN LA ESTRUCTURA.

1.- Planta Tipo.

2.- Nivel Intermedio y Escaleras.

3.- Azotea.

4.- Caseta de Elevadores.

II.- ANALISIS POR CARGA PERMANENTE DE LA ESTRUCTURA.

1.- Planta Tipo.

2.- Nivel Intermedio y Escaleras.

3.- Azotea.

III.- ANALISIS POR EFECTO DE SISMO DE LA ESTRUCTURA.

1.- Centro de Cargas.

2.- Calculo de las Fuerzas Sísmicas. (Método Estático.

3.- Cálculo de las Rigideces de Entrepiso en los Marcos.

4.- Cálculo de las Fuerzas Sísmicas aplicadas en los Marcos debido a su Rigidéź y al efecto de Torsión.

5.- Cálculo de los Elementos Mecánicos en los Marcos.

IV.- DISEÑO DE NERVADURAS.

V.- DISEÑO DE COLUMNAS.

VI.- CUBICACION DE MATERIALES.

1.- Primera Solución. (Sistema de Trabes y Losa)

2.- Segunda Solución. (Sistema de Losa Reticular)

VII.- CONCLUSIONES.

DESCRIPCION.

La Estación Colegio Militar, clasificada como de paso tipo (b) por el METRO, está ubicada en la Calzada Mexico Tacuba y la Calle de Carrillo Puerto.

El tipo de clasificación (b) corresponde a aquellas estaciones en que la zona de accesos (vestíbulo y circulaciones) se construye en solución subterranea, o bien cuando los vestíbulos y controles se alojan en predio lateral y se desciende de ellos a circulaciones subterraneas que comunican con el anden. El cambio de anden se logra mediante un paso inferior para peatones bajo el cajón del Metro, requiriendose entonces escaleras mecánicas de ascenso para comodidad del usuario.

Como todas las estaciones que tienen acceso subterraneo, la cimentación es del tipo "Compensada", y el objeto de esta Estructura, es dar peso a esta zona de la Estación de tal forma que se obtenga una carga uniforme en la cimentación.

La Estructura consta de tres crujias en ambas direcciones. En una que llamaré "X", los claros entre ejes de columnas son de 4.80, 10.80, y 4.80 mts., y en el sentido "Y" los tres claros son de 8.00 mts. cada uno. (Ver Plano No. 1).

Los entrepisos se han propuesto de 50 y 45 cm.

incluyendo 5 cm. para la terminación del acabado del piso.

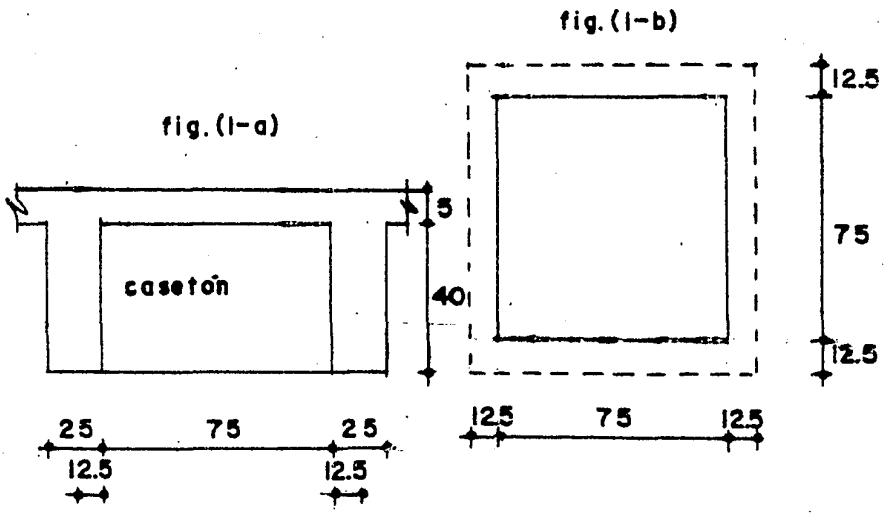
En los niveles 1, 2, 3, el peralte total de nervaduras considerado es de 45 cm. y en los niveles 4, 5, y azotea el peralte total considerado es de 40 cm.

Estos peraltes fueron calculados previamente mediante el analisis de uno de los marcos, y la aplicación al mismo, del sismo utilizado en el analisis del Sistema de Trabes y Losa. Estos peraltes dan una idea de los resultados a que se habrá de llegar, y permitirá que las variaciones en el diseño de nervaduras sean mínimas.

I.- ANALISIS DE CARGAS EN LA ESTRUCTURA.

Para el analisis de las cargas actuando en la estructura, el camino a seguir fué:

Se supone un metro cuadrado de losa reticular, con un casetón de 75 x 75 x 40, con 5 cm. de recubrimiento de concreto, como se muestra en las figuras (1).



Llamaré:

$A_1 = (1.00 + 0.75) \times 2 \times 0.125 = 0.4375\ m^2$

el área de las nervaduras.

$V_1 = 0.4375 \times 0.45 = 0.197\ m^3$

el volumen de las mismas, el peso será entonces:

$P_1 = 0.197 \times 2.4 = 0.473$ Ton.

El área, el volumen y el peso del casetón serán

respectivamente:

$A_2 = 0.75 \times 0.75 = 0.5625\ m^2$

$V_2 = 0.5625 \times 0.40 = 0.225\ m^3$

$P_2 = 0.225 \times 0.5 = 0.1125$ Ton.

Y el peso del recubrimiento del casetón será:

$P_3 = 0.5625 \times 0.05 \times 2.4 = 0.0675$ Ton.

La suma, corresponde a un metro cuadrado de losa reticular con peralte de 45 cm.

$W = 0.653\ Ton/m^2$.

Y para un peralte de 40 cm.

$W = 0.586\ Ton/m^2$

1.- Planta Tipo.

Se tendrán entonces las siguientes cargas para un peralte de 45 cm.

Retícula		0.653	Ton/m^2
Loseta		0.010	"
Falso Plafond		0.030	"
	Wm	0.693	Ton/m^2

Y para un peralte de 40 cm.

Retícula		0.586	Ton/m^2
Loseta		0.010	"
Falso Plafond		0.030	"
	Wm	0.626	Ton/m^2

Como los pisos superiores se destinarán a una -

escuela, las cargas aplicadas según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (que en lo sucesivo se denominará Reglamento) son:

	Aulas
1.- Carga Viva Estructural	0.400
2.- Carga Viva para Sismo	0.200
3.- Carga Viva para hundimientos en Arcilla	0.080
	Pasillos y Escaleras
1.- Carga Viva Estructural	0.500
2.- Carga Viva para Sismo	0.250
3.- Carga Viva para hundimientos en Arcilla	0.100

2.- Nivel Intermedio y Escaleras.

En los entrepisos hay un nivel intermedio con un cuarto para servicios de limpieza, a base de losa maciza, asi como las escaleras, por lo que las cargas consideradas son:

Escaleras			
Losa de Rampa 12 cm.		0.288	Ton/m^2
Relleno promedio 15 cm.		0.150	"
Acabados		0.100	"
	Wm	0.538	Ton/m^2
Muros de Vitricota		0.200	Ton/m^2
Cuarto de Servicios.			
Losa de 10 cm		0.240	Ton/m^2
Firme 2 cm.		0.088	"
Loseta		0.010	"

Yeso	0.030	Ton/m^2
Wm	0.368	"
1.- Carga Viva Estructural	0.250	Ton/m^2
2.- Carga Viva para Sismo	0.100	"
3.- Carga Viva para Arcilla	0.040	"

3.- Azotea.

La azotea se consideró con una losa reticular - - con peralte de 40 cm. y el analisis se cargas es el siguiente:

Retícula	0.586	Ton/m^2
Falso Plafond	0.030	"
Impermeabilizante	0.010	"
Relleno de Tezontle 10 cm.	0.100	"
Enladrillado y Entortado	0.100	"
Wm.	0.846	Ton/m^2

Y las cargas vivas según el Reglamento:

1.- Cargas Viva Estructural.	0.110	Ton/m^2
2.- Carga Viva para Sismo	0.040	"
3.- Carga Viva para Arcilla	0.040	"

4.- Caseta de Elevadores.

La caseta de elevadores consta de 2 niveles, un nivel superior donde se localiza un tanque elevado, y un - nivel inferior donde se encuentra el cuarto de máquinas, - las cargas son las siguientes:

Nivel Superior.

Losa 10 cm.	0.240	Ton/m^2
Relleno 10 cm.	0.100	"
Impermeabilizante	0.010	"
Enladrillado y Entortado.	0.100	"
Yeso	0.030	"
Wm	0.480	Ton/m^2

Las cargas vivas consideradas son las mismas que para el mivel de azotea.

Tanque de 1.00 m. de altura	1.000	Ton/m^2
Losas Superior e Inferior	0.576	"

Para el nivel de Cuarto de Máquinas:

Losa de 10 cm.	0.240	Ton/m^2
Firme 2 cm.	0.088	"

Y las Cargas Vivas:

Carga Viva Estructural	0.500	Ton/m^2
Carga Viva para Sismo	0.250	"
Carga Viva para Arcilla	0.100	"

Además, se ha considerado una carga concentrada de 10 toneladas, incluyendo el impacto de los elevadores.

II.- ANALISIS POR CARGA PERMANENTE DE LA ESTRUCTURA.

Para llevar a cabo este analisis, se hicieron ciertas consideraciones que tienen por objeto objeto obtener resultados lo más aproximados a la realidad, y son los siguientes:

Se hizo una primera distribución de casetones y nervaduras, con lo cual se obtienen los elementos de rigidéz de los marcos.

Esta distribución se considera uniforme en todos los entrepisos.

El ancho tributario de carga, corresponde a la mitad del tablero a uno y a otro lado de cada marco.

El ancho de Rigidéz corresponde al que se obtiene de acuerdo con la fórmula del Reglamento:

$$b = (0.5\ L_1)/(1 + 1.67\ L_1/L_2) + 0.3\ c$$

Y en donde:

L_1 es el claro del tablero que se considera en la dirección en que se mide el ancho de la viga.

L_2 es el claro del tablero en la dirección en que se analiza.

c es la dimensión de la columna en la dirección en que se mide el ancho de la viga.

Se toman para el cálculo de rigidéz, las nervaduras contenidas en este ancho tributario, y considerando una sección T ó L, con sus dimensiones como se ilustra en la figura (2).

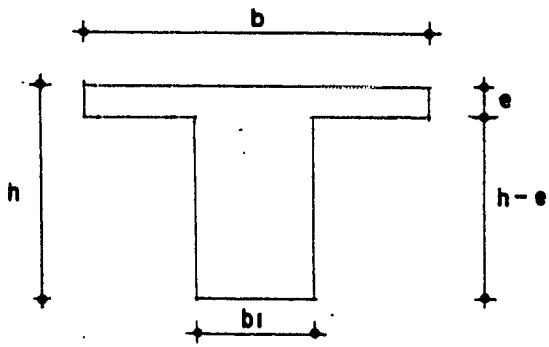


fig. (2)

El cálculo de anchos tributarios de rigidéz y momentos de Inercia para todos y cada uno de los marcos en todos sus niveles, es como se describe a continuación.

Cálculo de los anchos tributarios.- Teniendo un sistema de ejes como se ilustra en la figura (3), se tiene solo 2 tipos de tableros en cuanto a dimensiones.

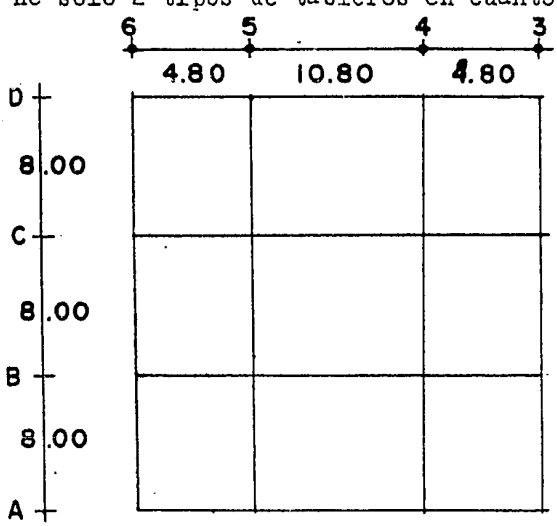


fig. (3)

1.- Tablero de 4.80 x 8.00

2.- Tablero de 10.80 x 8.00

Aplicando la fórmula anterior para el primer tablero y en el sentido de analisis de los ejes letra:

$L_1 = 8.00$

$L_2 = 4.80$

$b = (0.5 \times 8.00)/(1 + 1.67 \times 8.00/4.80) + 0.3\ c$

$b = 1.06 + 0.3\ c$

Y para el mismo tablero en el sentido de analisis de los ejes número.

$L_1 = 4.80$

$L_2 = 8.00$

$b = (0.5 \times 4.80)/(1 + 1.67 \times 4.80/8.00) + 0.3\ c$

$b = 1.20 + 0.3\ c$

Aplicando la fórmula para el segundo tablero en el sentido de analisis de los ejes letras.

$b = 1.79 + 0.3\ c$

Y en el sentido de analisis de los ejes número.

$b = 1.66 + 0.3\ c$

Por lo tanto los anchos tributarios para los Marcos serán:

Marcos A y D entre ejes 6-5 y 4-3.

$b = 1.06 + 0.3\ c$ (Además a estos marcos por ser extremos se les sumará la mitad del ancho de la columna).

lo. y 2o. Nivel $b = 1.06 + 0.3 \times 0.6 + 0.3 =$

$B = 1.54$

3o. y 4o. Nivel $B = 1.06 + 0.3 \times 0.5 + 0.25$

$b = 1.46$

5o. y Azotea $b = 1.06 + 0.3 \times 0.4 + 0.20$

$b = 1.38$

Y para el Marco D entre los ejes 5-4.

$b = 1.79 + 0.3\ c$

1o. y 2o. Ninel $b = 1.79 + 0.18 + 0.30$

$b = 2.27$

3o. y 4o. Nivel $b = 1.79 + 0.15 + 0.25$

$b = 2.19$

5o. y Azotea. $b = 1.79 + 0.12 + 0.20$

$b = 2.11$

Asi mismo para los Marcos B y C los anchos tributarios serán:

Entre ejes 6-5 y 4-3.

$b = (1.06 + 0.3\ c) \times 2$

1o. y 2o. Nivel $b = 2.48$

3o. y 4o. Nivel $b = 2.42$

5o. y Azotea $b = 2.38$

Entre ejes 5-4.

$b = (1.79 + 0.3\ c) \times 2$

1o. y 2o. Nivel $b = 3.94$

3o. y 4o. Nivel $b = 3.88$

5o. y Azotea $b = 3.82$

Y para los Marcos 6 y 3 se tendra:

$b = 1.20 + 0.3\ c + 0.5\ c$

1o. y 2o. Nivel $B = 1.84$

3o. y 4o. Nivel $b = 1.76$

5o. y Azotea $b = 1.68$

Y para los Marcos 4 y 5 los anchos calculados - serán:

$b = (1.20 + 0.3\ c_1) + (1.66 + 0.3\ c_2)$

1o. y 2o. Nivel $b = 3.34$

3o. y 4o. Nivel $b = 3.28$

5o. y Azotea $b = 3.22$

Cálculo de los Momentos de Inercia de las Secciones.- Para éste cálculo se sigue el procedimiento que a continuación se indica:

Primero se toma el ancho b, calculado previamente y que corresponderá al ancho del patín de la pieza. Se mide dentro de este ancho una distancia "b_1" que corresponderá a la suma de los anchos de las nervaduras.

Se obtiene el cociente b_1/b, y el cociente e/h, y con esto se entra en la gráfica para Momentos de Inercia (Gráfica # 1) con lo que se obtiene un factor η el cual - se aplica en la fórmula:

$I = b\ h^3 \eta\ /12$

Con lo que se obtiene el momento de inercia de - la sección.

Luego se obtiene la rigidéz "k" ($k = I/L$) que - corresponde a la rigidéz relativa. Estos datos se han ano-

tado en el Plano de Cargas y Rigideces. (Plano No. 2)

A continuación, se anota el cálculo de Momentos de Inercia para el Marco C.

Niveles 1 y 2 entre ejes 6-5 y 4-3.

$b = 2.48$

$b_1 = 0.80$

$b_1/b = 0.80/2.48 = 0.323$

$e = 0.05$

$h = 0.45$

$e/h = 0.05/0.45 = 0.111$

De la Gráfica $\eta = 0.465$

Entonces

$I = 2.48 \times 0.45^3 \times 0.465/ 12 = 0.00876\ m^4$

Nivel 3 entre ejes 6-5 y 4-3.

$b = 2.42$

$b_1 = 0.80$

$b_1/b = 0.323$

$e/h = 0.111$

De la Gráfica $\eta = 0.470$

$I = 2.42 \times 0.45^3 \times 0.470/ 12 = 0.00864\ m^4$

Nivel 4 entre ejes 6-5 y 4-3.

$b = 2.42$

$b_1 = 0.80$

$e = 0.05$

$h = 0.40$

$e/h = 0.05/0.40 = 0.125$

De la Gráfica $\eta = 0.480$

$I = 2.42 \times 0.40^3 \times 0.480/ 12 = 0.00620\ m^4$

Nivel 5 y Azotea entre ejes 6-5 y 4-3.

$b = 2.38$

$b_1 = 0.80$

$b_1/b = 0.80/2.38 = 0.336$

$e/h = 0.125$

De la Gráfica $\eta = 0.485$

$I = 2.38 \times 0.40^3 \times 0.485/ 12 = 0.00616\ m^4$

Y asi aplicando el procedimiento para cada tramo del Marco en cada nivel se obtienen los momentos de Iner-- cia, lo mismo que para el resto de los Marcos.

Cálculo de las Cargas que actúan sobre los Mar-- cos.- Ya anteriormente se señaló que para considerar las - cargas, se tomará como ancho tributario, la mitad de cada tablero entre ejes, a uno y a otro lado del marco.

Se toman dentro de este ancho, las cargas muer-- tas correspondientes a losa reticular y además las cargas muertas debidas a muros y herrería, considerando estas car gas concentradas o uniformemente repartidas según el caso. Además se consideran las cargas vivas correspondientes den tro del ancho tributario.

1.- Planta Tipo.

Cálculo de las cargas en el Marco B.

Ancho tributario 8.00 m.

Peso de la losa en aulas 1.092 Ton/m^2

Peso de la losa en pasillos 1.192 Ton/m^2

Carga concentrada de muro 0.3 T/m x 8.00 m

P = 2.4 Ton.

Carga de escaleras w = 2.304 T/m.

Carga repartida de elevadores w = 0.680 T/m.

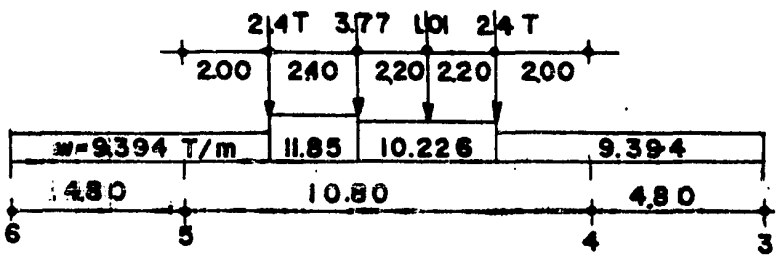
Cargas concentradas del Entrepiso

P_1 = 3.77 Ton.

P_2 = 1.01 Ton.

Marco B (Diagrama de Cargas)

fig. 4



Cálculo de Cargas en el Marco 6.

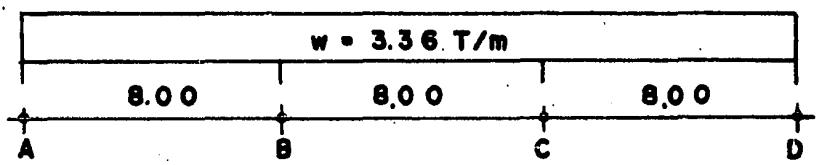
Ancho tributario 2.80 m.

Peso de la losa reticular en aulas 1.092 T/m^2

Carga de muros w = 0.300 T/m.

Marco 6 Diagrama de Cargas.

fig. 5



Una vez obtenido el Diagrama de Cargas, se obtie

nen los Momentos de Empotramiento de las piezas.

Marco B (Cálculo de los Momentos de Empotra-- miento.

Tramo 6-5 y 4-3.

$M\ emp = w\ L^2/12$

$w = 9.394$ T/m

$L = 4.80$ m.

$M\ emp = 13.00$ T-m

Tramo 5-4.

a.- $M_{54} = M_{45} = w\ L^2/12$

$w = 9.394$ T/m

$L = 10.80$ m.

$w\ L^2/12 = 91.40$ T-m.

b.- $w_1 = 11.850 - 9.394 = 2.456$ T/m.

$(kL)_1 = 4.40 \qquad k = 0.407$

$(kL)_1^2 = 19.40 \qquad k^2 = 0.166$

$M_{54} = w\ (kL)^2(3\ k^2 - 8\ k + 6)/12$ ...(1)

$M_{45} = w\ k^3L^2(4 - 3\ k)/12$ .....(2)

Aplicando (1) y (2) quedará:

$M_{54} = 12.80$ T-m. (+)

$M_{45} = 4.49$ T-m. (+)

c.- $(kL)_2 = 2.00 \qquad k = 0.185$

$(kL)_2^2 = 4.00 \qquad k^2 = 0.034$

$w = 2.456$ T/m.

Aplicando (1) y (2)

$M_{54} = 3.78$ T-m.

$M_{45} = 0.52$ T-m. (-)

d.- $w_3 = 10.226 - 9.394 = 0.832$ T/m.

$(kL)_3 = 6.40$ $k = 0.539$

$(kL)_3^2 = 41.00$ $k^2 = 0.351$

$M_{54} = 3.74$ T-m. (+)

$M_{45} = 6.55$ T-m. (+)

e.- $w_4 = 0.832$ T/m.

$(kL)_4 = 2.00$ $K = 0.185$

$(kL)_4^2 = 4.00$ $k^2 = 0.034$

$M_{54} = 0.18$ T-m. (-)

$M_{45} = 1.28$ T-m. (-)

f.- Cargas Concentradas.

$M_{54} = P\ a\ b^2/L^2$ (+)

$M_{45} = P\ a^2\ b/L^2$ (+)

$P = 2.4$ Ton $a = 2.00$ $b = 8.80$ $L = 10.80$

$M_{54} = 2.92$ T-m. (+)

$M_{45} = 0.66$ T-m. (+)

$P = 3.77$ Ton $a = 4.40$ $b = 6.40$ $L = 10.80$

$M_{54} = 5.34$ T-m. (+)

$M_{45} = 3.67$ T-m. (+)

$P = 1.01$ Ton. $a = 6.60$ $b = 4.20$ $L = 10.80$

$M_{54} = 0.93$ T-m. (+)

$M_{45} = 1.46$ T-m. (+)

Y los momentos de empotramiento totales serán:

$M_{54} = 113.83$ T-m.

$M_{45} = 109.35$ T-m.

Para el Marco 6, tratandose de una carga uniformemente repartida, los momentos de empotramiento serán:

$M_{AB} = M_{DA} = M_{BC} = M_{CB} = M_{CD} = M_{DC} = w\ L^2/12$

Donde $w = 3.36$ T/m. $L = 8.00$ m

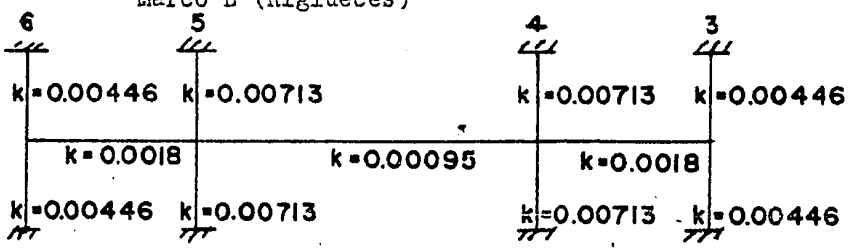
M emp = 17.92 T-m.

Con los datos obtenidos anteriormente, Momentos de Inercia, Rigideces, Cargas, Momentos de Empotramiento, se puede hacer el analisis por carga permanente.

Para esto, se tomará como tipo el tercer nivel (en cargas y rigideces), considerando dicho nivel empotrado arriba y abajo, y suponiendo que no existen desplazamientos relativos.

fig. 6

Marco B (Rigideces)



Y los factores de distribución son:

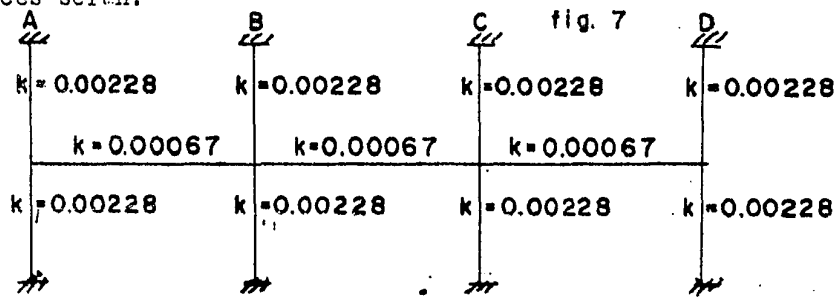
Nudo 6	Rigidéz I/L	F.D.
Col Sup.	0.00446	0.416
Col Inf.	0.00446	0.416
Trabe	0.00180	0.168

Nudo 5	Rigidéz I/L	F.D.

Col. Sup.	0.00713	0.419
Col Inf.	0.00713	0.419
Trabe Izq.	0.00180	0.106
Trabe Der.	0.00095	0.056

Entonces, se puede aplicar el Método de Hardy - Cross para resolver el Marco. (Ver la siguiente Pag. # 22)

Y de la misma forma para el Marco 6, las rigidéces serán:



Cálculo de los Factores de Distribución.

Nudo A	Rigidéz I/L	F.D.
Col Sup.	0.00228	0.436
Col Inf.	0.00228	0.436
Trabe	0.00067	0.128
Nudo B	Rigidéz I/L	F.D.
Col Sup.	0.00228	0.386
Col Inf.	0.00228	0.386
Trabe Der.	0.00067	0.114
Trabe Izq.	0.00067	0.114

Existe simetría de cargas y rigideces (Ver el - Método de Cross en la Pag. # 23)

MARCO B "METODO DE CROSS"
PLANTA TIPO

COLUMNA 6		COLUMNA 5			COLUMNA 4			COLUMNA 3	
ols.	T. Der.	T. Izq.	Cols.	T. Der.	T. Izq.	Cols.	T. Der	T. Izq.	Cols.
.832	0.168	0.106	0.038	0.056	0.056	0.838	0.106	0.168	0.832
	+18.00	-18.00		+116.12	-111.37		+18.00	-18.00	
+18.00			+ 98.12			- 93.37			-18.00
-15.00	- 3.00	-10.43	-82.16	- 5.53	+ 5.25	+78.20	+ 9.92	+ 3.00	+15.00
	- 5.21	- 1.50		+ 2.62	- 2.76		+ 1.50	+ 4.96	
- 5.21			+ 1.12			- 1.26		+ 4.96	
+ 4.34	+ 0.87	- 0.12	- 0.94	- 0.06	+ 0.07	+ 1.06	+ 0.13	- 0.82	- 4.14
	- 0.06	+ 0.43		+ 0.03	- 0.03		- 0.41	+ 0.06	
- 0.06			+ 0.46			- 0.44		+ 0.06	
+ 0.05	+ 0.01	- 0.05	- 0.38	- 0.03	+ 0.03	+ 0.36	+ 0.05	- 0.01	- 0.05
-10.61	+10.61	-29.67	-83.48	+113.15	-108.81	+79.62	+29.19	-10.81	+10.81
	-19.06/4.80			+4.34/10.80			+18.38/4.80		
	- 3.97	+ 3.97		+ 0.40	- 0.40		+ 3.83	- 3.83	
	22.55	22.55		61.35	59.29		22.55	22.55	
	18.58	26.52		61.75	58.89		26.38	18.69	

MARCO 6 "METODO DE CROSS"
PLANTA TIPO

	COLUMNA A		COLUMNA B		
	Cols.	T. Der.	T. Izq.	Cols.	T. Der.
F.D.	0.872	0.128	0.114	0.772	0.114
M emp.		+17.92	-17.92		+17.92
M.D.	+17.92				
1a. D.	-15.64	- 2.28			
1er. T.			- 1.14		
M.D.				- 1.14	
2a. D.			+ 0.13	+ 0.88	+ 0.13
2o. T.		+ 0.06			- 0.06
M.D.	+ 0.06			- 0.06	
3a. D.	- 0.05	- 0.01	+ 0.01	+ 0.04	+ 0.01
M. F.	-15.69	+15.69	-18.92	+ 0.92	+18.00
		- 3.23/8.00			
V. corr		- 0.40	+ 0.40		
V. isos		13.44	13.44		13.44
V final		13.04	13.84		13.44

2.- Nivel Intermedio y Escaleras.

La estructuración del nivel intermedio, se cambió ligeramente de la primera solución, y ha quedado estructurada como se muestra en la siguiente planta (fig 8).

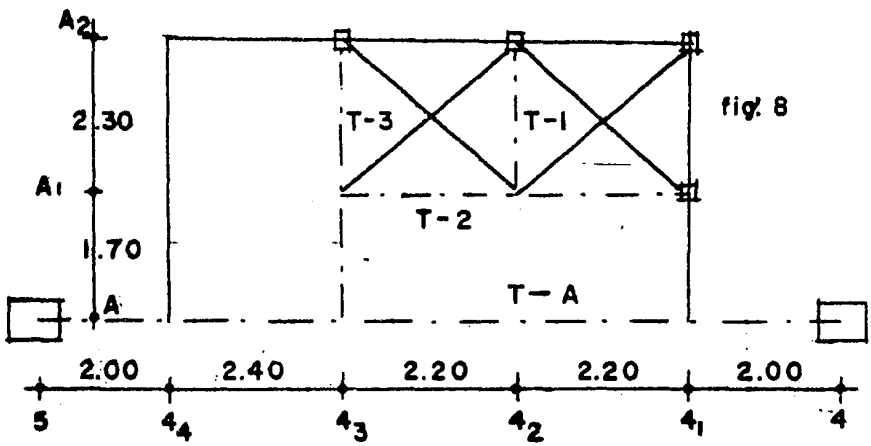


fig. 8

Las cargas ya han sido estudiadas, por lo tanto se puede analizar el comportamiento de cada pieza. La escalera se ha considerado libremente apoyada en la losa reticular y en la trabe T-A

De la Planta, la trabe T-1 situada en el eje 4_2 corresponde a una trabe simplemente apoyada, y sus características son las siguientes:

Sección 15 x 25

Peso propio 0.15 x 0.25 x 2.4 = 0.09 T/m.

Muro de tabique 0.68 "

w total 0.77 T/m.

M máx = $w L^2/8$ = 0.77 x $2.3^2/8$ = 0.45 T-m.

V máx $=$ w L/2 $=$ 0.77 x 2.3/2 $=$ 0.83 Ton.

La trabe T-2 está situada en el eje A_1 con apoyos simples, y sus caracteristicas son:

Sección 15 x 25

Peso propio 0.15 x 0.25 x 2.4 $=$ 0.09 T/m.

Muro de Tabique 0.68 "

Losa w $S(3 - m^2)/6$ m $=$ S/L

m $=$ 0.386 $m^2 = 0.15$

w $S(3 - m^2)/6 = 0.618 \times 1.70(3 - 0.15)/6 =$

$= 0.499$ T/m.

Carga total uniformemente repartida $= 1.269$ T/m

Carga concentrada en el Centro del Claro P $= 0.83$

M máx $=$ w $L^2/8 + P\ L/4 =$

$= 1.269 \times 4.40^2/8 + 0.83 \times 4.40/4 = 3.99$

V máx $=$ w L/2 $+$ P/2 $=$

$= 1.269 \times 4.40/2 + 0.83/2 = 3.21$ Ton.

La trabe T-3 es una pieza simplemente apoyada y tiene una sección de 15 x 30 y su diagrama de cargas es como se muestra:

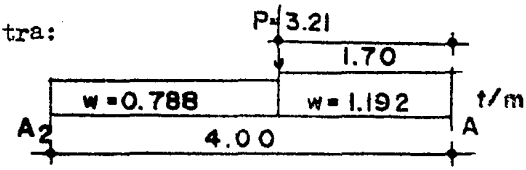


fig. 9

RA $= 3.64$ Ton.

$R_{A2} = 3.42$ Ton.

M máx $= 4.47$ T-m.

La trabe T-A es una trabe que se ha considerado

articulada en las columnas A-5 y A-4, y tiene una sección de 30 x 60, y su diagrama de cargas es como se muestra:

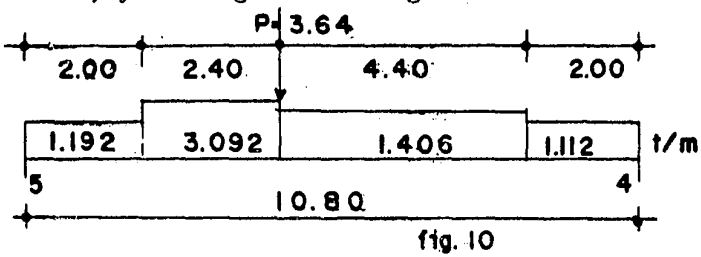


fig. 10

R_5 = 12.30 Ton.

R_4 = 9.89 Ton.

M máx = 37.55 T-m.

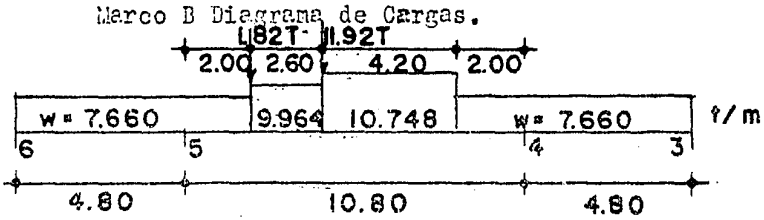
Las reacciones de esta pieza, producen en las columnas un Momento debido a su exentricidad.

3.- Nivel Azotea.

Como son ya conocidos cargas y rigideces en los Marcos, es posible hacer su analisis para carga permanente. A continuación se analizan los Marcos B y 6 en el nivel de Azotea, utilizando el Método de Hardy Cross, y considerando las columnas del 6o. entrepiso empotradas en la parte inferior y sin tomar en cuenta el desplazamiento horizontal.

fig. 11

Marco B Diagrama de Cargas.



Los Momentos de Empotramiento serán:

Tramo 6-5 y 4-3.

$w\ L^2/12 = 7.66 \times 4.80^2/12 = 14.70$

Tramo 5-4.

a.- $M_{54} = M_{45}$

$M = w\ L^2/12 = 7.66 \times 10.80^2/12$

$= 74.20$ T-m.

b.- Aplicando las fórmulas (1) y (2) utilizadas en Planta Tipo.

$(kL)_1 = 4.60 \qquad k = 0.426$

$(kL)_1^2 = 21.20 \qquad k^2 = 0.182$

$w = 9.964 - 7.660 = 2.304$ T/m.

$M_{54} = 9.24$ T-m.

$M_{45} = 4.73$ T-m.

c.- $(kL)_2 = 2.00 \qquad k = 0.185$

$(kL)_2^2 = 4.00 \qquad k^2 = 0.034$

$w = 2.304$ T/m.

$M_{54} = 3.54$ T-m.

$M_{45} = 0.49$ T-m.

d.- $(kL)_3 = 6.20 \qquad k = 0.575$

$(kL)_3^2 = 38.50 \qquad k^2 = 0.330$

$w = 10.748 - 7.660 = 3.088$

$M_{54} = 12.94$ T-m.

$M_{45} = 23.70$ T-m.

e.- $(kL)_4 = 2.00 \qquad k = 0.185$

$(kL)_4^2 = 4.00 \qquad k^2 = 0.034$

$w = 3.088$ T/m.

$M_{54} = 0.66$ T-m.

$M_{45} = 4.74$ T-m.

f.- Y empleando las fórmulas para cargas concentradas:

$P = 1.82$ Ton. $a = 2.00$ $b = 8.80$ $L = 10.80$

$M_{54} = 2.42$ T-m.

$M_{45} = 0.55$ T-m.

$P = 11.99$ Ton $a = 4.60$ $b = 6.20$ $L = 10.80$

$M_{54} = 18.18$ T-m.

$M_{45} = 13.50$ T-m.

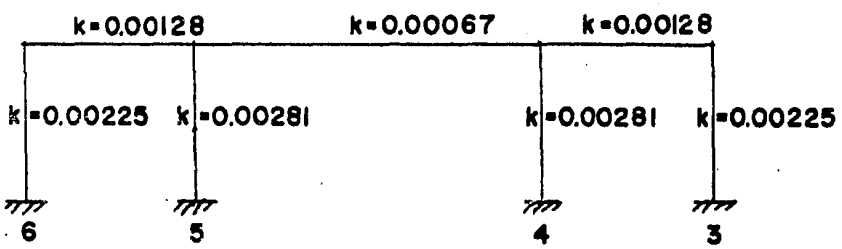
Y los momentos de empotramiento finales serán:

$M_{54} = 116.32$ T-m.

$M_{45} = 111.45$ T-m.

Las rigideces empleadas para calcular los factores de distribución son:

fig. 12



Cálculo de los Factores de Distribución.

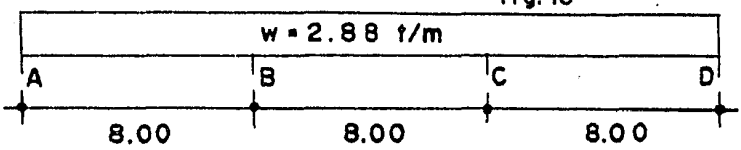
Nudo 6	Rigidéz I/L	F.D.
Col.	0.00225	0.636
Trabe	0.00128	0.364

Nudo 5	Rigidéz I/L	F.D.
Col.	0.00281	0.590
Trabe Izq.	0.00128	0.269
Trabe Der.	0.00067	0.141

Y empleando el Método de Cross, quedará resuelto el Marco para carga permanente. (Ver desrrollo en Pag. # 30)

Marco 6 Diagrama de Cargas.

fig. 13



Momentos de Empotramiento.

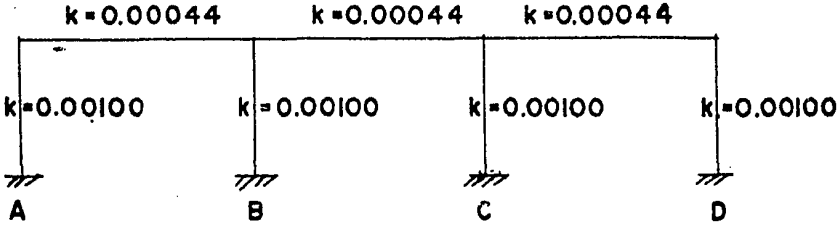
$M_{AB} = M_{BA} = w\ L^2/12$

$w\ L^2/12 = 2.88 \times 8.00^2/12$

$= 15.38$ T-m.

Diagrama de Rigideces.

fig. 14



Factores de Distribución.

Nudo A	Rigidéz I/L	F.D.
Columna	0.00100	0.694
Trabe	0.00044	0.306

MARCO B "METODO DE CROSS"
PLANTA AZOTEA

	COLUMNA 6		COLUMNA 5			COLUMNA 4			COLUMNA 3	
	Cols.	T. Der.	T. Izq.	Cols.	T. Der.	T. Izq.	Cols.	T. Der.	T. Izq.	Cols.
F.D.	0.636	0.364	0.269	0.590	0.141	0.141	0.590	0.269	0.364	0.636
M emp.		+14.70	-14.70		+116.32	-111.45		+14.70	-14.70	
M.D.	+ 14.70			+ 101.62			- 96.75		- 14.70	
1a. D.	- 9.35	- 5.35	-27.35	-59.95	- 14.32	+ 13.65	+57.05	+26.05	+ 5.35	+ 9.35
1er. T.		-13.67	- 2.67		+ 6.82	- 7.16		+ 2.67	+ 13.02	
M.D.	- 13.67			+ 4.15			- 4.49		+ 13.02	
2a. D.	+ 8.70	+ 4.97	- 1.12	- 2.45	- 0.58	+ 0.63	+ 2.65	+ 1.21	- 4.72	- 8.30
2o. T.		- 0.56	+ 2.48		+ 0.32	- 0.29		- 2.36	+ 0.61	
M.D.	- 0.56			+ 2.80			- 2.65		+ 0.61	
3a. D.	+ 0.36	+ 0.20	- 0.76	- 1.65	- 0.39	+ 0.37	+ 1.56	+ 0.72	- 0.22	- 0.39
3er. T.		- 0.38	+ 0.10		+ 0.18	- 0.19		- 0.11	+ 0.36	
M.D.	- 0.38			+ 0.28			- 0.30		+ 0.36	
4a. D.	+ 0.24	+ 0.14	- 0.08	- 0.16	- 0.04	+ 0.04	+ 0.18	+ 0.08	- 0.13	- 0.23
M. F.	- 0.05	+ 0.05	-44.10	- 64.21	+108.31	-104.40	+61.44	+42.96	- 0.43	+ 0.43
		- 44.05/4.80			+ 3.91/10.80			+ 42.53/4.80		
V. corr		- 9.20	+ 9.20		+ 0.36	- 0.36		+ 8.87	- 8.87	
V. ines		18.40	18.40		59.19	56.54		18.40	18.40	
V final		9.20	27.60		59.55	56.18		27.27	9.53	

Nudo B	Rigidéz I/L	F.D.
Columna	0.00100	0.532
Trabe Izq.	0.00044	0.234
Trabe Der.	0.00044	0.234

Y aplicando el Método de Cross, quedará dicho marco resuelto para carga permanente. (Ver desarrollo del Método de Cross en Pag. # 32)

MARCO 6 "METODO DE CROSS"
PLANTA AZOTEA

	COLUMNA A		COLUMNA B		
	Cols.	T. Der.	T. Izq.	Cols.	T. Der.
F.D.	0.694	0.306	0.234	0.532	0.234
M emp.		+15.38	-15.38		+15.38
M.D.	+ 15.38				
1a. D.	-10.68	- 4.70			
1er. T.			- 2.35		
2a. D.			+ 0.55	+ 1.25	+ 0.55
2o. T.		+ 0.27			- 0.27
3a. D.	- 0.19	- 0.08	+ 0.06	+ 0.15	+ 0.06
M.F.	-10.87	+10.87	-17.12	+ 1.40	+15.72
		- 6.25/8.00			
V. corr		- 0.79	+ 0.79		
V. isos		11.52	11.52		11.52
V final		10.73	12.31		11.52

III.- ANALISIS POR EFECTO DE SISMO DE LA ESTRUCTURA.

1.- Centro de Cargas.

Para obtener las cargas en las columnas se ha elaborado la Tabla # 1, tomando en cuenta en cada nivel, el área tributaria correspondiente a cada una de ellas y tomando en cuenta las siguientes cargas.

La carga muerta de la losa reticular y acabados.

La carga muerta correspondiente a muros y herrería.

La carga viva estructural.

La carga viva para sismo.

La carga viva para hundimientos en arcilla.

Con las cargas acumuladas por columna para cada nivel, se procede a obtener el centro de cargas, elaborandose la Tabla # 2.

Para esto se elige un sistema coordenado de ejes siendo el eje 6 eje de ordenadas, y el eje A eje de abcisas. Este sistema, servirá posteriormente para obtener el Centro de Rigidéz.

Se conocen las descargas P para cada nivel, se conocen las coordenadas (x, y) para cada columna. Se obtienen los productos P·x , P·y. Se obtiene también Suma P, Suma P·x, Suma P·y, y se aplica la formula:

BAJADA DE CARGAS — ACUMULADAS

Cols. (D-6, D-3, A-6, A-3) — TABLA # I — HOJA 1

Nivel	Cm.	Cvcst	Cvsis	Cvarc	2 + 3	2 + 4	2 + 5	Est.	Sis.	Arc.
Azotea	9.19	0.80	0.29	0.29	9.99	9.48	9.48	9.99	9.48	9.48
5o.	10.95	3.16	1.58	0.63	14.11	12.53	11.58	23.10	22.01	21.06
4o.	10.95	3.16	1.58	0.63	14.11	12.53	11.58	37.21	34.54	32.64
3o.	10.95	3.16	1.58	0.63	14.11	12.53	11.58	51.32	47.07	44.22
2o.	10.95	3.16	1.58	0.63	14.11	12.53	11.58	65.43	59.60	55.80
1o.	10.95	3.16	1.58	0.63	14.11	12.53	11.58	79.54	72.13	67.38
Cols. (C-6, C-3, B-6, B-3)										
Azotea	16.56	1.70	0.02	0.62	18.26	17.18	17.18	18.26	17.18	17.18
5o.	17.99	6.49	3.25	1.30	24.48	21.24	19.29	42.74	38.42	36.47
4o.	17.99	6.49	3.25	1.30	24.48	21.24	19.29	67.22	59.66	55.76
3o.	17.99	6.49	3.25	1.30	24.48	21.24	19.29	91.70	80.90	75.05
2o.	17.99	6.49	3.25	1.30	24.48	21.24	19.29	116.18	102.14	94.34
1o.	17.99	6.49	3.25	1.30	24.48	21.24	19.29	140.66	123.38	113.63
Cols. (D-5 D-4)										
Azotea	35.01	3.92	1.43	1.43	38.93	36.44	36.44	38.93	36.44	36.44
5o.	36.13	14.60	7.30	2.92	50.73	43.43	39.05	89.66	79.87	75.49
4o.	36.13	14.60	7.30	2.92	50.73	43.43	39.05	140.39	123.30	114.54
3o.	36.13	14.60	7.30	2.92	50.73	43.43	39.05	191.12	166.73	153.59
2o.	36.13	14.60	7.30	2.92	50.73	43.43	39.05	241.85	210.16	192.64
1o.	36.13	14.60	7.30	2.92	50.73	43.43	39.05	292.58	253.59	231.69
Cols. (C-5, C-4)										
Azotea	63.16	7.81	2.84	2.84	70.97	66.00	66.00	70.97	66.00	66.00
5o.	59.32	28.40	14.20	5.68	87.72	73.52	65.00	158.69	139.52	131.00
4o.	59.32	28.40	14.20	5.68	87.72	73.52	65.00	246.41	213.04	196.00
3o.	59.32	28.40	14.20	5.68	87.72	73.52	65.00	334.13	286.56	261.00
2o.	59.32	28.40	14.20	5.68	87.72	73.52	65.00	421.85	360.08	326.00
1o.	59.32	28.40	14.20	5.68	87.72	73.52	65.00	509.57	433.60	391.00
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)

BAJADA DE CARGAS — **ACUMULADAS**

TABLA # I — **HOJA 2**

Nivel	Cm.	Cvest	Cvsis	Cvarc	2 + 3	2 + 4	2 + 5	Est.	Sis.	Arc.
Col. (B-5)										
Azotea	62.80	6.65	2.42	2.42	69.45	65.22	65.22	69.45	65.22	65.22
5o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	156.63	138.10	129.52
4o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	243.81	210.98	193.82
3o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	330.99	283.86	258.12
2o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	418.17	356.74	322.42
1o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	505.35	429.62	386.72
Col. (B-4)										
Azotea	84.03	10.40	4.25	3.34	94.43	88.28	87.37	94.43	88.28	87.37
5o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	181.61	161.16	151.67
4o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	268.79	234.04	215.97
3o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	355.97	306.92	280.27
2o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	444.15	379.80	344.57
1o.	58.58	28.60	14.30	5.72	87.18	72.88	64.30	531.33	452.68	408.87
Col. (A-5)										
Azotea	35.16	7.48	3.43	1.87	42.64	38.59	37.03	42.64	38.59	37.03
5o.	39.41	14.61	7.25	2.93	54.02	46.66	42.34	96.66	85.25	79.37
4o.	32.79	13.72	6.82	2.74	46.51	39.61	35.53	143.17	124.86	114.90
3o.	32.79	13.72	6.82	2.74	46.51	39.61	35.53	189.68	164.47	150.43
2o.	32.79	13.72	6.82	2.74	46.51	39.61	35.53	236.19	204.08	185.96
1o.	32.79	13.72	6.82	2.74	46.51	39.61	35.53	282.70	243.69	221.49
Col.(A-4)										
Azotea	28.73	5.27	2.29	1.50	34.00	31.02	30.23	34.00	31.02	30.23
5o.	37.64	11.72	5.87	2.35	49.36	43.51	39.99	83.36	74.53	70.22
4o.	32.93	10.21	4.93	1.98	43.14	37.86	34.91	126.50	112.39	105.13
3o.	32.93	10.21	4.93	1.98	43.14	37.86	34.91	169.64	156.25	140.04
2o.	32.93	10.21	4.93	1.98	43.14	37.86	34.91	212.78	194.11	174.95
1o.	32.93	10.21	4.93	1.98	43.14	37.86	34.91	255.92	231.97	209.86
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)

CENTRO DE CARGAS

Azotea — T A B L A # 2 — HOJA 1

Col.	P	X	Y	PX	PY
A-3	9.48	20.40	0	193.39	0
4	31.02	15.60	0	483.91	0
5	38.59	4.80	0	185.23	0
6	9.48	0	0	0	0
B-3	17.18	20.40	8.00	350.47	137.44
4	88.28	15.60	"	1377.17	706.24
5	65.22	4.80	"	313.06	321.76
6	17.18	0	"	0	137.44
C-3	17.18	20.40	16.00	350.47	274.88
4	66.00	15.60	"	1029.60	1056.00
5	66.00	4.80	"	316.80	1056.00
6	17.18	0	"	0	274.88
D-3	9.48	20.40	24.00	193.39	227.52
4	36.44	15.60	"	568.46	874.56
5	36.44	4.80	"	174.91	874.56
6	9.48	0	"	0	227.52
	534.63	10.356	11.913	5536.86	6368.80
5o Nivel					
A-3	22.01	20.40	0	449.00	0
4	74.53	15.60	0	1162.67	0
5	85.25	4.80	0	409.20	0
6	22.01	0	0	0	0
B-3	38.42	20.40	8.00	783.77	307.36
4	161.16	15.60	"	2514.10	1289.28
5	138.10	4.80	"	662.88	1104.80
6	38.42	0	"	0	307.36
C-3	38.42	20.40	16.00	783.77	614.72
4	139.52	15.60	"	2176.51	2232.32
5	139.52	4.80	"	669.70	2232.32
6	38.42	0	"	0	614.72
D-3	22.01	20.40	24.00	449.00	528.24
4	79.87	15.60	"	1245.97	1916.88
5	79.87	4.80	"	383.38	1916.88
6	22.01	0	"	0	528.24
	1139.54	10.258	11.929	11,689.95	13,593.12

CENTRO DE CARGAS

4o Nivel — T A B L A # 2 — HOJA 2

Col.	P	X	Y	PX	PY
A-3	34.54	20.40	0	704.62	0
4	112.39	15.60	0	1,753.28	0
5	124.86	4.80	0	599.33	0
6	34.54	0	0	0	0
B-3	59.66	20.40	8.00	1,217.06	477.28
4	234.04	15.60	"	3,651.02	1,872.32
5	210.98	4.80	"	1,012.70	1,687.84
6	59.66	0	"	0	477.28
C-3	59.66	20.40	16.00	1,217.06	954.56
4	213.04	15.60	"	3,323.42	3,408.64
5	213.04	4.80	"	1,022.59	3,408.64
6	59.66	0	"	0	954.56
D-3	34.54	20.40	24.00	704.62	828.96
4	123.30	15.60	"	1,923.48	2,959.20
5	123.30	4.80	"	591.84	2,959.20
6	34.54	0	"	0	828.96
	1,731.75	10.233	12.021	17,721.02	20,817.44

3er Nivel

A-3	47.07	20.40	0	960.23	0
4	156.25	15.60	"	2,437.50	0
5	164.47	4.80	"	789.46	0
6	47.07	0	"	0	0
B-3	80.90	20.40	8.00	1,650.36	647.20
4	306.92	15.60	"	4,787.95	2,455.36
5	283.86	4.80	"	1,362.53	2,270.88
6	80.90	0	"	0	647.20
C-3	80.90	20.40	16.00	1,650.36	1,299.40
4	286.56	15.60	"	4,470.34	4,584.96
5	286.56	4.80	"	1,375.49	4,584.96
6	80.90	0	"	0	1,294.40
D-3	47.07	20.40	24.00	960.23	1,129.68
4	166.73	15.60	"	2,600.99	4,001.52
5	166.73	4.80	"	800.30	4,001.52
6	47.07	0	"	0	1,129.68
	2,329.96	10.234	12.035	23,845.74	28,041.76

CENTRO DE CARGAS

2o Nivel — T A B L A # 2 — HOJA 3

Col.	P	X	Y	PX	PY
A-3	59.60	20.40	0	1,215.84	0
4	194.11	15.60	"	3,028.12	0
5	204.08	4.80	"	979.58	0
6	59.60	0	"	0	0
B-3	102.14	20.40	8.00	2,083.66	817.12
4	379.80	15.60	"	5,924.88	3,028.40
5	356.74	4.80	"	1,712.35	2,853.92
6	102.14	0	"	0	817.12
C-3	102.14	20.40	16.00	2,083.66	1,634.24
4	360.08	15.60	"	5,617.25	5,761.28
5	360.08	4.80	"	1,731.26	5,761.28
6	102.14	0	"	0	1,634.24
D-3	59.60	20.40	24.00	1,215.84	1,430.40
4	210.16	15.60	"	3,278.50	5,043.84
5	210.16	4.80	"	1,008.77	5,043.84
6	59.60	0	"	0	1,430.40
	2,922.17	10.225	12.068	29,879.71	35,266.08
1er Nivel					
A-3	72.13	20.40	0	1,471.45	0
4	231.97	15.60	"	3,618.73	0
5	243.69	4.80	"	1,169.71	0
6	72.13	0	"	0	0
B-3	123.38	20.40	8.00	2,516.95	907.04
4	452.68	15.60	"	7,061.81	3,621.44
5	429.62	4.80	"	2,062.18	3,436.96
6	123.38	0	"	0	987.04
C-3	123.38	20.40	16.00	2,516.95	1,974.08
4	433.60	15.60	"	6,764.16	6,937.60
5	433.60	4.80	"	8,081.28	6,937.60
6	123.38	0	"	0	1,974.08
D-3	72.13	20.40	24.00	1,471.45	1,731.12
4	253.59	15.60	"	3,956.00	6,086.16
5	253.59	4.80	"	1,217.23	6,086.16
6	72.13	0	"	0	1,731.12
	3,514.38	10.217	12.090	35,907.90	42,490.40

$\bar{x}$ = Suma P·x/Suma P

$\bar{y}$ = Suma P·y/Suma P

2.- Cálculo de las Fuerzas Sísmicas. (Método - Estático).

Como se conoce el Peso de cada nivel (Carga muerta total + Carga viva de sismo) y se conoce el peso total de la Estructura, se puede aplicar la fórmula:

Fi = Wi hi C Suma Wi/Suma Wi hi

Proporcionada por el Reglamento, para obtener la fuerza sísmica en el entrepiso i, y que corresponde al "Método Estático de Analisis Sísmico", y en donde:

Fi es la fuerza debida al sismo en el entrepiso i.

Wi es el peso en el entrepiso i.

hi es la altura del entrepiso i sobre el nivel de desplante.

C es el coeficiente para diseño sísmico especificado en el Reglamento, y de acuerdo con este, la Estructura se clasifica de la siguiente forma.

Construcción Tipo A (Servicios Públicos).

Zona de Alta Compresibilidad.

Estructura Tipo 1 en ambos sentidos de análisis.

Por lo tanto el coeficiente sísmico correspondiente es C = 0.06 x 1.3 = 0.078.

T A B L A # 3

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

Nivel	Entrepiso	Wi	hi	Wi h i	F	V
Azotea		534.63	20.55	10,986.65	68.70	
	6					68.70
5o		604.91	17.35	10,495.19	65.50	
	5					134.20
4o		592.21	14.15	8,379.77	52.40	
	4					186.60
3o		592.21	10.95	6,484.70	40.50	
	3					227.10
2o		592.21	7.75	4,589.63	28.65	
	2					255.75
1o		592.21	4.55	2,694.56	17.90	
	1					273.65
		3,508.38		43,630.50		

$C = 0.06 \times 1.3 = 0.078$

Aplicando la fórmula anterior en forma de Tabulación, se obtienen los resultados de la Tabla # 3.

3.- Cálculo de las Rigideces de Entrepiso en los Marcos.

Este cálculo se hará en forma aproximada, empleando las fórmulas de "Wilbur", considerando la estructura empotrada en el nivel de desplante.

Las fórmulas empleadas son:

$$R_1 = \frac{48\,E}{h_1\left(\dfrac{4\,h_1}{\text{Suma } kc_1} + \dfrac{h_1 + h_2}{\text{Suma } kt_1 + \text{Suma } kc_1/12}\right)}$$

$$R_2 = \frac{48\,E}{h_2\left(\dfrac{4h_2}{\text{Suma } kc_2} + \dfrac{h_1 + h_2}{\text{Suma } kt_1 + \text{Suma } kc_1/12} + \dfrac{h_2 + h_3}{\text{Suma } kt_2}\right)}$$

$$R_n = \frac{48\,E}{h_n\left(\dfrac{4h_n}{\text{Suma } kc_n} + \dfrac{h_m + h_n}{\text{Suma } kt_m} + \dfrac{h_n + h_o}{\text{Suma } kt_n}\right)}$$

En estas ecuaciones.

Rn es la rigidéź del entrepiso en cuestión.

Ktn es la rigidéź (I/L) de trabes del nivel sobre el entrepiso n.

Kcn es la rigidéz (I/L) de columnas sobre el entrepiso n.

m, n, o son índices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

hn es la altura del entrepiso n.

Aplicando éstas fórmulas en forma tabulada, se obtiene la Tabla # 4.

4.- Cálculo de las Fuerzas Sísmicas aplicadas en los Marcos, debido a su Rigidéz y al efecto de Torsión.

Una vez conocidos Rigideces de Entrepiso en los Marcos, y Fuerzas Sísmicas, se procede a repartir la fuerza cortante entre cada marco proporcionalmente, considerando además que hay que hacer una corrección por torsión.

Se obtiene el Centro de Torsión, utilizando los ejes coordenados anteriormente utilizados. Se efectúan los productos Rx·Yi y Ry·Xi. Se calculan las sumas Suma -- Rx·Yi, Suma Ry·Xi, se efectúa el cociente

$$Yt = \text{Suma } Rx \cdot Yi / \text{Suma } Rx$$

$$Xt = \text{Suma } Ry \cdot Xi / \text{Suma } Ry$$

Ya conocido el Centro de Torsión Ct(Xt, Yt) para cada nivel, y como además se conoce el centro de cargas Cc(Xc, Yc), se efectúa la resta Cc - Ct, con lo que se obtiene una exentricidad $e_1 = Cc - Ct$. Luego se obtiene una exentricidad total según la fórmula:

$$e = 1.5\ e_1 + 0.05\ B$$

Siendo B la mayor dimensión de la Planta consi-

1er. Entrepiso

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Marco	h1	4h1	S Kc1	3/4	h1+h2	S Kt1	4/12	7+8	6/9	5+10	2x11	48/12
A	4.55	18.20	0.01126	1616	7.75	0.00136	0.00094	0.00230	3370	4986	22658	0.00212
B	"	"	0.02534	718	"	0.00462	0.00211	0.00673	1153	1871	8510	0.00564
C	"	"	0.02534	718	"	0.00462	0.00211	0.00673	1153	1871	8510	0.00564
D	"	"	0.02252	808	"	0.00341	0.00188	0.00529	1470	2278	10370	0.00463
6	4.55	18.20	0.01268	1435	7.75	0.00222	0.00106	0.00328	2365	3800	17300	0.00277
5	"	"	0.01870	973	"	0.00381	0.00156	0.00537	1443	2416	11000	0.00435
4	"	"	0.01870	973	"	0.00381	0.00156	0.00537	1443	2416	11000	0.00435
3	"	"	0.01268	1435	"	0.00222	0.00106	0.00328	2365	3800	17300	0.00277

2o. Entrepiso

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Marco	h2	4h2	S Kc2	3/4	10+n+.	S Kt2	h2+h3	8/7	5+6+9	2x10	48/11
A	3.20	12.80	0.01600	800	3370	0.00136	6.40	4700	8870	28400	0.00169
B	"	"	0.03600	356	1153	0.00462	"	1386	2895	9250	0.00519
C	"	"	0.03600	356	1153	0.00462	"	1386	2895	9250	0.00519
D	"	"	0.03200	400	1470	0.00341	"	1878	3748	12000	0.00400
6	3.20	12.80	0.01800	711	2365	0.00222	6.40	2880	5956	19100	0.00252
5	"	"	0.02656	481	1443	0.00381	"	1680	3604	11520	0.00416
4	"	"	0.02656	481	1443	0.00381	"	1680	3604	11520	0.00416
3	"	"	0.01800	711	2365	0.00222	"	2880	5956	19100	0.00252

3er. Entrepiso

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Marco	h3	4h3	S Ko3	3/4	9ant.	S Kt3	h3+h4	8/7	5+6+9	2x10	48/11
A	3.20	12.80	0.00892	1435	4700	0.00126	6.40	5090	11225	35970	0.00133
B	"	"	0.02318	552	1386	0.00455	"	1408	3346	11700	0.00409
C	"	"	0.02318	552	1386	0.00455	"	1408	3346	11700	0.00409
D	"	"	0.01784	717	1878	0.00317	"	2020	4615	14780	0.00324
6	3.20	12.80	0.00912	1404	2880	0.00201	6.40	3190	7474	23900	0.00200
5	"	"	0.01532	835	1680	0.00378	"	1692	4207	13460	0.00356
4	"	"	0.01532	835	1680	0.00378	"	1692	4207	13460	0.00356
3	"	"	0.00912	1404	2880	0.00201	"	3190	7474	23900	0.00200

4o. Entrepiso

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Marco	h4	4h4	S Ko4	3/4	9ant.	S Kt4	h4+h5	8/7	5+6+9	2x10	48/11
A	3.20	12.80	0.00892	1435	5090	0.00090	6.40	7110	13635	43600	0.00110
B	"	"	0.02318	552	1408	0.00326	"	1961	3921	12550	0.00383
C	"	"	0.02318	552	1408	0.00326	"	1961	3921	12550	0.00383
D	"	"	0.01784	717	2020	0.00227	"	2820	5557	17800	0.00270
6	3.20	12.80	0.00912	1404	3190	0.00144	6.40	4440	9034	28850	0.00166
5	"	"	0.01532	836	1692	0.00273	"	2345	4873	15600	0.00308
4	"	"	0.01532	836	1692	0.00273	"	2345	4873	15600	0.00308
3	"	"	0.00912	1404	3190	0.00144	"	4440	9034	28850	0.00166

RIGIDECES DE ENTREPISO T A B L A # 4 HOJA 3

5o. Entrepiso

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Marco	h5	4h5	S Kc5	3/4	9ant.	S Kt5	h5+h6	8/7	5+6+9	2x10	48/11
A	3.20	12.80	0.00450	2844	7110	0.00083	6.40	7710	17664	56500	0.00085
B	"	"	0.01012	1265	1961	0.00323	"	1980	5206	16650	0.00288
C	"	"	0.01012	1265	1961	0.00323	"	1980	5206	16650	0.00288
D	"	"	0.00900	1422	2820	0.00210	"	3050	7292	23300	0.00206
6	3.20	12.80	0.00400	3200	4440	0.00132	6.40	4850	12490	39950	0.00120
5	"	"	0.00590	2169	2345	0.00270	"	2370	6884	22000	0.00218
4	"	"	0.00590	2169	2345	0.00270	"	2370	6884	22000	0.00218
3	"	"	0.00400	3200	4440	0.00132	"	4850	12490	39950	0.00120

6o. Entrepiso

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Marco	h6	4h6	S Kc6	3/4	9ant.	S Kt6	h6+h7	8/7	5+6+9	2x10	48/11
A	3.20	12.80	0.00450	2844	7710	0.00083	3.20	3855	14409	46100	0.00104
B	"	"	0.01012	1265	1980	0.00323	"	990	4235	13530	0.00355
C	"	"	0.01012	1265	1980	0.00323	"	990	4235	13530	0.00355
D	"	"	0.00900	2844	3050	0.00210	"	1525	7419	23750	0.00202
6	3.20	12.80	0.00400	3200	4850	0.00132	3.20	2425	10475	33500	0.00143
5	"	"	0.00590	2169	2370	0.00270	"	1185	5724	18320	0.00262
4	"	"	0.00590	2169	2370	0.00270	"	1185	5724	18320	0.00262
3	"	"	0.00400	3200	4850	0.00132	"	2425	10475	33500	0.00143

derada, medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

Multiplicando el cortante V por la exentricidad e, se obtiene un Momento Torsionante Mt, el cual se repartirá entre los Marcos de acuerdo con las fórmulas:

$$\frac{Mt\ Rix\ Yit}{(Suma\ Rix\ Yit^2 + Suma\ Riy\ Xit^2)}$$

Para el sentido en X.

$$\frac{Mt\ Riy\ Xit}{(Suma\ Rix\ Yit^2 + Suma\ Riy\ Xit^2)}$$

Para el sentido Y.

Este procedimiento se anota a continuación en forma tabulada en las Tablas # 5 y # 6.

5.- Cálculo de los Elementos Mecánicos en los Marcos.

Este analisis se hará utilizando el Método del Factor, que siendo un método aproximado, proporciona resultados bastante aceptables en la práctica.

Se estudian a continuación los marcos B y 6 por el Método del Factor.

En la Pag. # 38 se muestra el Marco B de Rigideces y Fuerzas Sísmicas. Como se puede observar, existe en el Marco simetría en cuanto a rigideces de sus miembros, por lo tanto, unicamente se resolverá por la mitad.

El camino a seguir en la aplicación del Método

CORTANTE EN MARCOS — T A B L A # 5 — HOJA 1

1er. Nivel

SENTIDO X

Marco	RxE	Yi	RxYi	Yit	Yit^2	RxYit	$RxYit^2$	Rx/S Rx	Vrig.	Vtor.	Vtot.
A	0.00424	0	0	-12.25	150.30	-0.05195	0.6370	0.210	57.45	9.10	66.55
B	0.00564	8.00	0.04512	- 4.25	18.30	-0.02398	0.1020	0.280	76.60	4.21	80.81
C	0.00564	16.00	0.09024	3.75	14.10	0.02110	0.0795	0.280	76.60	2.54	79.14
D	0.00463	24.00	0.11100	11.75	138.00	0.05440	0.6390	0.230	63.00	6.55	69.55
Sumas	0.02015	12.25	0.24636				1.4575		273.65		

SENTIDO Y

Marco	RyE	Xi	RyXi	Xit	Xit^2	RyXit	$RyXit^2$	Ry/S Ry	Vrig.	Vtor.	Vtot.
6	0.00277	0	0	-10.20	104.40	-0.02825	0.2895	0.193	52.80	3.48	56.28
5	0.00435	4.80	0.02090	- 5.40	29.20	-0.02346	0.1270	0.307	84.03	2.89	86.92
4	0.00435	15.60	0.06790	5.40	29.20	0.02346	0.1270	0.307	84.03	3.06	87.09
3	0.00277	20.40	0.05650	10.20	104.40	0.02825	0.2895	0.193	52.80	3.68	56.48
Sumas	0.01424	10.20	0.14530				0.8330		273.65		
							2.2905				

2o. Nivel

SENTIDO X

Marco	RxE	Yi	RxYi	Yit	Yit^2	RxYit	$RxYit^2$	Rx/S Rx	Vrig.	Vtor.	Vtot.
A	0.00338	0	0	-12.40	154.00	-0.04195	0.5200	0.190	48.55	9.35	57.90
B	0.00519	8.00	0.04152	- 4.40	19.40	-0.02280	0.1006	0.292	74.70	5.09	79.79
C	0.00519	16.00	0.08304	3.60	13.00	0.01870	0.0674	0.292	74.70	1.78	76.48
D	0.00400	24.00	0.09600	11.60	134.60	0.04645	0.5390	0.226	57.80	4.40	62.20
Sumas	0.01776	12.40	0.22056				1.2270		255.75		

SENTIDO Y

Marco	RyE	Xi	RyXi	Xit	Xit^2	RyXit	$RyXit^2$	Ry/S Ry	Vrig.	Vtor.	Vtot.
6	0.00252	0	0	-10.20	104.40	-0.02570	0.2632	0.189	48.40	3.32	51.72
5	0.00416	4.80	0.02000	- 5.40	29.20	-0.02260	0.1223	0.311	79.50	2.92	82.42
4	0.00416	15.60	0.06500	5.40	29.20	0.02260	0.1223	0.311	79.50	3.22	82.72
3	0.00252	20.40	0.05140	10.20	104.40	0.02570	0.2632	0.189	48.40	3.66	52.06
Sumas	0.01336	10.20	0.13640				0.7710		255.75		
							1.9920				

3er Nivel

SENTIDO X

Marco	RyE	Yi	RyYi	Yit	Yit^2	RxYit	$RxYit^2$	Rx/S Rx	Vrig.	Vtor.	Vtot.
A	0.00266	0	0	-12.50	156.00	-0.03322	0.4160	0.189	43.00	9.03	52.03
B	0.00409	8.00	0.03272	- 4.50	20.30	-0.01840	0.0830	0.290	65.90	5.00	70.90
C	0.00409	16.00	0.06544	3.50	12.30	0.01432	0.0503	0.290	65.90	1.09	66.99
D	0.00324	24.00	0.07780	11.50	132.60	0.03725	0.4300	0.231	52.50	2.85	55.35
Sumas	0.01408	12.50	0.17596				0.9793		227.10		

SENTIDO Y

Marco	RyE	Xi	RyXi	Xit	Xit^2	RyXit	$RyXit^2$	Ry/S Ry	Vrig.	Vtor.	Vtot.
6	0.00200	0	0	-10.20	104.40	-0.02040	0.2090	0.180	40.90	2.92	43.82
5	0.00356	4.80	0.01710	- 5.40	29.20	-0.01922	0.1040	0.320	72.65	2.75	75.40
4	0.00356	15.60	0.05550	5.40	29.20	0.01922	0.1040	0.320	72.65	3.02	75.67
3	0.00200	20.40	0.04080	10.20	104.40	0.02040	0.2090	0.180	40.90	3.21	44.11
Sumas	0.01112	10.20	0.11340				0.6260		227.10		
							1.6053				

4o. Nivel

SENTIDO X

Marco	RyE	Yi	RyYi	Yit	Yit^2	RxYit	$RxYit^2$	Rx/S Rx	Vrig.	Vtor.	Vtot.
A	0.00220	0	0	-12.48	155.60	-0.02742	0.3420	0.175	32.60	7.25	39.85
B	0.00383	8.00	0.03064	- 4.48	20.10	-0.01720	0.0770	0.305	56.95	4.55	61.50
C	0.00383	16.00	0.06125	3.52	12.40	0.01350	0.0475	0.305	56.95	1.00	57.95
D	0.00270	24.00	0.06480	11.52	133.00	0.03115	0.3590	0.215	40.10	2.31	42.41
Sumas	0.01256	12.48	0.15672				0.8255		186.60		

SENTIDO Y

Marco	RyE	Xi	RyXi	Xit	Xit^2	RyXit	$RyXit^2$	Ry/S Ry	Vrig.	Vtor.	Vtot.
6	0.00166	0	0	-10.20	104.40	-0.01692	0.1734	0.175	32.60	2.36	34.96
5	0.00308	4.80	0.01480	- 5.40	29.20	-0.01662	0.0900	0.325	60.70	2.32	63.02
4	0.00308	15.60	0.04800	5.40	29.20	0.01662	0.0900	0.325	60.70	2.54	63.24
3	0.00166	20.40	0.03385	10.20	104.40	0.01692	0.1734	0.175	32.60	2.59	35.19
Sumas	0.00948	10.20	0.09665				0.5268		186.60		
							1.3523				

5o. Nivel

SENTIDO X

Marco	RxE	Yi	RxYi	Yit	Yit^2	RxYit	$RxYit^2$	Rx/S Rx	Vrig.	Vtor.	Vtot.
A	0.00170	0	0	-12.48	155.60	-0.02120	0.2624	0.179	24.05	5.82	29.87
B	0.00288	8.00	0.02304	- 4.48	20.10	-0.01290	0.0579	0.302	40.50	3.54	44.04
C	0.00288	16.00	0.04608	3.52	12.40	0.01012	0.0357	0.302	40.50	0.54	41.04
D	0.00206	24.00	0.04950	11.52	133.00	0.02375	0.2740	0.217	29.15	1.27	30.42
Sumas	0.00952	12.48	0.11862				0.6316		134.20		

SENTIDO Y

Marco	RyE	Xi	RyXi	Xit	Xit^2	RyXit	$RyXit^2$	Ry/S Ry	Vrig.	Vtor.	Vtot.
6	0.00120	0	0	-10.20	104.40	-0.01224	0.1254	0.178	23.90	1.63	25.53
5	0.00218	4.80	0.01048	- 5.40	29.20	-0.01180	0.0636	0.322	43.30	1.57	44.87
4	0.00218	15.60	0.03400	5.40	29.20	0.01180	0.0636	0.322	43.30	1.81	45.11
3	0.00120	20.40	0.02450	10.20	104.40	0.01224	0.1254	0.178	23.90	1.88	25.78
Sumas	0.00676	10.20	0.06898				0.3780		134.20		
							1.0096				

Azotea

SENTIDO X

Marco	RxE	Yi	RxYi	Yit	Yit^2	RxYit	$RxYit^2$	RX/S Rx	Vrig.	Vtor.	Vtot.
A	0.00208	0	0	-11.93	142.20	-0.02480	0.2960	0.186	12.80	1.86	14.66
B	0.00355	8.00	0.02840	- 3.93	15.43	-0.01393	0.0549	0.317	21.80	1.04	22.84
C	0.00355	16.00	0.05680	4.07	16.60	0.01445	0.0590	0.317	21.80	1.03	22.83
D	0.00202	24.00	0.04850	12.07	145.80	0.02440	0.2940	0.180	12.37	1.75	14.12
Sumas	0.01120	11.93	0.13370				0.7039		68.70		

SENTIDO Y

Marco	RyE	Xi	RyXi	Xit	Xit2	RyXit	$RyXit^2$	Ry/S Ry	Vrig.	Vtor.	Vtot.
6	0.00143	0	0	-10.20	104.40	-0.01460	0.1494	0.177	12.17	0.71	12.88
5	0.00262	4.80	0.01258	- 5.40	29.20	-0.01415	0.0765	0.323	22.23	0.69	22.92
4	0.00262	15.60	0.04090	5.40	29.20	0.01415	0.0765	0.323	22.23	1.09	23.32
3	0.00143	20.40	0.02920	10.20	104.40	0.01460	0.1494	0.177	12.17	1.13	13.30
Sumas	0.00810	10.20	0.08268				0.4518		68.70		
							1.1557				

T A B L A #6

CORRECCION POR TORSION.

SENTIDO X

Niv.	V	Xc	Xt	e	1.5e	0.05By	5+6	5-6	Mt1	Mt2
1o.	273.65	12.09	12.25	0.16	0.24	1.23	1.47	-0.99	402.00	270.60
2o.	255.75	12.07	12.40	0.33	0.50	"	1.73	-0.73	445.00	189.25
3o.	227.10	12.04	12.50	0.46	0.69	"	1.92	-0.54	436.00	122.60
4o.	186.60	12.02	12.48	0.46	0.69	"	1.92	-0.54	358.00	100.60
5o.	134.20	11.93	12.48	0.55	0.83	"	2.06	-0.40	276.60	53.80
Az.	68.70	11.91	11.93	0.02	0.03	"	1.26	-1.20	86.50	82.50

SENTIDO Y

Niv.	V	Xc	Xt	e	1.5e	0.05Bx	5+6	5-6	Mt1	Mt2
1o.	273.65	10.22	10.20	0.02	0.03	1.06	1.09	-1.03	298.00	282.00
2o.	255.75	10.23	10.20	0.03	0.05	"	1.11	-1.01	284.00	258.00
3o.	227.10	10.23	10.20	0.03	0.05	"	1.11	-1.01	252.00	229.50
4o.	186.60	10.23	10.20	0.03	0.05	"	1.11	-1.01	207.00	188.50
5o.	134.20	10.26	10.20	0.06	0.09	"	1.15	-0.97	154.50	130.40
Az.	68.70	10.36	10.20	0.16	0.24	"	1.30	-0.82	89.40	56.40

MARCO B (RIGIDECES Y FUERZAS SISMICAS)

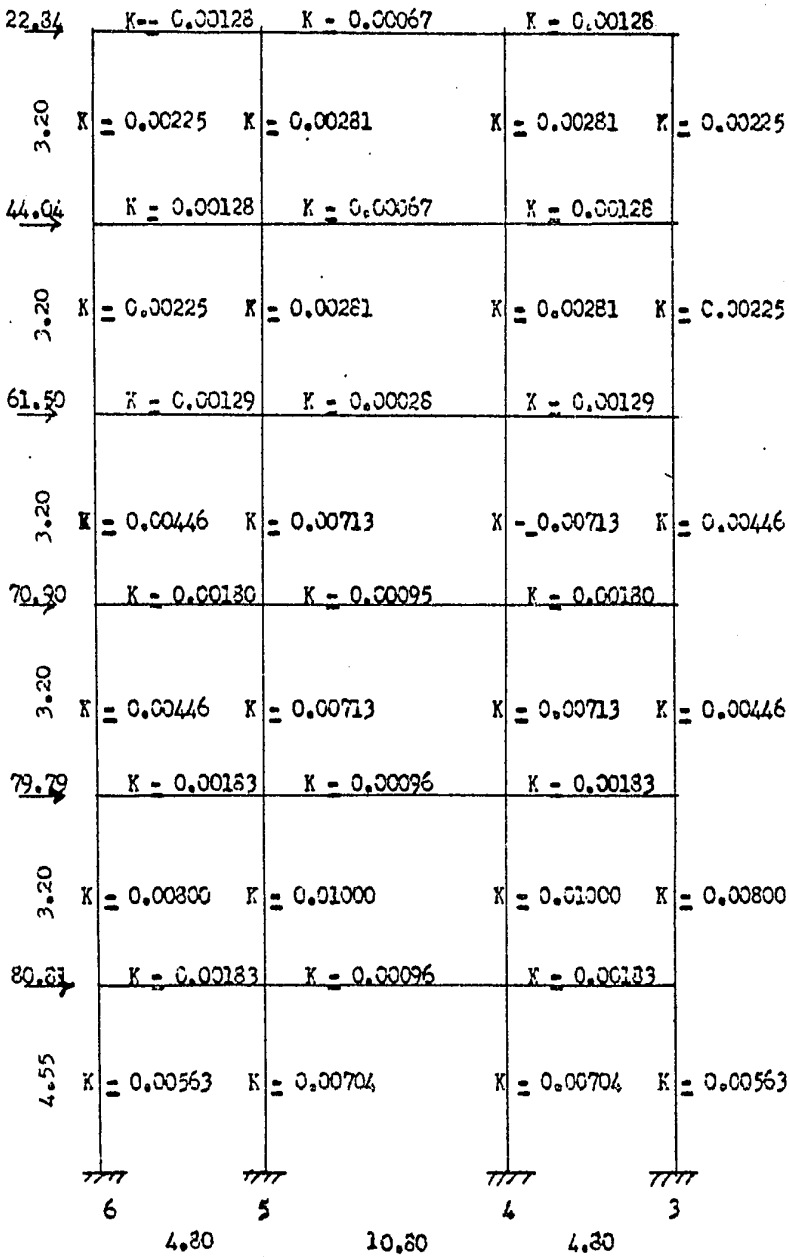


fig. 15

es el siguiente:

a.- Cálculo del Factor de Trabe (Gn).

Gn = Suma Kcn / Suma Kn

donde:

Suma Kcn es la suma de las rigideces (I/L) de las columnas que concurren al nudo.

Suma Kn es la suma de las rigideces (I/L) de todos los miembros que concurren al nudo n.

b.- Cálculo del Factor de Columna (Cn).

Cn = 1 - Gn

c.- Conocidos Factor de Trabe y de Columna en cada nudo, se transporta la mitad en cada miembro al extremo opuesto (Gń/2) y (Cń/2).

d.- Se efectúan las sumas.

Gn + Gń/2 y

Cn + Cń/2

e.- Estas sumas se multiplican por la Rigidéz I/L del miembro.

Kt(Gn + Gń/2)

Kc(Cn + Cń/2)

f.- En cada entrepiso, se suman los productos Kc(Cn + Cń/2), y el Momento de Entrepiso V x h se reparte proporcionalmente en cada miembro al producto Kc(Cn + Cń/2) de la siguiente forma.

$$V\ h\ \frac{Kcn\ (Cn + Cń/2)}{Suma\ Kcn\ (Cn + Cń/2)}$$

BIBLIOTECA CENTRAL
U. A. N. L.

g.- Obtenidos los Momentos en las Columnas, se pueden calcular ya el resto de los Elementos Mecánicos - del Marco.

Marco B. Cálculo de los Factores de Trabe.

Nivel Azotea.

Eje 6	Eje 5
0.00225/0.00353 = 0.636	0.00281/0.00476 = 0.590

5o. Nivel

0.00450/0.00578 = 0.780	0.00562/0.00757 = 0.742

4o. Nivel.

0.00671/0.00800 = 0.840	0.00994/0.01191 = 0.834

3er. Nivel.

0.00892/0.01072 = 0.830	0.01426/0.01701 = 0.836

2o. Nivel.

0.01246/0.01429 = 0.874	0.01704/0.01983 = 0.860

1er. Nivel.

0.01363/0.01546 = 0.882	0.01704/0.01983 = 0.860

En la Pag. # 41, se dibuja en forma esquemática el Marco B, con los Factores de Trabe y Columna, transportes, sumas, sumas por rigidéz, y se obtienen los datos para hacer la distribución del Momento de Entrepiso en cada miembro, como se muestra a continuación.

6o. Entrepiso		K.S.	F.D.	Mom.
Eje 5 Col	Sup.	0.00152	0.317	11.60
5	Inf.	0.00130	0.271	9.93
6	Sup.	0.00107	0.223	8.16

MARCO B (METODO DEL FACTOR).

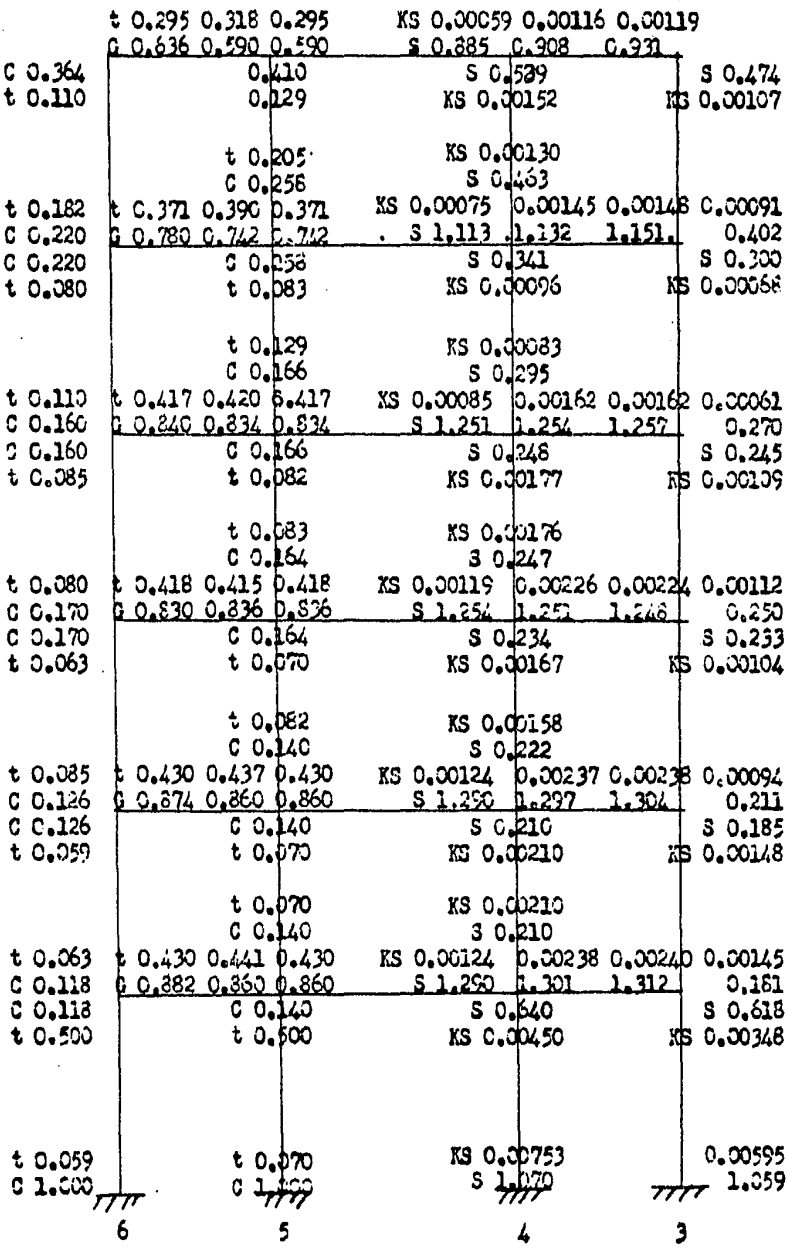


Fig. 16

Eje 6	Col	Inf.	0.00091	0.189	6.91
5o. Entrepiso.					
Eje 5	Col	Sup.	0.00096	0.312	22.00
5		Inf.	0.00083	0.269	18.95
6		Sup.	0.00068	0.221	15.60
6		Inf.	0.00061	0.198	13.95
4o. Entrepiso.					
Eje 5	Col	Sup.	0.00177	0.309	30.45
5		Inf.	0.00176	0.307	30.25
6		Sup.	0.00109	0.190	18.70
6		Inf.	0.00112	0.194	19.10
3er. Entrepiso.					
Eje 5	Col	Sup.	0.00167	0.319	36.25
5		Inf.	0.00158	0.302	34.25
6		Sup.	0.00104	0.199	22.60
6		Inf.	0.00094	0.180	20.40
2o. Entrepiso.					
Eje 5	Col	Sup.	0.00210	0.295	37.70
5		Inf.	0.00210	0.295	37.70
6		Sup.	0.00148	0.207	26.45
6		Inf.	0.00145	0.203	25.90
1er. Entrepiso.					
Eje 5	Col	Sup.	0.00450	0.210	38.65
5		Inf.	0.00753	0.351	64.55
6		Sup.	0.00348	0.162	29.80
6		Inf.	0.00595	0.277	51.00

Y finalmente se obtiene el resto de los elementos Mecánicos como se aprecia en la figura de la Pag. # 44.

En la misma forma como se hizo el cálculo para el Marco B, se hace para el resto de los Marcos. A continuación se presenta el cálculo para el Marco 6, en la Pag. # 45 se presenta el esquema del Marco 6 con fuerzas sísmicas y rigideces. Y como se puede apreciar existe simetría de rigideces por lo tanto se resolverá por mitad.

Cálculo de los Factores de Trabe.

Eje A	Eje B
Nivel Azotea.	
0.00100/0.00144 = 0.694	0.00100/0.00188 = 0.532
5o. Nivel.	
0.00200/0.00244 = 0.820	0.00200/0.00288 = 0.694
4o. Nivel.	
0.00328/0.00376 = 0.872	0.00328/0.00424 = 0.774
3er. Nivel.	
0.00456/0.00523 = 0.874	0.00456/0.00590 = 0.774
2o. Nivel.	
0.00678/0.00752 = 0.900	0.00678/0.00826 = 0.820
1er. Nivel.	
0.00767/0.00841 = 0.910	0.00767/0.00915 = 0.858

Estos resultados se anotan en el esquema de la Pag. # 46, en donde se anotan los transportes, las sumas.

MARCO B (ELEMENTOS MECANICOS)

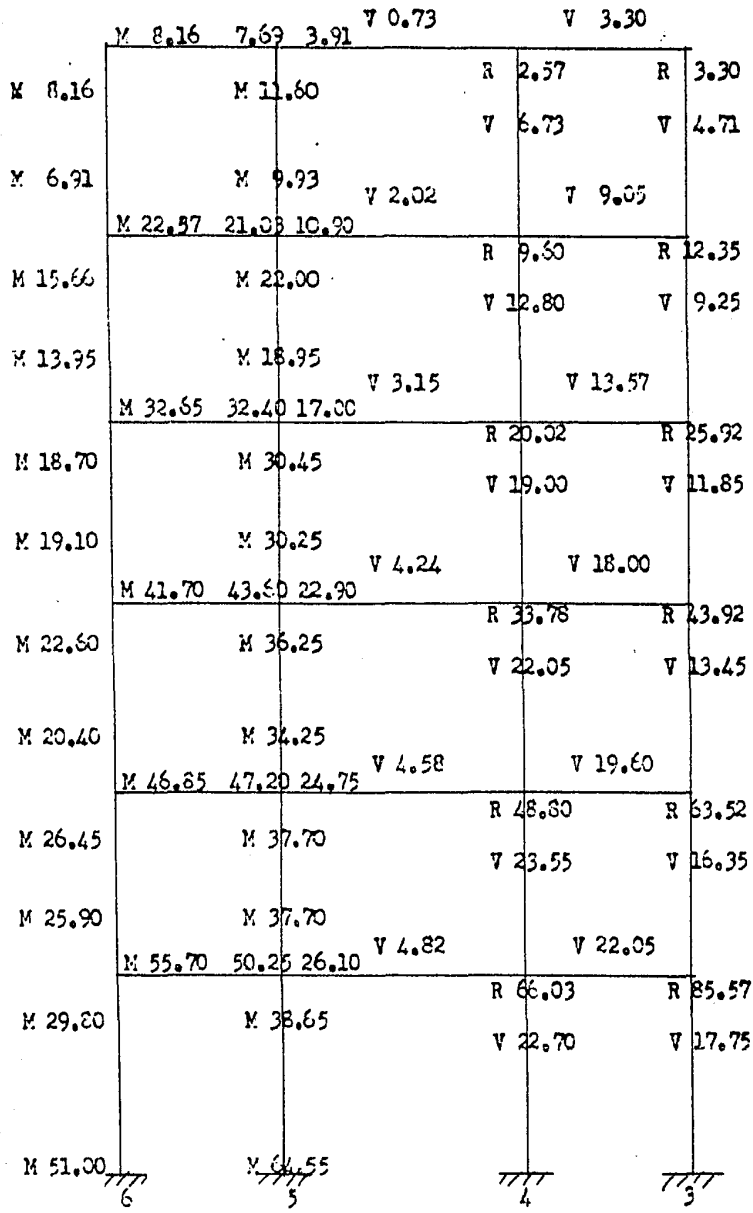


fig. 17

MARCO 6 (RIGIDECES Y FUERZAS SISMICAS)

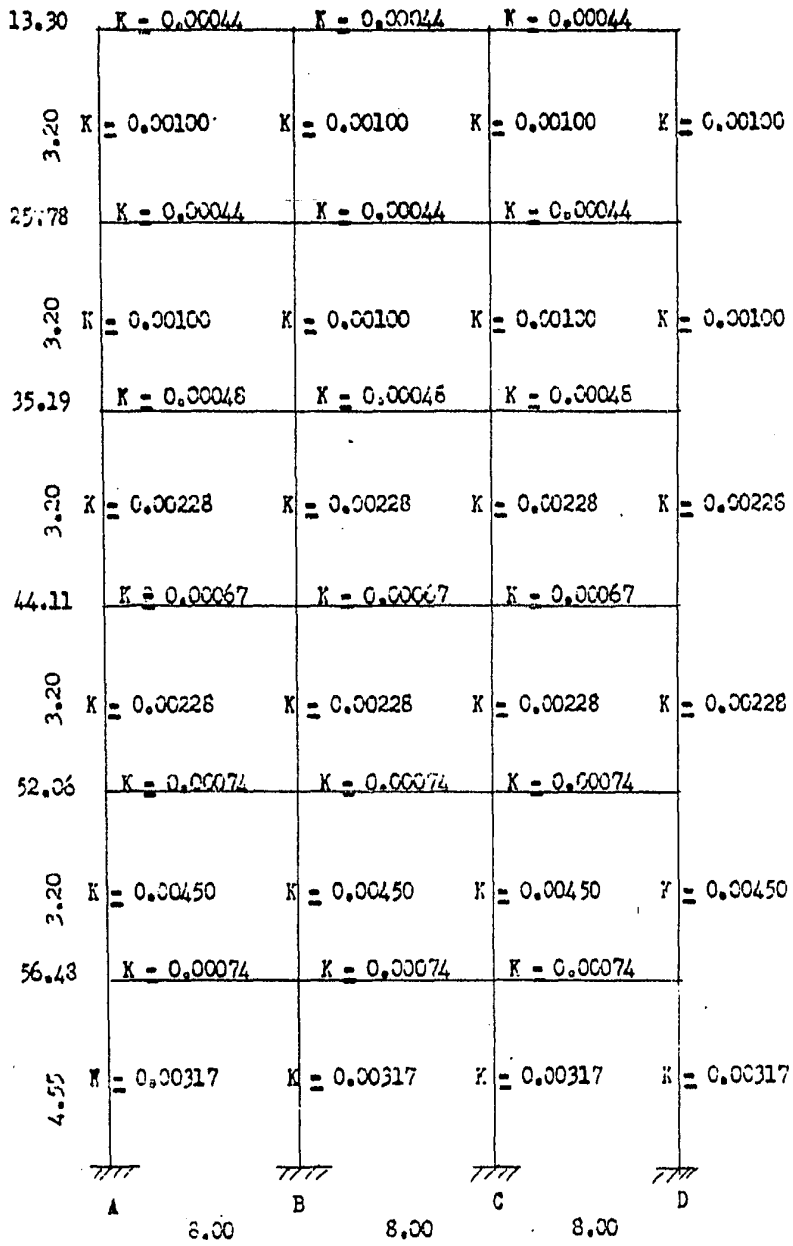


fig. 18

MARCO 6 (METODO DEL FACTOR).

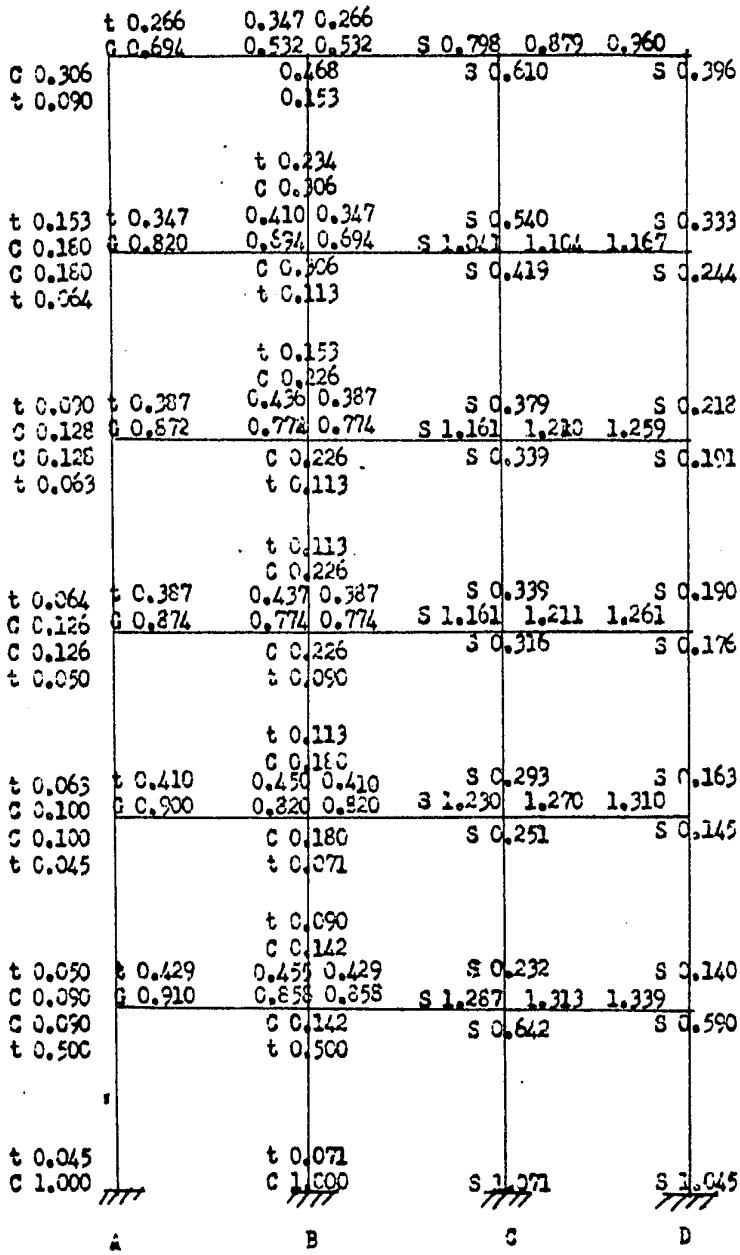


fig. 19

Habiendo sido consideradas para este caso, las rigideces de las columnas iguales, no es necesario efectuar el producto Kc (Cn - Cń/2). Por lo tanto, se puede ya hacer la distribución del Momento V h de Entrepiso.

6o. Entrepiso		K.S.	F.D.	Mom.
Eje B Col	Sup.	0.621	0.329	7.00
B	Inf.	0.540	0.286	6.08
A	Sup.	0.396	0.209	4.45
A	Inf.	0.333	0.176	3.75
5o. Entrepiso.				
Eje B Col	Sup.	0.419	0.333	13.75
B	Inf.	0.379	0.301	12.40
A	Sup.	0.244	0.193	7.96
A	Inf.	0.218	0.173	7.14
4o. Entrepiso.				
Eje B Col	Sup.	0.339	0.320	13.00
B	Inf.	0.339	0.320	13.00
A	Sup.	0.191	0.181	10.18
A	Inf.	0.190	0.179	10.12
3er. Entrepiso.				
Eje B Col	Sup.	0.316	0.334	23.53
B	Inf.	0.293	0.308	21.77
A	Sup.	0.176	0.186	13.15
A	Inf.	0.163	0.172	12.15
2o. Entrepiso.				
Eje B Col	Sup.	0.251	0.327	27.25

Eje B	Col	Inf.	0.232	0.302	25.25
A		Sup.	0.145	0.189	15.75
A		Inf.	0.140	0.182	15.20

ler. Entrepiso.

Eje B	Col	Sup.	0.642	0.192	24.60
B		Inf.	1.071	0.320	41.05
A		Sup.	0.590	0.176	22.55
A		Inf.	1.045	0.312	40.05

Obtenidos estos resultados se obtiene el resto de los Elementos Mecánicos del Marco como se ilustra en el esquema de la Pag. # 49. De la misma forma se hace para el resto de los Marcos.

MARCO 6 (ELEMENTOS MECANICOS)

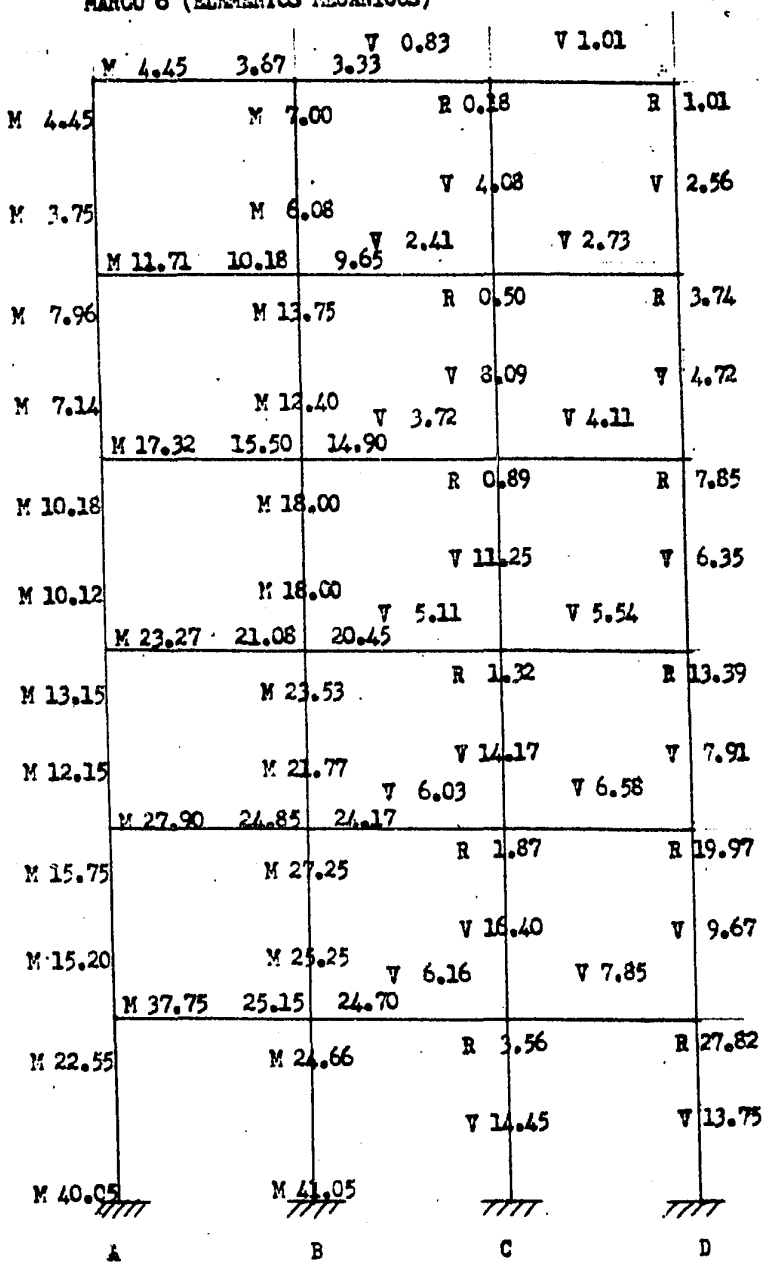


fig. 20

IV.- DISEÑO DE NERVADURAS.

De los Capítulos anteriores, se han obtenido ya los Elementos Mecánicos de los Marcos, tanto para carga - permanente, como para carga eventual (Sismo). Entonces se puede proceder a diseñar.

La Losa Reticular se compone de nervaduras de - concreto, con blques o casetones que aligeran la losa. Ya previamente se ha trazado una retícula con la localización de las nervaduras y su dimensionamiento. (Ver Plano No. 3)

En un tablero de Losa, se distinguen dos franjas de nervaduras:

Franja de Columnas

Franja de Losa

La Franja de Columnas se localiza en el cuarto de claro adyacente al apoyo.

La Franja de Losa se localiza en el medio central del tablero, como se indica en la siguiente figura.

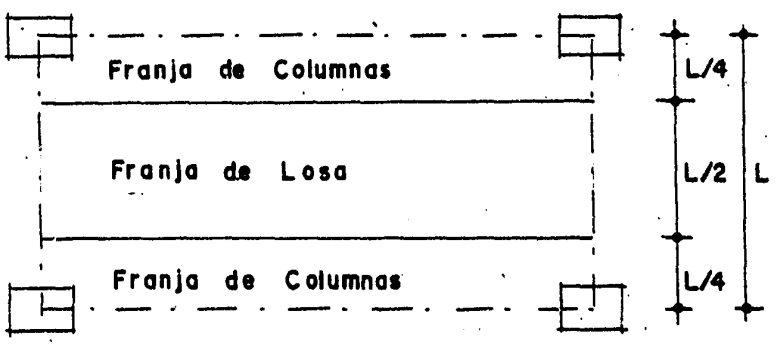


fig. 21

El Método de Diseño empleado en la Solución de Trabes y Losa, fué el Plástico, teniendo como auxiliares las Gráficas que proporciona el Instituto de Ingeniería - de la U.N.A.M. y de acuerdo con el Reglamento, los coeficientes usados son:

a.- Para la combinación de carga muerta y viva estructural 1.4.

b.- Para la combinación de carga muerta, viva - estructural y sismo 1.1.

c.- Cv = 0.22 es el Coeficiente de Variación para el Concreto mezclado mecánicamente, proporcionado por peso y controlado el contenido de humedad de los agregados.

La calidad del concreto con que se efectuó el - cálculo es de $f'c = 210$ Kg/cm^2.

Para poder hacer una comparación adecuada entre las dos soluciones, el Método de Diseño, las Constantes - usadas, y la calidad del Concreto y del Acero, se mantuvieron en este diseño.

De acuerdo con lo anterior, las constantes de - Diseño para el Método Plástico serán:

F.C. = 1.4 (Carga muerta + Carga Viva)

$f^*c = 0.9(1 - Cv)f'c = 147.5$ Kg/cm^2

$f''c = 0.85\ f^*c = 125.5$ Kg/cm^2

$f^*y = 0.80\ fy = 3200$ Kg/cm^2

$f''c/f^*y = 0.0395$

F.C. = 1.1 (Carga muerta - La distribución más desfavorable de Carga Viva y Sismo)

$f^*c = (1 - Cv)f'c = 163.8\ Kg/cm^2$

$f''c = 0.85\ f^*c = 139.2\ Kg/cm^2$

$f^*y = 0.9\ fy = 3600\ Kg/cm^2$

$f''c/f^*y = 0.03865$

Se usará la Gráfica # 2, a la cual se entra con

$Mu/b\ d^2\ f''c$ pero si

$Mu = 1.4\ M$ ó

$Mu = 1.1\ M$

Ya se trate de carga permanente ó permanente y eventual, se puede hacer una tabulación de acuerdo con las secciones consideradas en los Marcos y obtener un factor - para cada sección.

$\alpha_p = 1.4/b\ d^2\ f''c$

$\alpha_{pe} = 1.1/b\ d^2\ f''c$

El cual multiplicado por el Momento correspon-- diente, permite entrar a la gráfica y obtener q - q' y p (porcentaje de acero en la sección).

Se han tabulado valores de $M\alpha$, (q - q') y (p) con lo que se facilita el Diseño.

Una vez calculadas las áreas de acero en las secciones de los Marcos, el acero de refuerzo se repartirá - según el Manual del A.C.I.

Para los Momentos Negativos

70% Franja de Columnas.

30% Franja de Losa.

Para los Momentos Positivos.

40% Franja de Columnas.

60% Franja de Losa.

Con este criterio, se presenta a continuación - el diseño de los Marcos D y 6 haciendo los siguientes pasos.

a.- Trazo de Diagramas de Momentos de Carga Permanente y su combinación con el Sismo.

b.- Trazo de Diagramas de Fuerza Cortante de Carga Permanente y su combinación con el Sismo.

c.- Cálculo de las Constantes de la Sección.

d.- Cálculo de los Porcentajes y Areas de Acero.

Los armados a que se llegará se presentan en los planos respectivos de Nervaduras (Planos del 4 al 7). Se - diseñarán unicamente los niveles 1, 2, 4, y azotea, tomandose el 3 igual al 2 y el 5 igual al 4, ya que la variación es mínima entre estos niveles.

A continuación, en las Pags. 54, 55, 56, 57, se presentan los diagramas de Momentos y Fuerza Cortante para los Marcos D y 6 en los niveles 1o. y Azotea.

De acuerdo con la localización y dimensionamiento de nervaduras (Plano No. 3) los anchos tributarios y --

MARCO D 1er. NIVEL

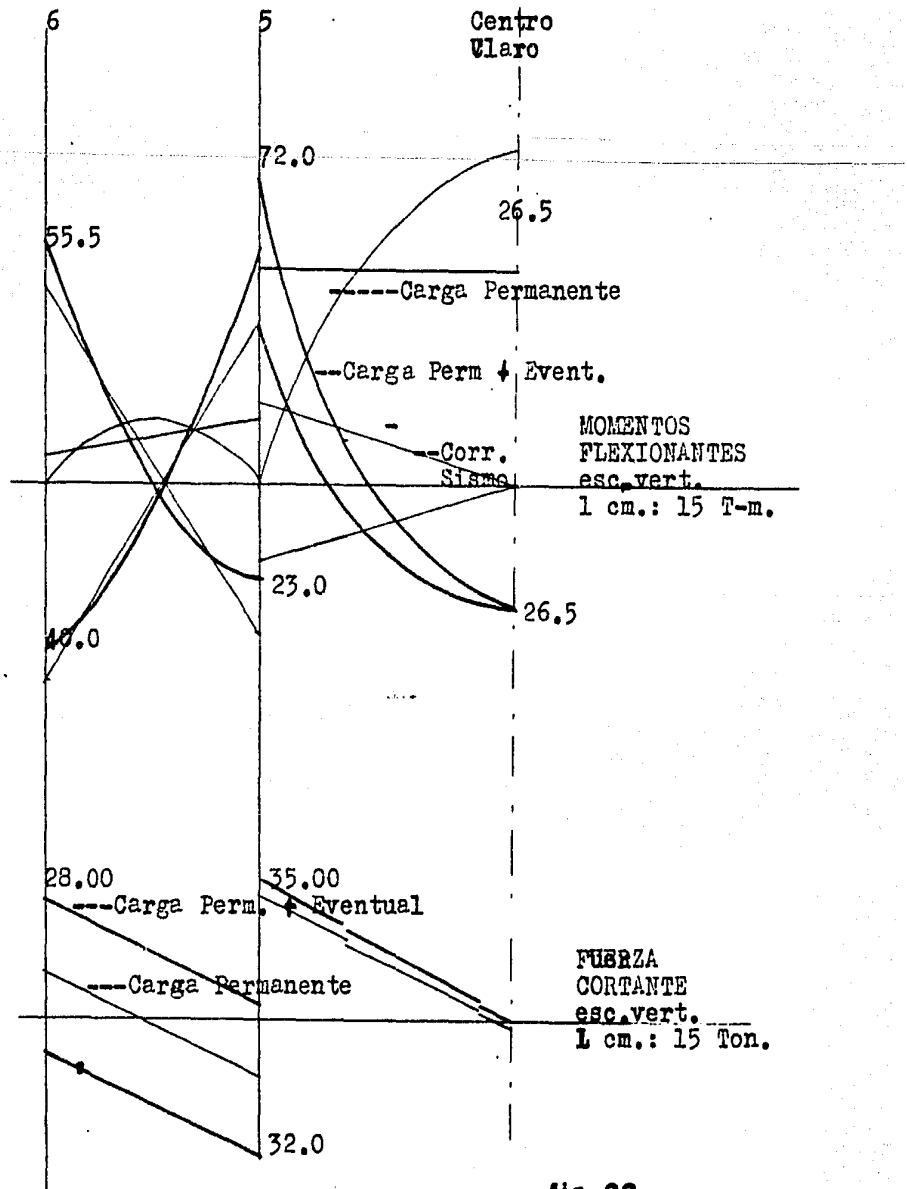


fig. 22

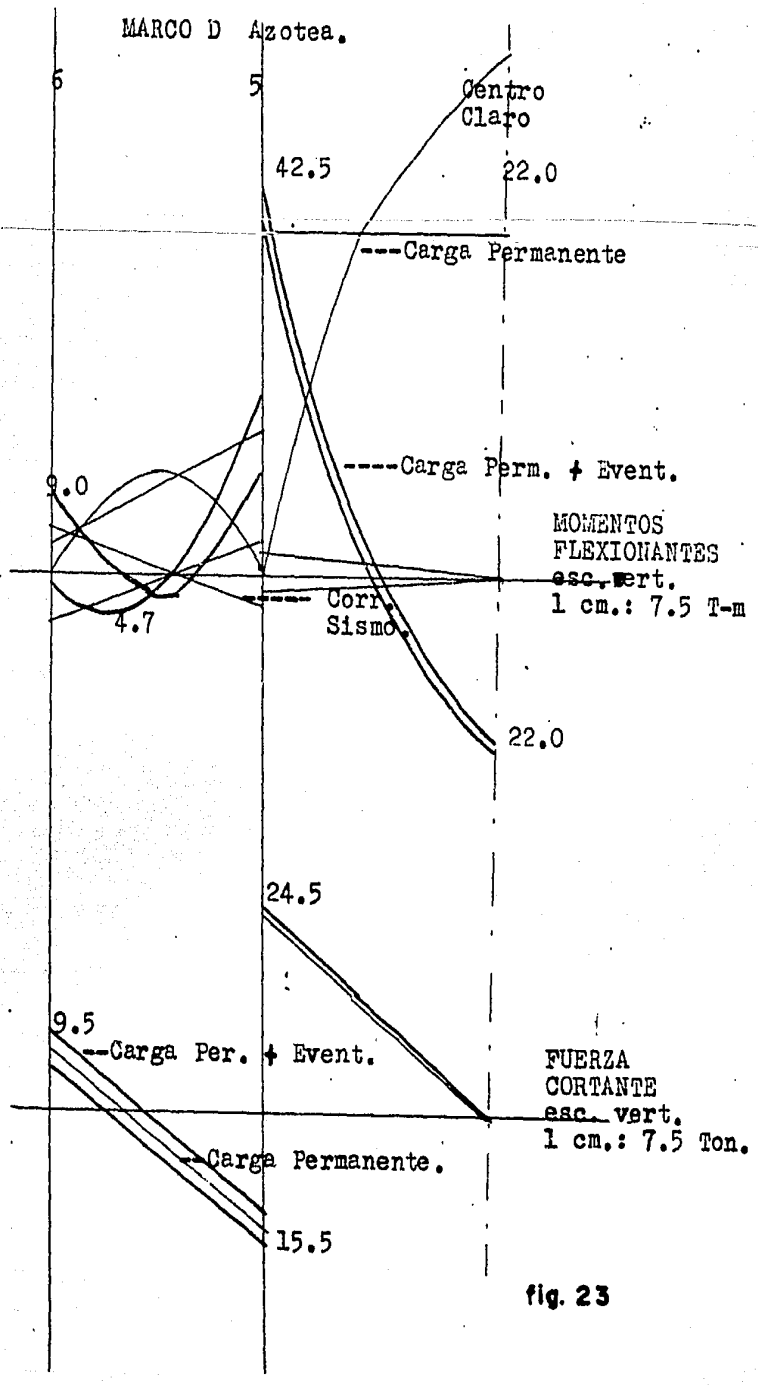

MARCO D Azotea.
6
5
Centro
Claro
42.5
22.0
---Carga Permanente
----Carga Perm. + Event.
9.0
MOMENTOS
FLEXIONANTES
esc. vert.
1 cm.: 7.5 T-m
4.7
---- Corr.
Sismo.
22.0
24.5
9.5
--Carga Per. + Event.
FUERZA
CORTANTE
esc. vert.
1 cm.: 7.5 Ton.
--Carga Permanente.
15.5

fig. 23

MARCO 6 1er. Nivel.

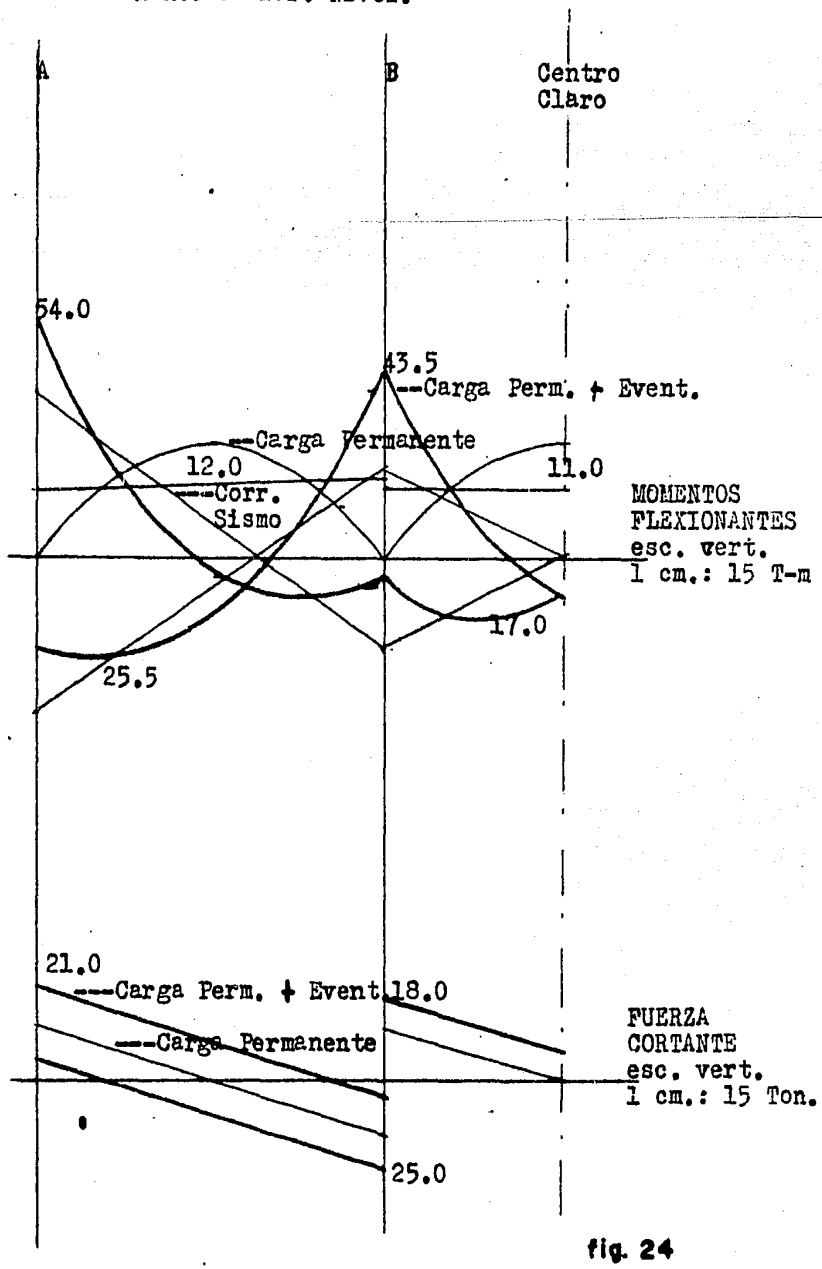


fig. 24

MARCO 6 Azotea.

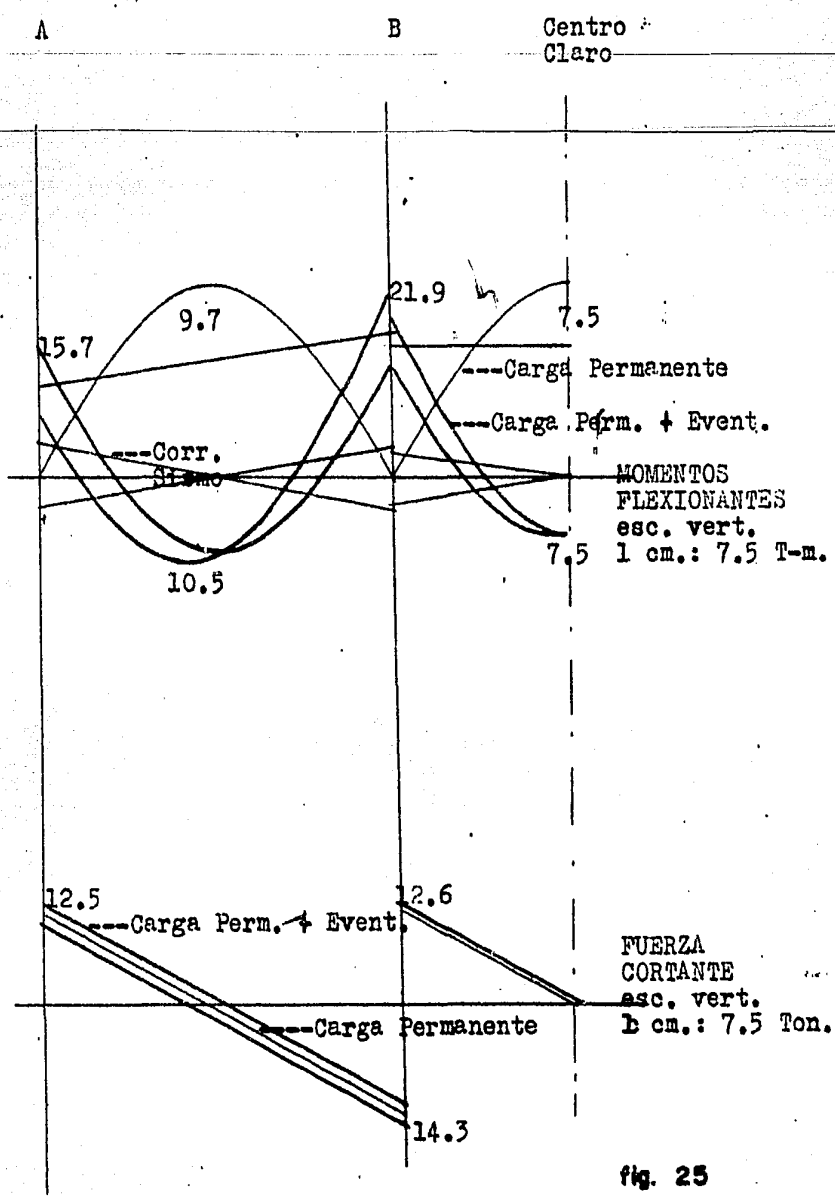


fig. 25

constantes se obtienen de la siguiente manera.

Marco D.

ler. Nivel. $b = 40 + 25 + 20 + 15 =$

$= 100$ cm.

Azotea. $b = 30 + 25 + 20 + 15$

$= 90$ cm.

Y las constantes.

ler. Nivel. $b = 100$ $d = 40$ $bd = 0.40$ m^2

$1/bd^2 = 6.25$ $\alpha_p = 0.00699$

$\alpha_{pye} = 0.00494$

Azotea. $b = 90$ $d = 35$ $bd = 0.315$ m^2

$1/bd^2 = 9.16$ $\alpha_p = 0.01012$

$\alpha_{pye} = 0.00716$

Marco 6.

ler. Nivel. $b = 30 + 20 + 15 = 65$ cm.

Azotea. $b = 20 + 20 + 15 = 55$ cm.

Y las constantes.

ler. Nivel. $b = 65$ $d = 40$ $bd = 0.26$ m^2

$1/bd^2 = 9.61$ $\alpha_p = 0.01075$

$\alpha_{pye} = 0.00760$

Azotea. $b = 55$ $d = 35$ $bd = 0.1925$ cm^2

$1/bd^2 = 14.83$ $\alpha_p = 0.01660$

$\alpha_{pye} = 0.01172$

De acuerdo con los Momentos en los diagramas y efectuando las operaciones, corresponderán las siguientes áreas de acero.

Marco D.

Eje	Momento	As.
Nivel 1o.		
6 (-)	55.50	50.90
5 (-)	72.00	72.74
6 (+)	40.00	34.90
5 (+)	23.00	19.15
5-4 (+)	26.50	23.20
Nivel Azotea.		
6 (-)	9.00	8.30
5 (-)	37.25	57.06
6-5 (+)	4.70	5.68
5-4 (+)	22.00	30.94

Marco 6.

Eje	Momento	As.
Nivel 1o.		
A (-)	54.00	57.60
B (-)	43.50	42.60
A-B (+)	25.50	22.05
B-C (+)	17.00	14.20
Nivel Azotea.		
A (-)	15.70	15.34
B (-)	17.12	25.90
A-B (+)	9.70	13.34
B-C (+)	7.50	10.02

Y asi para el resto de los Marcos.

V.- DISEÑO DE COLUMNAS.

El diseño de columnas para la primera solución (Sistema de Trabes y Losa), se hizo por el Método Plástico, utilizando las Gráficas del Instituto de Ingeniería - de la U.N.A.M.. Para conservar el criterio de comparación en la 2a. solución se empleará el mismo método.

Se conocen por nivel y para cada columna:

P Descarga en la columna (Carga muerta + Carga viva estructural) acumulada.

Mx Momento Flexionante en el sentido X (Del Método de Cross).

My Momento Flexionante en el sentido Y.

Pxs Descarga en la columna debida al sismo en - el sentido X.

Pys Descarga en la columna debida al simo en el sentido Y.

Mxs Momento Flexionante en la columna en el sentido X debido al sismo.

Mys Momento Flexionante en la columna en el sentido Y debido al sismo.

Vxs Fuerza Costante en la columna en el sentido X (Combinación Permanente + Eventual).

Vys Fuerza Cortante en la columna en el sentido Y (Combinación Permanente + Eventual).

Estos datos se vacían en Tablas, se supone la -

sección, y el diseño se hace de la siguiente forma:

Se calcula una exentricidad en la columna -- (X/12 + 2) y (Y/12 + 2), siendo X e Y dimensiones de las columnas en el sentido de analisis, para absorber una posible exentricidad en las descargas, ya sea por carga permanente ó la combinación con el sismo, que resulta en un incremento de Momento Flexionante.

Se calcúla la descarga debida a Carga Permanente + Eventual en ambos sentidos.

Se obtienen los valores de los Momentos Flexionantes debidos a Carga Permanente y a la combinación con el Sismo, incrementadas con el Momento Flexionante debido a exentricidad en la descarga.

Al suponer las secciones, se calcula:

$t \times b$

$t^2 \times b$

$1/t \times b$

$1/t^2 \times b$

(1)... $1.2 \times 1.4/(f''c\ t\ b)$ para Carga Permanente.

(2)... $1.4/(f''c\ t^2\ b)$ para Carga Permanente.

(3)... $1.2 \times 1.1/(f''c\ t\ b)$ para la combinación con el Sismo.

(4)... $1.1/(f''c\ t^2\ b)$ para la combinación con el Sismo.

Y se obtienen los valores.

$Px(1) = K_p$

$Px(3) = K_{p+s}$

$Mx(2) = R_p$

$Mx(4) = R_p f_s$

Con estos valores, de las Gráficas, interpolando para la relación Rx/Ry, se obtiene un valor de (q) y posteriormente el porcentaje de acero (p).

Finalmente $As = p \times bt$

A continuación se muestra el diseño de la columna K-3.

COLUMNAS — C-6, C-3, B-6, B-3. TIPO-K-3

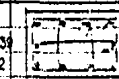
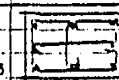
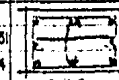
TESIS PROFESIONAL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28
		DIMENSION		X ≠ 2	Y ≠ 2	PERMANENTE			SISMO				Ton — m PERMANENTE X			SISMO X			PERMANENTE Y			SISMO Y					
NIVEL	h cm	X cm	Y cm	12	12	Px Ton	Py Ton	Pp 7+8	Pxs Ton	Pys Ton	Pp+Pxs 9+10	Pp+Pys 9+11	ΔMxp 5x9	Mxp	ΣMxp 14+15	ΔMxs 5x10	Mxs	ΣMxt 16+17+18	ΔMyp 6x9	Myp	ΣMyp 20+21	ΔMys 6x11	Mys	ΣMyt 22+23+24	Vxs	Vys	K
1o.	4.55	80	60	0.0866	0.07			140.66					12.18	8.55	20.73												0.1
									85.57		226.23					7.41	51.00	79.14							23.09		
																			9.85	0.69	10.54						
										3.54		144.20										0.25	41.05	51.84		14.88	
3o.	3.20	70	50	0.0784	0.0686			91.70					7.19	8.55	15.74												0.1
									43.03		135.63					3.44	22.60	40.78							18.79		
																			5.65	0.69	6.34						
										1.33		93.03										0.08	23.53	29.95		14.61	
5o.	3.20	60	40	0.07	0.0533			42.72					2.99	8.55	11.54												0.2
									12.35		55.07					0.86	15.60	28.00							14.59		
																			2.28	0.69	2.97						
										0.51		43.23										0.03	13.75	16.75		8.52	

-K-3

TESIS PROFESIONAL

OBRA: ESTACION COLEGIO MILITAR

10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37
SISMO				Ton—m PERMANENTE X			SISMO X			PERMANENTE Y			SISMO Y					PERMANENTE				PERMANENTE Y SISMO					
Pxs Ton	Pys Ton	Pp+Pxs 9+10	Pp+Pys 9+11	ΔMxp 5x9	Mxp	Σ Mxp 14+15	ΔMxs 5x10	Mxs	ΣMxt 16+17+18	ΔMyp 6x9	Myp	ΣMyp 20+21	ΔMys 6x11	Mys	ΣMyt 22+23+24	Vxs	Vys	KiPp	RiMp	q	p	KisPs	RisMps	q	p	VARILLAS	ESTRIBOS
				12.18	8.55	20.73												0.392	0.060								
85.57		226.23					7.41	51.00	79.14							23.09						0.448	0.163	0.36	0.0139		Jgo. E. #3 @ 40
										9.85	0.69	10.54							0.041					As = 66.72			
	3.54		144.20										0.25	41.05	51.84		14.88					0.286	0.142			6#10 + 4#8	
				7.19	8.55	15.74												0.152	0.072								
43.03		135.63					3.44	22.60	40.78							18.79						0.368	0.132				Jgo. E #3 @ 40
										5.65	0.69	6.34							0.040					As = 48.65			
	1.33		93.03										0.08	23.53	29.95		14.61					0.252	0.135	0.36	0.0139	4#10 + 4#8	
				2.99	8.55	11.54												0.239	0.090								
12.35		55.07					0.86	15.60	28.00							14.59						0.218	0.153	0.39	0.0151		Jgo. E #5 @ 35
										2.28	0.69	2.97							0.035					As = 36.24			
	0.51		43.23										0.03	13.75	16.75		8.52					0.171	0.137			8#8	

VI.- CUBICACION DE MATERIALES.

De acuerdo con los planos correspondientes de diseño, se ha obtenido una cubicación con los siguientes resultados.

1.- Primera Solución. (Sistema de Trabes y Losa)

Concepto	Total
Acero en Trabes	
ϕ = 2	241.56 Kg.
ϕ = 2.5	2,322.70 "
ϕ = 3 ó Mayor	57,555.33 "
Acero en Losas	
ϕ = 2.5	14,332.11 Kg.
Acero en Columnas	
ϕ = 2.5	1,304.08 Kg.
ϕ = 3 ó Mayor	29,451.02 Kg.
Cimbra en Trabes	2,805.61 M^2
Cimbra en Losas	2,386.94 "
Cimbra en Columnas	950.02 "
Chaflán	6,061.28 Ml.
Concreto en Trabes	401.06 M^3
Concreto en Losas	296.27 "
Concreto en Columnas	152.33 "

CUBICACION POR NIVELES (PRIMERA SOLUCION)

CONCEPTO	UNIDAD	NIVEL 1	NIVEL 2 y 3	NIVEL 4 y 5	NIVEL Azotea
Acero en Trabes					
Ø = 2	Kg.	40.26	80.52	80.52	40.26
Ø = 2.5	"	387.75	775.50	775.50	383.95
Ø = 3 o Mayor	"	10,476.87	20,428.86	17,901.18	8,745.39
Acero en Losas					
Ø = 2.5	Kg.	2,425.95	4,851.90	4,851.90	2,202.36
Acero en Columnas					
Ø = 2.5	Kg.	260.82	443.38	404.20	195.68
Ø = 3 ó Mayor	"	5,890.20	10,013.30	9,129.21	4,418.31
Cimbra en Trabes	M^2	466.29	941.34	925.40	472.58
Cimbra en Losas	"	400.64	790.10	806.60	389.60
Cimbra en Columnas	"	190.00	323.40	294.50	142.12
Chaflán	Ml.	1,139.28	1,968.80	1,968.80	984.40
Concreto en Trabes	M^3	69.16	139.74	121.64	70.52
Concreto en Losas	"	49.99	99.06	98.15	49.07
Concreto en Columnas	"	30.46	51.79	47.23	22.85

2.- Segunda Solución. (Sistema de Losa Reticular)

Concepto	Total
Acero en Losas	
ø = 2.5	11,925.98 Kg.
ø = 3 ó Mayor	77,330.85 "
Acero en Columnas	
ø = 3 ó Mayor	40,293.08 Kg.
Acero en Capiteles	
ø = 3 ó Mayor	4,754.40 Kg.
Malla en Losa	3,706.88 "
Cimbra en Losas	3,180.39 M^2
Cimbra en Columnas	735.20 "
Chaflán	2,352.00 Ml.
Concreto en Losas	621.38 M^3
Concreto en Columnas	116.37 "
Casetones	
80 x 80 x 40	1,302.00 Pza.
80 x 80 x 35	1,302.00 "

Si a los resultados obtenidos en estas dos soluciones, se les aplican los precios unitarios correspondientes, se obtendrá el analisis de costos de la Pag. # 67.

CUBICACION POR NIVELES (SEGUNDA SOLUCION)

CONCEPTO	UNIDAD	NIVEL 1	NIVEL 2 y 3	NIVEL 4 y 5	NIVEL Azotea
Acero en Losas					
$\phi \leq 2.5$	Kg.	1,879.94	3,545.58	4,262.56	2,235.90
$\phi \geq 3$ ó Mayor	"	14,307.13	26,338.14	25,516.50	11,169.08
Acero en Columnas					
$\phi \geq 3$ ó Mayor	Kg.	8,058.62	13,699.65	12,490.85	6,043.96
Acero en Capiteles					
$\phi \geq 3$ ó Mayor	Kg.	857.72	1,715.44	1,454.16	727.08
Malla en Losas	"	617.81	1,235.62	1,235.62	617.81
Cimbra en Losas	M^2	536.21	1,067.86	1,050.88	525.44
Cimbra en Columnas	"	147.04	249.96	227.92	110.28
Chaflán	Ml.	465.00	749.80	758.00	379.20
Concreto en Losas	M^3	111.30	218.78	194.20	97.10
Concreto en Columnas	"	23.27	39.57	36.07	17.46
Casetones					
80 x 80 x 40	Pza.	434.00	868.00		
80 x 80 x 35	"			868.00	434.00

ANALISIS DE COSTOS DE LAS ESTRUCTURAS

CONCEPTO	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	PRIMERA SOLUCION CANTIDAD	PRIMERA SOLUCION COSTO	SEGUNDA SOLUCION CANTIDAD	SEGUNDA SOLUCION COSTO
ACERO						
ø = 2	Kg.	4.16	241.56	1,004.89		
ø = 2.5	"	4.32	17,958.89	77,582.40	11,925.98	51,520.23
ø = 3 ó M	"	3.82	87,003.52	332,352.68	122,378.33	467,485.22
MALLA	"	5.25			3,706.88	19,461.12
CIMBRA						
TRABES	M^2	42.99	2,805.61	120,613.17		
LOSA	"	36.26	2,386.94	86,550.44	3,180.39	115,320.94
COLUMNAS	"	35.80	950.02	34,010.72	735.20	26,320.16
CHAFLAN	Ml.	1,14	6,061.28	6,909.86	2,352.00	2,681.28
CONCRETO						
TRABES	M^3	321.54	401.06	128,956.83		
LOSA	"	321.54	296.27	95,262.66		
COLUMNAS	"	354.50	152.33	54,000.99	116.37	41,253.17
LOSA RET.	"	331.54			621.38	206,012.33
CASETONES						
80 x 80 x 40	Pza.	35.40			1,302.00	46,090.80
80 x 80 x 35	"	32.80			1,302.00	42,705.60
COSTO TOTAL ESTRUCTURAS				$ 937,244.64		930,054.45
DIFERENCIA				$ 7,190.19		
DIFERENCIA EN %				0.77		

VII.- CONCLUSIONES.

Según se desprende de los análisis de Costos de ambas estructuraciones, la diferencia de costos en porcentaje es de 0.77 % en favor de la Solución de Losa Reticular. Para determinar dicho porcentaje, solo se consideró el costo de las estructuras, ya que en ambos casos habrá que poner un falso plafond para ocultar las diversas instalaciones necesarias para el funcionamiento de la estructura, y su costo se estimó aproximadamente igual.

Para este estudio comparativo, la diferencia de costos obtenida resulta insignificante para decidir en favor de una u otra solución desde el punto de vista económico.

Solo en caso de que no hubiera necesidad de colocar falso plafond a la Losa Reticular, y que la solución de Trabes y Losa si llevara falso plafond, la diferencia de costo sería:

Solución de Trabes y Losa.		
Falso Plafond	Costo	$ 124,376.90
Solución de Losa Reticular		
Yeso en Plafond	Costo	$ 27,999.54
Diferencia		$ 96,377.36
Diferencia Total		$ 103,567.55

Diferencia en $ a favor de la Losa Reticular .. .. 11.05 %

Lo que ya inclinaría a tomar una franca decisión desde el punto de vista económico en favor de la Solución de Losa Reticular.

La Losa Reticular tiene la ventaja de que la misma cimbra se puede usar en todos los niveles, proporcionando económía por la recuperación de ésta y rapidéz en el cimbrado y descimbrado, además de que en el caso de no necesitar falso plafond para ocultar instalaciones, se disminuye la altura total del edificio.

El defecto de la Losa Reticular estriba en que al colocar instalaciones sanitarias, ó eléctricas, estas quedan ahogadas en el concreto, presentandose además el problema de ruptura de casetones y del volumen extra de concreto para llenar estos huecos.

A diferencia de lo anterior, el Sistema de Trabes y Losa no presenta los problemas enunciados en el párrafo anterior.

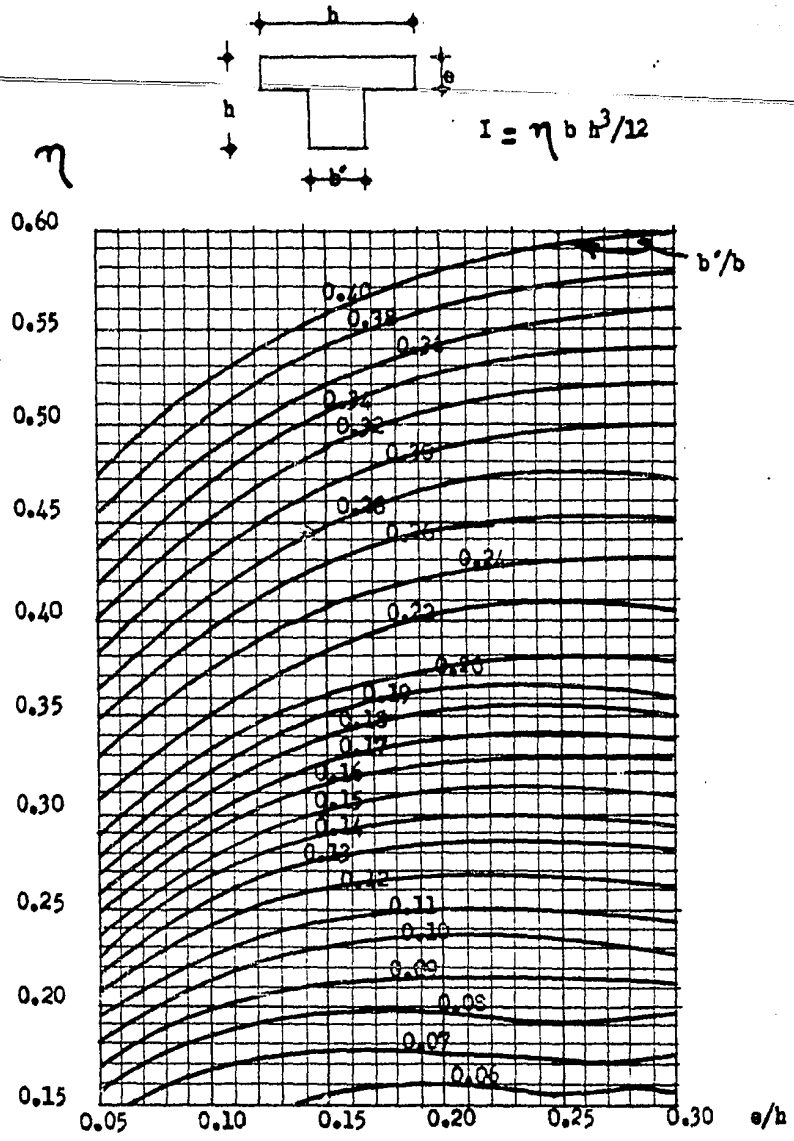
En el análisis de costos no se tomó en cuenta diferencias en recubrimientos de fachadas, longitudes de escaleras, guías de elevadores, tuberías etc., por considerar que son diferencias pequeñas que en muy poco contribuyen en la diferencia de costos.

No existiendo pues en virtud de las circunstancias, diferencias notables en costos, y por los defectos

señalados para la Losa Reticular, y por la necesidad de - ocultar las instalaciones que se colocarán en una segunda etapa constructiva, se optó por el Sistema de Trabes y Losa para ésta Estructura.

México, D.F. Abril de 1971.

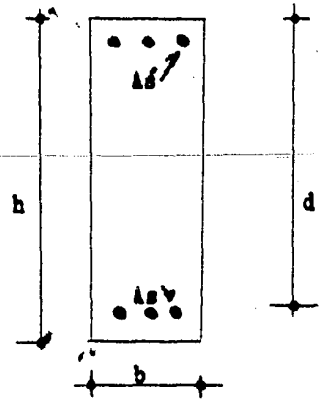
GRAFICA # 1 MOMENTO DE INERCIA EN SECCIONES "T"



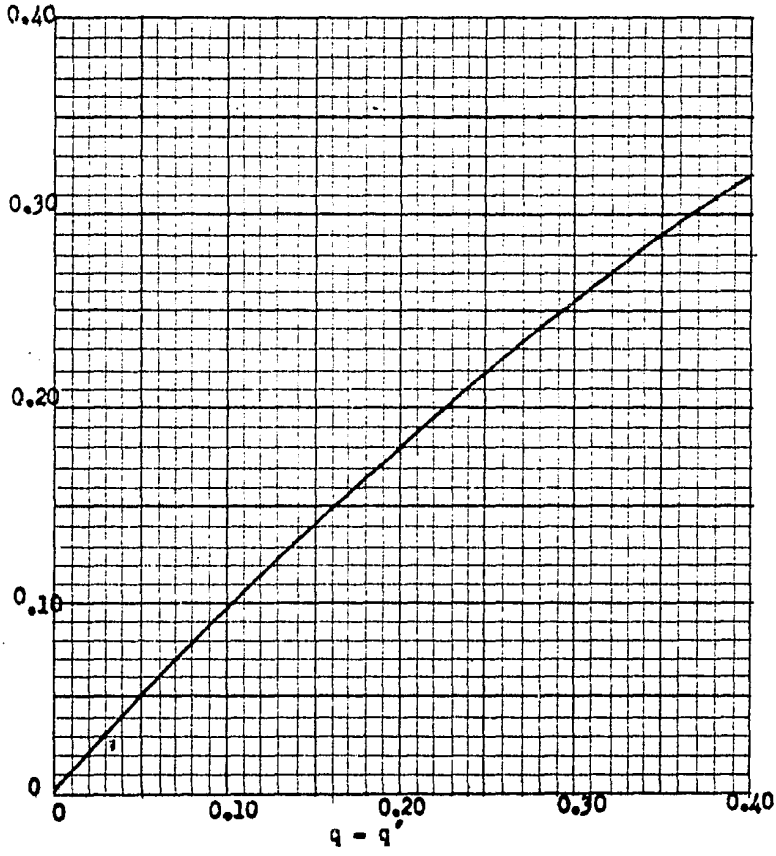
GRAFICA # 2
FLEXION SIMPLE

$q = As\ fy/bdf''c$

$q' = As'\ fy/bdf''c$



$Mu/bd^2f''c$



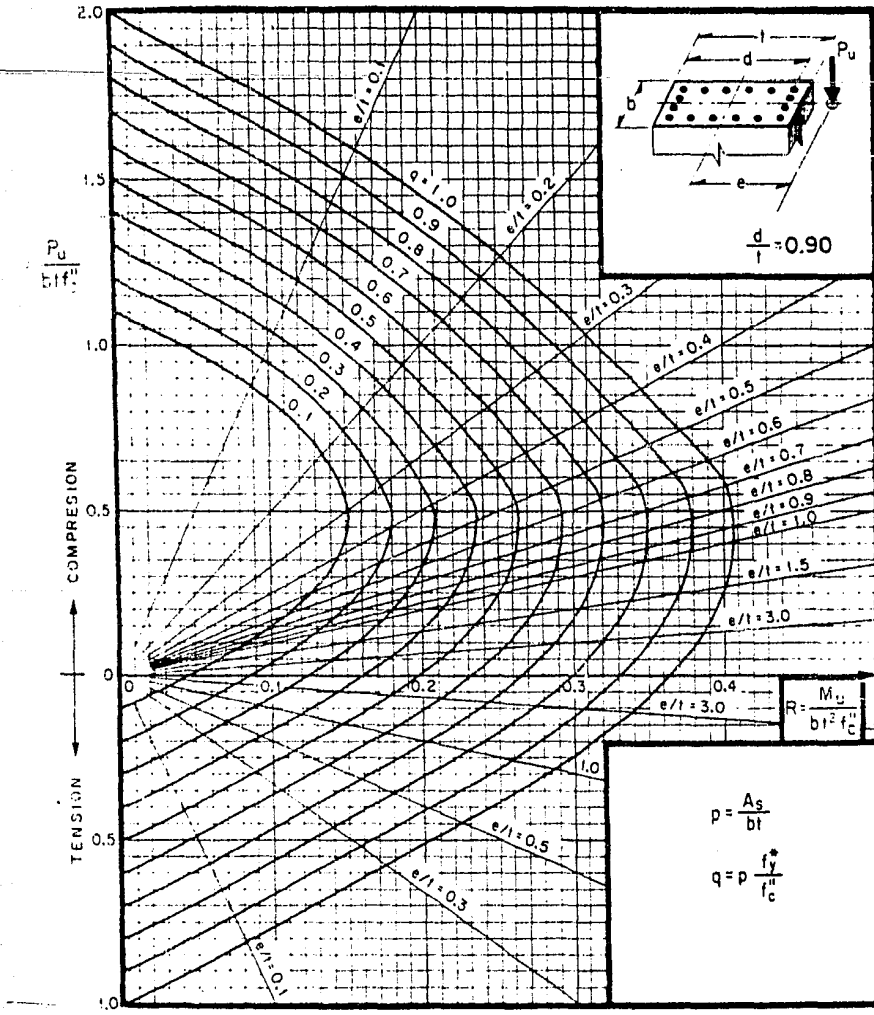
MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES.

PORCENTAJE DE ACERO EN TRABES

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

$fy = 4000\ Kg/cm^2$

$\frac{Mu}{bd^2f''c}$	$q - q'$	p Permanente	p Perm. y Event.
0.01	0.010	0.000391	0.000387
0.02	0.020	0.000782	0.000744
0.03	0.030	0.001173	0.001161
0.04	0.041	0.001603	0.001586
0.05	0.052	0.002032	0.002010
0.06	0.063	0.002465	0.002435
0.07	0.074	0.002855	0.002825
0.08	0.084	0.003285	0.003250
0.09	0.096	0.003715	0.003665
0.10	0.108	0.004225	0.004175
0.11	0.119	0.004655	0.004610
0.12	0.130	0.005080	0.005030
0.13	0.141	0.005515	0.005460
0.14	0.152	0.005945	0.005885
0.15	0.164	0.006415	0.006350
0.16	0.176	0.006885	0.006810
0.17	0.189	0.007396	0.007315
0.18	0.201	0.007860	0.007770
0.19	0.213	0.008340	0.008250
0.20	0.228	0.008915	0.008825
0.21	0.240	0.009380	0.009290
0.22	0.252	0.009855	0.009750
0.23	0.265	0.010370	0.010250
0.24	0.280	0.010940	0.010830
0.25	0.293	0.011460	0.011340
0.26	0.309	0.012090	0.011950
0.27	0.322	0.012600	0.012450
0.28	0.338	0.013220	0.013080
0.29	0.352	0.013770	0.013610
0.30	0.369	0.014420	0.014280
0.31	0.382	0.014930	0.014780
0.32	0.400	0.015630	0.015490



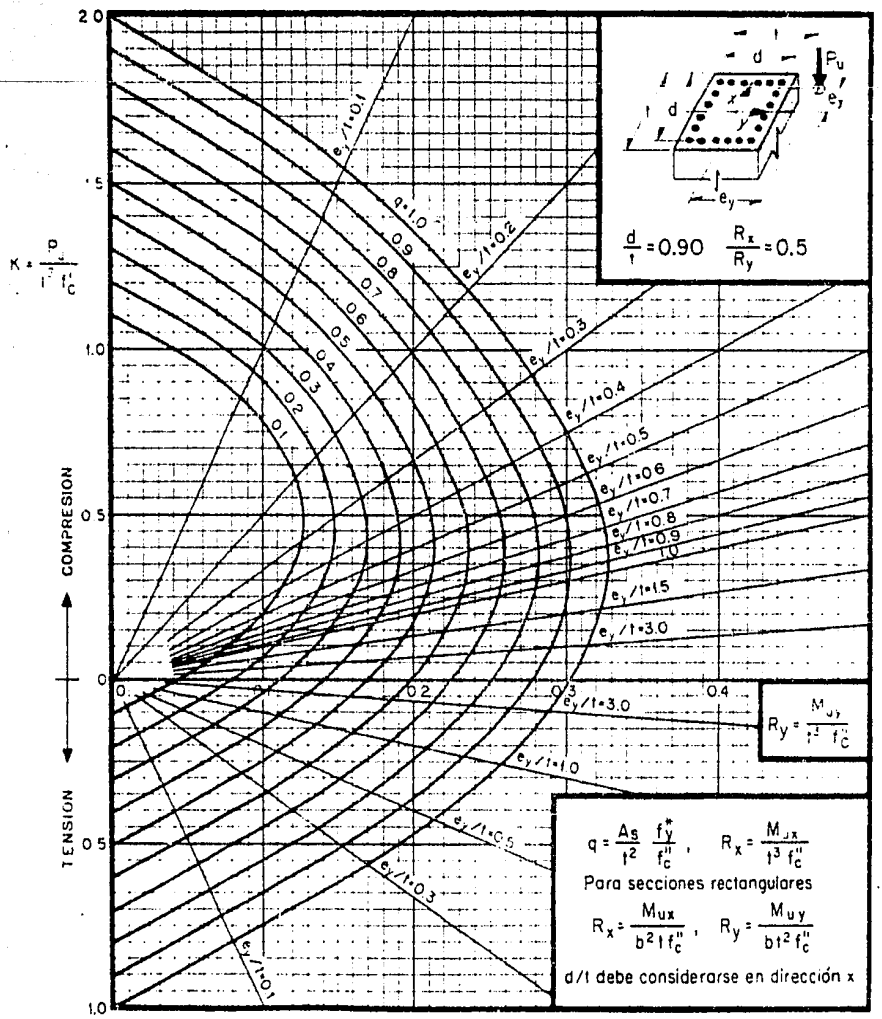
A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280$ kg/cm²; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280$ kg/cm²

M_u = Momento flexionante último

P_u = Carga axial última

Fig 6



A_s = Area total de refuerzo

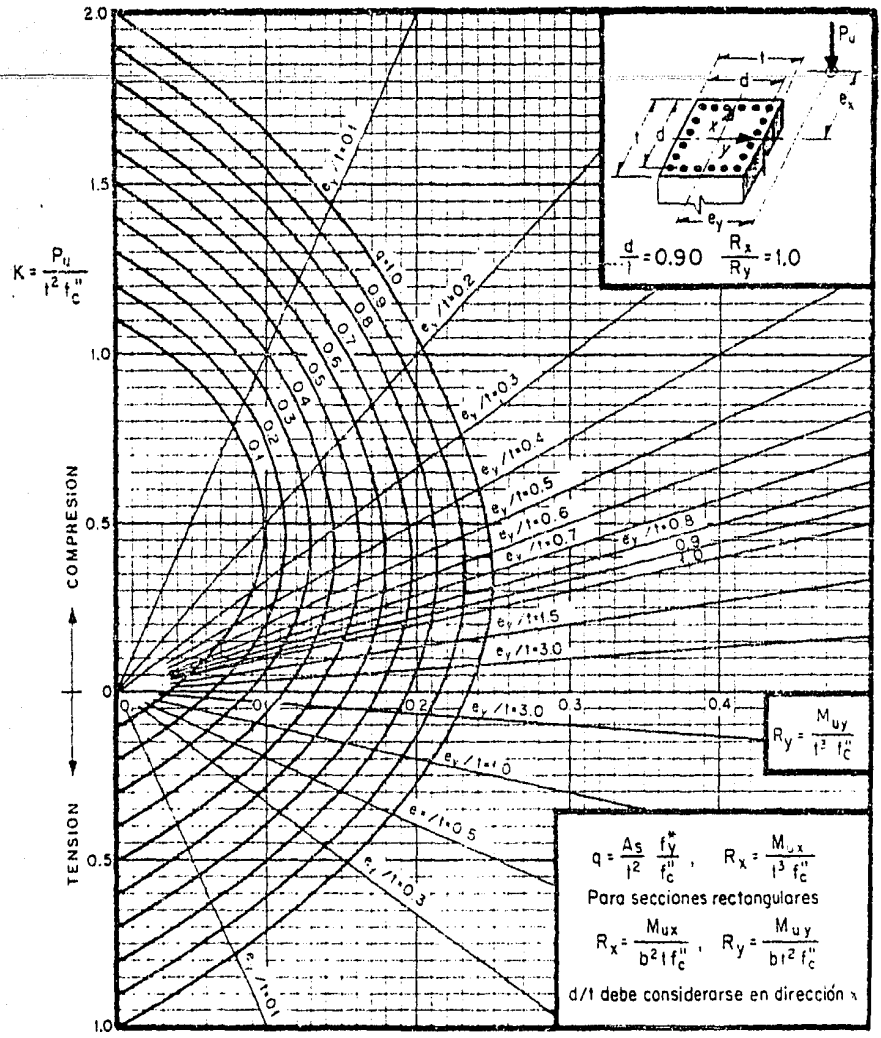
$f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 280$ kg/cm²; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1400}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 280$ kg/cm²

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 22



A_s = Area total de refuerzo

$f''_c = 0.85 f^*_c$; si $f^*_c \leq 280$ kg/cm²; $f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1400}\right) f^*_c$; si $f^*_c > 280$ kg/cm²

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

Fig 26

PORCENTAJE DE ACERO EN COLUMNAS

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

$fy = 4000\ Kg/cm^2$

q	p Permanente	p Perm y Event.	q	p Permanente	p Perm y Event.
0.10	0.0039	0.0038	0.56	0.0219	0.0216
0.12	0.0047	0.0046	0.58	0.0227	0.0224
0.14	0.0055	0.0054	0.60	0.0235	0.0232
0.16	0.0063	0.0061	0.62	0.0242	0.0239
0,18	0.0070	0.0069	0.64	0.0250	0.0247
0.20	0.0078	0.0077	0.66	0.0258	0.0255
0.22	0.0086	0.0085	0.68	0.0265	0.0263
0.24	0.0094	0.0093	0.70	0.0273	0.0270
0.26	0.0102	0.0100	0.72	0.0281	0.0278
0.28	0.0109	0.0108	0.74	0.0289	0.0286
0.30	0.0117	0.0116	0.76	0.0297	0.0294
0.32	0.0125	0.0124	0.78	0.0304	0.0301
0.34	0.0133	0.0132	0.80	0.0312	0.0309
0.36	0.0141	0.0139	0.82	0.0320	0.0317
0.38	0.0149	0.0147	0.84	0.0328	0.0325
0.40	0.0156	0.0155	0.86	0.0336	0.0332
0.42	0.0164	0.0163	0.88	0.0344	0.0340
0.44	0.0172	0.0170	0.90	0.0351	0.0348
0.46	0.0180	0.0178	0.92	0.0359	0.0363
0.48	0.0188	0.0185	0.94	0.0367	0.0363
0.50	0.0196	0.0193	0.96	0.0375	0.0371
0.52	0.0203	0.0201	0.98	0.0383	0.0379
0.54	0.0211	0.0208	1.00	0.0391	0.0384

I N D I C E

Pag.

Introducción 1

Descripción 2

Analisis de Cargas en la Estructura 5

Analisis por Carga Permanente de la Estructura 10

Analisis por Efecto de Sismo de la Estructura 33

Diseño de Nervaduras 50

Diseño de Columnas 60

Cubicación de Materiales 63

Conclusiones 68

B I B L I O G R A F I A

Reglamento para Construcciones en el Distrito Federal. 1966

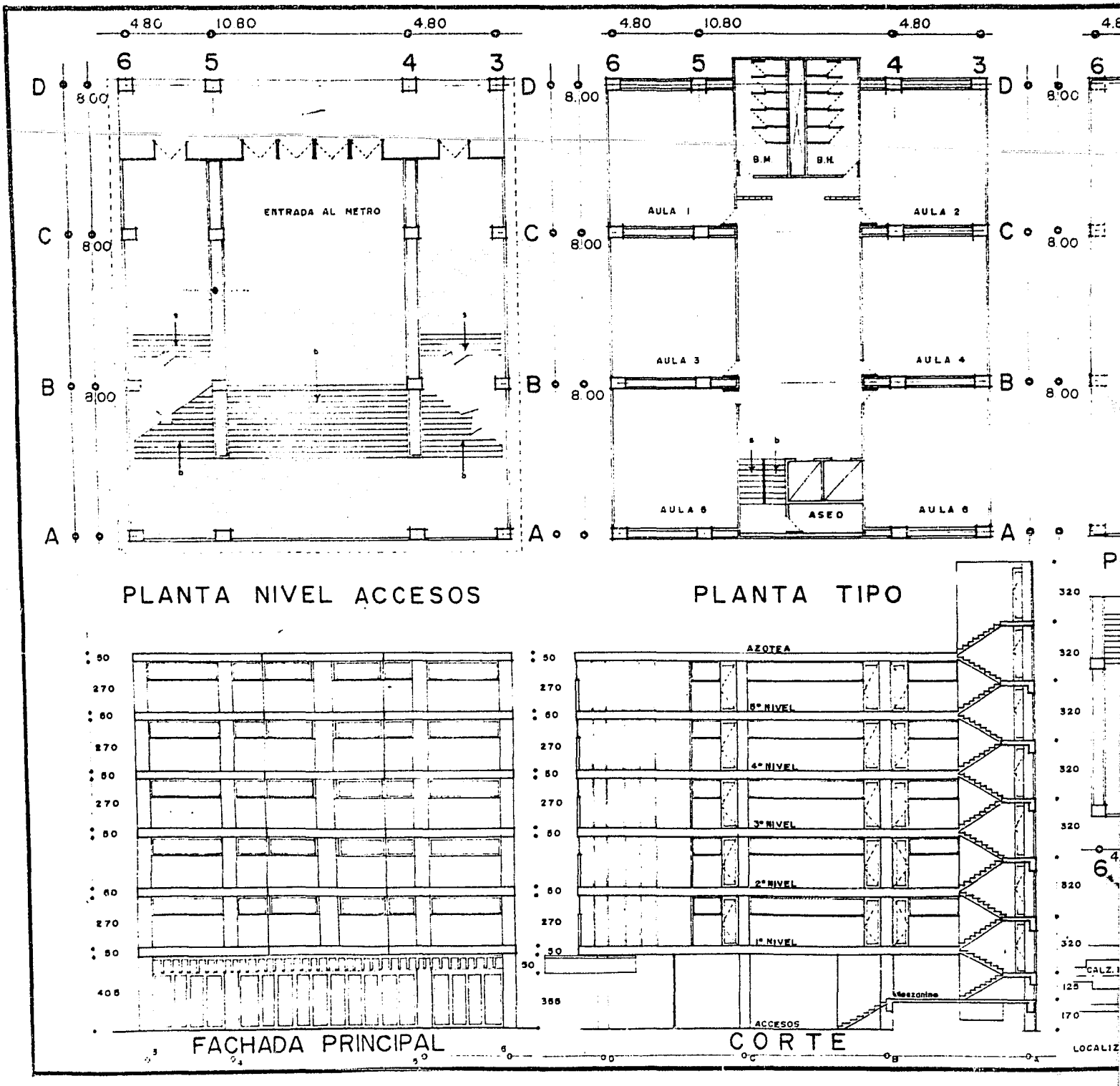
Gráficas para el Dimensionamiento Plástico de elementos de concreto reforzado.
Instituto de Ingeniería. U.N.A.M. 1969

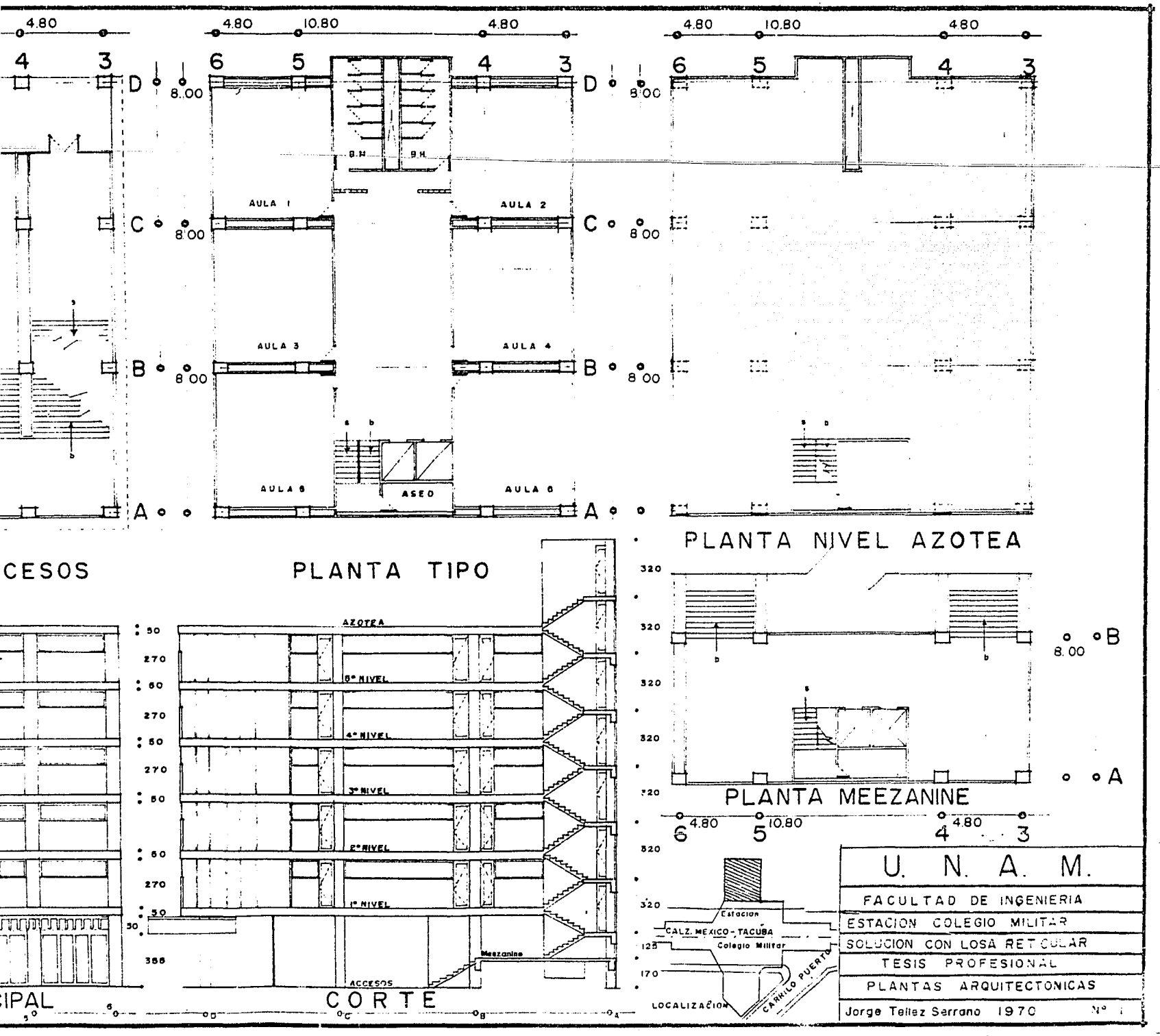
A.C.I. Standad Building Code Requirements for Reinforced Concrete. 1963

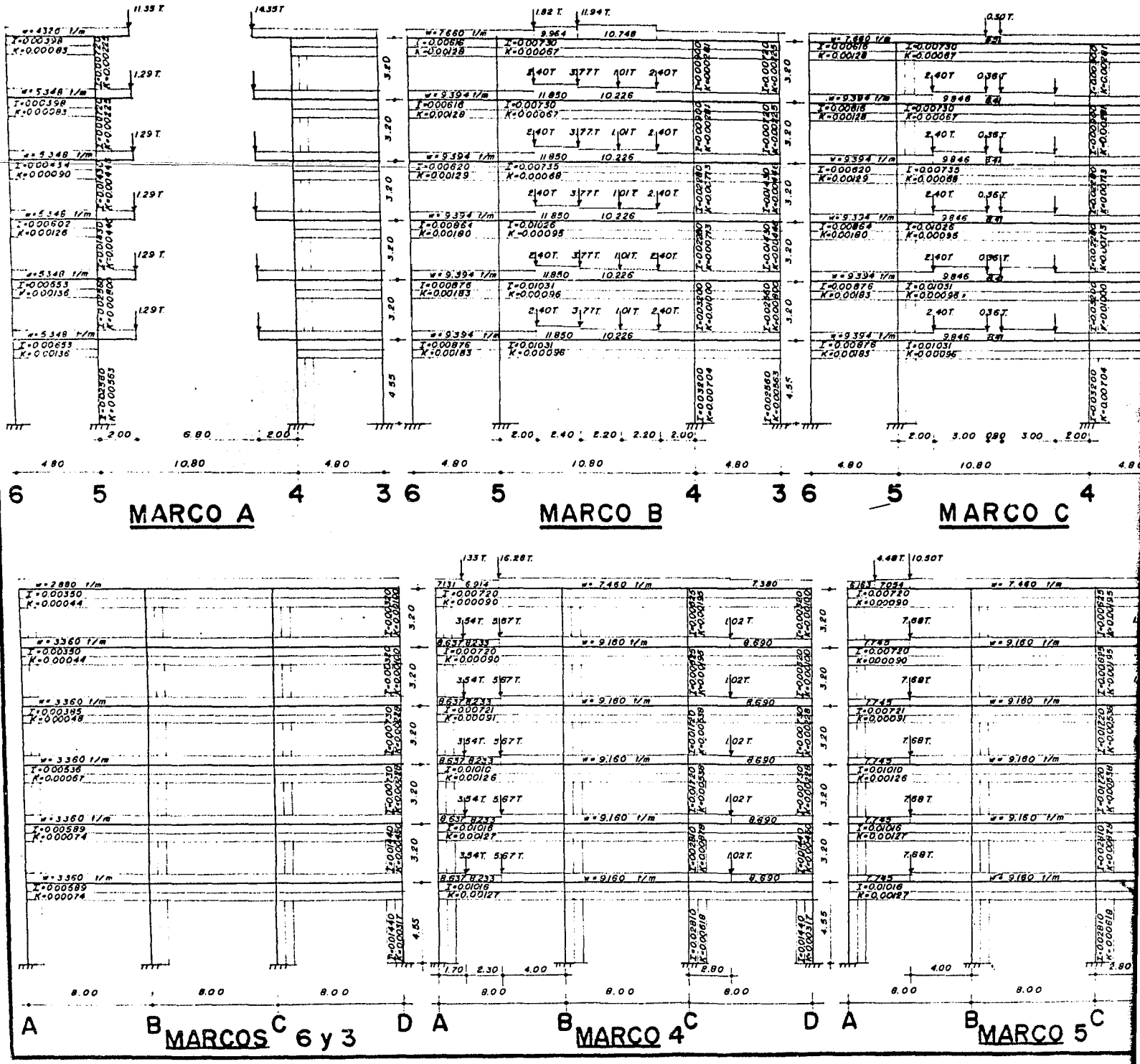
Folleto Complementario. Diseño Sismico de Edificios
Instituto de Ingeniería. U.N.A.M. 1962

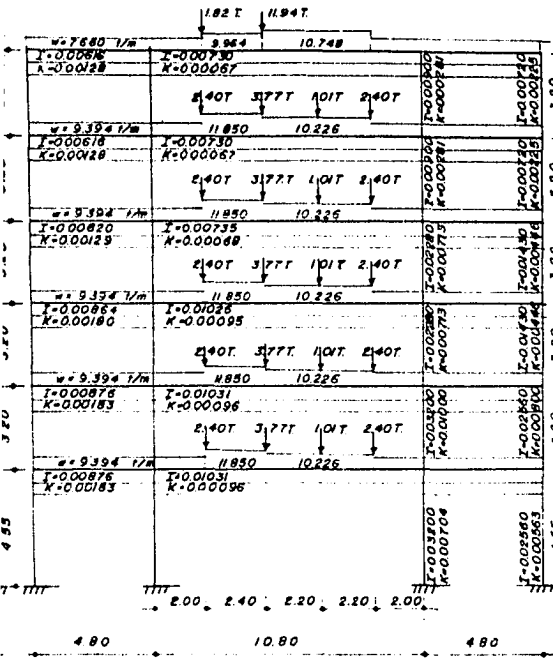
Teoría Elemental del Concreto Reforzado.
Phil M. Ferguson. 1963

Design of Concrete Structures
Winter, Urquhart, O'Rourke, Nilson. 1954

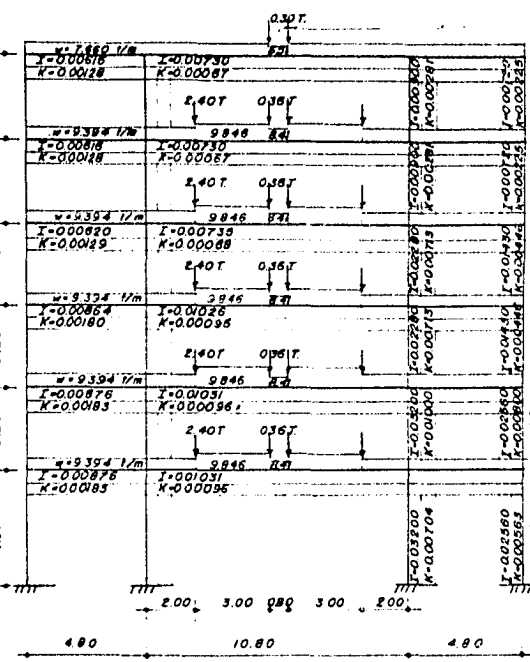

4.80
10.80
4.80
6
5
4
3
D
C
B
A
8.00
ENTRADA AL METRO
B.M
B.H
AULA 1
AULA 2
AULA 3
AULA 4
AULA 5
AULA 6
ASEO
PLANTA NIVEL ACCESOS
PLANTA TIPO
AZOTEA
6° NIVEL
4° NIVEL
3° NIVEL
2° NIVEL
1° NIVEL
Mezzanine
ACCESOS
FACHADA PRINCIPAL
CORTE
CALZ.
LOCALIZ


4.80
10.80
4.80
6
5
4
3
D
C
B
A
8.00
B.H.
AULA 1
AULA 2
AULA 3
AULA 4
AULA 5
AULA 6
ASEO
CESOS
PLANTA TIPO
PLANTA NIVEL AZOTEA
PLANTA MEEZANINE
AZOTEA
6° NIVEL
4° NIVEL
3° NIVEL
2° NIVEL
1° NIVEL
Meezanine
ACCESOS
CIPAL
CORTE
Estacion
CALZ. MEXICO - TACUBA
Colegio Militar
CARRILO PUERTO
LOCALIZACION
U. N. A. M.
FACULTAD DE INGENIERIA
ESTACION COLEGIO MILITAR
SOLUCION CON LOSA RETICULAR
TESIS PROFESIONAL
PLANTAS ARQUITECTONICAS
Jorge Tellez Serrano 1970

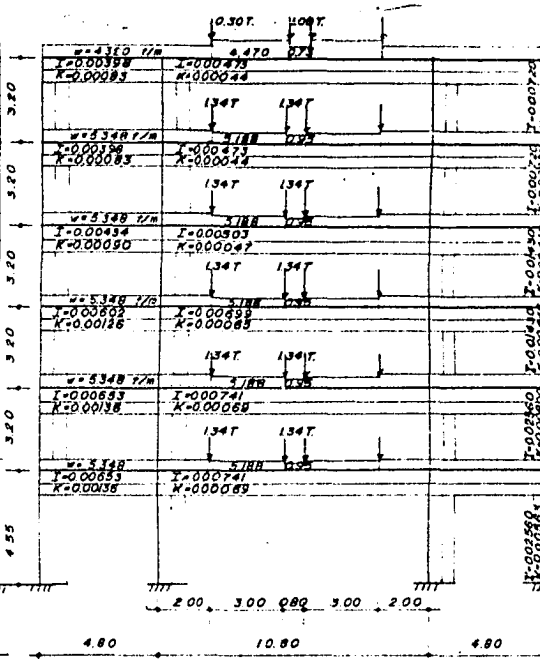

MARCO A
MARCO B
MARCO C
MARCOS 6 y 3
MARCO 4
MARCO 5



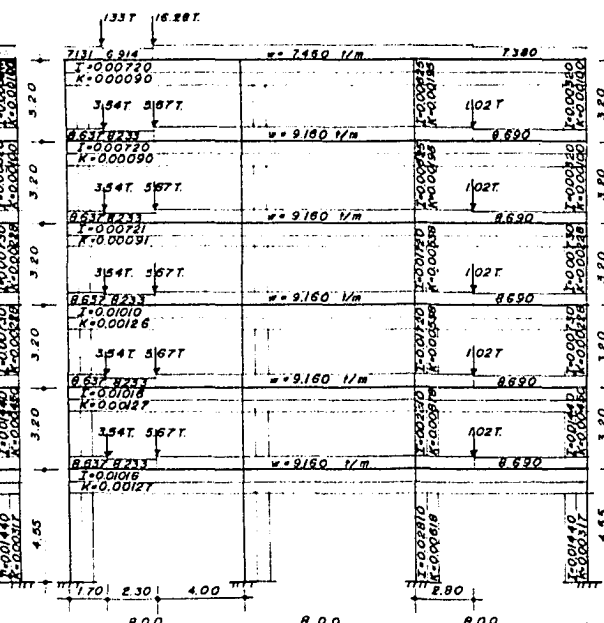
MARCO B



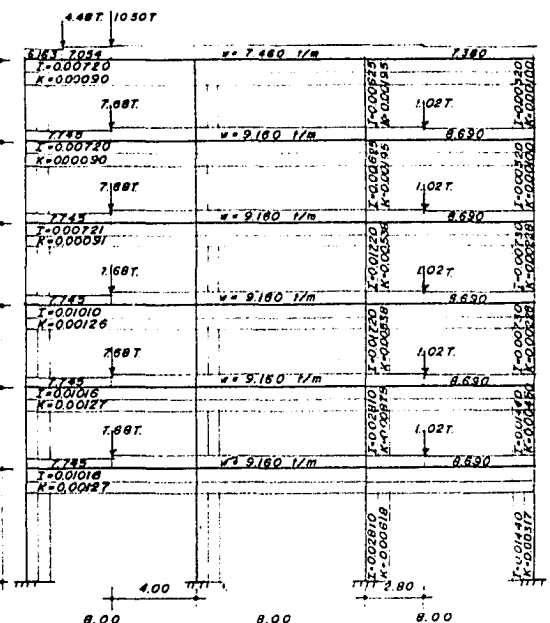
MARCO C



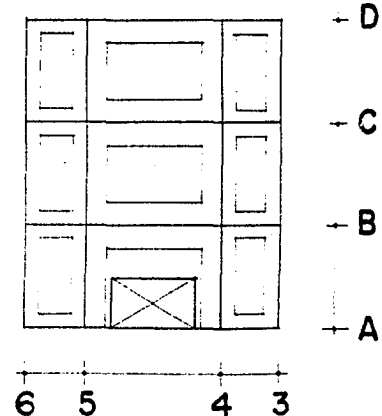
MARCO D



MARCO 4



MARCO 5



PLANTA
CONTRIBUCION A LA RIGIDEZ

U.N.A.M.

FACULTAD DE INGENIERIA

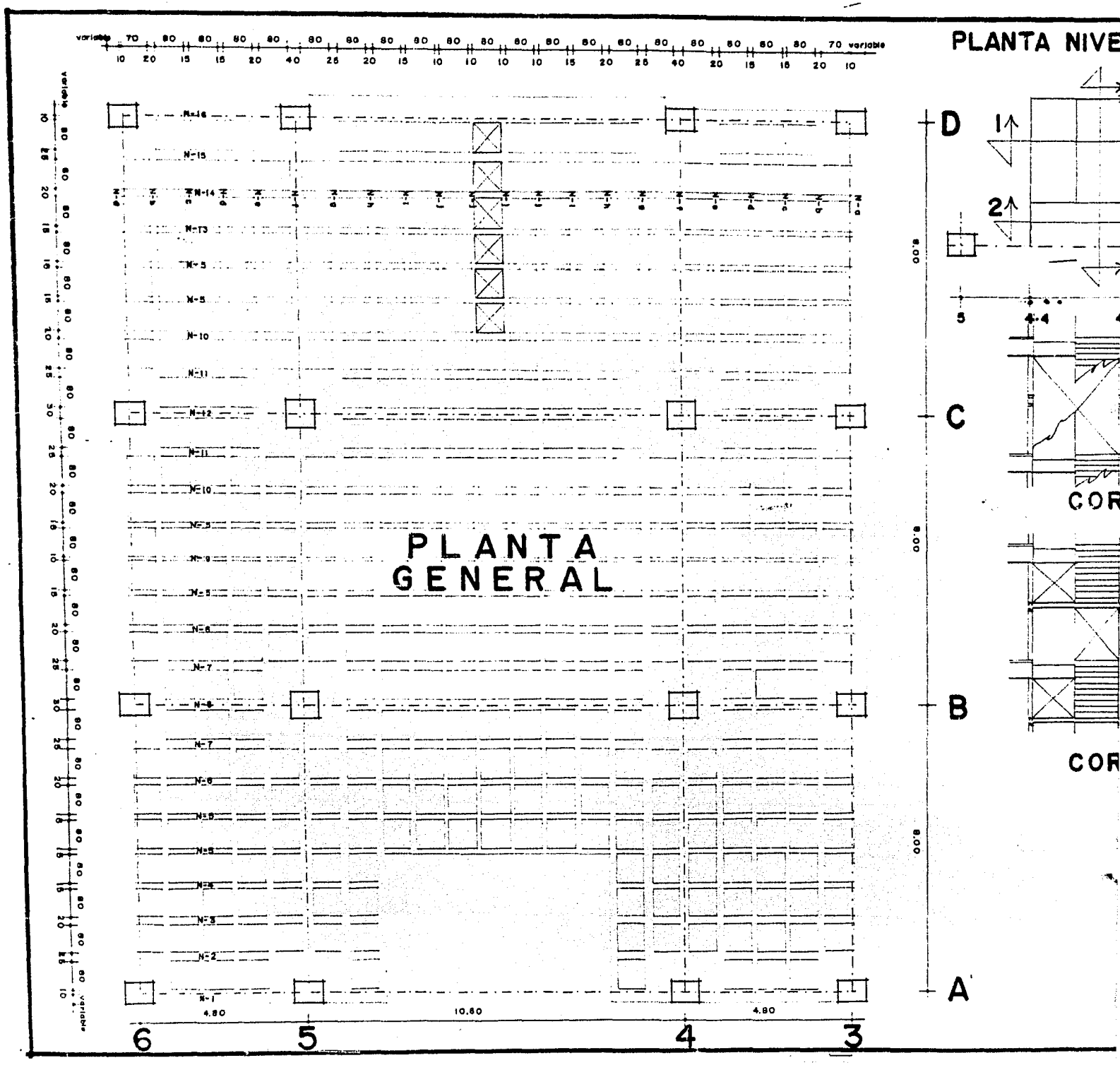
Estacion Colegio Militar

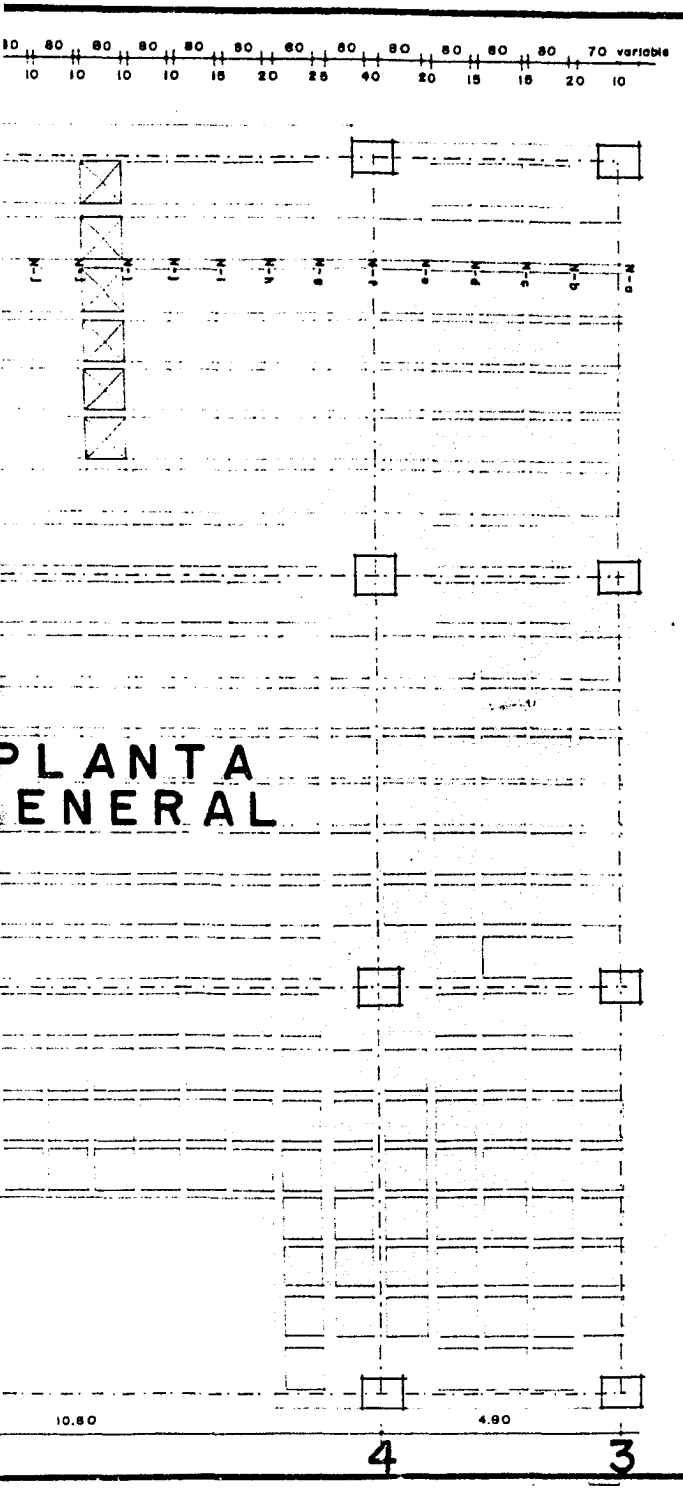
Solucion con Losa Reticular

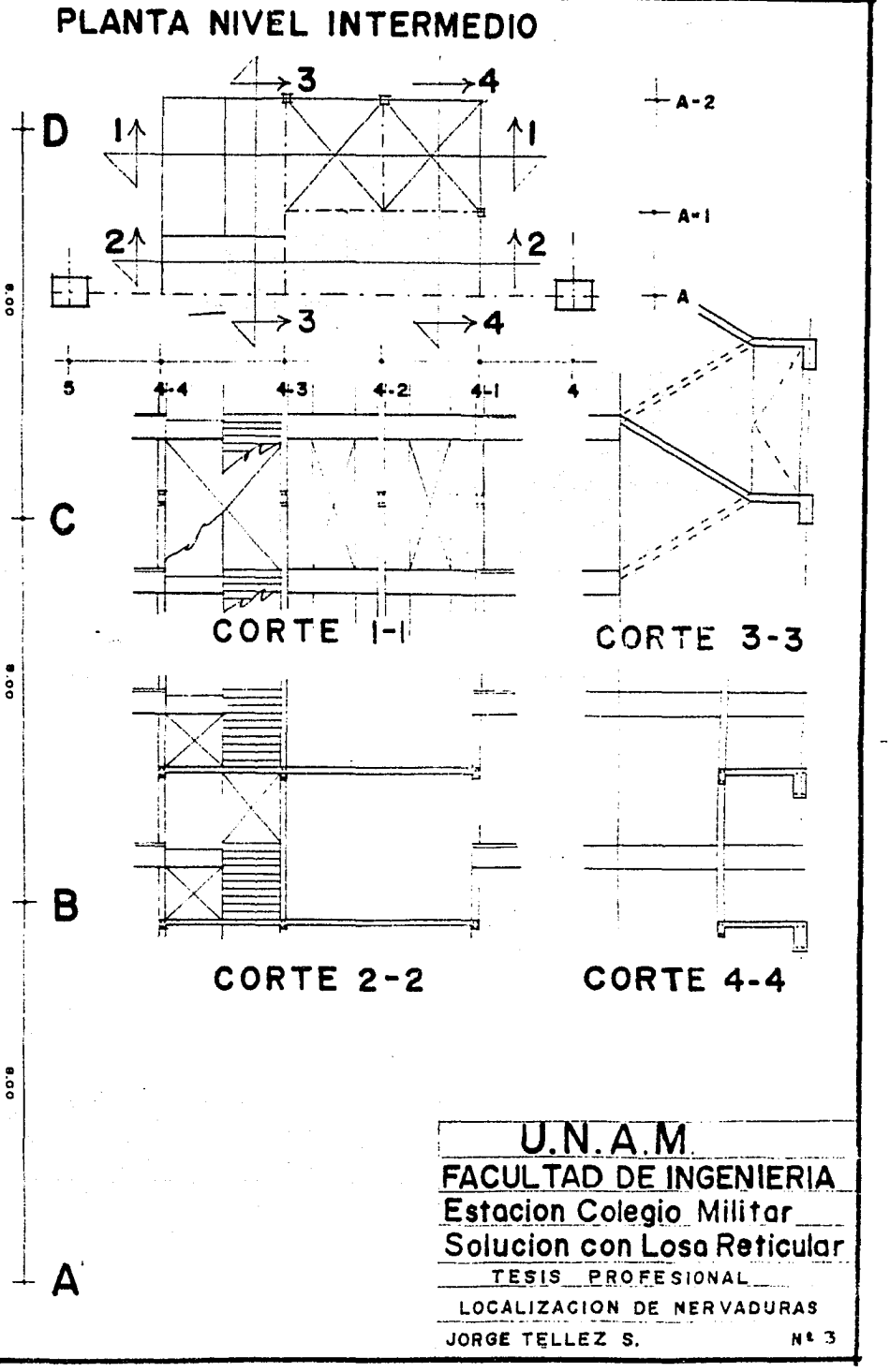
TESIS PROFESIONAL

MARCOS DE CARGA Y RIGIDEZ

JORGE TELLEZ S. N° 2


PLANTA NIVE
PLANTA GENERAL
variable
70 variable
4.80
10.80
4.80
6
5
4
3
A
B
C
D
8.00
8.00
8.00
CORT
CORT





U.N.A.M.

FACULTAD DE INGENIERIA

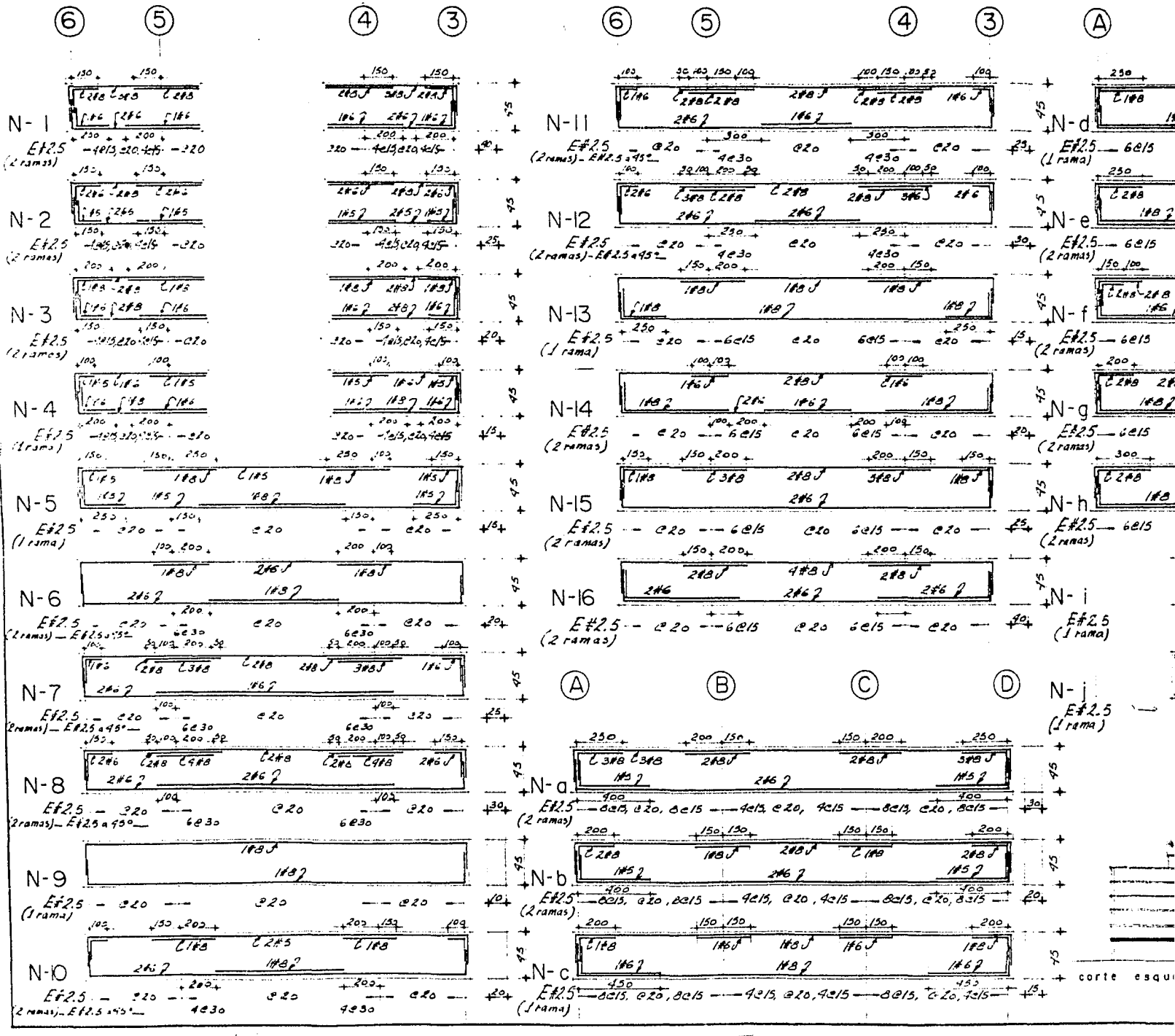
Estacion Colegio Militar

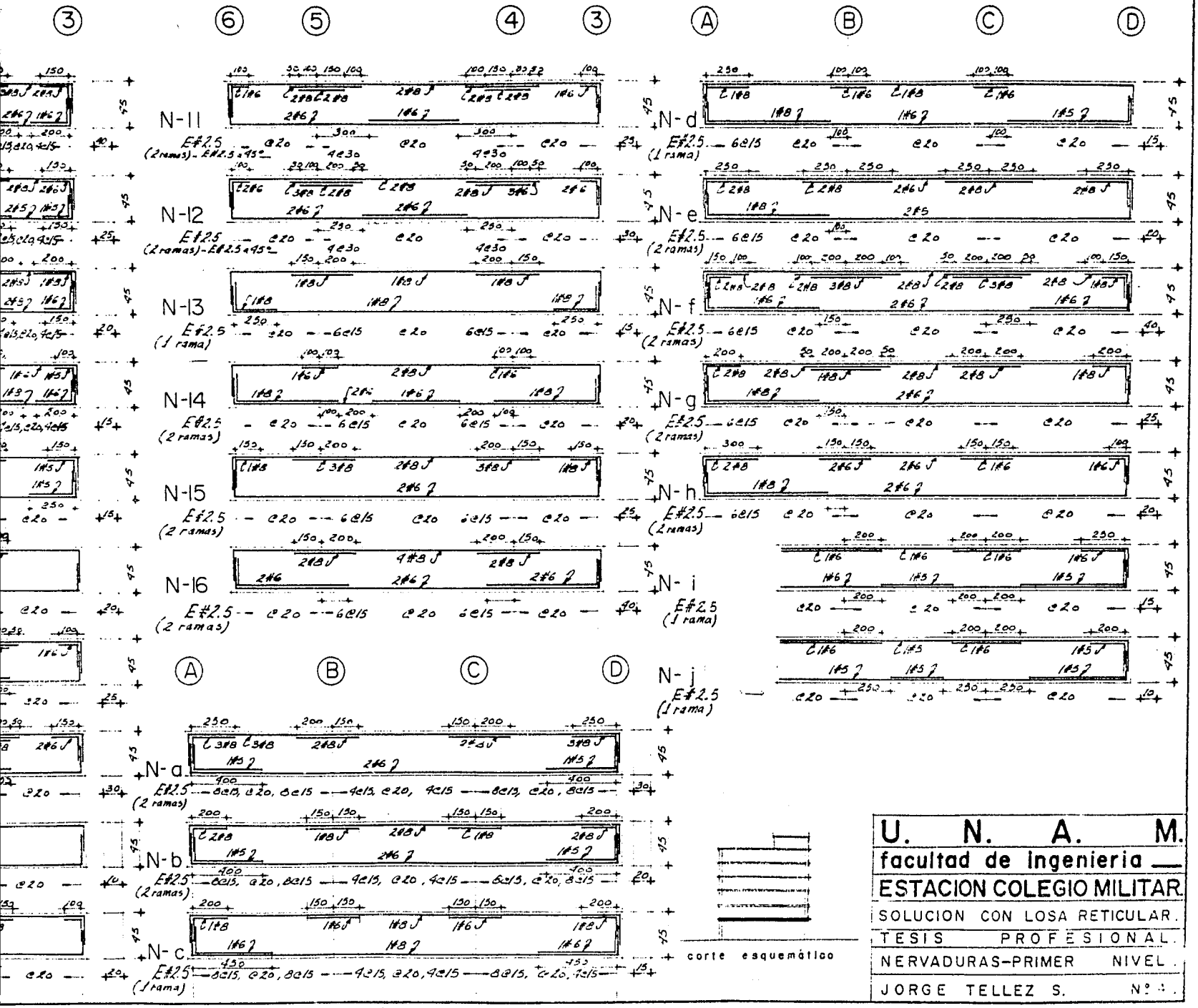
Solucion con Losa Reticular

TESIS PROFESIONAL

LOCALIZACION DE NERVADURAS

JORGE TELLEZ S. Nº 3


6
5
4
3
N-1
N-2
N-3
N-4
N-5
N-6
N-7
N-8
N-9
N-10
6
5
4
3
N-11
N-12
N-13
N-14
N-15
N-16
A
B
C
D
N-a
N-b
N-c
A
N-d
N-e
N-f
N-g
N-h
N-i
N-j
corte esqu



U. N. A. M.

facultad de ingenieria

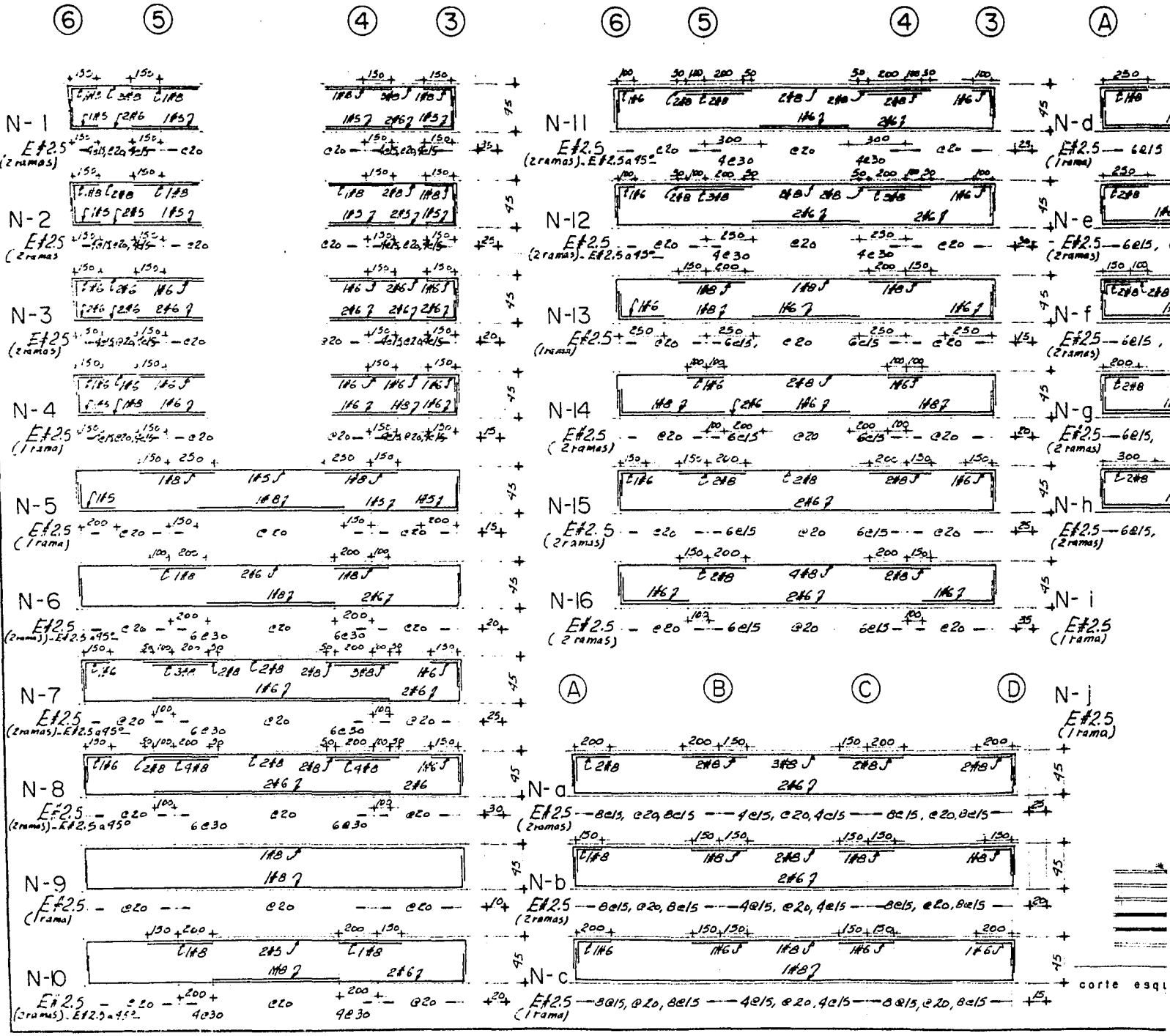
ESTACION COLEGIO MILITAR.

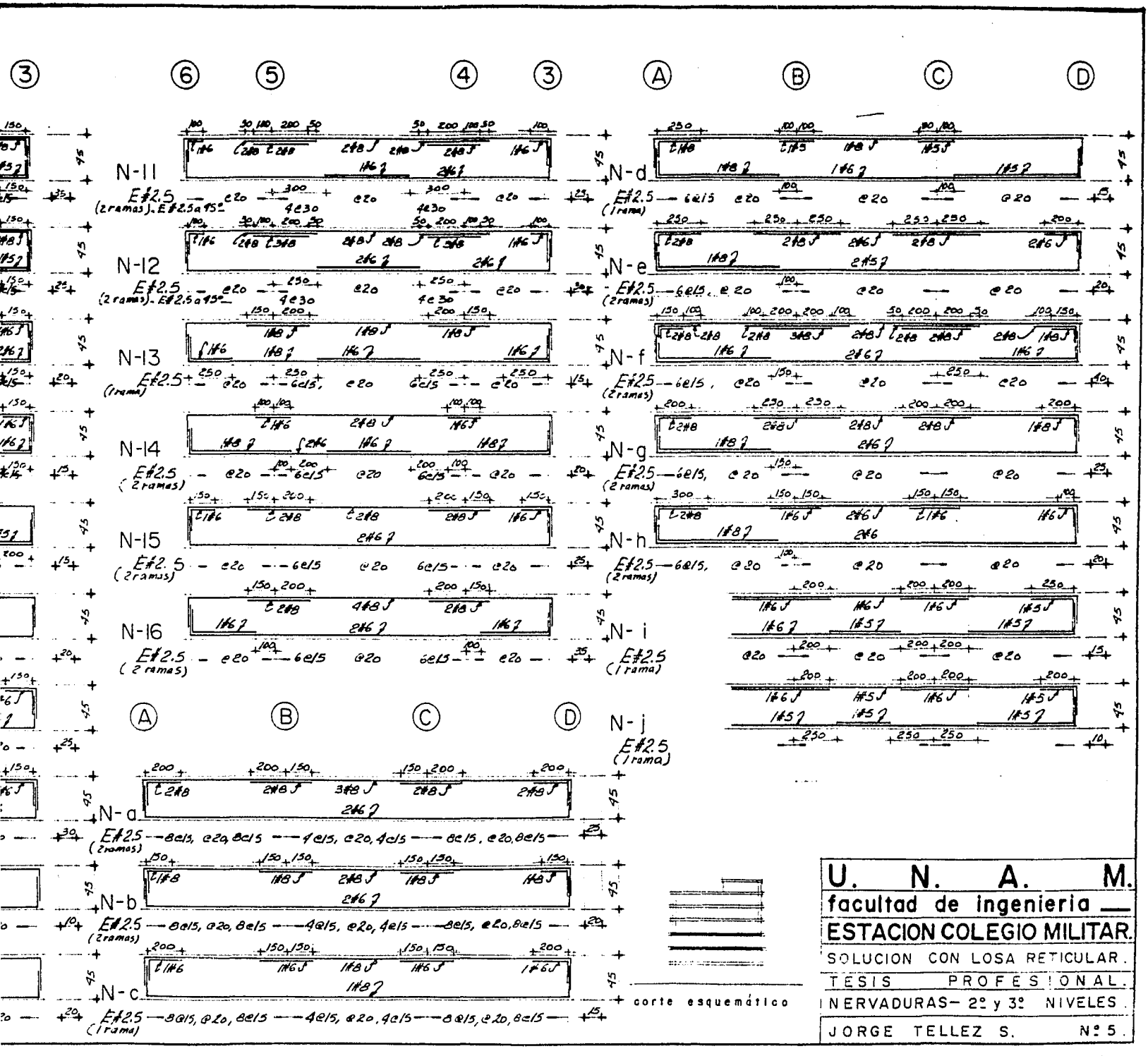
SOLUCION CON LOSA RETICULAR.

TESIS PROFESIONAL.

NERVADURAS-PRIMER NIVEL.

JORGE TELLEZ S. Nº .


6
5
4
3
N-1
N-2
N-3
N-4
N-5
N-6
N-7
N-8
N-9
N-10
N-11
N-12
N-13
N-14
N-15
N-16
A
B
C
D
N-a
N-b
N-c
N-d
N-e
N-f
N-g
N-h
N-i
N-j
corte esq



U. N. A. M.

facultad de ingenieria

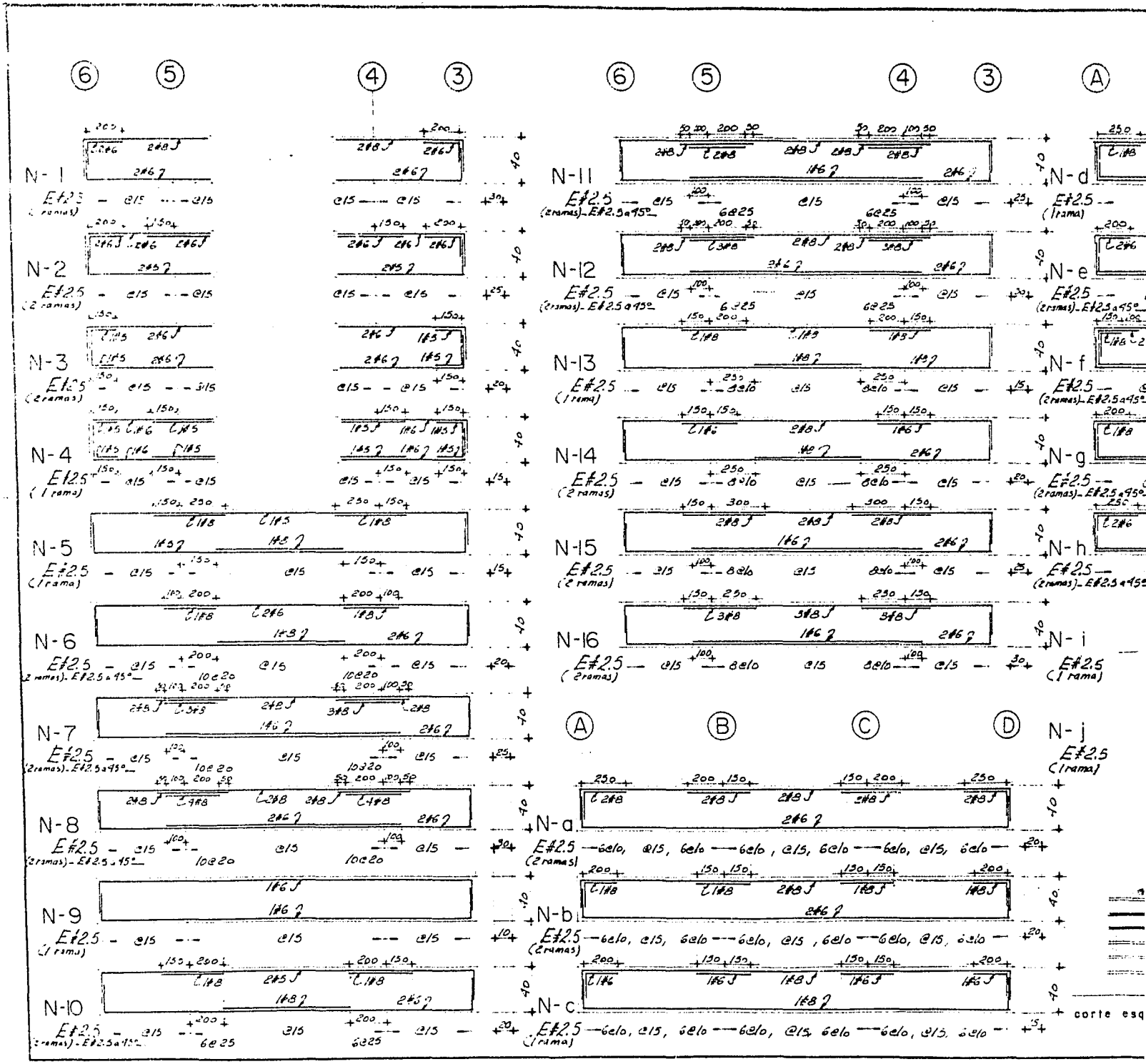
ESTACION COLEGIO MILITAR.

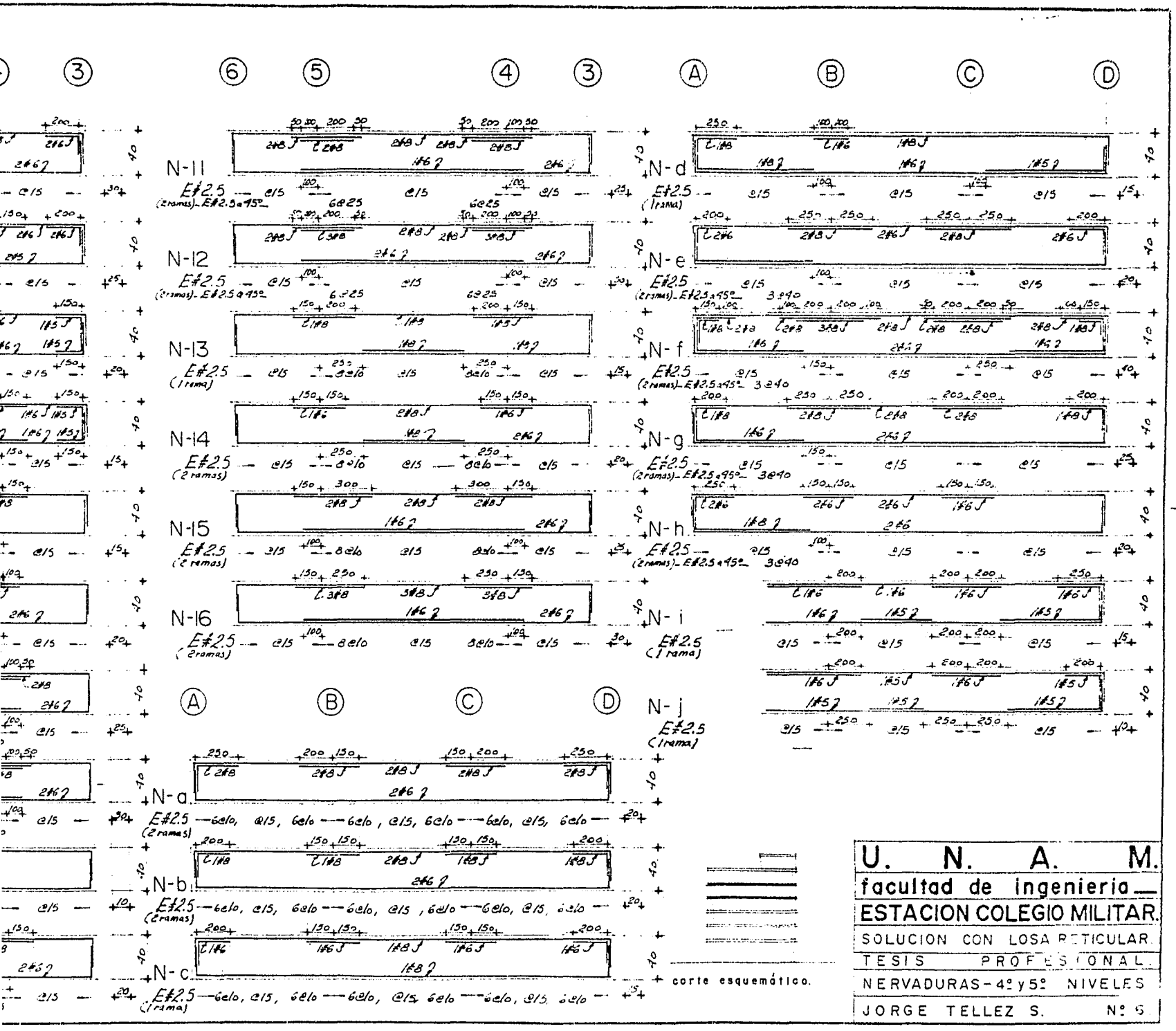
SOLUCION CON LOSA RETICULAR.

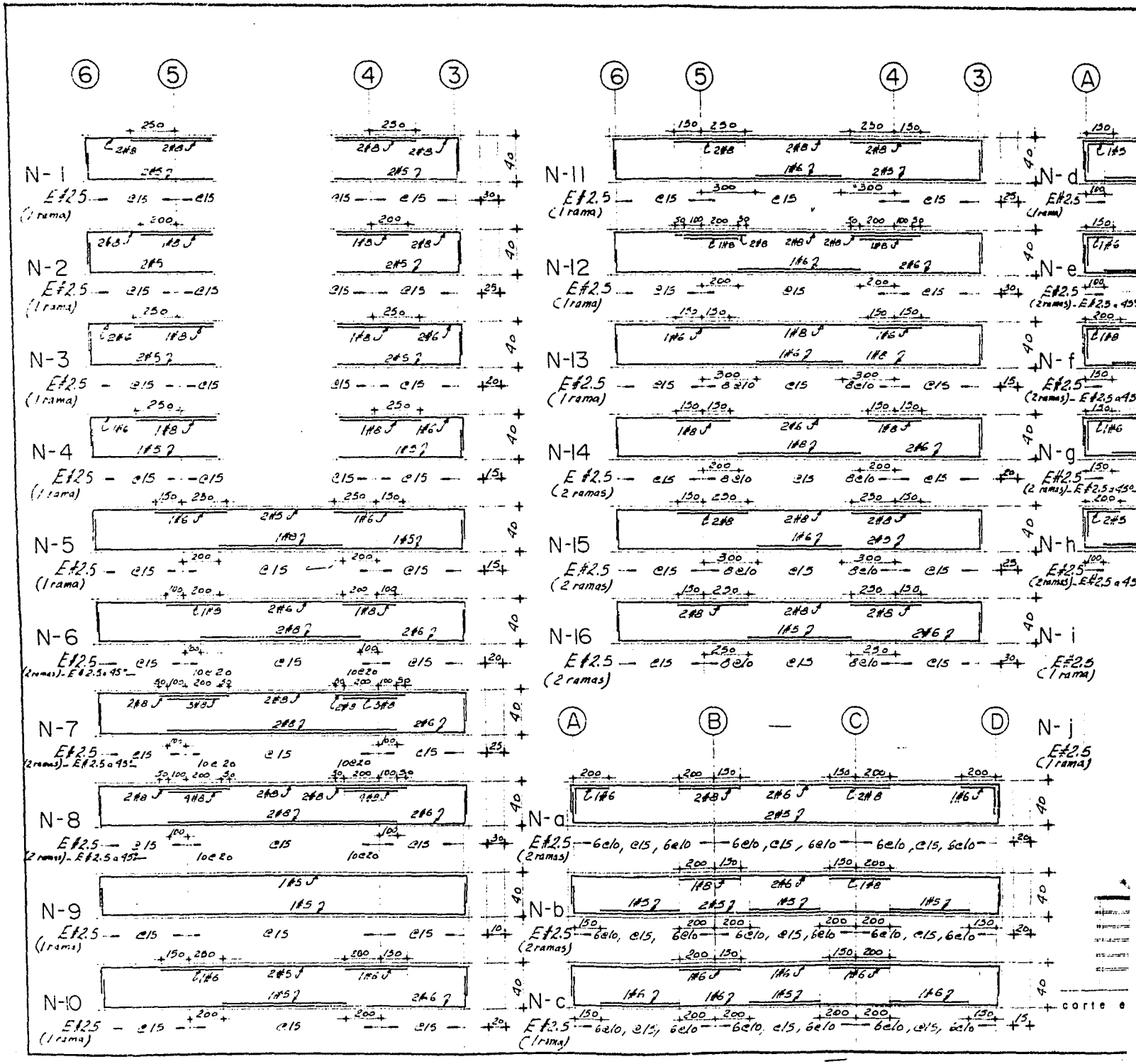
TESIS PROFESIONAL.

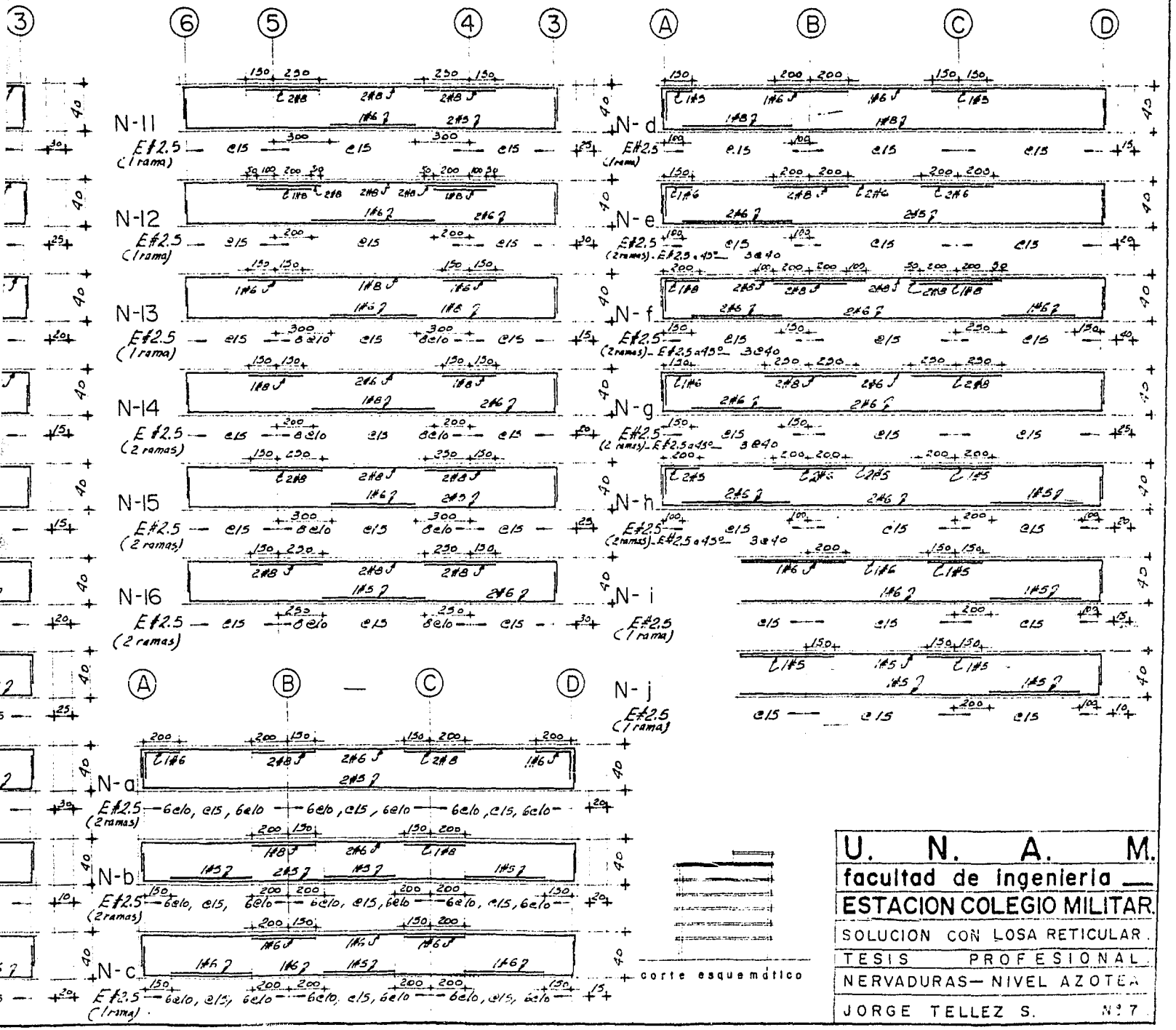
NERVADURAS- 2º y 3º NIVELES.

JORGE TELLEZ S. Nº 5.


6
5
4
3
N-1
N-2
N-3
N-4
N-5
N-6
N-7
N-8
N-9
N-10
N-11
N-12
N-13
N-14
N-15
N-16
A
B
C
D
N-a
N-b
N-c
N-d
N-e
N-f
N-g
N-h
N-i
N-j
corte esq


N-11
N-12
N-13
N-14
N-15
N-16
N-a
N-b
N-c
N-d
N-e
N-f
N-g
N-h
N-i
N-j
corte esquemático.
U. N. A. M.
facultad de ingenieria
ESTACION COLEGIO MILITAR.
SOLUCION CON LOSA RETICULAR.
TESIS PROFESIONAL.
NERVADURAS-4º y 5º NIVELES
JORGE TELLEZ S. Nº 6


6
5
4
3
A
B
C
D
N-1
E#2.5 (1 rama)
N-2
E#2.5 (1 rama)
N-3
E#2.5 (1 rama)
N-4
E#2.5 (1 rama)
N-5
E#2.5 (1 rama)
N-6
E#2.5 (2 ramas)
N-7
E#2.5 (2 ramas)
N-8
E#2.5 (2 ramas)
N-9
E#2.5 (1 rama)
N-10
E#2.5 (1 rama)
N-11
E#2.5 (1 rama)
N-12
E#2.5 (1 rama)
N-13
E#2.5 (1 rama)
N-14
E#2.5 (2 ramas)
N-15
E#2.5 (2 ramas)
N-16
E#2.5 (2 ramas)
N-a
E#2.5 (2 ramas)
N-b
E#2.5 (2 ramas)
N-c
E#2.5 (1 rama)
N-d
E#2.5 (1 rama)
N-e
E#2.5 (2 ramas)
N-f
E#2.5 (2 ramas)
N-g
E#2.5 (2 ramas)
N-h
E#2.5 (2 ramas)
N-i
E#2.5 (1 rama)
N-j
E#2.5 (1 rama)
corte e



U. N. A. M.

facultad de ingenieria

ESTACION COLEGIO MILITAR.

SOLUCION CON LOSA RETICULAR.

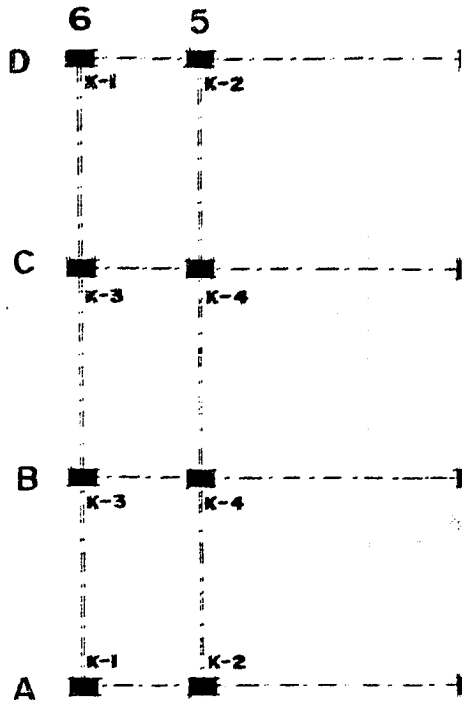
TESIS PROFESIONAL.

NERVADURAS— NIVEL AZOTEA

JORGE TELLEZ S. Nº 7

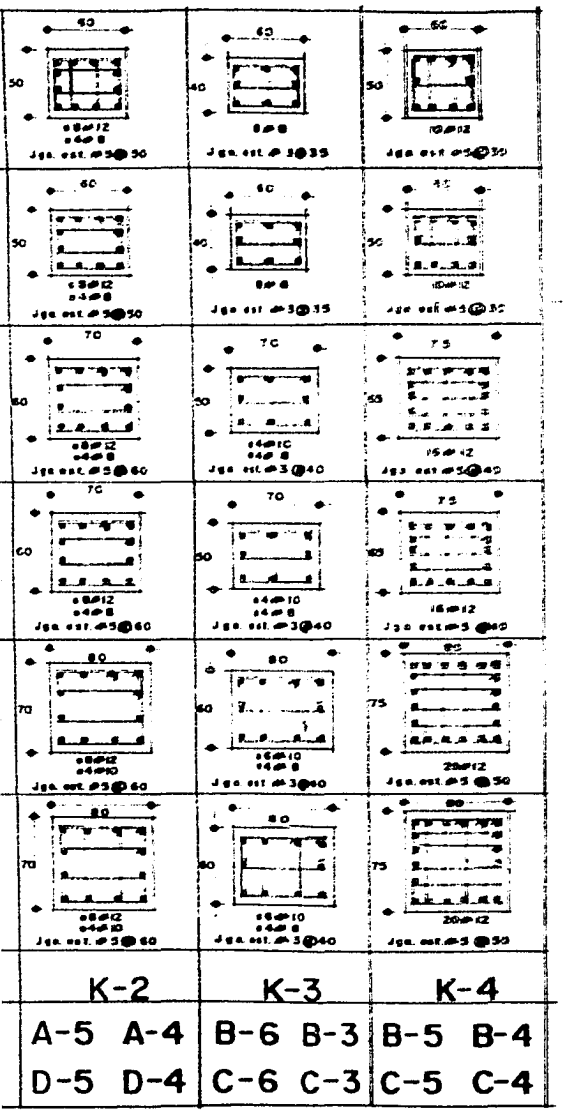
AZOTEA	60.15				
NIVEL 5	56.95	60 / 40 / 5 ø10 / Jga. est. ø3@40	60 / 50 / 8 ø12 / 4 ø8 / Jga. est. ø5@50	60 / 40 / 8 ø8 / Jga. est. ø3@35	60 / 50 / 10 ø12 / Jga. est. ø5@30
NIVEL 4	53.75	60 / 40 / 6 ø10 / Jga. est. ø3@40	60 / 50 / 8 ø12 / 4 ø8 / Jga. est. ø5@50	60 / 40 / 8 ø8 / Jga. est. ø3@35	60 / 50 / 10 ø12 / Jga. est. ø5@30
NIVEL 3	50.55	70 / 50 / 8 ø10 / Jga. est. ø3@40	70 / 60 / 8 ø12 / 4 ø8 / Jga. est. ø5@60	70 / 50 / 4 ø10 / 4 ø8 / Jga. est. ø3@40	75 / 65 / 16 ø12 / Jga. est. ø5@40
NIVEL 2	47.35	70 / 50 / 8 ø10 / Jga. est. ø3@40	70 / 60 / 8 ø12 / 4 ø8 / Jga. est. ø5@60	70 / 50 / 4 ø10 / 4 ø8 / Jga. est. ø3@40	75 / 65 / 16 ø12 / Jga. est. ø5@40
NIVEL 1	44.15	80 / 60 / 8 ø10 / 4 ø8 / Jga. est. ø3@40	80 / 70 / 8 ø12 / 4 ø10 / Jga. est. ø5@60	80 / 60 / 8 ø10 / 4 ø8 / Jga. est. ø3@40	85 / 75 / 25 ø12 / Jga. est. ø5@50
ACCESO	39.60	80 / 60 / 8 ø10 / 4 ø8 / Jga. est. ø3@40	80 / 70 / 8 ø12 / 4 ø10 / Jga. est. ø5@60	80 / 60 / 8 ø10 / 4 ø8 / Jga. est. ø3@40	80 / 75 / 20 ø12 / Jga. est. ø5@50
TIPO	NIVELES P.TERM.	K-1	K-2	K-3	K-4
EJES		A-6 A-3 D-6 D-3	A-5 A-4 D-5 D-4	B-6 B-3 C-6 C-3	B-5 B-4 C-5 C-4

TABLA DE COLUMNAS

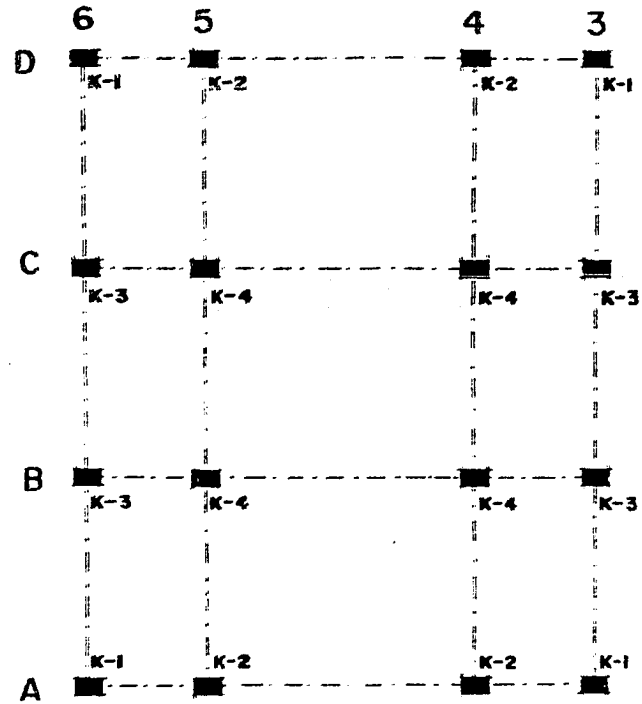


PLANTA DE LOCALIZ

NOTA: La colocación de las COLUMNAS se paralela a la planta de localización.



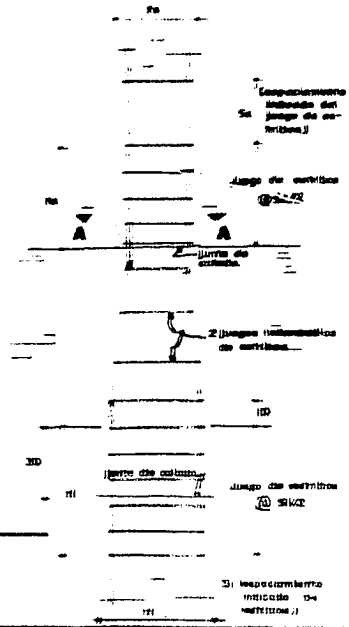
COLUMNAS



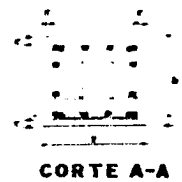
PLANTA DE LOCALIZACION

NOTA: La colocacion de las COLUMNAS se tomará paralela a la planta de localización.

NOTAS GENERALES

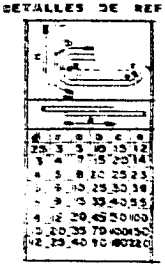


DETALLE CAMBIO DE SECCION



CORTE A-A

DETALLES DE REFUERZO



U. N. A. M.

FACULTAD DE INGENIERIA

Estacion Colegio Militar

Solucion con Losa Reticular

TESIS PROFESIONAL

COLUMNAS

JORGE TELLEZ S.

Nº 6