

1219

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

CALCULO DE UNA ESTRUCTURA DE
CONCRETO ARMADO PARA UN EDI-
FICIO DE OFICINAS

T E S I S

Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL
presenta el pasante
NOE CAMACHO CAMACHO

MEXICO, D.F.

1953.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

A mis queridos
papacitos como
un pequeño tributo
a sus esfuerzos.

A mis hermanos.

*A la familia Pulido Aguilar,
con profunda estimación y gratitud.*

*A Nelda Rosa,
con mi cariño.*

**A mis maestros y
compañeros de Escuela.**

**A mis amigos y
paisanos.**

**Al Ing. Alberto Barocio,
en gratitud a sus
enseñanzas y dirección
en el desarrollo de este tema.**



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
Dirección
Núm. 731-2043
Exp. Núm. 731/214.E/-1694

Al Pasante señor Noé CANACHO Y CANACHO
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 señor profesor ingeniero Alberto Barocio, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"Para una de nuestras Secretarías de Estado, se va a construir un edificio que en una de sus partes -- constará de 7 Plantas, y en el cuerpo de mayor extensión tendrá un número menor de pisos. La construcción será de concreto armado, sujetándose a los lineamientos generales de los planos que se le suministrarán el candidato. Como dato del terreno se puede tomar un peso volumétrico de $1,900 \text{ k/m}^3$.

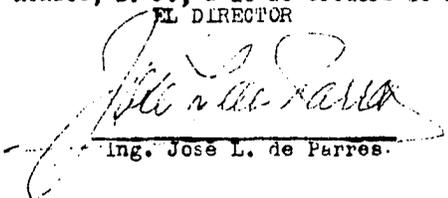
El candidato diseñará la estructura junto con su cimentación, teniendo muy especialmente cuidado en cuanto a los efectos producidos por un sismo o por el viento, tomando para esto la presión correspondiente a 150 k/m^2 de superficie expuesta.

El suscrito proporcionará al señor Canacho los planos y datos que necesite para la elaboración del proyecto".

Ruego a usted que tome nota del contenido de la Circular que me permito enviarle adjunta al presente, con el fin de que cumpla con el requisito a que ella alude, indispensable para sustentar su examen profesional.

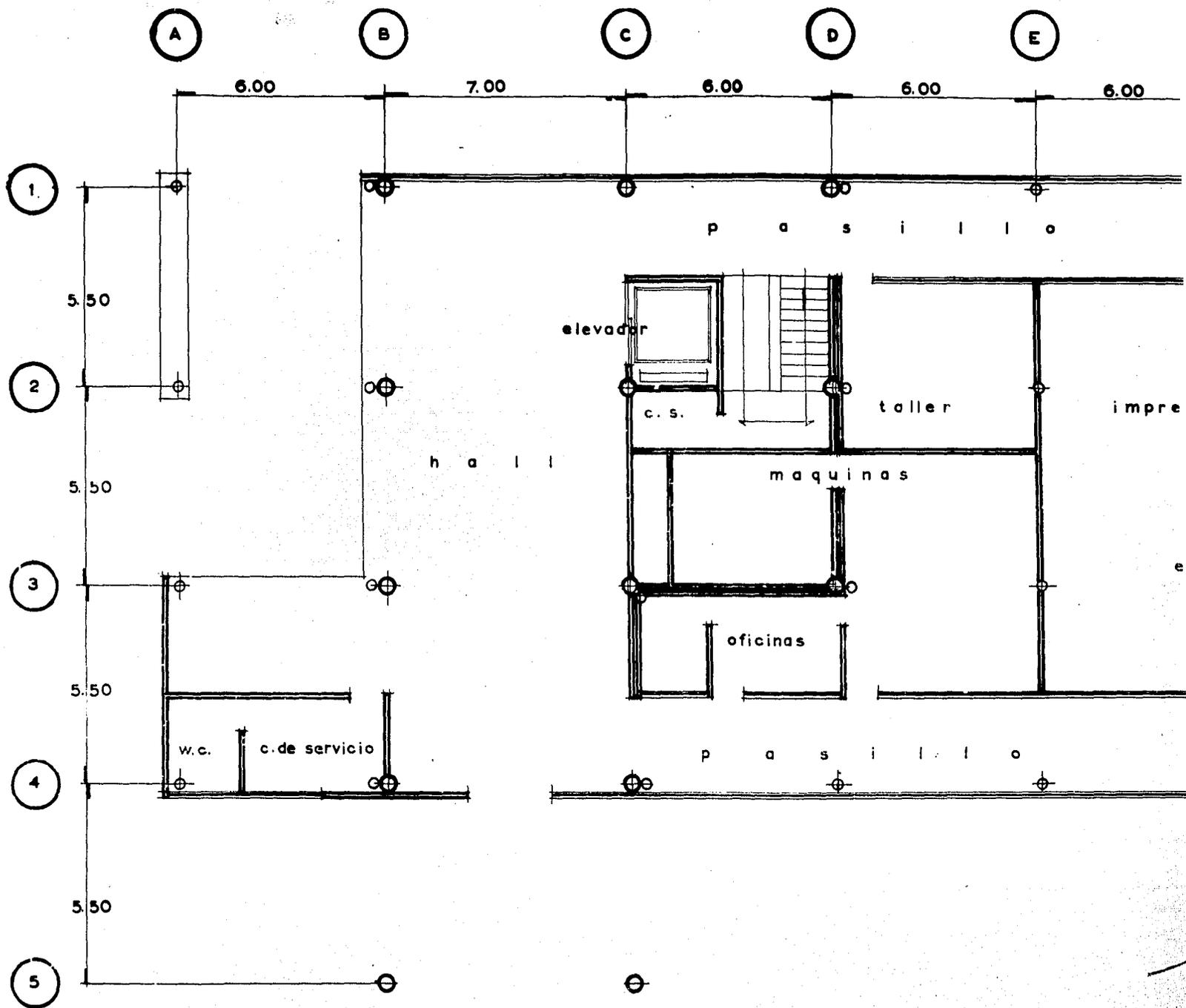
Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D. F., a 18 de octubre de 1952
EL DIRECTOR

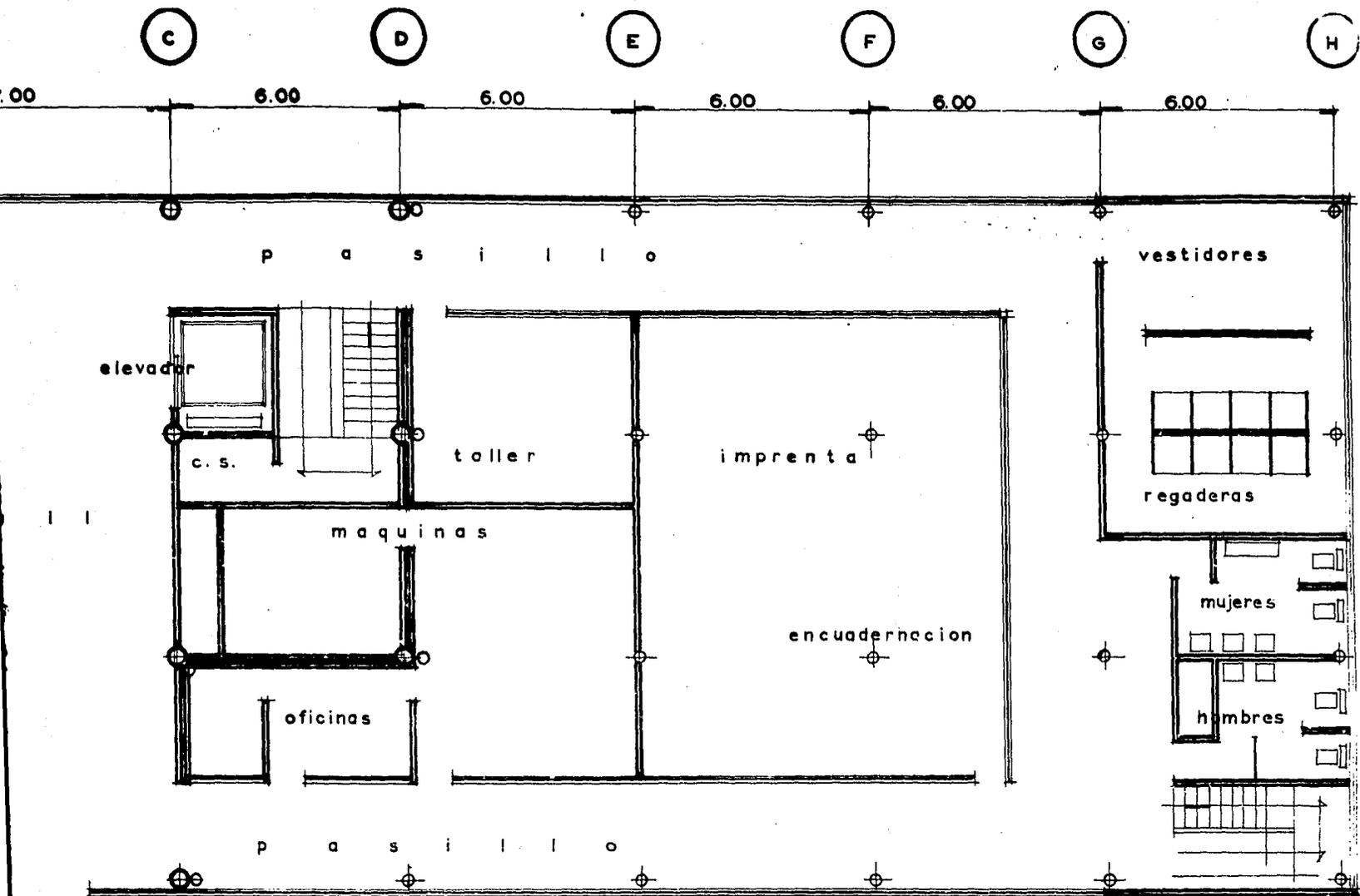

Ing. José L. de Parres.

Circular anexa

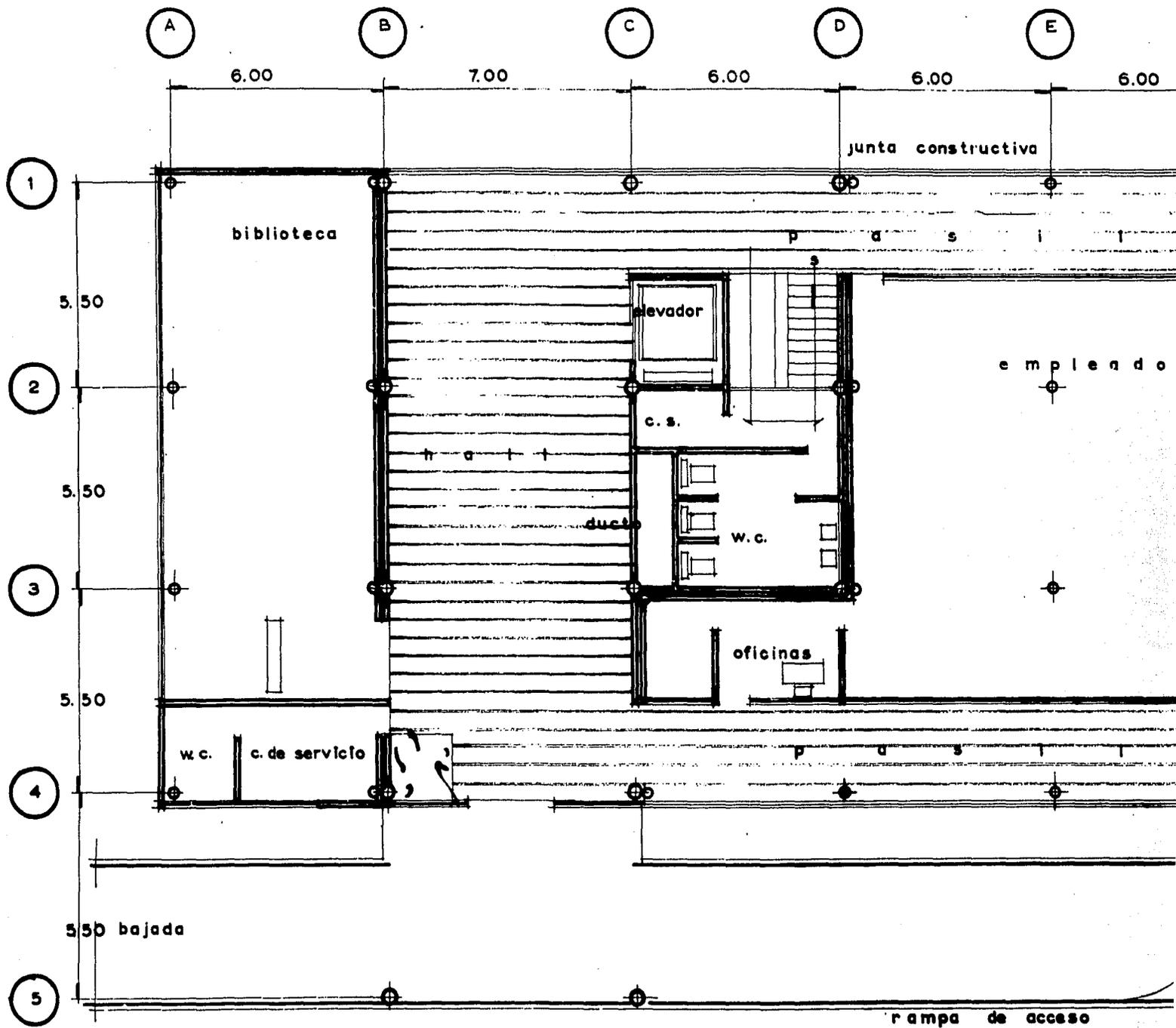
JLF/HUH./rr.



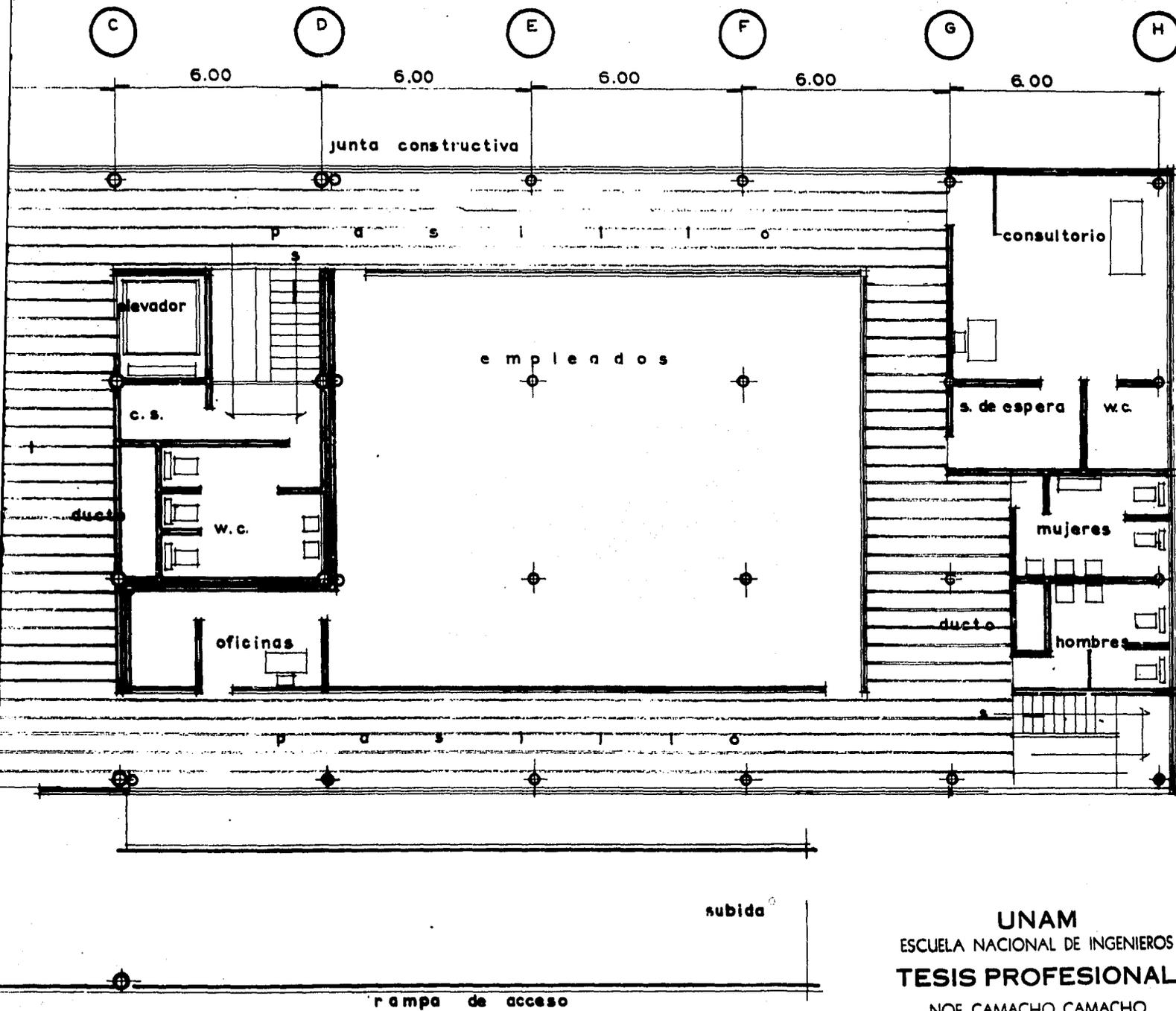
P L A N T A B A J A



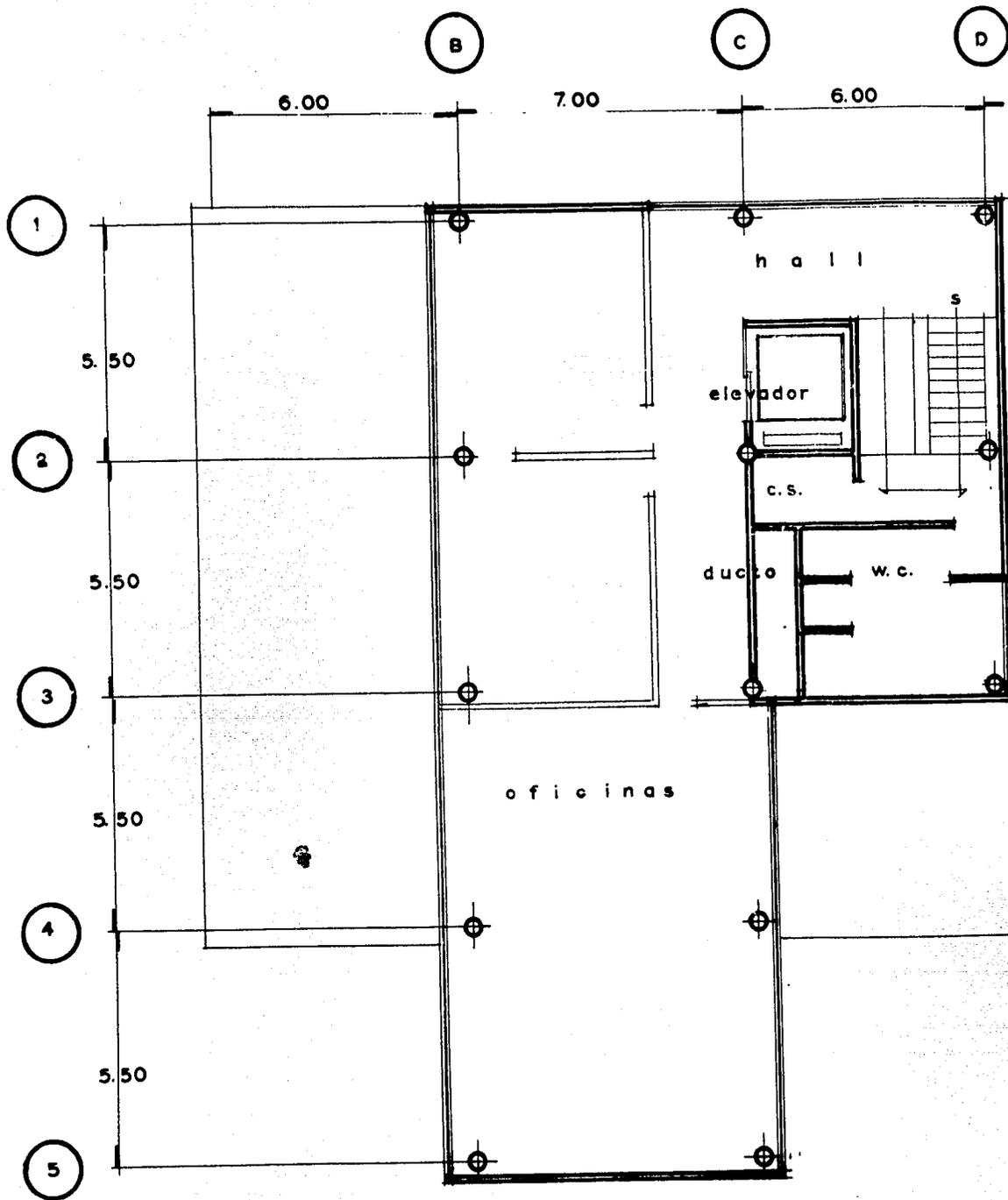
UNAM
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL
 NOE CAMACHO CAMACHO
 PLANO 1953



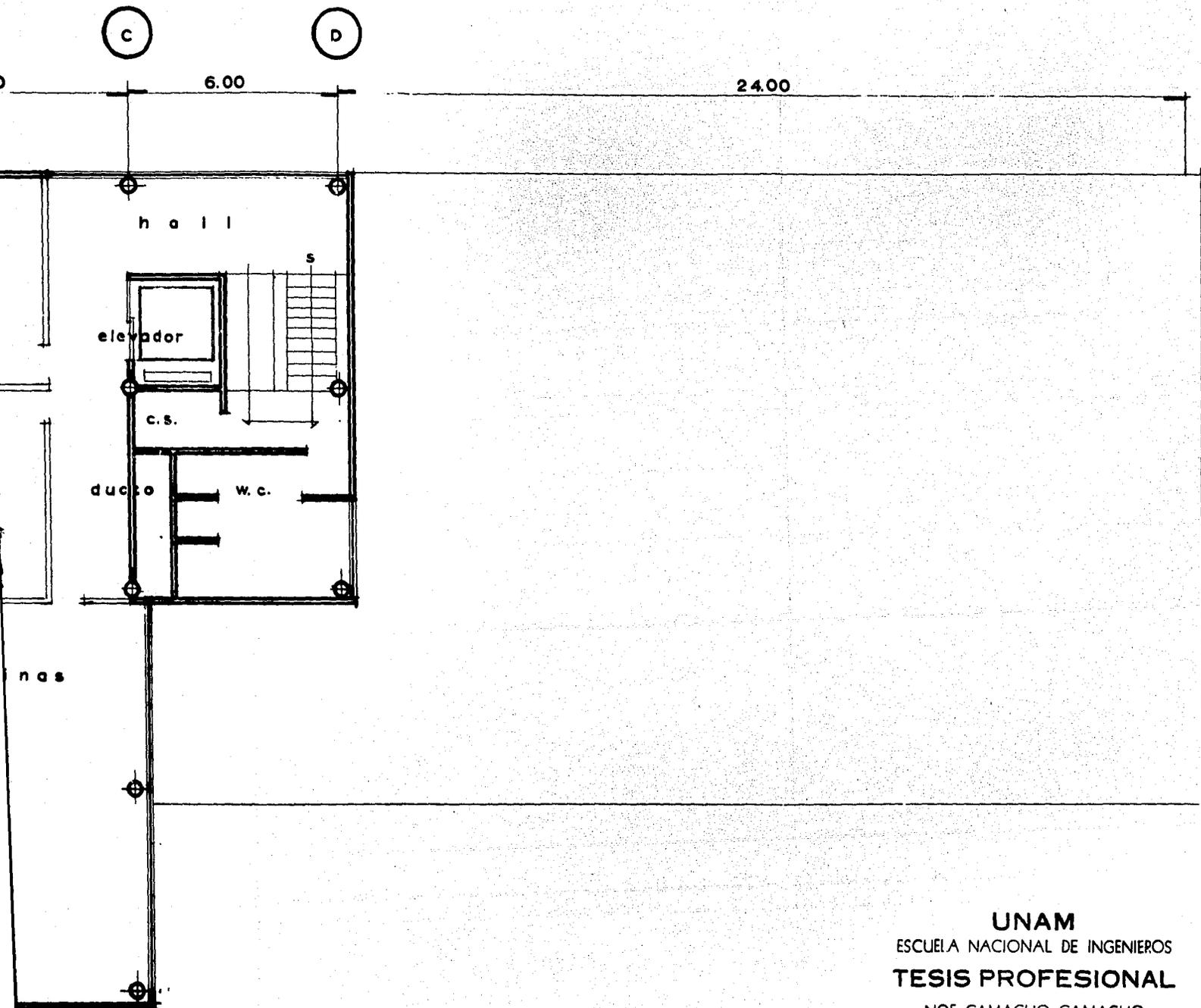
PLANTA ALTA



UNAM
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL
 NOE CAMACHO CAMACHO
 PLANO 1953

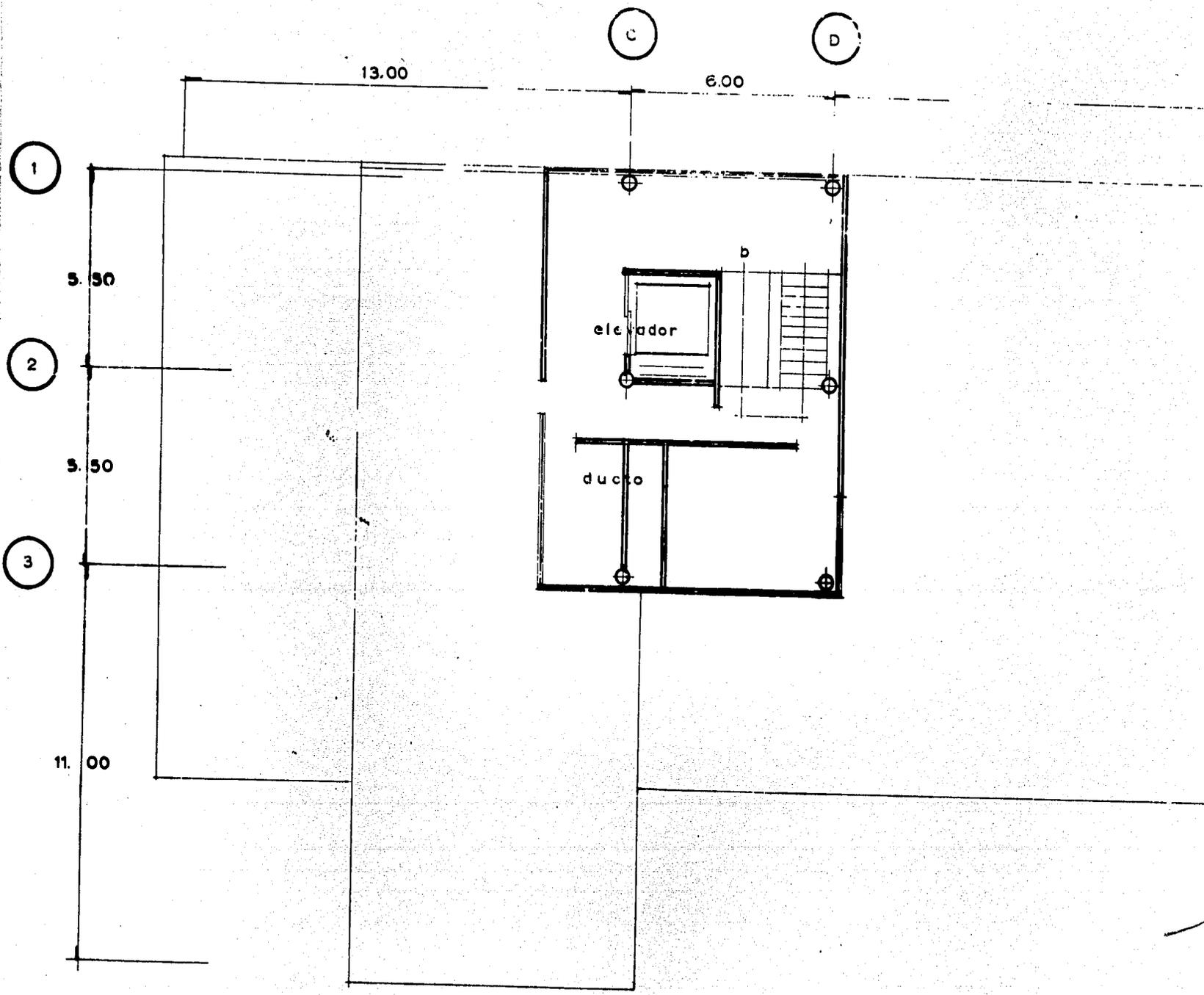


PLANTA TIPO
(5 pisos)



UNAM
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL
 NOE CAMACHO CAMACHO
 PLANO 1953

A TIPO
 (5 pisos)



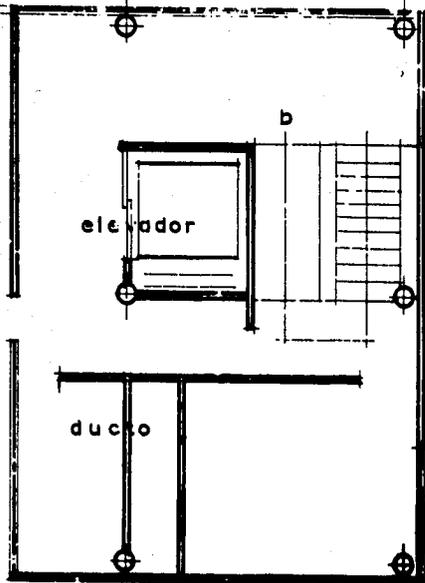
PLANTA AZOTEA

C

D

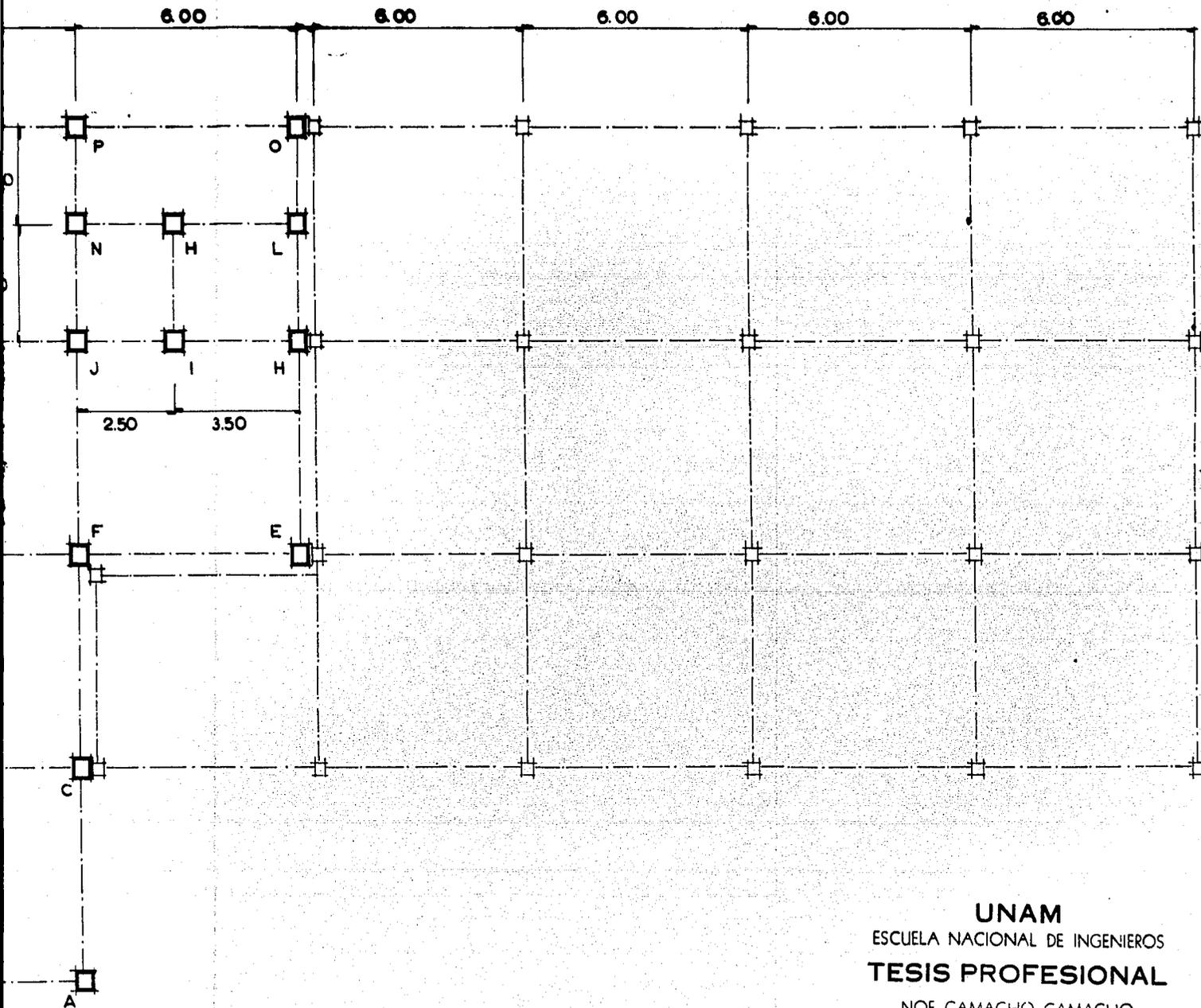
6.00

24.00



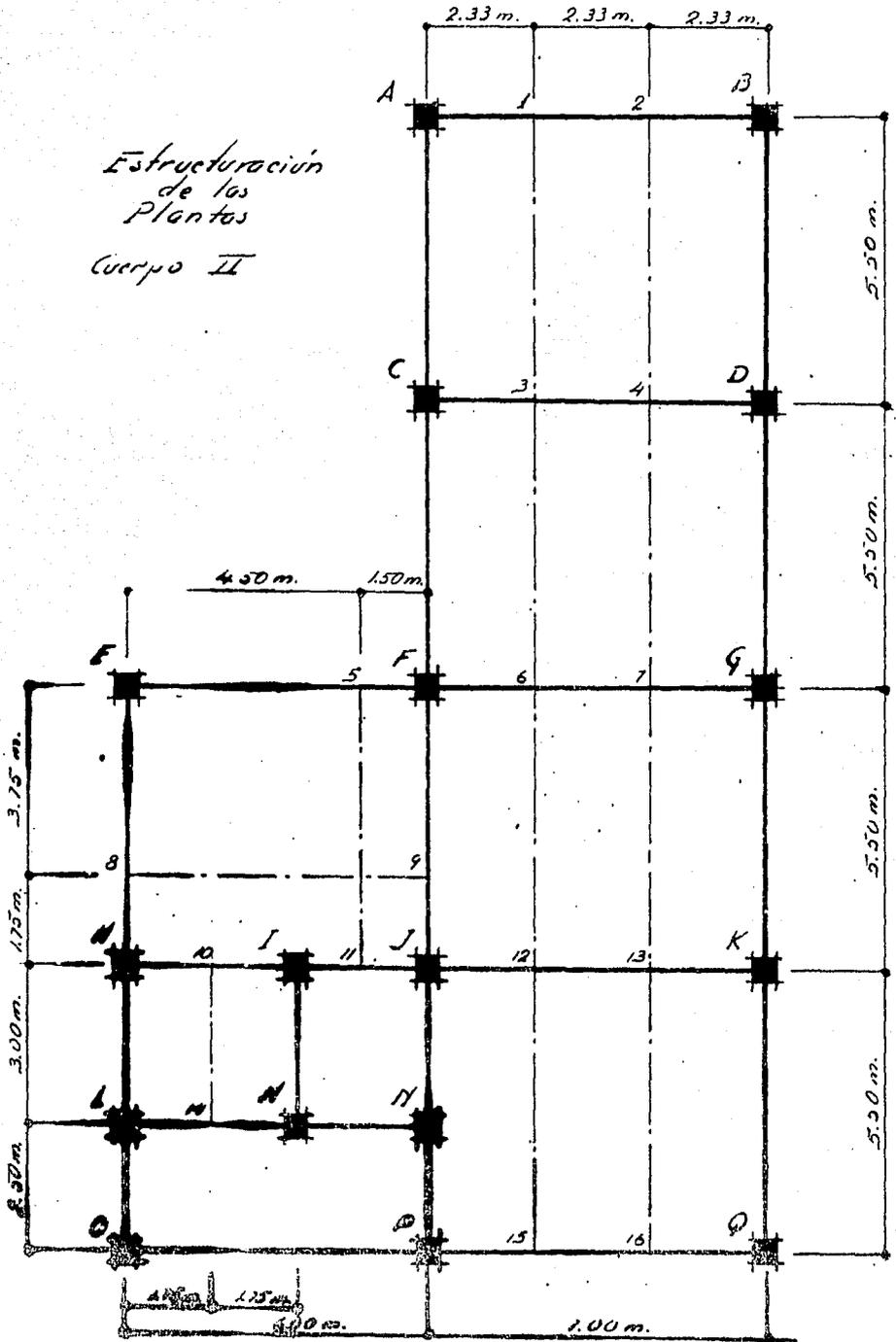
UNAM
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL
NOE CAMACHO CAMACHO
PLANO 1953

A Z O T E A



UNAM
 ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
TESIS PROFESIONAL
 NOE CAMACHO CAMACHO
 PLANO 1953

*Estructuración
de las
Plantas
Cuerpo II*



T E S I S

GENERALIDADES

Descripción del Tema:.- El tema que se me ha designado para presentar mi examen profesional, trata del cálculo y diseño de una Estructura de Concreto Armado en sus dos partes; Superestructura e Infraestructura. Será para un edificio de oficinas, constando en su parte mas alta de siete pisos, que es el cuerpo central, y de dos alas adyacentes, de dos pisos.

La planta baja estará destinada a locales para maquinaria, -- bombas, imprenta y encuadernación, talleres y servicios sanitarios

En la primera planta, o nivel 2 se localizan: La Biblioteca, Departamento Médico, Oficinas para el Archivo y Sanitarios. A ésta planta concurre una rampa de dos ramas, para el exceso de peatones además, habrá un vestíbulo en la dirección N-S.

Las otras plantas, son tipo cinco pisos destinadas exclusivamente a Oficinas. Los sanitarios estarán en los entrepisos dando servicio alternativamente, a hombres y mujeres.

En la planta de azotea se construirá un local para la oficina de Telégrafos, y se localizará ahí mismo la caseta del elevador y un tanque de concreto para el abastecimiento de agua del edificio. Para hacer mas palpable todo el fraccionamiento del edificio, se adjuntan los planos arquitectónicos de cada planta.

En el Tema se ha especificado como dato para el cálculo, el peso volumétrico de la tierra: 1900 Kg/m^3 y la presión del -----

viento: 150 Kg/M²; todas las especificaciones faltantes serán tomadas del Reglamento de Construcciones del D. F., y, cuando sea necesario, se hará acopio de las Especificaciones del Comité Unido y los del A-C.I.

Teniendo en cuenta la fuerte presión del viento 150 Kg/M², - El edificio no debe considerarse en la ciudad de México; y como - no se nos ha determinado el lugar supondremos, para los efectos - del cálculo, a la Ciudad de Tuxpan, Ver., como al lugar donde se - construirá nuestro edificio.

ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO.

Se dá el nombre de Estructura al conjunto de miembros, o elementos, que integran a un edificio, constituyendo la resistencia y estabilidad del mismo.

De las estructuras que han existido a través de los tiempos pueden considerarse dos clases principales:

- 1)- Estructuras Metálicas con recubrimiento de Concreto, y
- 2)- Estructura de Concreto Armado.

Son los tipos más usuales en la actualidad, y cada una de ellas tiene sus ventajas y desventajas respecto a la otra; la elección debe hacerse teniendo en cuenta el estudio económico y, muchas veces, ésto está en función de la altura del edificio, pues cuando éstos son ya de altura considerable tienen primacía - las Estructuras Metálicas.

El concreto simple es un material resistente a los esfuerzos

de compresión, pero no a los de tensión, generalmente la fatiga-- de trabajo a la compresión es igual a 10 veces la de tensión. Fue así como se pensó reforzar al concreto con varillas de fierro, pa ra que éste material absorbiera los esfuerzos de tensión, lográndose el concreto armado, material resistente a los dos esfuerzos.

VENTAJAS DEL CONCRETO ARMADO.

1.- Debido a su mayor rigidez son más resistentes a los efectos de las fuerzas horizontales y se logra más seguridad en los cálculos cuando la Estructura es continua, Ya que en las juntas de las Metálicas: atornilladas, remachadas y soldadas, la rigidez de los nudos no es comparable a los de Concreto Armado.

2.- Hay más variedad en la forma de los miembros debido a su moldeabilidad, y la sección puede ajustarse exactamente a los esfuerzos de la pieza + esto no sucede en las metálicas en que, debido a la poca variedad de perfiles, la resistencia de la pieza siempre es superior a la requerida, a cambio de esto se sacrifica espacio y esbeltez en la cimentación.

3.- Facilidad de trabajo.- La construcción de Concreto Armado no es aparatosa, y todo el trabajo se realiza en el lugar requerido: Armado, colado, etc., no así es la de Estructuras Metálicas en que el transporte de las piezas tiene que hacerse muchas veces desde la fábrica. Para el trabajador representa más seguridad las Estructuras de Concreto que las Metálicas; y así podríamos seguir enumerando ventajas y desventajas de cada una de ellas.

ESTRUCTURACION.

Para el cálculo de nuestra Estructura la consideramos continua y rígida, formando así una unidad monolítica, esto implica --

continuidad, ó transmisión de efectos de unos miembros a otros,--
y al mismo tiempo, esta consideración en beneficio del aspecto económico --
de la Estructura.

Entreviendo la diferencia de cuerpos entre el cuerpo que se eleva a una altura de siete pisos y las alas, se creyó conveniente separarlos por medio de juntas constructivas, quedando determinados los cuerpos I, II y III. La estructura de cada cuerpo deberá tratarse independientemente de los otros, tratando de no interrumpir el funcionamiento del edificio.

Las juntas constructivas se logran por medio de columnas gemelas en el límite de los cuerpos por separar. Esto indudablemente se reflejará en mejor estabilidad y economía de la Estructura.

Estando ya determinados los cuerpos I, II y III, puede verse fácilmente que el que presentará más problemas es el cuerpo II, -- pues debido a su altura y esbeltez repercutirán en él los efectos de las fuerzas horizontales, además, el peso en la cimentación será mucho mayor que en los cuerpos I, II, por lo cual, los desplantaremos a diferente profundidad. En los límites del cuerpo II con el I y III pondremos muros de contención, debiéndose calcular éstos teniendo en cuenta el empuje de tierras y la transmisión de las cargas producidas en la cimentación de las alas.

En los planos de estructuración podrá verse la forma en que se estructuraron los cuerpos.

Teniendo en cuenta que los problemas de cálculo y diseño de las alas son de menor cuantía que los del cuerpo II, en éste es donde enfocaremos toda nuestra atención, en el desarrollo de la Tesis.

ESTUDIO DE LOS CONSTANTES.

Empezaremos por decir algo de los constantes E y I, que intervendrán en el análisis de la Estructura.

Respecto a los valores que debe asignárseles no tenemos una seguridad rigurosa de ellos, ya que están sujetos a diversas variaciones; y sólo se tiene en cuenta el efecto que dichas variaciones puedan tener en el proyecto, eligiendo valores que garanticen la resistencia y estabilidad de la construcción.

E.- Módulo de Elasticidad, para cada material, puede obtenerse, experimentalmente, de las gráficas de formación - esfuerzos-unitarios, basados en la ley de Hoo Ke. $E = EC$. Generalmente varía para el concreto en 33 % del valor medio de 240,000. En la práctica se acepta como valor $E_c = 1000 \text{ fc}'$, y para el fierro $E_s = 2 \times 10^5$.

I.- Momento de Inercia.- Este es variable con la forma de la sección y con eje considerado, dependiendo exclusivamente de la geometría de los cuerpos.

Para las secciones rectangulares, se acepta el valor - - - -
 $I = \frac{Ach^2}{12}$, en donde Ac = area total de la sección.

h = peralte.

Hay quienes recurren a la fórmula: $I = \frac{Ach^{1.5}}{12}$, nosotros haremos uso para nuestros cálculos de la primera.

CONSTANTES PROPIAS DEL CONCRETO ARMADO.

Para el cálculo y diseño de nuestra estructura usaremos un -

Concreto con fatiga de ruptura $f_c^{fl} = 175 \text{ Kg/cm}^2$. Para lograr obtener un concreto de esta calidad, es necesaria la intervención del Laboratorio para llevar un control escrupuloso de la resistencia y granulometría de los agregados y de la relación agua-cemento.

Para obtener la fatiga de trabajo de los materiales debe afectarse la fatiga de ruptura de los mismos de un coeficiente de seguridad, según sea la clase de esfuerzo a que estarán sometidos.

Así tenemos para el concreto:

$$\begin{aligned} f_c &= 0.45 f_c' && \text{A la flexión.} \\ f_s &= 0.12 f_c' && \text{A la penetración.} \\ f_c &= 0.225 f_c' && \text{A la compresión.} \end{aligned}$$

Para el fierros:

$$\begin{aligned} f_s &= 1265 \text{ Kg/cm}^2 && \text{A la flexión.} \\ f_s &= 1265 \text{ Kg/cm}^2 && \text{a la compresión. (Al esfuerzo} \\ &&& \text{certante e-} \\ &&& \text{tensión } \sigma_{13} \\ &&& \text{gonal)} \end{aligned}$$

Acero grado estructural $f_s = 928 \text{ Kg/cm}^2$ (a la compresión)

Constantes propias : K; J; K y n.

Relación de los módulos de elasticidad: $n = \frac{E_s}{E_c}$

$$n = \frac{2,100,000}{1,000 \times 175} = 12 \quad n = 12$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1265}{12 \times 78.70}} = 0.427 \quad k = \underline{0.427}$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.427}{3} = 0.858 \quad j = \underline{0.858}$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j = \frac{1}{2} 78.70 \times 0.427 \times 0.858 = \underline{144}$$

$$K = \underline{144} \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante

$v = 0.03 f_c^1$ no necesitará refuerzo.
 $0.03 f_c^1 \underline{\angle} v \underline{\angle} 0.06 f_c^1$ necesitará refuerzo especial a la tensión diagonal.
 $0.06 f_c^1$
 $0.06 f_c^1 \underline{\angle} v \underline{\angle} 0.012 f_c^1$ Todo -

Acero longitudinal con anclaje final.

el esfuerzo producido por la tensión diagonal debe tomarlo el fierro.

Acero longitudinal con anclaje final

$v = 0.12 f_c^1$ Debe aumentarse la escuadria

ADHERENCIA:

En vigas, lozas y cimienta en un sentido: $u = 0.05 f_c^1$ Barras corrugadas sin exceder de 14Kg/cm²

Como nosotros vamos a tener anclaje en los extremos podemos aumentar las fatigas anteriores 1.5 veces, sin excedernos de 17.5 Kg/cm².

ESTUDIOS DE LAS CARGAS:

Podemos clasificar a las cargas que obran sobre estructura

en dos clases principales:

- 1.- Cargas Verticales.
- 2.- Cargas Horizontales.

Cargas Verticales son aquellas que obran por gravedad y se dividen a su vez en:

- Cargas Muertas
- Cargas Vivas.

A la primera clasificación pertenecen las cargas que son parte inherente de la estructura: como el peso propio de los miembros.

Cargas Vivas.- Se consideran teniendo en cuenta el destino de cada parte del edificio: bodegas, bibliotecas, oficinas, pasillos, etc.

Las cargas Horizontales son cargas que dejan sentir sus efectos en la estructura, en forma accidental, como: Acción de vientos y sismos.

Cargas Unitarias:

Azotea.- C.M. = 400 Kg/m²
 C.V. = 100 "
 C.T. = 500 Kg/m²

Oficinas.- C.M. = 300 Kg/m²
 C.V. = 250 "
 C.T. = 550 Kg/m²

Biblioteca.- C.M. = 300 Kg/m²

	C.V. = <u>300</u> Kg/m ²
	C.T. = 600 Kg/m ²
Baño.-	C.M. = 540 Kg/m ²
	C.V. = <u>200</u> "
	C.T. = 740 Kg/m ²
Escaleras.-	C.M. = 350 Kg/m ²
	C.V. = 550 "
	C.T. = 900 Kg/m ²
Pasillos y Vestíbulo.-	C.M. = 300 Kg/m ²
	C.V. = 550 "
	C.T. = 850 Kg/m ²

*Muros de tabique ligero de 14 cm., incluyendo aplanado: -
150 Kg/m²

Las cargas unitarias se determinaron teniendo en cuenta --
las mismas especificaciones que para carga viva, por el Reglamen-
to de Construcciones del Distrito Federal, y teniendo como peso de
de los **materiales.**

Concreto simple	2,200 Kg/m ³
Concreto armado	2,400 Kg/m ³
Tabique ligero de cemento.	900 Kg/m ³
Ladrillo delgado rojo común	1,500 Kg/m ³
Azulejo o loseta	1,800 Kg/m ³
Mosaico	2,000 Kg/m ³

Metros de cal arena.	1,500 Kg/m ³
Tezontle	1,300 Kg/m ³

REDUCCION DE CARGAS VIVAS VERTICALES.

En todas las construcciones de varios pisos, exceptuando - las destinadas a bodegas, podrán hacerse en columnas, muros y cimientos las siguientes reducciones a las cargas vivas verticales

Cuando soportan:

Un piso	0 %
Dos pisos	10 %
Tres pisos	20 %
Cuatro pisos	30 %
Cinco pisos	40 %
Seis pisos	45 %
Siete pisos	50 %

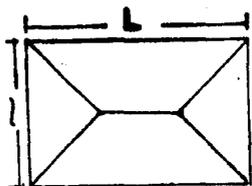
TRANSMISION DE CARGAS.

A través de los miembros de una Estructura: Losas, trabes-columnas, muros de carga, etc., se verifica la transmisión de -- carga hasta tenerlas concentradas en el nivel del cimiento.

CONCENTRACION POR COLUMNAS.-

1a. etapa.- Las losas transmiten su carga a las trabes que lo sustentan, atendiendo a la relación: $\frac{L}{1}$ Cuando $\frac{L}{1} < 1.5$, se considera a la losa, perimetralmente apoyada, -- descargando en sus cuatro lados.

$$W_1 = \frac{1}{3} w \text{ Ton/m. } \text{1 Claro corto}$$



$$W_L = \frac{1}{3} w \left(\frac{1-m^2}{2} \right) \text{ Ton/m. Claro largo.}$$

$$m = \frac{1}{2}$$

W carga en Ton/m²

Si $L \leq 1.5$, se considera a la losa apoyada en sus lados del claro largo, (o sea trabajando según el claro corto) tomando éstos toda la carga en partes iguales.

2ª.- Etapa. Las trabes pueden ser secundarias o principales. Las primeras descargan sobre las segundas en forma de concentraciones.

Las trabes principales se apoyan directamente sobre las columnas, y sobre éstas transmiten sus cargas, considerándolas isostáticamente apoyadas. Las cargas de las trabes generalmente son: la transmitida por las losas, la transmitida por los muros y el peso propio.

3ª.- Ya teniendo todas las cargas de un piso concentradas en las columnas es a través de ellas como se logra la transmisión de piso a piso hasta tenerlas concentradas en el nivel 0, y en estas condiciones calcular la cimentación

Cuando se construye un edificio, es muy común suponer aproximadamente la escuadría de las piezas en cada planta, diferente y bajar las cargas para empezar rápidamente los trabajos de cimentación, mientras se realizan los cálculos definitivos de la superestructura.

Así fué como nosotros hicimos, suponiendo escuadrias en el sentido longitudinal y transversal, considerando el primero en la dirección N-S y el segundo en la dirección E-W, en cada planta.

<u>Planta</u>	<u>Sentido</u>	<u>Escuadria de</u>		<u>Trabes</u>
Azotea	Longitudinal	25	X	55 cm.
	Transversal	20	X	45 cm.
Tipo	Longitudinal	30	X	65 cm.
	Transversal	20	X	45 cm.
Alta	Longitudinal	35	X	70 cm.
	Transversal	25	X	50 cm.
Baja	Longitudinal	30	X	65 cm.
	Transversal	20	X	45 cm.

Losas de 10 cm. de espesor.

Columnas de arriba abajo: por plantar una de

25 X 25 cm.,

dos de 35 X 35 cm., dos de 45 X 45 cm. y dos de 55 X 55 cm.

Tomando en cuenta todos los datos anteriores, se formaron, para mayor comprensión y rapidez del trabajo, en el cuerpo II, las tablas siguientes, en las que se anota:

1. columna:	Las columnas.
2. columna:	Car. del nivel anterior
3. columna:	Car. de planta del Nivel Res- pectivo.

- 4a. columna: Carga Viva reducida del nivel respectivo.
- 5a. columna: Peso de las columnas.
- 6a. columna: Carga Total, concentrada hasta el nivel Respectivo.

W en Ton.

Reducción carga viva 50%.

CUMPO 11.		NIVEL 7.		AZCTEA	
CCL.	C.N.A.	C.M.	C.V.	P.C.	C. T.
A	0.000	6.70	0.48	0.00	7.18
B	0.000	6.70	0.48	0.000	7.1
C	0.000	11.65	0.96	0.00	12.61
D	0.000	11.65	0.96	0.00	12.61
E	0.000	6.27	0.416	0.00	6.686
F	0.000	16.72	1.38	0.00	18.10
G	0.000	11.65	0.96	0.00	12.61
H	0.000	7.03	0.395	0.00	7.925
I	0.000	9.46	0.905	0.00	10.365
J	0.000	15.94	1.25	0.00	17.19
K	0.000	15.64	0.82	0.00	16.46
L	0.000	6.84	1.62	0.00	8.46
M	0.000	8.63	2.02	0.00	10.65
N	0.000	6.24	1.18	0.00	7.42
O	0.000	6.25	1.20	0.00	7.45
P	0.000	13.46	2.50	0.00	15.96
Q	0.000	9.81	1.23	0.00	10.64
SUMA TOTAL					117.696 T.

CUERPO 11.		NIVEL 6.		PLANTA TIPO	
COL.	C.H.A.	C.M.	C.V.	P.C.	C.T.
A	7.18	7.93	1.40	0.45	16.95
B	7.18	7.93	1.40	0.45	16.95
C	12.61	12.16	2.40	0.45	27.62
D	12.61	12.16	2.40	0.45	27.62
E	6.686	10.91	1.33	0.45	19.146
F	13.10	19.83	3.97	0.45	42.35
G	12.61	12.58	2.45	0.45	28.40
H	7.925	11.45	2.31	0.45	22.135
I	10.365	4.95	2.19	0.45	17.955
J	17.19	17.00	4.30	0.45	33.94
K	16.46	12.20	3.50	0.45	33.01
L	2.46	4.52	1.32	0.45	14.75
M	10.65	5.29	1.75	0.45	18.36
N	7.42	3.59	1.23	0.45	12.69
O	7.45	3.70	1.03	0.45	13.63
P	11.96	11.12	2.56	0.45	30.09
Q	11.54	11.00	1.35	0.45	21.34
TOTAL					199.51 Ton.

CUERPO 11.		NIVEL 3		PLANTA TIPO	
COL.	C.N.A.	C.M.	C.V.	P.C.	C.T.
A	16.95	7.92	1.40	0.88	27.15
B	16.95	7.92	1.40	0.88	27.15
C	27.62	12.16	2.40	0.88	43.06
D	27.62	12.16	2.40	0.88	43.06
E	19.416	10.91	1.33	0.88	32.536
F	42.35	19.83	3.97	0.88	67.03
G	28.40	12.58	2.76	0.88	44.62
H	22.135	11.47	2.31	0.88	36.81
I	17.955	4.9	2.19	0.88	25.975
J	38.94	17.00	4.30	0.88	61.12
K	33.01	12.60	3.50	0.88	47.99
L	14.75	4.52	1.32	0.88	21.47
M	18.36	5.29	1.75	0.88	26.23
N	12.69	3.59	1.23	0.88	18.39
O	13.63	4.70	1.03	0.88	20.24
P	30.09	11.12	2.56	0.88	44.65
Q	21.34	3.90	1.35	0.88	34.47
SUMA TOTAL					-----620.00 Ton.

CUERPO 11.		NIVEL 4			PLANTA TIPO		
COL.	C.N.A.	C.M.	C.V.	P.C.	C.T.		
A	27.15	7.92	1.40	0.88	37.35		
B	27.15	7.92	1.40	0.88	37.35		
C	43.06	12.16	2.40	0.88	59.50		
D	43.06	12.16	2.40	0.88	59.50		
E	32.536	10.91	1.33	0.88	45.656		
F	67.03	19.83	3.97	0.88	91.71		
G	44.62	12.58	2.70	0.88	60.84		
H	36.81	11.49	2.31	0.88	51.49		
I	25.975	4.95	2.19	0.88	33.995		
J	61.12	17.00	4.30	0.88	83.50		
K	47.99	12.60	3.50	0.88	64.97		
L	21.47	4.52	1.32	0.88	28.19		
M	26.28	5.20	1.75	0.88	34.20		
N	18.39	3.59	1.23	0.88	24.09		
Q	20.24	4.70	1.03	0.88	26.85		
P	44.65	11.12	2.56	0.88	59.21		
Q	34.47	8.90	1.35	0.88	45.60		
SUMA TOTAL		-----				690.801.Ton.	

CUERP: 11.		NIVEL: 3		PLANTA TIPO	
COL.	C.N.A.	C.M.	C.V.	P.C.	C.T.
A	37.35	7.92	1.40	1.46	48.13
B	37.35	7.92	1.40	1.46	48.13
C	58.50	12.16	2.40	1.46	74.52
D	58.50	12.16	2.40	1.46	74.52
E	45.656	10.91	1.33	1.46	59.36
F	91.71	19.83	3.97	1.46	116.97
G	60.84	12.58	2.76	1.46	77.74
H	51.49	11.49	2.31	1.46	66.75
I	33.995	4.95	2.19	1.46	42.59
J	83.30	17.00	4.30	1.46	106.06
K	64.97	12.60	3.50	1.46	82.53
L	26.19	4.52	1.32	1.46	35.47
M	34.20	5.29	1.75	1.46	42.70
N	24.09	3.59	1.23	1.46	30.37
O	26.85	4.70	1.03	1.46	34.04
P	59.21	11.12	2.56	1.46	74.35
Q	45.60	8.90	1.35	1.46	57.33
SUMA TOTAL.				-----1071.58	

CUERPO 11.		NIVEL 2		PLANTA TIPO	
COL.	C.N.A.	C.M.	C.V.	P.C.	T.C.
A	48.13	7.92	1.40	1.46	58.91
B	48.13	7.98	1.40	1.46	58.91
C	74.52	12.16	2.40	1.46	90.54
D	74.52	12.16	2.40	1.46	90.54
E	59.36	10.91	1.33	1.46	73.16
F	116.97	19.83	3.97	1.46	142.20
G	77.74	12.58	2.76	1.46	94.54
H	66.75	11.49	2.31	1.46	82.01
I	42.59	4.95	2.19	1.46	51.19
J	106.06	17.00	4.30	1.46	128.24
K	82.53	12.60	3.50	1.46	100.09
L	35.49	4.52	1.32	1.46	42.79
M	42.70	5.29	1.75	1.46	51.20
N	30.37	3.59	1.23	1.46	36.65
O	34.04	4.70	1.03	1.46	41.23
P	74.35	11.12	2.56	1.46	89.49
Q	57.33	8.20	1.35	1.46	68.84
TOTAL SUMAS				-----1300.53 Ton.-----	

CUERPO 11.		NIVEL 1		PIANTA ALTA	
COL.	C.N.Á.	C.M.	C.V.	P.C.	C.T.
A	58.91	6.33	2.63	2.90	70.77
B	58.91	6.33	2.63	2.90	70.77
C	90.54	12.31	5.26	2.90	111.01
D	90.54	12.31	5.26	2.90	111.01
E	73.16	13.43	1.33	2.90	90.82
F	142.20	21.24	5.83	2.90	172.17
G	94.54	12.81	5.26	2.90	115.51
H	82.01	11.49	2.92	2.90	99.32
I	51.19	5.25	1.45	2.90	61.10
J	128.24	18.06	6.25	2.90	155.45
K	100.09	12.81	5.26	2.90	212.06
L	42.79	4.75	1.32	2.90	51.16
M	51.20	5.60	1.75	2.90	61.45
N	36.65	3.68	1.31	2.90	44.54
O	41.23	3.28	1.03	2.90	48.44
P	89.49	8.54	3.18	2.90	104.11
Q	68.84	7.85	2.63	2.90	82.22
SUMAS TOTAL.-----					1570.91 Ton.

CUERPO 11.		NIVEL O.		PLANTA BAJA.	
COL.	C.N.A.	C.M.	C.V.	P.C.	C.T.
A	70.77	5.55	2.88	2.18	81.48
B	70.77	5.55	2.88	2.18	81.48
C	111.01	11.35	5.76	2.18	130.30
D	111.01	11.35	5.7	2.18	130.30
E	90.82	10.69	1.42	2.18	105.11
F	172.20	19.00	6.57	2.18	194.95
G	115.51	11.65	5.76	2.18	131.10
H	99.32	9.68	2.28	2.18	113.46
I	61.10	4.18	1.45	2.18	72.71
J	155.45	16.02	6.44	2.18	183.79
K	121.06	10.85	5.76	2.18	139.85
L	51.16	3.45	1.02	2.18	57.41
M	61.45	4.52	1.75	2.18	73.50
N	44.54	2.90	1.31	2.18	54.53
O	48.44	3.63	1.43	2.18	55.68
P	104.11	8.25	3.19	2.18	117.73
Q	82.22	7.00	2.88	2.18	94.38

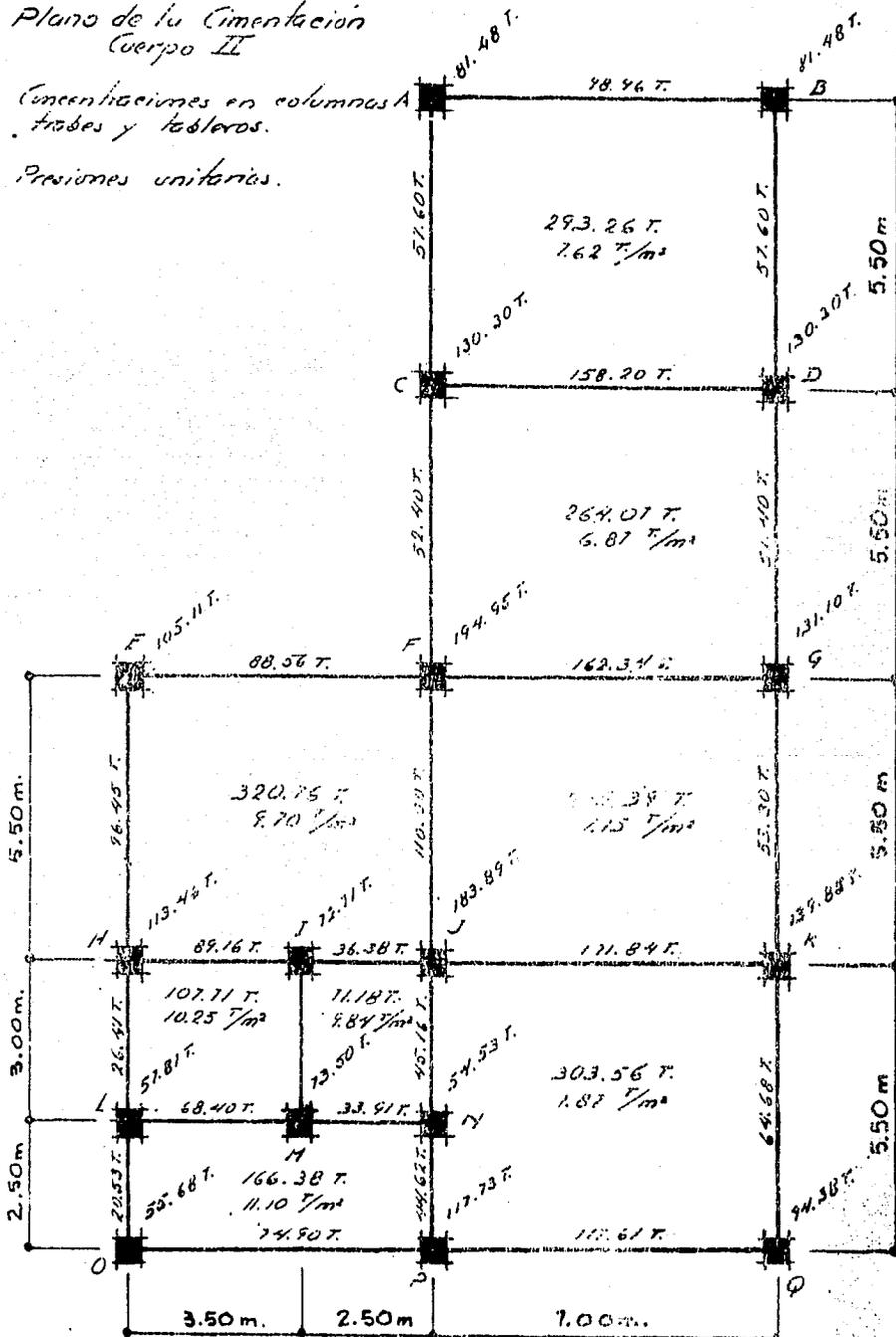
SUMAS TOTAL.-----1818.27 Ton.

En este piso, se incluyeron las cargas producidas por el elevador, en las columnas que lo soportan.

Plano de la Cimentación
Cuerpo II

Concentraciones en columnas A
trabes y tableros.

Presiones unitarias.



C I M E N T A C I O N .

Llámase cimentación, o infra-estructura, a la parte de la estructura, colocada bajo del nivel del suelo, teniendo como misión primordial, transmitir al terreno, las cargas producidas por la super-estructura, es decir, sustentar a ésta.

Para llegar a tener una buena cimentación, es necesario que la capa sobre la que se desplante, este trabajando a una fatiga uniforme, sin llegar a perturbar el equilibrio del terreno.

En la cimentación, es interesante el estudio de la consolidación, que podemos definirla, como acomodamiento del terreno, sometido a la acción de una carga, transmitida en el transcurso del tiempo y con la expulsión del agua contenida. Así, la consolidación, dependerá: de la intensidad de la carga, de la duración de la acción de ésta y de la cantidad de agua, que contenga el terreno por cimentar.

Teniendo en cuenta el monto de las cargas y la resistencia del suelo, en que se desplantará la estructura del cuerpo, el método más conveniente en nuestro caso, es el llamado: de flotación, o sustitución.

CIMENTACION POR SUSTITUCION.- Este método consiste, en buscar un plano que estando fatigado por el terreno original, a una cierta intensidad, y que al sustituir el peso del prisma de terreno, por el de la estructura, se produzca en él, una fatiga de intensidad igual.

En el transcurso del cálculo, se explicará detalladamen-

te, cada paso para hacer más objetivo, el proceso..

PRESIONES UNITARIAS.- Bajando las cargas por columnas, y teniendo ya, concentradas en el nivel 0, se pasa a repartir la carga de cada columna, a las traveses que concurren a ella, esto se logra, verificando la repartición proporcional a la área tributaria de cada trabe. Pongamos por ejemplo la columna A:

$$P = 81.48 \text{ Ton.}$$

Traveses concurrentes: A-B Y A-C.-

Área tributaria de A-B, un trapecio: $a = 11.68 \text{ m}^2$

Área tributaria de A-C, un triángulo: $a = 7.57 \text{ "}$

$$\text{Área total} = 19.25 \text{ "}$$

Dividiendo la carga de 81.48 Ton. entre la área total de 19.25.

obtenemos un factor, que multiplicado por 11.68 y por 7.57, obtenemos la carga que la col. A, trasmite a las traveses A-b y A-C.

$$\begin{array}{r} \text{Trabe A-B} \quad \frac{81.48}{19.25} \quad 11.68 = 48.40 \text{ Ton.} \end{array}$$

$$\begin{array}{r} \text{Trabe A-C} \quad \frac{81.48}{19.25} \quad 7.57 = 33.08 \text{ "} \\ \hline \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad 81.48 \text{ Ton.} \end{array}$$

Haciendo esto mismo con cada columna y con las traveses que inciden en ella, se llega a tener concentraciones en los tableros, debidas a la suma, de las concentraciones de las áreas

as tributarias.

Dividiendo la concentración de carga de cada tablero entre la área del mismo, se obtienen las presiones unitarias.

$$\text{Ejem. Tablero: L-N-O-P: } \frac{166.38}{15} = 11.10 \text{ Ton./m}^2$$

Para mayor comprensión, de todo lo anterior, adjuntamos un plano, de las columnas y tableros, y las presiones unitarias de estos.

PROFUNDIDAD DE LA ALTURA DE DESPLANTE.- Teniendo determinadas las presiones unitarias de los tableros, podemos determinar la la profundidad de la altura a la cual desplantaremos la estructura, haciendo uso de la fórmula: $h = \frac{f}{w}$.

f: presión unitaria máxima h = presión -
le excavación.

w= Peso volúmetrico del terreno.

La presión unitaria máxima se localiza en el tablero: - L-N-O-P, que llamaremos tablero patrón, $f = 11.10 \text{ Ton/m}^2$; a esta presión debe sumársele, el peso propio de la cimentación, que puede obtenerse haciendo un cálculo aproximado de las secciones de las piezas; nosotros supondremos, como peso propio el 12% del peso de la superestructura: $11.10 + 0.12 \times 11.10 = 12.43 \text{ Ton./m}^2$. Ya estamos en condiciones de poder determinar h, pues el peso volúmetrico, es dato que conocemos de antemano $w = 1.9 \text{ ton/m}^3$.

$$h = \frac{12.43}{1.9} = 6.53 \text{ m.}$$

Debemos hacer notar, que en la Ciudad de México, a una -

profundidad de esta magnitud, ya es necesario hacer uso de -- pilotes, pues debido a la mala calidad y poca resistencia del terreno, éste sufre trastornos considerables; aunque últimamente, se han cimentado edificios, por este mismo método, a -- profundidades mayores.

También sería de tenerse en cuenta la sub-presión, cuyo efecto se toma en cuenta, como una presión de abajo a arriba-- en ton/m^2 , producida por la altura del nivel de las aguas --- freáticas, a partir de la plantilla, teniendo como valor $w-h$.

w = peso vol. de agua: 1000 Kg/m^3

h = dist. de la plantilla al nivel superior, de las aguas freáticas.

PRESION UNIFORME EN EL AREA DE CIMENTACION.— Hemos dicho-- anteriormente, que para lograr una cimentación estable, es -- condición indispensable, que sobre el estrato horizontal, en el cual se desplanta la cimentación, sobre una presión uniforme e igual al terreno circundante, para que al efectuarse la consolidación, las capas inferiores, a la cimentación, des--- ciendan o se compacten a la misma velocidad.

Para lograr lo anterior, es preciso, tener igual pre--- sión unitaria en todos los tableros, esto es posible, lastran do todos aquellos que difieran en presión con el tablero pa--- trón, en este caso, el: L-N-O-P.

El lastre, consiste en tierra, producto de la escava--- ción, perfectamente bien apisonada, y se da por la altura del espesor de la capa. Esta altura se obtiene dividiendo la dife--- rencia de presiones, del tablero patrón y el respectivo, en--- tre el peso volumétrico, de la tierra.

Así tenemos:

Tablero patrón L-N-O-P: presión 11.10 ton/m²

Tablero H-I-L-M: presión 10.25 "

Diferencia 0.85 ton/m²

Altura de la capa de lastre en el tablero: H-I-L-M:

$$H = \frac{0.85}{1.9} = 0.45 \text{ M}$$

De esta forma, procedemos a hacer lo mismo en todos los demás tableros y para mayor claridad, formulamos la tabla siguiente, en donde vienen especificados: tablero; presión unitaria; diferencia de presiones y espesor de lastre, equivalente a esa diferencia.

TABULACION DE LOS ESPESORES DE LOS LASTRES, EN LOS TABLEROS DE LA CIMENTACION DEL CUERPO 11.

TABLERO	P. UNITARIA ton/m ²	DIF. DE P. ton./m ²	H. LASTRE m
L-N-O-P	11.10	0.00	0.00
H-I-L-M	10.25	0.85	0.45
E-F-H-J	9.70	1.40	0.74
I-J-M-N	9.48	1.62	0.85
J-K-P-Q	7.87	3.23	1.70
A-B-C-D	7.62	3.48	1.83

F-G-J-K	7.15	3.95	2.08
C-D-F-J	6.87	4.23	2.23

CALCULO Y DISEÑO DE LA PIEZA DE CIMENTACION.-

Ya teniendo determinados la profundidad de la altura del desplante y los espesores de los lastres, podemos calcular y - diseñar, las piezas que en sí, constituyen la cimentación, en nuestro caso: losa corrida, y contratrabes.

Primeramente a una profundidad de 10 a 15 Cm. de abajo de la cota del desplante, se pondrá una capa de tezontle o pedacería de tabique, convenientemente apisonada, o bien concreto-pobre, para formar la plantilla. Encima de la plantilla, se colocará, una losa corrida en toda la área de la placa de cimentación, y cuya peralte, será el determinado, por tablero de cimentaciones mas desfavorables. El refuerzo se diseñará, particularmente para cada tablero, teniendo en cuenta sus condiciones de apoyo y carga. Luego vendrán la contratrabes, que correrán de columna a columna, y muchas veces, diagonalmente para aumentar la rigidez.

Es menester hacer notar, que en el cálculo de los miembros de la cimentación, se consideran las condiciones, que se tendrán en cuenta, posteriormente en el cálculo de la superestructura, y esto es, considerado a la estructura, continua.

Como el calcular cada uno de los miembros, sería repetir lo mismo, cambiando únicamente la intensidad de las cargas, so

lo nos ocuparemos, de aquellos que presenten mayor complejidad.

CALCULO DE LAS LOSAS.- Partiendo de la magnitud de los lados de los tableros y de la intensidad de sus cargas, se hizo un análisis de ellos para determinar el que estuviera en condiciones más favorables, siendo éste, el tablero: E-F-H-J. El Peralte de esta losa, será el que regirá en toda la losa corrida.

Atendiendo el armado de las losas, tendremos dos grupos

1o.- Losa con esfuerzo principal en un sentido únicamente la; L-N-O-P.

2o.- Losas con esfuerzo principal en dos sentidos, todas las demás.

Para hacer esta clasificación, nos hemos valido de la relación de los claros; cuando: $\frac{L}{l} \geq 1.5$, las losas pertenecen al primer grupo.

Si: $\frac{L}{l} \leq 1.5$. quedan incluidas en el segundo.

LOSA E-F-H-J.-

$$L = 6.00 \text{ m.}$$

$$l = 5.50 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{l} \geq 1.11 \angle 1.5$$

Tenemos que es una losa continua en los dos sentidos.

Para el cálculo de las losas continuas en dos sentidos, haremos uso de la tabla 35 de C.U. En esta tabla se entró con los siguientes datos: número de lados discontinuos y con la -

relación , $m = \frac{\text{Claro corto}}{\text{CLARO LARGO}}$

Entrando los datos anteriores obtenemos los coeficientes, que multiplicados por ws^2 dan el momento flexionante por ancho unitario de losa de las fajas intermedias de los claros largos y cortos

Los coeficientes de momentos en las fajas de columnas o laterales, son iguales a los $2/3$ de los correspondientes a las fajas intermedias.

Resolvamos el caso propuesto: Caso 3 (dos lados discontinuos)

$m = 5.50 = 0.917$, interpolando entre valores de 1 y 0.9 obtendremos los coeficientes.

Consideramos como carga de la losa la reacción neta del terreno, o sea la relación máxima disminuída en el peso propio y el peso del lastre del tablero respectivo.

$$W = 12.43 - (1.2 + 1.40) = 9.83 \text{ Ton/m}^2$$

$$s^2 = 5.50^2 = 30.2 \quad h \text{ supuesta} = 0.50 \text{ m.}$$

$$M = K WS^2 = K \times 9.83 \times 30.2 = 297 \text{ Ton.m.}$$

MOMENTOS FLEXIONANTES.

CLARO CORTO.-

Fajas Intermedias

Mom. negativo lado continuo: $0.0554 \times 297 = 16.46 \text{ Ton.m}$

Mom. Negativo lado discont.: $0.0277 \times 297 = 8.23$ Ton.m

Mom. positivo centro claro: $0.0416 \times 297 = 12.34$ "

Fajas de Columnas.-

Mom. negativo lado discontinuo: $2/3 \times 0.055 \times 297 = 10.98$
Ton. m.

Mom. negativo lado discont.: $2/2 \times 0.0416 \times 297 = 594.-$

Ton. m.

Mom. positivo centro claro: $2/3 \times 0.0416 \times 297 = 8.23-$

Ton. m.

C L A R O L A R G O.-

Fajas Intermedias

Mom. negativo lado continuo: $0.049 \times 297 = 14.54$ Ton.m

Mom. negativo lado discont.: $0.025 \times 297 = 7.42$ "

Mom. positivo centro claro: $0.057 \times 297 = 11.00$ "

Fajas de columnas.-

Mom. negativo lado continuo: $2/3 \times 0.049 \times 297 = 9.68$ Ton.m

Mom. negativo lado discont.: $2/3 \times 0.025 \times 297 = 4.94$ Ton.m.

Mom. positivo centro claro: $2/3 \times 0.037 \times 297 = 7.33$ "

9

CALCULO DE PERALTE POR MOMENTO FLEXIONANTE.-

$M = 16.46$ ton.m = 1,646,000 Kg.cm.

$b = 100$ cm.

$K = 14,4$ kg./cm²

$$V = \sqrt{\frac{M}{k}} \quad d = \sqrt{1646000} = 33.8 \text{ cm.}$$

El peralte obtenido por momento flexionante, difiere del que habíamos supuesto.

REVISION POR ESFUERZO CORTANTE.-

$$d = \frac{V}{v b j} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm.}; \quad j = 0.858 \quad ; \quad v = 0.03 f_c = 5.25 \text{ Kg/cm}^2.$$

En la fórmula anterior solo nos falta conocer la fuerza cortante máxima, que la obtendremos por la fórmula:

$$V_1 = \frac{8}{3} \times W \text{ Reacción isostática en el claro corto.}$$

$$V_1 = \frac{8}{3} \times W \frac{(3-m^2)}{2} \text{ Reacción en claro largo.}$$

$$m = \frac{\text{Claro corto}}{\text{Claro largo}}$$

Para obtener las reacciones hiperestáticas, corregimos los valores dados por la fórmula anterior; igual a la de la diferencia de momento en los extremos, dividido entre el claro.

REACCIONES ISOSTATICAS.

$$V_1 = 5.50 \times 9.83 = 18 \text{ Ton/m.l}$$

$$V_L = \frac{5.50}{3} \times 9.83 = \left(\frac{3 - 0.84}{2} \right) = 18 \times 1.08 = 19.45 -$$

CORRECCIONES. -

$$V_1 = \frac{16.46 - 8.23}{6.00} = \frac{8.23}{6.00} = 1.37 \text{ Ton./m.l}$$

$$V_L = \frac{14.54 - 7.42}{5.50} = \frac{7.12}{5.50} = 1.29 \text{ Ton./m.l}$$

REACCIONES HIPERESTATICAS.

$$V_1 = 18 + 1.37 = 19.37 \text{ Ton./m.l}$$

$$V_L = 19.45 + 1.29 = 20.74 \text{ Ton./m.l}$$

Cálculos del peralte por Esfuerzo Cortante.-

$$d = \frac{V}{b \cdot j \cdot v} = \frac{V}{100 \times 0.858 \times 5.25} = \frac{V}{451}$$

$$d = \frac{20740}{450} = 46 \text{ cm.}$$

$$h = d + r;$$

$$h = 46 + 4 = 50 \text{ cm.}$$

Domina el peralte por Esfuerzo Cortante, $h = 50 \text{ cm.}$, y como ob tuvimos un valor igual al supuesto, el peralte de la losa corrida será igual al anterior. Indudablemente el peralte necesario en los demás tableros, es inferior a éste; pero nos conviene uniformizarlo, ya que el aumento de concreto que tendra mos, se comprará con la menor área de refuerzo.

Cálculo del Refuerzo.-

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad - \text{ Con esta fórmula calcularemos los refuer}$$

zos en cada sentido y en cada faja, variando en cada caso -
únicamente el valor del momento flexionante.

$$As = \frac{M}{1265 \times 0.858 \times 46}$$

$$As = \frac{M}{49900}$$

As PARALELO AL SENTIDO DEL CLARO LARGO.-

Fajas Intermedias.-

$$As (-) \text{ lado continuo ; } \frac{1646000}{49900} = 33 \text{ cm}^2 ; \text{ Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 8.6 \text{ cm}$$

$$As (-) \text{ lado descont. ; } \frac{823000}{49900} = 16.5 \text{ cm}^2 \text{ Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 17 \text{ cm.}$$

$$As (+) \text{ centro claro ; } \frac{1234000}{49900} = 24.8 \text{ " Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 11.5"$$

Fajas de columnas.-

$$As (-) \text{ lado continuo ; } \frac{1094000}{49900} = 21.9 \text{ " Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 13 \text{ cm.}$$

$$As (-) \text{ lado descont. ; } \frac{594000}{49900} = 10.95 \text{ " Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 26 \text{ cm.}$$

$$As (+) \text{ centro claro ; } \frac{823000}{49900} = 16.5 \text{ " Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 17 \text{ "}$$

As PARALELO AL SENTIDO DEL CLARO CORTO.-

Fajas Intermedias.-

$$As (-) \text{ lado continuo ; } \frac{1654000}{49900} = 29.2 \text{ " Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 9.7 \text{ cm}$$

$$As (-) \text{ lado descont. ; } \frac{742000}{49900} = 14.8 \text{ " Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 19 \text{ cm.}$$

$$As (+) \text{ centro claro ; } \frac{1100000}{49900} = 22 \text{ " Vars. } 3/4" \text{ } \phi \text{ } \odot \text{ } 13 \text{ "}$$

Fajas de Columnas.-

As (-) lado continuo ; $\frac{968000}{49900} = 19.4 \text{ cm}^2$ Vars. $3/4" \phi @ 14.6 \text{ cm}$.

As (-) lado discont. ; $\frac{494000}{49900} = 9.9 \text{ "}$ Vars. $3/4" \phi @ 28.6 \text{ "}$

As (+) centro claro ; $\frac{733000}{49900} = 14.7 \text{ "}$ Vars. $3/4" \phi @ 19.3 \text{ "}$

Revisión por Adherencia.-

$$u_p = 0.0562 f'_c = 9.84 \text{ Kg./cm}^2.$$

$$u = \frac{V}{\phi A_j d} ; u = \frac{19370}{0.858 \times 45} = \frac{19370}{2750} = 7.04 \text{ Kg./cm}^2$$

correcto.

CALCULO DE LAS CONTRATRADES.-

A las traves de cimentación, las consideramos para su cálculo y diseño, como continuas y sobre apoyos. No se consideró continuidad, de las traves con las columnas, debido a que la rigidez de éstas, no es comparable en intensidad a la de las traves, por ser éstas siempre de secciones mayores y peraltadas.

Las cargas que se tomarán en cuenta para el cálculo de las contratrades, serán las reacciones transmitidas a éstas, por las losas.

Método de Cálculo. Para el análisis, de toda la estructura usaremos el método ideado por el Prof. Cross, conocido por éste mismo nombre, o por el de Aproximaciones Sucesivas, en esta parte lo damos por conocido, y cuando tratemos a la Superestructura, se expondrá ampliamente.

CALCULO DE LA CONTRATRABE: A-C-F-J-N-P.-

Sección supuesta: $b = 60 \text{ cm.}$ $h = 160 \text{ cm.}$

Peso propio : 2.30 Ton/m.l

Momento de Inercia: $I = \frac{b h^3}{12}$; $I = \frac{60 \times 160^3}{12}$

$$I = 20,500,000 \text{ cm}^4$$

RIGIDECES.- Como la sección de la contratrabe será constante en toda su extensión, tomamos como valor de la rigidez:

$$r_a = \frac{I}{L}$$

$$\text{TRAMO A-C: } r_a = \frac{20,500,000}{550} = 37,300 \text{ cms.}$$

Los tramos C-F y F-J, por tener un claro igual al de A-C, tienen la misma rigidez.

$$\text{TRAMO : C-F: } 37,300 \text{ cms.}$$

$$\text{TRAMO : F-J: } 37,300 \text{ "}$$

$$\text{TRAMO : J-N: } r_a = \frac{20,500,000}{300} = 68,250$$

$$\text{TRAMO : N-P: } r_a = \frac{20,500,000}{250} = 82,000 \text{ cms.}$$

FACTORES DE DISTRIBUCION.- Para cada caso tendremos: $F_a =$

$$\frac{r_a}{\sum r_a}$$

$$\text{TRAMO A : } F_a = \frac{37,300}{37,300} = 1$$

NUDOS C y F : T izq. : $r_a = 37,300$; $F_a = \frac{37,300}{74,600} = 0.50$

T der. $r_a = 37,300$; $F_a = \frac{37,300}{74,600} = 0.50$
 1.00

NUDO J .- T izq. : $r_a = 37,300$; $F_a = \frac{37,300}{105,550} = 0.35$

T der. ; $r_a = \frac{68,257}{105,550}$ $F_a = \frac{68,250}{105,550} = \frac{0.65}{1.00}$

NUDO N.- T izq. ; $r_a = 68,250$ $F_a = \frac{68,250}{150,250} = 0.45$

T der. : $r_a = \frac{82,000}{150,250}$; $F_a = \frac{82,000}{150,250} = \frac{0.55}{1.00}$

NUDO P. $r_a = 82,000$; $F_a = \frac{82,000}{82,000} = 1$

CARGAS POR TRAMOS.-

Tramo A-C.- A este tramo, solamente le transmite carga el tablero: A-B-C-D, que tiene con carga: $W_{neto} = 7.75 \text{ Ton/m.l}$

$$W_{A-C} = \frac{5.50}{3} \times 7.75 = 14.20 \text{ Ton./m.l}$$

TRAMO A-C.- $W = 14.20 - 2.30 = 11.90 \text{ Ton/m.l}$

En la forma anterior se obtuvieron las cargas que obran en cada tramo.

TRAMO C-F.- $W = 12.85 - 2.30 = 10.55 \text{ Ton/m.l}$

TRAMO F-J.- $W = 31.50 - 2.30 = 29.20$ "

TRAMO J-N.- $W = 22.50 - 2.30 = 20.20$ "

TRAMO N-P.- $W = 14.50 - 2.30 = 12.20$ "

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.-

$$M = \frac{W l^2}{12}$$

$$\text{TRAMO A-C.- } M = \frac{11.90 \cdot 5.50^2}{12} = 30 \text{ Ton/m.}$$

$$\text{TRAMO C-F.- } M = \frac{10.55 \cdot 5.50^2}{12} = 26.60 \text{ "}$$

$$\text{TRAMO F-J.- } M = \frac{29.20 \cdot 5.50^2}{12} = 73.60 \text{ "}$$

$$\text{TRAMO J-N.- } M = \frac{20.20 \cdot 3^2}{12} = 15.14 \text{ "}$$

$$\text{TRAMO N-P.- } M = \frac{12.20 \cdot 2.50^2}{12} = 6.35 \text{ "}$$

e

Como ya hemos determinado los valores de los factores de distribución y de los momentos de empotramiento en cada tramo, estamos en condiciones de resolver la trabe, que hemos propuesto, por el método de Cross, haciendo únicamente tres ciclos, que nos proporciona la aproximación requerida, para el problema que tratamos.

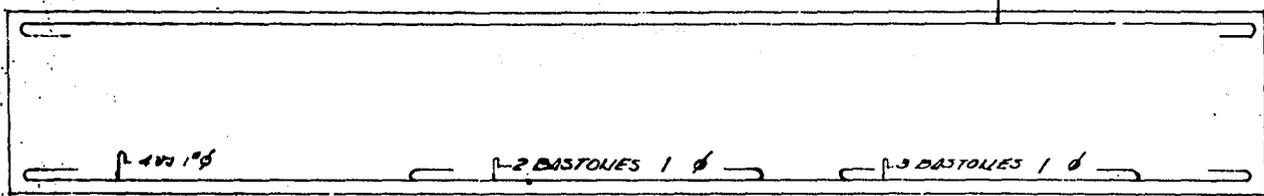
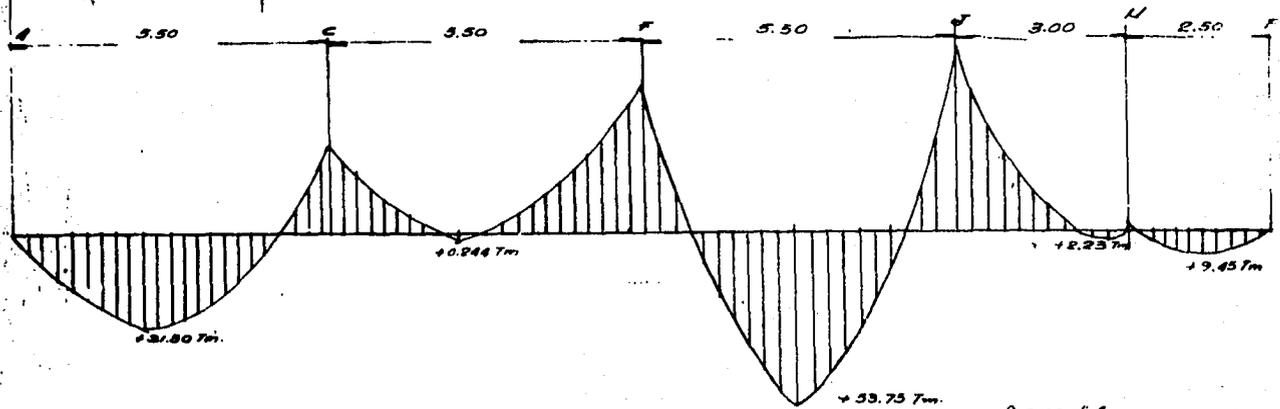
En la hoja siguiente puede verse la repartición de momentos en la trabe que nos ocupa.

FACTOR DE TRANSPORTE ; 1/2.

MOMENTO : Kg. m.

REACCIONES; PUNTOS DE INFLEXION; Y MOMENTOS FLEXIONANTES.
POSITIVOS MAXIMOS.-

	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5			
+	30000	-10000	+26400	-26400	+26400	-23600	+18150	-15150	+6350	-6350
-	30000	+1700	+1700	-23500	-23500	+20750	8000	+3940	+4840	+6350
+	830	-15000	-11250	+800	+10222	-11750	+1980	+19000	+3175	+2450
-	830	+13378	-19899	-6787	-5837	+3450	+6350	-2375	-12200	-2450
+	6687	-425	-2768	+2287	+7710	-2768	-2767	+3175	-1210	-6100
-	6687	+1248	+1378	-2120	-2198	+2718	+3040	-848	1050	+6100
0.000	-28754	+28754	-32299	+32299	-61533	+61533	-125	+125		0.000



18.7	0.15	32	1.33	562
17	31	36.6	617	

TRAMO A-C.-

$$\text{Reacciones Isostáticas.} - V = \frac{W l}{2} ; V_1 - V_2 = \frac{11.90 \times 5.50}{2} = 32.70 \text{ Ton.}$$

$$\text{Corrección.} - C = \frac{M_1 - M_2}{l} ; C = \frac{28.754 - 0}{5.50} = 5.23 \text{ Ton.}$$

Reacciones Hiperestáticas .-

$$V_1 = 32.70 - 5.23 = 27.47 \text{ Ton.}$$

$$V_2 = 32.70 + 5.23 = 37.95 "$$

Puntos de Inflexión.-

$$X = \frac{V}{V} \pm \sqrt{\frac{V}{V} - \frac{2M}{V}}$$

$$X = \frac{27.47}{11.90} \pm \sqrt{\frac{5.30}{11.90} - 0} = 2.30 \pm 2.30 ; x_1 = 2.30 - 2.30 = 0.0 \text{ m}$$

$$x_2 = 2.30 + 2.30 = 4.60 \text{ m}$$

Momento Flexionante Positivo Máximo.-

$$M = \frac{v l^2}{8}$$

El valor de l , es igual a la longitud comprendida entre los puntos de inflexión.-

$$l = 4.60 \text{ m}$$

$$M = \frac{11.90 \times 4.60^2}{8} = 31.50 \text{ Ton.m.}^2$$

Siguiendo el procedimiento anterior se encontró el valor -

de cada elemento, en los tramos.

TRAMO C-F.-

Reacciones Hiperestáticas: $V_1 = 29 - 4.28 = 24.72$ Ton.

$$V_2 = 29 + 4.28 = 33.28 \text{ "}$$

Puntos de Inflexión.- $X_1 = 2.13$ m.

$$X_2 = 2.56 \text{ m.}$$

Momento Flexionante Positivo Máximo.-

$$l = 0.43 \text{ m. } M = \frac{10.55 \times 0.43^2}{8} = 0.244 \text{ Ton. m.}$$

TRAMO F-J.-

Reacciones Hiperestáticas: $V_1 = 80.25 - 1.68 = 78.57$ Ton.

$$V_2 = 80.25 - 1.68 = 81.93 \text{ "}$$

Punto de Inflexión: $X_1 = 0.78$ m.

$$X_2 = 4.62 \text{ m.}$$

Momento Flexionante Positivo Máximo.-

$$l = 3.84 \text{ m. } M = \frac{29.20 \times 3.84^2}{8} = 53.75 \text{ Ton. m.}$$

TRAMO J-N.-

Reacciones Hiperestáticas: $V_1 = 30.30 + 20.45 = 50.75$ Ton.

$$V_2 = 30.30 - 20.45 = 9.85 \text{ "}$$

Punto de Inflexión: $X_1 = 2.04$ m.
 $X_2 = 2.98$ m.

Momento Flexionante Positivo Máximo.-

$l = 0.94$ m. $M = \frac{20.20 \times 0.94^2}{8} = 2.23$ Ton. m

TRAMO N-P.-

Sección Hiperestática: $V_1 = 15.23 + 0.05 = 15.28$ Ton.
 $V_2 = 15.23 - 0.05 = 15.18$ "

Punto de Inflexión : $X_1 = 0.01$ m
 $X_2 = 2.50$ m.

Monto Flexionante Positivo Máximo.-

$l = 2.49$ m $M = \frac{12.20 \times 2.49^2}{8} = 9.45$ Ton. m.

D I S E Ñ O .-

Por Momento Flexionante.-

Momento Flexionante Máximo: $M = 61.533$ Ton. m.
 $M = 6,153,300$ Kg. cm.

$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}}$; $K = 14.4$ Kg/cm² ; $b = 60$ cm.

$d = \sqrt{\frac{613300}{14.4 \cdot 60}} = 84.5$ cm.

Revisión de Cortante.-

$$d = \frac{V}{v b j}$$

$$V = 81.93 \text{ Ton.}$$

$$v = 0.06 \text{ fc} = 10.50 \text{ Kg./cm}^2$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

$$j = 0.858$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula anterior, tenemos

$$d = \frac{81930}{10.50 \cdot 60 \cdot 0.858} = 1.52 \text{ m.}$$

El peralte que rigirá a la contratrabe, es el obtenido - teniendo en cuenta el esfuerzo cortante. Podría tomarse como - peralte el del momento flexionante, haciendo la consideración, que todo el esfuerzo cortante, lo toman los estribos; pero nos conviene, que las contratraves sean peraltadas, y dejamos como escuadría:

$$b = 0.60 \text{ m.}$$

$$d = 1.55 \text{ m.}$$

$$h = 1.60 \text{ m.}$$

que es la que habíamos supuesto, al empear los cálculos.

CALCULO DEL ESFUERZO.-

Fórmula que empleamos para calcular las áreas de acero.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} ; A_s = \frac{M}{1265 \times 0.858 \times 155} = \frac{M}{188,000}$$

TRAMO A-C.-

Ext. Izq.

cm²

Centro

Cm²

Ext. Der. cm²

$$A_s (-) = 0$$

$$A_s (+) = \frac{3,150,000}{168,000} = 18.7 ; A_s (-) = \frac{2,875,000}{168,000} = 17$$

TRAMO C-F.-

$$A_s(-) = \frac{2,875,400}{168,000} = 17; A_s(+)= \frac{24400}{168,000} = 0.145; A_s(-) = \frac{5,229,900}{168,000}$$

$$A_s(-) = 31.1$$

TRAMO F-J.-

$$A_s(-) = \frac{5,229,900}{168,000} = 31.1; A_s(+)= \frac{5375000}{168,000} = 32; A_s(-) = \frac{6153300}{168,000} = 36.6$$

TRAMO J-N.-

$$A_s(-) = \frac{6,153,300}{168,000} = 36.6; A_s(+)= \frac{223,000}{168,000} = 1.33; A_s(-) = \frac{12500}{168,000} = 0.075$$

TRAMO N-P.-

$$A_s(-) = \frac{12,500}{168,000} = 0.075; A_s(+)= \frac{945,000}{168,000} = 5.62; A_s(-) = 0$$

CALCULO DE LOS ESTRIBOS.-

Como las cargas a que están sometidos cada uno de los tramos de cimentación, en realidad, no son uniformemente repartidas, sino cargas triangulares y trapezoidales, es lógico pensar, que los diagramas de fuerzas cortantes, no serán lineales; pero mayor facilidad del cálculo, estas cargas se transformaron a uniformemente repartida, y los diagramas se dibujaron, como funciones lineales.

Para el cálculo de los estribos, se considerarían fajas rectangulares, esto aporta algunas ventajas, sobre la conside-

ración exacta de cuñas triangulares: se facilita más el cálculo el armado se hace con menos dificultades; y la supervisión de la obra, es más viable.

Fórmula de Esfuerzo Cortante.-

$$v = \frac{V}{b j d} ; v = \frac{V}{60 \times 0.858 \times 155} = \frac{V}{7970} ; v_c = 0.03 f'_c$$

TRAMO A - C.-

$$V_1 = 27,470 \text{ Kg.} ; v = \frac{27,470}{7970} = 3.44 \text{ Kg./cm}^2$$

$$V_2 = 37,950 \text{ " } ; v = \frac{37,950}{7970} = 4.75 \text{ "}$$

$$v_c = 0.03 \times 175 = 5.25 \text{ Kg./cm}^2$$

En el tramo A-C, no hay necesidad de estribos, para absorber el esfuerzo cortante de la tensión diagonal, pues el concreto en sí, toma todo el esfuerzo producido; sólo se pondrán los estribos necesarios para el armado.

TRAMO C-F.-

$$V_1 = 24,720 \text{ Kg.} ; v = \frac{24,720}{7970} = 3.10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_2 = 33,280 \text{ " } ; v = \frac{33,280}{7970} = 4.18 \text{ "}$$

Esfuerzo que toman los estribos: $v' = v - v_c$

No se necesitan estribos.

TRAMO F - J.-

$$V_1 = 78,570 \text{ Kg.} ; \quad v = \frac{78,570}{7970} = 9.85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_2 = 81,930 \text{ " } \quad v = \frac{81,930}{7970} = 10.30 \text{ "}$$

Esfuerzos que tomarán los estribos:

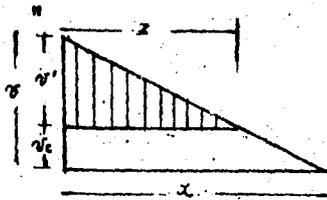
$$v' = 9.85 - 5.25 = 4.60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v' = 10.60 - 5.25 = 5.05 \text{ "}$$

$$z = \frac{v'x}{v}$$

$$z_1 = \frac{4.60 \times 275}{9.85} = 130 \text{ cm.}$$

$$z_2 = \frac{5.05 \times 275}{10.30} = 135 \text{ "}$$



Volumen de esfuerzos: como dijimos antes, vamos a considerar - que los volúmenes de esfuerzos, que toman los estribos, son -- rectangulares:

$$\text{Consideramos : } y = \frac{z}{3} ; \quad y_1' = \frac{130}{3} = 43.3 \text{ cm.}$$

$$y_2' = \frac{135}{3} = 45 \text{ cm.}$$

$$t = v y b ;$$

$$t_1 = 43 \times 4.60 \times 60 = 11950 \text{ Kg.}$$

$$t_2 = 45 \times 5.05 \times 60 = 13600 \text{ Kg.}$$

Capacidad de los estribos en U de 1/2" de diámetro; 2745 Kg. -

Número de estribos.-

$$N_1 = \frac{11950}{2745} = 4.35 \text{ estribos; Separación: } \odot 10 \text{ cm.}$$

En las otras dos fajas los estribos estarán a una separación de 15 y 30 cms. respectivamente.

$$N_2 = \frac{13600}{2745} = 5 \text{ estribos; Separación } = S_1 = \odot 9 \text{ cm.}$$

$$S_2 = \odot 13 \text{ cm}$$

$$S_3 = \odot 27 \text{ cm.}$$

TRAMO J-M.-

$$V_1 = 50,750 \text{ Kg. ; } v = \frac{50,750}{7970} = 6.37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_2 = 9.850 \text{ " } v = \frac{9850}{7970} = 124. \text{ "}$$

En este tramo solamente en la primera mitad se pondrán estribos.-

$$v = 6.37 - 5.25 = 1.12 \text{ Kg./cm}^2 ; z = \frac{1.12 \times 275}{6.47} = 48 \text{ cm.}$$

Volumen : $48 \times 1.12 \times 60 = 3220 \text{ Kgs.}$

$$N = \frac{3220}{2745} = 1 \text{ estribo}$$

TRAMO N-P.-

En este tramo debido a que las fuerzas cortantes son poca cuantía, no hay necesidad de estribos, pues todo el esfuer

zo cortante que pudiera producirse, el concreto es capaz de contrarrestarlo.

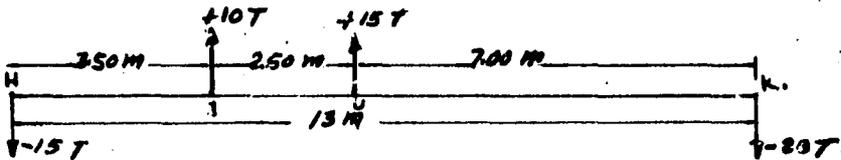
Para dejar terminado el estudio de la Cimentación, después de haber resuelto todas las trabes, tanto en el sentido longitudinal como transversal, es necesario que en cada nudo o punto de concurso de las columnas con las trabes, se verifique la ecuación de equilibrio $\sum F_y = 0$, y luego en cada trabe, considerándola aisladamente y estáticamente determinada, también debe verificarse que : $\sum F_x = 0$ y $\sum M = 0$. A las trabes anteriores se les llama "Trabe Flotante".

Para lograr la primera condición el Ing. Alberto Barocio trae en su libro Estructuras hiperestáticas un procedimiento sumamente práctico y eficaz: Estando las cargas de la Estructura concentradas por columnas y ya localizadas en el nivel de la plantilla, se procede a determinar los saldos en los nudos; estos saldos son el resultado de la suma algebraica de las cargas de las columnas de arriba a abajo, que se consideran afectadas del signo mas y de las reacciones de las trabes, de todas las que inciden en la columna, afectadas del signo menos.

Ya teniendo en el plano de la cimentación, cada nudo con su saldo y signo correspondiente el Maestro Barocio recomienda hacer la distribución de los saldos proporcionalmente a las rigideces de las trabes, empezando por el nudo cuyo saldo sea mayor. El saldo distribuido tiene signo contrario al saldo original, para conservar el equilibrio en cada barra se transporta el saldo distribuido a los extremos contrarios y con factor de transporte igual a - 1. Como la convergencia de los valores es tardada se aconseja que la distribución del segundo ciclo se -

inicie en el nudo mas desequilibrado. Son suficientes dos o tres ciclos y luego hacer correcciones locales en cada nudo para dejar terminada la primera parte del problema.

Para la segunda parte despues de haber logrado la distribución de los saldos, se toma cada trabe aisladamente y estáticamente determinada, y se verifica si se cumplen las condiciones de equilibrio: $\sum F_y = 0$; y $\sum M = 0$.

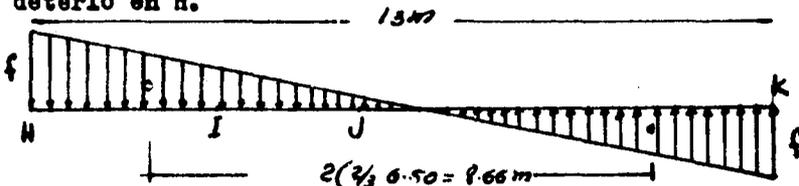


Pongamos por ejemplo la tabla que se muestra en la figura:

$$\sum F_y = -15 + 10 + 25 - 20 = 0$$

$$\sum M_K = -15 \times 13 - 10 \times 9.50 - 25 \times 7 = 75 \text{ Ton. m}$$

Tenemos que la segunda condición no se verifica y nos queda un momento final de 75 Ton. m. con signo positivo, y nos indica que la trabe comprime el terreno en K, y tiende a levantarlo en H ; el suelo reacciona levantando a la trabe en K, y trata de detenerlo en H.



El momento compensador es igual a la superficie de un triángulo de esfuerzos por el brazo de palanca que es igual a 8.66 m.

$$\text{Sup. de un triángulo: } \frac{f \times 6.50}{2} = 3.25 f.$$

$$3.25 f \times 8.66 = 75 ; \quad f = \frac{75}{28.1} = 2.67 \text{ Ton.}$$

Para encontrar los momentos fleccionantes de cada punto, se procede así:

Momento en el punto J.-

$$\text{Ordenada Yj: } \frac{Yj}{2.67} = \frac{3}{6.50} ; \quad Yj = \frac{8}{6.50} = 1.23 \text{ Ton.}$$

$$\begin{aligned} M_j &= 1.23 \times 3.50 \times \frac{3.50}{2} - \frac{1.42 \times 3.50}{2} \times \frac{2}{3} \times 3.50 - 15 \times 3.50 \\ &= 7.52 - 5.30 - 52.50 = 65.82 \text{ Ton. m.} \end{aligned}$$

En esta forma se va encontrando el momento en cada punto, para llegar a tener el diagrama de momentos finales.

Para encontrar las fuerzas cortantes, se procede en forma parecida obteniendo éstas en cada punto, que sea necesario, -partiendo de la definición de fuerza cortante, que es la suma algebraica de las fuerzas cortantes a la izquierda de la sección considerada.

Estos diagramas deben superponerse con los diagramas que se obtienen al resolver las contratraves, para llegar a tener los diagramas finales y así poder diseñar las piezas.

Nosotros solamente haremos diseños teniendo en cuenta los efectos por la reacción del terreno, pues para resolver el problema completo es necesario resolver cada una de las traves de cimentación, lo que sería sumamente aparatoso, y representaría un volumen mayor para la Tesis.

ESTUDIO DE LA SUPERESTRUCTURA.

En el estudio de la superestructura, hay necesidad de analizar tres elementos diferentes; losas, traveses y columnas.

Las losas se diseñarán teniendo en cuenta únicamente el efecto de cargas verticales, pues la influencia que puede tener sobre ellas las cargas horizontales, son despreciables, por insignificantes.

El estudio de las traveses y columnas, se hará bajo la acción de las cargas verticales y horizontales, pues ambas fuerzas, ejercen sobre estos elementos, efectos de suma consideración. Al diseñar las traveses y columnas, bajo la acción de las cargas verticales, debe hacerse, tomando como fatiga de trabajo de los materiales, las normales. Cuando estos mismos elementos se analizan teniendo en cuenta los efectos de las cargas horizontales, y los diagramas de las dos cargas, para una misma pieza, se sumen, se diseñan, aumentando las fatigas anteriores en un 33%, según el Reglamento de las construcciones del D. F.

El estudio de las losas, de una Estructura, solamente debe hacerse en aquellos niveles, en que haya diferencia de cargas; no así, con las traveses y columnas, que en rigor debería hacerse en cada piso, pues la acción de las cargas horizontales es variable con la altura. En general, las columnas deben diseñarse para cada nivel, y las traveses para cada planta diferente, y esto es lo que se hace con las plantas tipo, ya que lo único que cambia en ellas, es la sección de las co-

lumnas, y con analizar las trabes de la planta tipo de un nivel, es suficiente para todos los niveles de planta tipo, -- pues el error que se comete, no afecta la estabilidad y buen trabajo de la Estructura.

METODO DE CALCULO.-

Existen varios métodos para el análisis de una estructura, bajo la acción de cargas verticales y horizontales, nosotros hemos escogido, para el primer caso, el método del -- Prof. Cross, por considerarlo muy práctico y eficaz.

Método de Cross.- Este método clasificado entre los -- aproximados y llamado también de Aproximaciones Sucesivas, -- puede obtenerse mediante su aplicación, la aproximación sucesiva, para el diseño de la Estructura, con la ventaja sobre los métodos analíticos, de que no se trata con un sin número de ecuaciones. Es aplicable a todos los análisis, de estructuras continuas, de sección constante o variable; de elementos rectos, o curvos; bajo la acción de cargas verticales y horizontales.

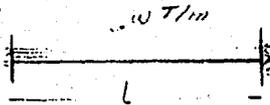
Elementos Necesarios Para la Aplicación del Método de -- CROSS.

Hay tres factores, o elementos indispensables, que deben determinarse antes, para poder analizar una estructura por el Método de Cross, , estos son: momento de empotramiento, -- rigideces angulares; factores de distribución y factor de --

transporte.

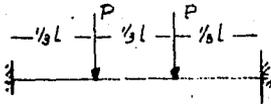
Momentos de Empotramiento.- Se determinarán los momentos de empotramiento perfecto, de cada pieza, variable con el tipo y posición de las cargas. Hay varios procedimientos para obtenerlos, entre ellos La Analogía con la Columna; pero existen fórmulas ya determinadas, para la mayoría de los casos que puedan presentarse.

En la estructura que estudiamos, tenemos los siguientes casos:

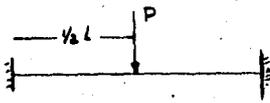


$$W = \text{Carga total} = Wl$$

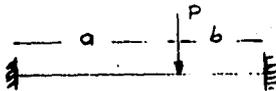
$$M = \frac{Wl^2}{12}$$



$$M = \frac{1}{9} Wl \quad W = 2P$$



$$M = \frac{Pl}{8}$$



$$M_1 = \frac{Pab^2}{l^2} ; \quad M_2 = \frac{Pa^2b}{l^2}$$

RIGIDEZ

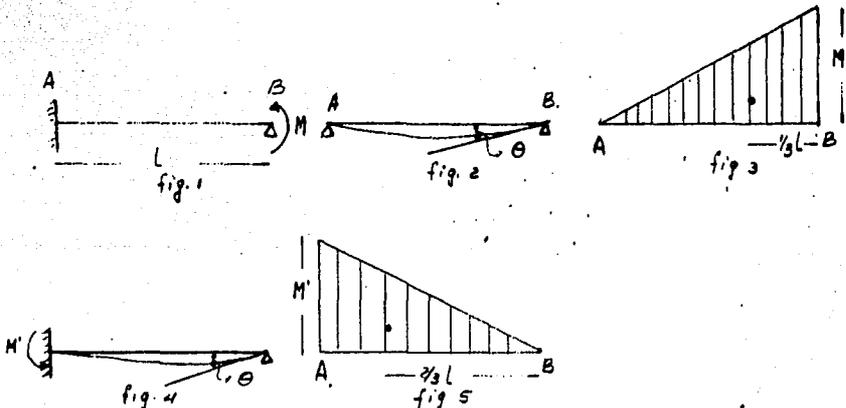
Llámase rigidez angular en el apoyo de una barra, el momento que produce una rotación unitaria en dicho apoyo.

$$r_r = \frac{M}{\theta}$$

a

El valor de esta expresión podemos obtenerlo por medio de la aplicación de los Teoremas de Mohr.

Consideramos una pieza A-B, empotrada en A, y libremente apoyada en B, y sin estar bajo la acción de ninguna carga.



Si aplicamos un momento M (fig. 1), en el extremo B, de la viga y si la pieza no estuviera empotrada en A, se deformaría como se muestra en la fig. 2, y el diagrama de momento sería como el de la fig. 3. Como la viga no puede girar en A por estar empotrada, es necesario aplicar un momento M' , en este extremo, para contrarrestar el momento M , y así hacer -- que la tangente sea horizontal, fig. 4 el diagrama de momentos es como el indicado en la fig. 5.

Para conocer la rigidez, necesitamos conocer primeramente la relación de los momentos: M y M' , a ésta relación es lo que llamamos Factor de Transporte.

Segundo Teorema de Mohr.- " La distancia vertical de un punto A, de la elástica, a la intersección de dicha vertical con la tangente, desde otro punto B, de la misma, es igual al momento estático, con respecto al primer punto, del área del diagrama de momentos flexionantes, comprendidos entre las ordenadas de dichos puntos, dividido entre el producto EI.

Expresión analítica del Teorema:
$$t = \int_A^B \frac{M x dx}{E I}$$

t - Desviación Tangencial

E = Módulo de elasticidad de pieza.

I = Momento de inercia.

Como tanto E como I , son constantes, podemos sacarlos fuera del signo de la integral:

$$t = \frac{1}{E I} \int_A^B x M dx$$

El valor de la integral, es el momento estático, del área del diagrama de momento flexionantes, comprendidos entre A y B, y con respecto al punto en que se está tratando de calcular t .

Aplicando el Teorema para el punto B, fig. 1 tenemos:

$$t_B = \frac{J}{EI} \left(\frac{ML}{2} \cdot \frac{1}{3} L + \frac{ML}{2} \cdot \frac{2}{3} L \right) = 0$$

L = longitud de la viga.

$t_B = 0$, porque la tangente de A, sigue pasando por B.

Simplificando en la ecuación anterior tenemos:

$$\frac{L^2}{EI} \left(\frac{M}{6} - \frac{M'}{3} \right) = 0 ; \quad \frac{M}{6} - \frac{M'}{3} = 0, \text{ nos queda finalmente;}$$

despejando M' :

$$M' = -1/2M.$$

Y así obtenemos que el factor de transporte para este caso - vale $-1/2$.

Para obtener el valor de la Rigidez, vamos aplicar a - nuestro caso que venimos tratando, el primer Teorema de Mohr, que dice:

"El ángulo entre las tangentes de dos puntos A y B, de la elástica, es igual al área del diagrama de momentos flexionantes, comprendidos entre las ordenadas de los puntos correspondientes, dividido entre el producto -- $E I$."

$$0 = \int_A^B \frac{M dx}{E I} ; \quad E \text{ e } I, \text{ son constantes.}$$

$$0 = \frac{1}{E I} \int_A^B M dx$$

En donde el valor de la integral, es el área de momentos flexionantes.

tos flexionantes, comprendida entre los puntos A y B.

Aplicando este teorema a nuestro caso, tenemos que:

$$0 = \frac{1}{E \cdot I} \left(\frac{ML}{2} + \frac{M'L}{2} \right) \text{ como } O = 1 \text{ y } M' = -1/2 M$$

$$1 = \frac{1}{E \cdot I} \left(\frac{M \cdot L}{2} - \frac{M \cdot L}{4} \right) = \frac{1}{E \cdot I} \cdot \frac{ML}{4}$$

$$M = \frac{4EI}{L} = k; \text{ Rigidez angular de una pieza recta de sección uniforme.}$$

Como E, módulo de elasticidad, es constante, el valor de la rigidez puede simplificarse a: $k = \frac{I}{L}$, Este valor es el que nosotros usaremos para cada pieza en el estudio de la Estructura.

FACTOR DE DISTRIBUCION.-

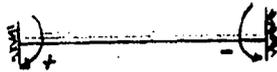
El factor de distribución de una barra, que es la constante de proporcionalidad de la misma, se obtiene dividiendo su rigidez entre la suma de todas las rigideces de las barras que concurren al nudo.

La suma de los factores de distribución, de todas las barras que inciden en un nudo, debe ser igual a la unidad.

$$F_{a1} = \frac{K_{a1}}{\sum K_{an}}$$

SIGNOS.- En la distribución de momentos, vamos a usar momen-

tos de barra sobre apoyo, con la notación de signos de Cross (+) (-) y como factor de transporte $1/2$. Esta notación tiene la ventaja, que todos los momentos distribuidos tienen -- signos contrario al del momento desequilibrado; al final de las distribuciones, para dibujar el diagrama, deberá cambiarse el signo de los momentos en los extremos izquierdos de todas las barras.



Una vez conocidos en una barra: los momentos de empotramiento perfecto; la rigidez; los factores de distribución y el factor de transporte, se tienen todos los elementos necesarios, para resolverla por el método de Cross.

Etapas del Método de Cross.

1.- Se consideran todas las barras perfectamente empotradas y se determina el momento de empotramiento.

2.- Se van soltando los nudos uno a uno, permitiendo -- giros; pero no desplazamientos; distribuyendo el momento desequilibrado de cada nudo, proporcionalmente a las rigideces $\frac{I}{L}$, de todas las piezas que inciden en el nudo.

Al deshacer los empotramientos, se comprende fácilmente que en cada nudo habrá un momento desequilibrado, resultado de la suma algebraica de los momentos de las barras -- que inciden en el nudo.

Este momento tendrá a su vez piezas a las piezas en un-

cierto ángulo igual para todas las barras; cada barra tomará parte del momento desequilibrado, este momento se llama momento distribuido, y es el producto de multiplicar el factor de distribución de cada barra en el nudo por el momento de equilibrio.

3.- El giro del extremo de una pieza, cuando el otro permanece inmóvil, produce en éste último un momento inducido igual a la mitad del momento distribuido y del mismo signo -- que éste.

4.- El equilibrio que existe en cada nudo después de la distribución del momento desequilibrado, se rompe, debido a los momentos inducidos, o transmitidos por los extremos opuestos. En cada distribución los momentos convergen a cero, debiendo de parar el proceso después de una distribución completa.

En el tema que nos ocupa, se aproximarán los factores de distribución a dos decimales, y se harán únicamente tres ciclos, o distribuciones, ya que para el problema que tratamos, es suficiente esta aproximación.

También es menester hacer notar, que los análisis de los marcos, se harán por partes, tomando el de un nivel contenido en un mismo plano vertical, y haciendo cortes en las columnas, en los niveles superiores e inferiores, a partir del nivel tratado. Los cortes en las columnas, se considerarán como empotramientos perfectos, absorbiendo los momentos inducidos, sin devolver nada.

Cálculo de Superestructura por Cargas Verticales.-

LOSAS.- En la parte correspondiente a la Cimentación, - se calculó una losa continua con refuerzo principal en los -- dos sentidos; vamos ahora, en ésta parte a calcular una losa-continua con refuerzo principal en un sentido.

Para el cálculo de las losas continuas en un sentido, - se conocen varios métodos, y la aplicación de éstos, depende generalmente de las condiciones de carga y longitud de los -- claros de las losas.

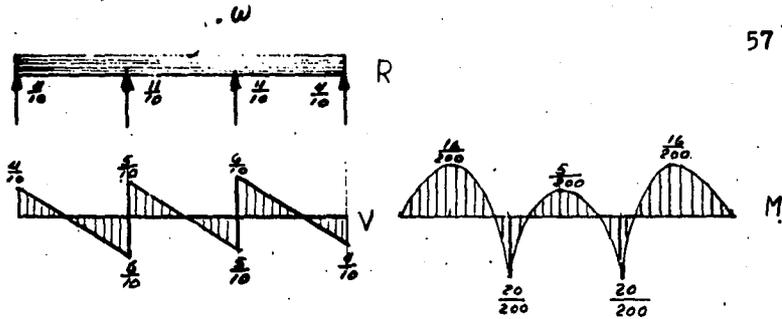
Primeramente podemos citar el Método de Cross, éste Mé todo se aplica a las losas sometidas a cargas diferentes, y - de claros distintos, si se cree necesario debe hacerse convi- naciones de cargas, para obtener los máximos positivos y nega tivos.

Existen otros métodos, como los coeficientes, que para- estos casos trae el C.U. de 1940, aplicables a las losas con- tínuas con esfuerzo principal en un sentido; sometidas a car- gas uniformemente repartidas y de claros iguales.

Para el ejem. que resolvemos a continuación, vamos a -- usar unos coeficientes, que vienen en el Manual de Monterrey, para vigas uniformemente repartidas y claros iguales, condi- ciones que se satisfacen en nuestro problema.

Losa A-B-C-D.- Planta Tipo. Tres Claros Iguales.

$$\begin{array}{r}
 L = 2.33 \text{ m.} \quad W_m = 300 \text{ Kg/m}^2 \\
 W_v = 250 \text{ " } \\
 \hline
 W_t = 550 \text{ Kg/m}^2
 \end{array}$$



Para encontrar el valor de las reacciones y fuerzas constantes, se multiplican los coeficientes por WL ; para los momentos por WL^2 .

$$WL = 550 \times 2.33 = 1240 \text{ Kg.}$$

$$WL^2 = 550 \times 2.33^2 = 2990 \text{ Kg.m.}$$

Momentos Positivos.-

$$C-3 \text{ y } 4-D: M (+) = \frac{16}{200} \times 2990 = 23,900 \text{ Kg.cm.}$$

$$3-4: M (+) = \frac{5}{200} \times 2990 = 7,500 \text{ "}$$

Momentos Negativos.-

$$\text{Apoyos 3 y 4: } M (-) = \frac{20}{200} \times 2990 = 29,900 \text{ Kg.cm.}$$

Cálculo del peralte por Momento Flexionante.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}}; \quad M = 29,900 \text{ Kg.cm.}; \quad K = 14.4 \text{ Kg/cm}^2; \quad b =$$

100 cm.

$$d = \sqrt{\frac{29,900}{14.4 \times 100}} = 4.6 \text{ cm. } h = 8 \text{ cm.}$$

$$= 5 \text{ cm.}$$

Según las especificaciones de R.C.F.D., el peralte mínimo de una losa, es de $h = 8 \text{ cm.}$

Cálculo de refuerzo.-

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} ; A_s = \frac{M}{1265 \times 0.858 \times 5} = \frac{M}{5430}$$

Refuerzo Positivo.-

$$C-3 \text{ y } 4-D: A_s (+) = \frac{23,900}{5430} = 4.4 \text{ cm}^2 ; \text{Vars. de } 3/8" \phi @ 16$$

cm. c. a. c.

$$3-4: A_s (+) = 7,500 = 1.4 \text{ cm}^2 ; \text{Vars. de } 3/8" \phi @ 24 \text{ cm.c.}$$

a.c.

En el tramo 3-4, el área de acero quedó definida por las especificaciones de R.C.D.F., que nos dice que la separación máxima entre varillas de una losa, es de tres veces peralte efectivo, es decir, para nuestro caso: $3 \times 8 = 24 \text{ cm.}$

As Negativo.-

Apoyos: 3 y 4.

$$A_s (-) = \frac{29,900}{5430} = 5.5 \text{ cm}^2 ; \text{Vars. de } 3/8'' \phi @ 13 \text{ cm.c.a.c.}$$

Revisión por Cortante.-

$$d = \frac{V}{v b j} ; \quad d = \frac{745}{5.25 \times 0.858 \times 100} = 1.65 \text{ cm.}$$

Revisión por Adherencia.-

$$\Sigma_o = \frac{V}{v j d} = \frac{745}{8.75 \times 0.858 \times 5} = 19.8 \leftarrow 24$$

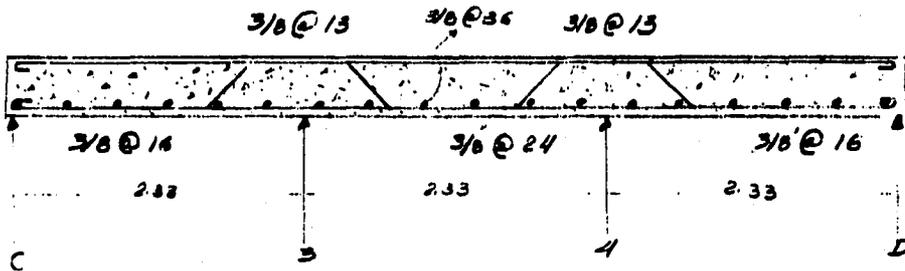
$$u = 0.05 \times 175 = 8.75 \text{ Kg/cm}^2$$

Refuerzo por temperatura y Fraguado.-

$a_s = 0.0025 bh$ por especificación.

$$a_s = 0.0025 \times 100 \times 8 = 2 \text{ cm}^2 ; \text{Vars. de } 3/8'' \phi @ 36 \text{ cm. c.a.c.}$$

La separación máxima de las varillas de refuerzo por temperatura, es de 5 peraltes efectivos, 6 45 cm, (A.C.I.)



CALCULO DE TRABES, --

Entre las trabes podemos hacer, dos distinciones:

- 1.- Trabes principales, que son aquellas que corren de--columna a columna.
- 2.- Trabes secundarias, o nervaduras, apoyadas en las -trabes principales, y tienen por objeto aligerar -- las losas.

El método que seguiremos para calcular las trabes, será el de Cross, que en páginas anteriores hemos expuesto ampliamente.

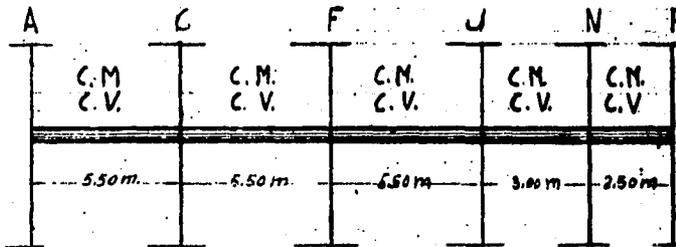
Cada trabe se calculará en toda su longitud, haciendo -cortes, en las partes superiores e inferiores de las columnas, contenidas en su plano. Generalmente, es suficiente calcular una trabe en cada sentido de cada una de las plantas diferentes, procurando tomar aquellas, cuyas condiciones de carga -- sean mas desfavorables.

Quando la diferencia de cargas vivas y muertas, es muy-marcada, es conveniente hacer combinaciones de carga, para -obtener los diagramas de momentos máximos, tanto positivos co-mo negativos.

En el desarrollo de nuestro tema hemos creído suficien-te, insertar el cálculo de dos trabes principales, una en sen

tido longitudinal y otra transversal, de la Planta Tipo, en el cuerpo II.

MARCO: A-C-F-J-N-P. Planta Tipo. Nivel 3.



En este marco, como vía de ejem. hemos hecho dos combinaciones de cargas:

Primera Combinación:

1a.- Tramo: A-C:	C.M. C.V. = 1305 Kg/m.
Tramo C-F:	C.M.-C.V. = 1305 "
Tramo F-J:	C.M. = 790 "
Tramo J-N:	C.M. C.V. = 1680 "
Tramo N-P:	C.M. C.V. = 1205 "

Ségunda Combinación:

2a.- Tramo: A-C:	C.M. C.V. = 1305 Kg/m.
------------------	------------------------

Tramo C-F:	C.M.	= 1015 Kg/m.
Tramo F-J:	C.M. C.V.	= 1430 "
Tramo J-N:	C.M.	= 780 "
Tramo N-P:	C.M. C.V.	= 1205 "

2

Vamos a resolver el marco con la primera condición de - carga.

Momento de Inercia de la trabe de sección de 20 x 45 cm.

$$I = \frac{bh^3}{12} ; I = 152,000 \text{ cm}^4 = \frac{20 \times 45^3}{12}$$

Momento de Inercia de la columna de sección: 45x45 cms.

$$I = \frac{h^4}{12} ; I = \frac{45^4}{12} = 338,000 \text{ cm}^4$$

Rigideces.- Ya hemos dicho anteriormente, que la rigidez en cada una de las piezas será igual a $\frac{I}{L}$.

I = Momento de Inercia; L = Longitud entre apoyos.

Rigideces en la Trabe.-

Tramos: A-C; C-F y F-J: $k = \frac{I}{L} = \frac{152,000}{550} = 276 \text{ cm}^3$

Tramo J-N: $k = \frac{I}{L} = \frac{152,000}{300} = 507 "$

Tramo N-P

$$k = \frac{I}{L} = \frac{152,000}{250} = 608 \text{ cm}^3$$

Rigideces de las Columnas.- Como ambas columnas, superior e inferior, son de la misma sección e igual altura, tienen la misma rigidez:

$$k = \frac{I}{L} = \frac{338,000}{300} = 1125 \text{ cm}^3$$

FACTORES DE DISTRIBUCION.- Ya hemos dejado asentado, -- que para encontrar el factor de distribución de una pieza en un nudo, se divide la rigidez de la barra, entre la suma de las rigideces de todas piezas, que concurren al nudo. Así tenemos:

NUDO A.-	Pieza	K		F.D
	T	276	<u>276</u>	0.12
			2526	
	C.s.	1125	<u>1125</u>	0.44
			2526	
	C.i	1125	<u>1125</u>	0.44
			2526	
			<u>2526</u>	<u>1.00</u>

En esta forma hemos encontrado los factores de Distribución;

NUDOS C. y F:

T.i. ----- 0.11

	T.d.	-----	0.11
	C.s.	-----	0.39
	C.i.	-----	0.39
			<u>1.00</u>

NUDO J:

	T.i.	-----	0.10
	T.d.	-----	0.18
	C.s.	-----	0.36
	C.i.	-----	0.36
			<u>1.00</u>

NUDO N:

	PIEZA		D.F.
	T.i.	-----	0.16
	T.d.	-----	0.20
	C.s.	-----	0.32
	C.i.	-----	0.32
			<u>1.00</u>

NUDO P:

	T.i.	-----	0.22
	C.s.	-----	0.39
	C.i.	-----	0.39
			<u>1.00</u>

Momento de Empotramiento para la condición la.-

$$M = \frac{WL^2}{12}$$

TRAMO A-C: $M = \frac{1305 \times 5.50^2}{12} = 3290 \text{ Kg. m.}$

TRAMO C-F: $M = \underline{\hspace{2cm}} = 3290 \text{ "}$

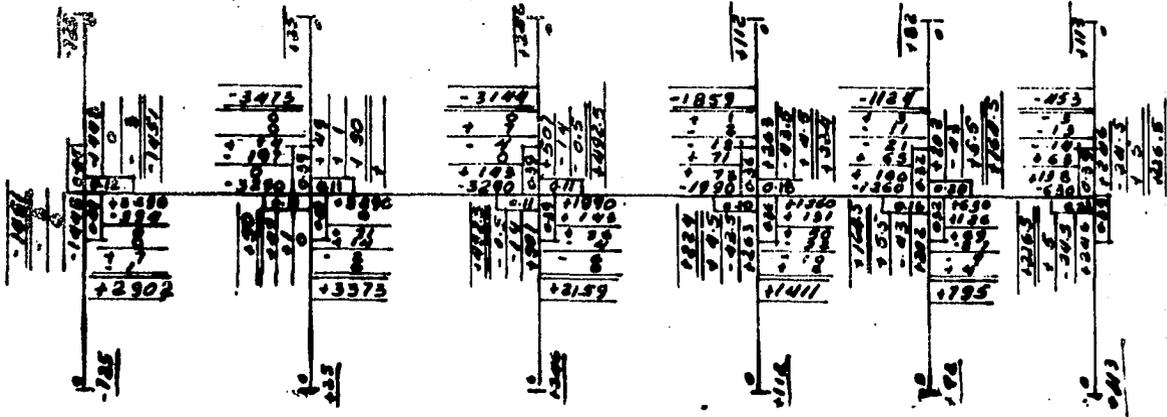
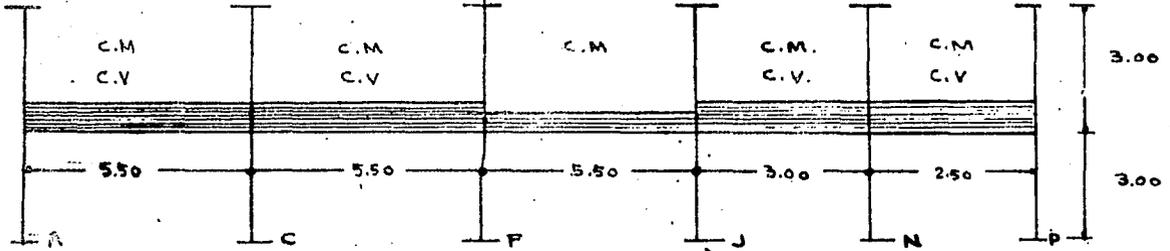
TRAMO F-J: $M = \frac{790 \times 5.50^2}{12} = 1990 \text{ "}$

$$\text{TRAMO } J-N: M = \frac{1680 \times 3^2}{12} = 1260 \text{ Kg. m.}$$

$$\text{TRAMO } N-P: M = \frac{1205 \times 2.50^2}{12} = 630 \text{ "}$$

Como ya tenemos los valores de las rigideces; factores de distribución y de los momentos de empotramientos, en cada una de las piezas del marco, estamos en condiciones de resolverlo, por medio del Método de Cross; lo que haremos en la hoja siguiente, en forma de tabla.

1a. CONDICION



Como originalmente en las columnas, no hay momentos, - pues los momentos que existen ahí, se deben al giro que experimenta el nudo, por los momentos desequilibrados; los momentos en los extremos de los cortes, pueden determinarse fácilmente, al terminar las distribuciones; enviando a éstos extremos la mitad de los momentos de los extremos que concurren al nudo, afectados del mismo signo, ya que hemos considerado como factor de transporte $1/2$.

Como comprobación del empleo del Método de Cross, en nuestro problema, cada nudo debe estar en equilibrio, es decir, la suma algebraica de los momentos, de todas las piezas que inciden en el nudo, debe ser igual a cero, así tenemos - por ejem. en el nudo F.

Momento T. Izq. = 3144 Kg.m.

Momento C.s. = + 492.5 Kg.m.

Momento C-i. = + 492.5 Kg.m.

Momento T.der. = + 2159 "

+ 3144.0

$3144 + 3144 = 0$, Correcto.

FUERZAS CORTANTES, PUNTOS DE INFLEXION, Y MOMENTOS POSITIVOS MAXIMOS, DE LA TRABE: A-C-F-J-N-P, CON LA PRIMERA CONDICION DE CARGA.

Para encontrar estos elementos en cada pieza, debe aislarse cada una de todas las demás, afectada de sus elementos mecánicos.

Fuerzas cortantes.- La fuerza cortante de cada tramo se determinará valuando primeramente el valor de las reacciones isostáticas, que en este caso es igual a $\frac{WL}{2}$; corrigiendo éstas reacciones en un valor $\frac{M_1 - M_2}{L}$, se encuentran las reacciones hiperestáticas, que son las que nos interesan,

Puntos de Inflexión.- Los puntos de inflexión para el caso de vigas con carga uniformemente repartida, se valorizarán por la fórmula: $x = \frac{V}{W} + \sqrt{\left(\frac{V}{W}\right)^2 - \frac{2M}{W}}$; y para otra condición de carga, con los diagramas de momento.

Momentos flexionantes Positivos Máximos.- Los encontraremos considerando una viga libremente apoyada, con longitud igual a la comprendida entre los puntos de inflexión. $M = \frac{WL^2}{8}$, esto será cuando se trate una viga con carga uniforme.

TRAMO A-C:

Reacciones Hiperestáticas: $V_{AC} = V_{AC} - WL = \frac{1305 \times 5.50}{2} = 3590 \text{ Kg.}$

Corrección: $\frac{M_1 - M_2}{L} = \frac{3473 - 2902}{5.50} = 104 \text{ Kg.}$

Reacciones Hiperestáticas: $V_{A-C} = 3590 - 104 = 3486 \text{ Kg.}$
 $V_{C-A} = 3590 + 104 = 3694 \text{ "}$

Punto de Inflexión:

$$x = \frac{3486}{1305} \pm \sqrt{\frac{(3486)^2}{1305^2} - 2 \times \frac{2902}{1305}} = 2.67 \pm 1.65;$$

$$x_1 = 2.67 - 1.65 = 1.02 \text{ m.}$$

$$x_2 = 2.67 + 1.65 = 4.32 \text{ m.}$$

Momento Flexionante Positivo Máximo:

$$L = 4.32 - 1.02 = 3.30 \text{ m.} \quad M (+) = \frac{1305 \times 3.30^2}{8} = 1780 \text{ Kg.m.}$$

TRAMO C-F:

Reacciones Hiperestáticas:

$$V_{C-F} = 3632 \text{ Kg.}$$

$$V_{F-C} = 3548 \text{ "}$$

Puntos de Inflexión:

$$x_1 = 1.17 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.49 \text{ "}$$

Momento Flexionante Máximo Positivo: $M = \frac{1305 \times 3.22^2}{8} - 1690 \text{ Kg.m.}$

$$L = 4.39 - 1.71 = 1.26 \text{ m.}$$

TRAMO F-J:

Reacciones Hiperestáticas:

$$V_{F-J} = 2230 \text{ Kg.}$$

$$V_{J-F} = 2120 \text{ "}$$

Puntos de Inflexión:

$$x_1 = 1.23 \text{ m.}$$

$$x_2 = 4.41 \text{ "}$$

Momento Flexionante Positivo Máximo:

$$L = 4.41 - 1.23 = 3.18 \text{ m. ;}$$

$$M = \frac{790 \times 3.18^2}{8} = 1000 \text{ Kg}$$

TRAMO J-N:

Reacciones Hiperestáticas:

$$V_{J-N} = 2616 \text{ Kg.}$$

$$V_{N-J} = 2424 \text{ "}$$

Puntos de Inflexión:

$$x_1 = 0.69 \text{ m.}$$

$$x_2 = 2.43 \text{ "}$$

Momento Flexionante Máximo Positivo:

$$L = 2.43 - 0.69 = 1.74 \text{ M} \quad M = \frac{1680 \times 1.74^2}{8} = 634 \text{ Kg.m.}$$

TRAMO N-P:

Reacciones Hiperestáticas:

$$V_{N-P} = 1642 \text{ Kg.m.}$$

$$V_{P-N} = 1368 \text{ "}$$

Puntos de Inflexión:

$$x_1 = 0.63 \text{ m.}$$

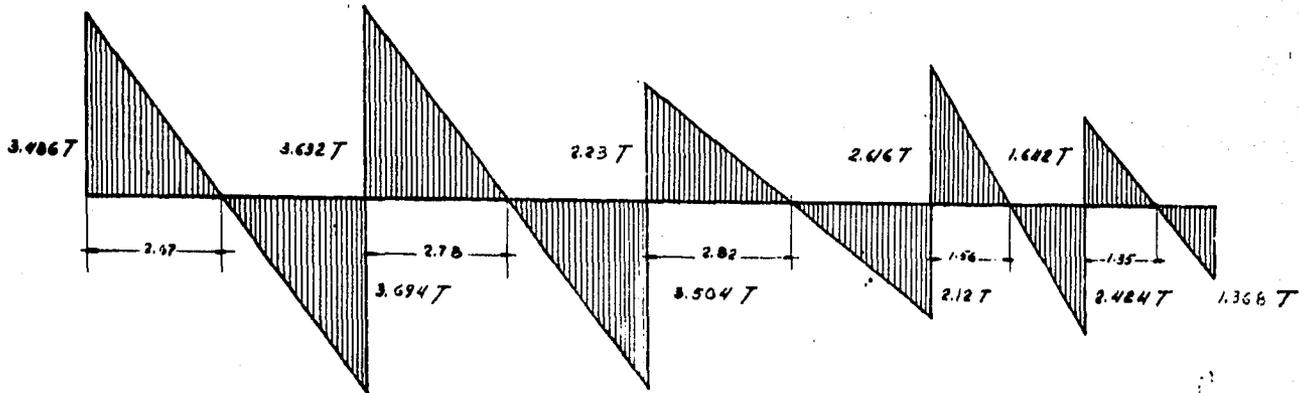
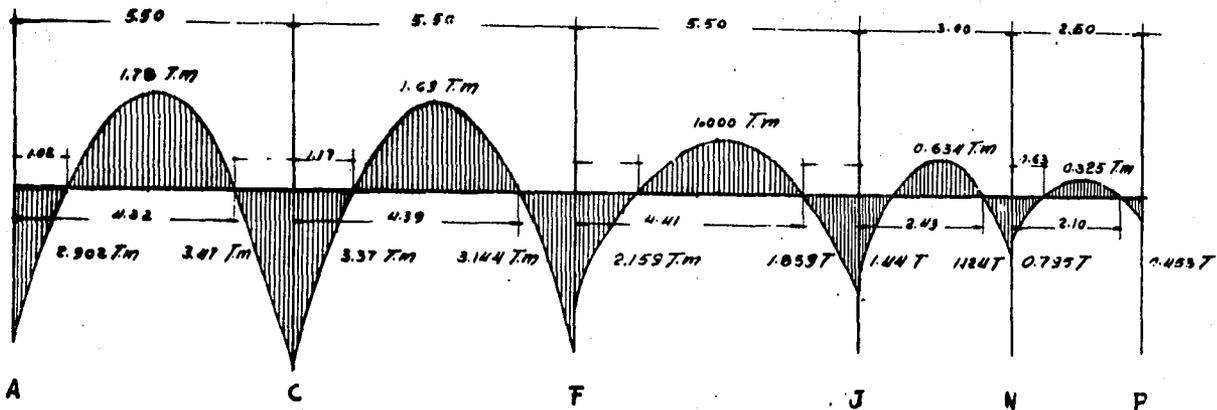
$$x_2 = 2.10 \text{ "}$$

Momento Flexionante Máximo Positivo:

$$L = 2.10 - 0.63 = 1.47 \text{ m.} \quad M = \frac{1205 \times 1.47^2}{8} = 325 \text{ Kg.m.}$$

Tenemos ya todos los elementos necesarios para dibujar los diagramas de momentos flexionantes, y fuerzas cortantes, tal como se muestra en la hoja siguiente:

SEGUNDA CONDICION DE CARGA.-



Momentos de Empotramiento: $M = \frac{WL^2}{12}$

TRAMO A-C: $M = \frac{1305 \times 5.50^2}{12} = 3290 \text{ Kg.m}$

TRAMO C-F: $M = \frac{1015 \times 5.50^2}{12} = 2560 \text{ "}$

TRAMO F-J: $M = \frac{1430 \times 5.50^2}{12} = 3600 \text{ "}$

TRAMO J-N: $M = \frac{1040 \times 3^2}{12} = 780 \text{ "}$

TRAMO N-P: $M = \frac{1205 \times 2.50^2}{12} = 630 \text{ "}$

CALCULO DE LAS FUERZAS CORTANTES; PUNTOS DE INFLEXION Y -
MOMENTOS FLEXIONANTES POSITIVOS MAXIMOS DE LA TRABE A-C-F-J-N-
P. CON LA SEGUNDA CONDICION DE CARGA.-

TRAMO A-C:

Reacciones Hiperestáticas: $V_{A-C} = 3510 \text{ Kg.}$

$V_{C-A} = 3670 \text{ "}$

Puntos de Inflexión:

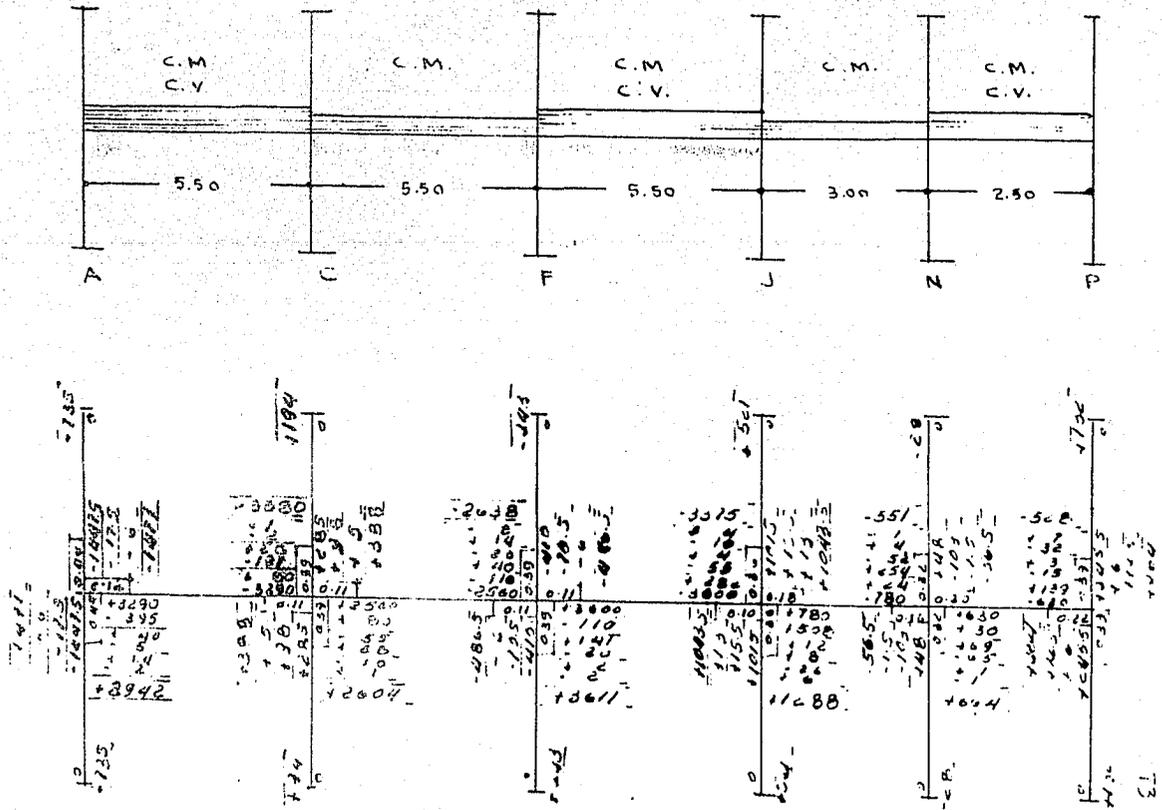
$x_1 = 0.69 \text{ m.}$

$x_2 = 2.43 \text{ "}$

Momento Flexionante Máximo Positivo:

$L = 2.43 - 0.69 = 1.74 \text{ m}$ $M = \frac{1680 \times 1.74^2}{8} = 634 \text{ Kg.m.}$

2a. CONDICION M . Kg. m.



TRAMO C-F:

Reacciones Hiperestáticas: $V_{C-F} = 2784 \text{ Kg.}$
 $V_{F-G} = 2776 \text{ "}$

Puntos de Inflexión: $x_1 = 1.22 \text{ m.}$
 $x_2 = 4.26 \text{ "}$

Momento Flexionante Positivo Máximo:

$$L = 4.26 - 1.22 = 3.04 \text{ m. } M = \frac{1015 \times 3.04^2}{8} = 1170 \text{ Kg. m.}$$

TRAMO F-J:

Reacciones Hiperestáticas: $V_{F-J} = 3973 \text{ Kg.}$
 $V_{J-N} = 3887 \text{ "}$

Puntos de Inflexión: $x_1 = 1.15 \text{ m.}$
 $x_2 = 4.41 \text{ "}$

Momento Flexionante Máximo Positivo:

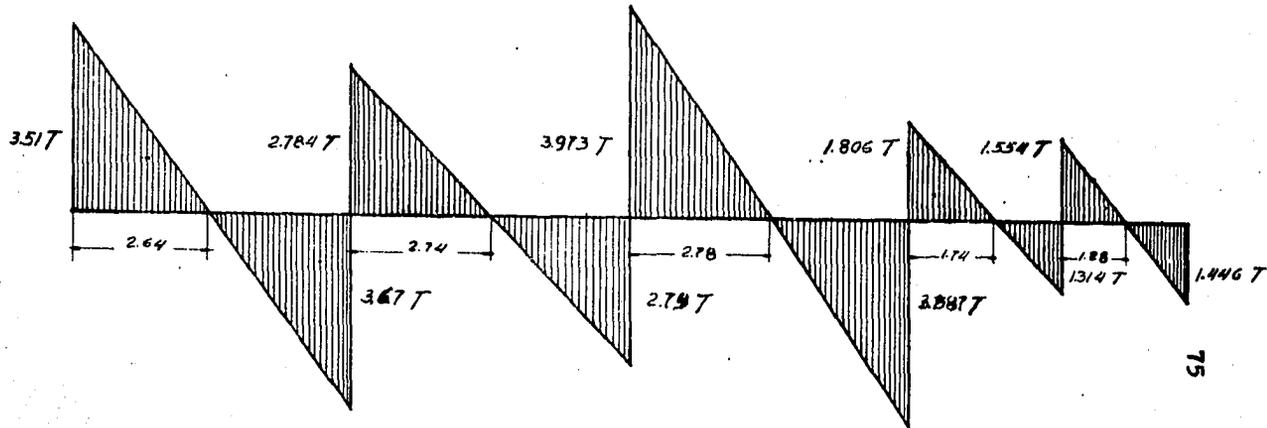
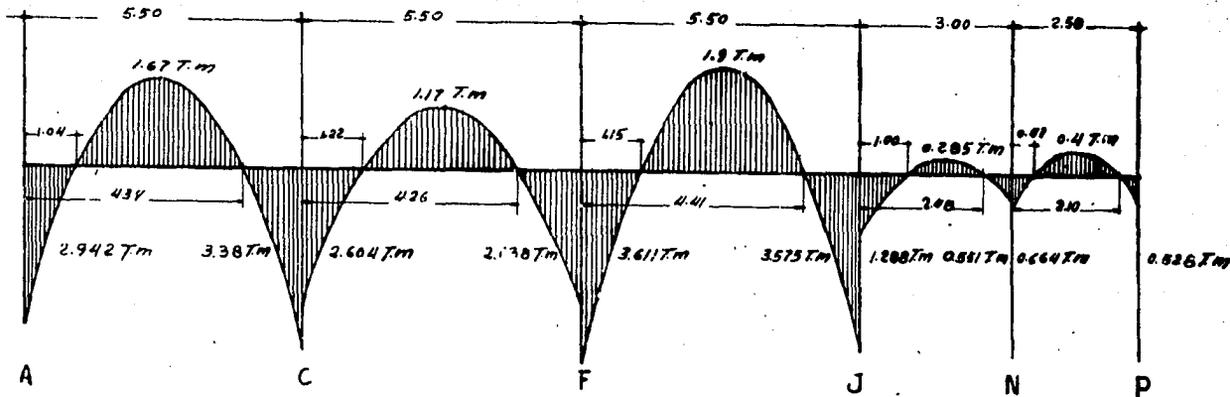
$$L = 4.41 - 1.15 = 3.26 \text{ m. } M = \frac{1430 \times 3.26^2}{8} = 1900 \text{ Kg. m.}$$

TRAMO J-N:

Reacciones Hiperestáticas: $V_{J-N} = 1806 \text{ Kg.}$
 $V_{N-J} = 1554 \text{ "}$

Punto de Inflexión: $x_1 = 1.00 \text{ m.}$
 $x_2 = 2.48 \text{ "}$

Momento Flexionante Máximo Positivo:



CONDICION SEGUNDA

$$L = 2.48 - 1 = 1.48 \quad M = 285 \text{ Kg. m.}$$

TRAMO N-P:

Reacciones Hiperestáticas: $V_{N-P} = 1554 \text{ Kg.}$
 $V_{P-N} = 1446 \text{ "}$

Puntos de Inflexión: $x_1 = 0.47 \text{ m.}$
 $x_2 = 2.10 \text{ "}$

Momento Flexionante Positivo Máximo:

$$L = 2.10 - 0.47 = 1.63 \text{ m.} \quad M = \frac{1205 \times 1.63^2}{8} = 400 \text{ Kg.m.}$$

Con los elementos y diagramas de cada una de las condiciones de carga, hacemos un diagrama final de Momentos y Fuerzas-Cortantes, y basándonos en él diseñamos la trabe A-C-F-J-N-P.

Cálculo de Peralte por Momento:-

$$d = \frac{M}{k \cdot b} \quad M = \text{Momento Máximo} = 361,100 \text{ Kg. m.}$$

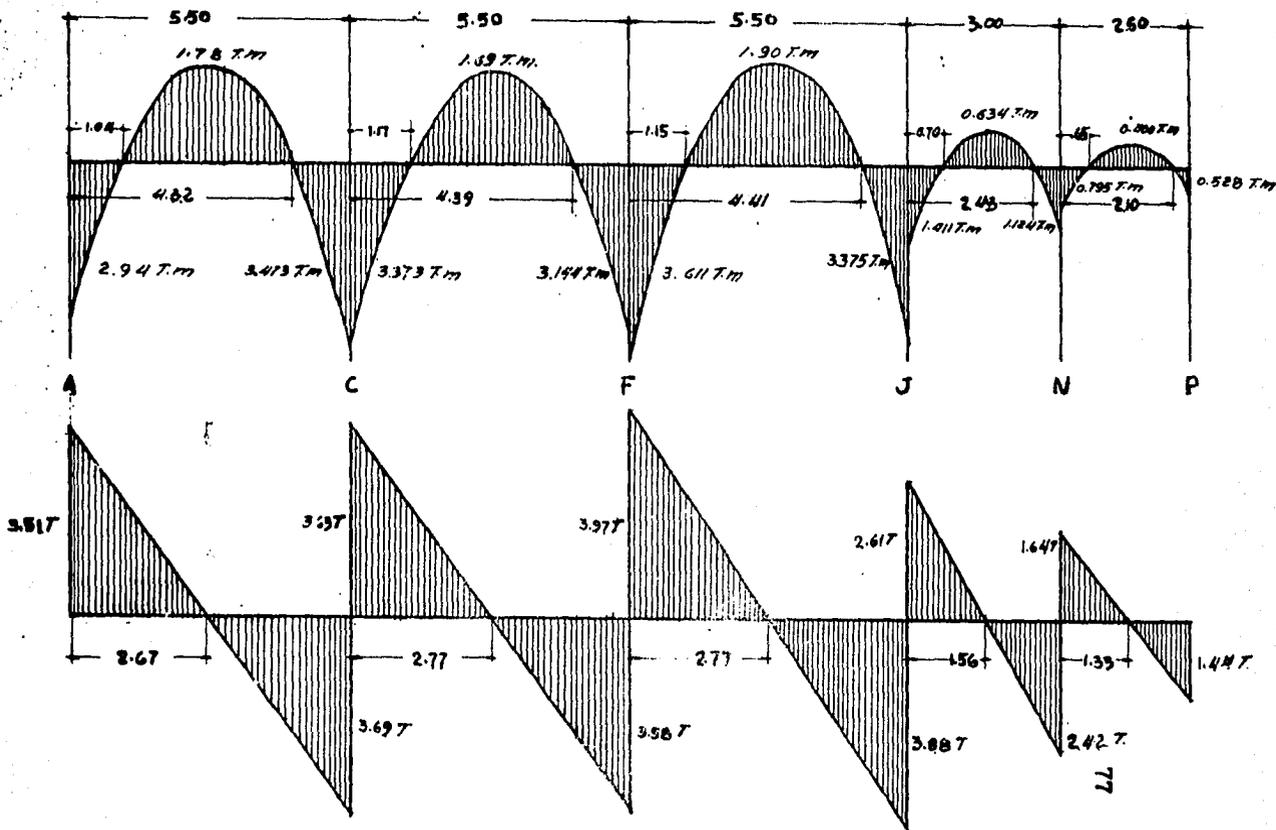
$$K = 14.4 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Substituyendo en la fórmula:

$$d = \frac{361,100}{14.4 \times 20} = 35.4 \text{ cm.} \quad n = 40 \text{ cm.}$$

Al bajar las cargas supusimos para la trabe anterior, una



DIAGRAMAS DE MAXIMOS.

sección de 20 x 45 cm.

Para calcular las áreas de acero tomaremos como peralte efectivo $d = 40$ cm., que excede al real, pero nos sobrará hierro.

Cálculo del Refuerzo.-

$$A_s = \frac{M}{f_s d} ; A_s = \frac{M}{1265 \times 0.858 \times 40} = \frac{M}{43400}$$

TRAMO A-C:

Ext. Izq.:	Asc-) = $\frac{294,000}{43,400} = 6.8 \text{ cm}^2$
⊥	Asc+) = $\frac{178,000}{43,400} = 4.1 \text{ "}$
Ext. Der.:	Asc-) = $\frac{347,300}{43,400} = 8 \text{ cm}^2$

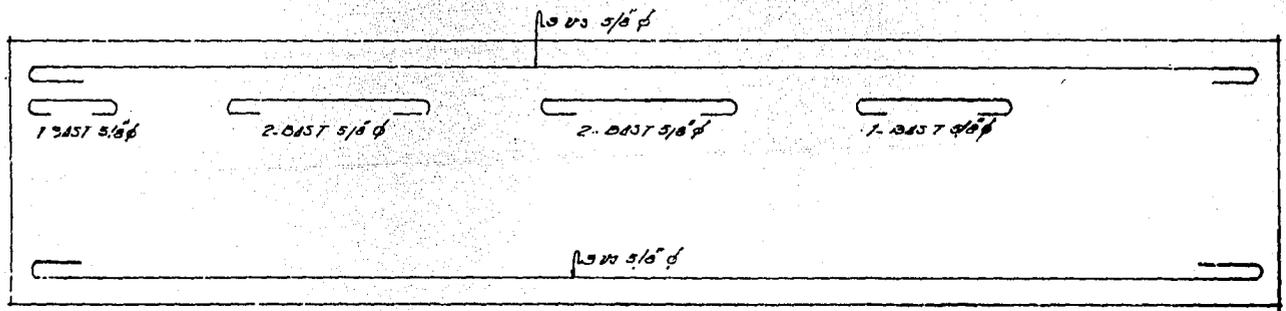
TRAMO C-F:

Ext. Izq.:	Asc-) = $\frac{337,300}{43,400} = 7.8 \text{ "}$
⊥	Asc+) = $\frac{169,000}{43,400} = 3.9 \text{ "}$
Ext. Der.:	Asc-) = $\frac{314,400}{43,400} = 7.25 \text{ "}$

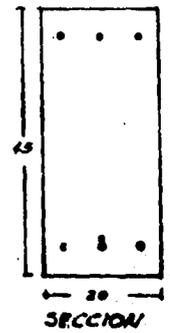
TRAMO F-J:

ARMADO DE LA TRABE A-C-F-U-N-P; NIVEL 3 .- PLANTA TIPO.

75



A _s	-	6.8	2	8.34	7.8	2.60	1.22
	+	4.1	3.9	4.36	1.23	1.0	



$$\text{Ext. Izq.:} \quad \text{Asc-)} = \frac{361,100}{43,400} = 8.34 \text{ cm}^2$$

⊕

$$\text{Asc+)} = \frac{190,000}{43,400} = 4.38 \text{ "}$$

$$\text{Ext. Der.:} \quad \text{Asc-)} = \frac{331,500}{43,400} = 7.78 \text{ "}$$

EXTREMO J-N:

$$\text{Ext. Izq.:} \quad \text{Asc-)} = \frac{141,100}{43,400} = 3.25 \text{ "}$$

⊕

$$\text{Asc+)} = \frac{53,400}{43,400} = 1.23 \text{ "}$$

$$\text{Ext. Der.:} \quad \text{Asc-)} = \frac{112,400}{43,400} = 2.6 \text{ "}$$

EXTREMO M-P:

$$\text{Ext. Izq.:} \quad \text{Asc-)} = \frac{79,500}{43,400} = 1.83 \text{ "}$$

⊕

$$\text{Asc+)} = \frac{40,000}{43,400} = 0.92 \text{ "}$$

$$\text{Ext. Der.:} \quad \text{Asc-)} = \frac{52,800}{43,400} = 1.22 \text{ "}$$

MARCO TRANSVERSAL E-F-G. PLANTA TIPO. NIVEL 3.

Siendo el mismo procedimiento que los marcos anteriores, — empezaremos por determinar los elementos necesarios para calcularlo haciendo uso del Método de Cross.

Momento de Inercia en la trabe: Sección 30 x 65 cms.

$$I = \frac{30 \times 65^3}{12} = 685,000 \text{ cm}^4$$

Momento de Inercia de la Columna: Sección: 45 x 45 cms.

$$I = \frac{h^4}{12}; \quad I = \frac{45^4}{12} = 338,000 \text{ cm}^4$$

Rigideces:

$$k = \frac{I}{L} \quad \begin{array}{l} I = \text{Momento de Inercia.} \\ L = \text{Longitud entre apoyos.} \end{array}$$

Trabe:

$$\text{Tramo E-F:} \quad k = \frac{I}{L} = \frac{685,000}{600} = 1142 \text{ cm}^3$$

$$\text{Tramo F-G:} \quad k = \frac{I}{L} = \frac{685,000}{700} = 978 \text{ "}$$

Columnas:

$$\text{Columna Superior:} \quad k = \frac{I}{L} = \frac{338,000}{300} = 1125 \text{ cm}^3$$

$$\text{Columna Inferior:} \quad k = \frac{I}{L} = \frac{338,000}{300} = 1125 \text{ "}$$

Factores de distribución:

Nudo E:	k	F.D.
T	1142	$\frac{1142}{3392} = 0.34$
C.s.	1125	$\frac{1125}{3392} = 0.33$
C.i.	$\frac{1125}{3392}$	$\frac{1125}{3392} = 0.33$
		1.00
 Nudo F:		
T	1142	$\frac{1142}{4370} = 0.26$
T. Izq.	1142	$\frac{1142}{4370} = 0.26$
T. Der.	978	$\frac{978}{4370} = 0.22$
C.s.	1125	$\frac{1125}{4370} = 0.26$
C.i.	$\frac{1125}{4370}$	$\frac{1125}{4370} = 0.26$
		1.00
 Nudo G:		
T.	978	$\frac{978}{3228} = 0.30$
C.s.	1125	$\frac{1125}{3228} = 0.35$
C.i.	$\frac{1125}{3228}$	$\frac{1125}{3228} = 0.35$
		1.00

Momentos de Empotramiento:

Tramo E.F:

$$M = \frac{w l^2}{12} = \frac{695 \times 6^2}{12} = 2090 \text{ Kg.m.}$$

Tramo F-G:

Tramo F-G:

$$M_1 = \frac{w l^2}{12} + \frac{P_1 b_1^2 a_1}{1^2} + \frac{P_2 b_2^2 a_2}{12}$$

$$M_2 = \frac{w l^2}{12} + \frac{P_1 a_1^2 b_1}{1^2} + \frac{P_2 a_2^2 b_2}{1^2}$$

$$M_1 = \frac{470 \times 7^2}{12} + \frac{10450 \times 2.33 \times 4.67^2}{49} + \frac{8380 \times 4.67 \times 2.33^2}{49}$$

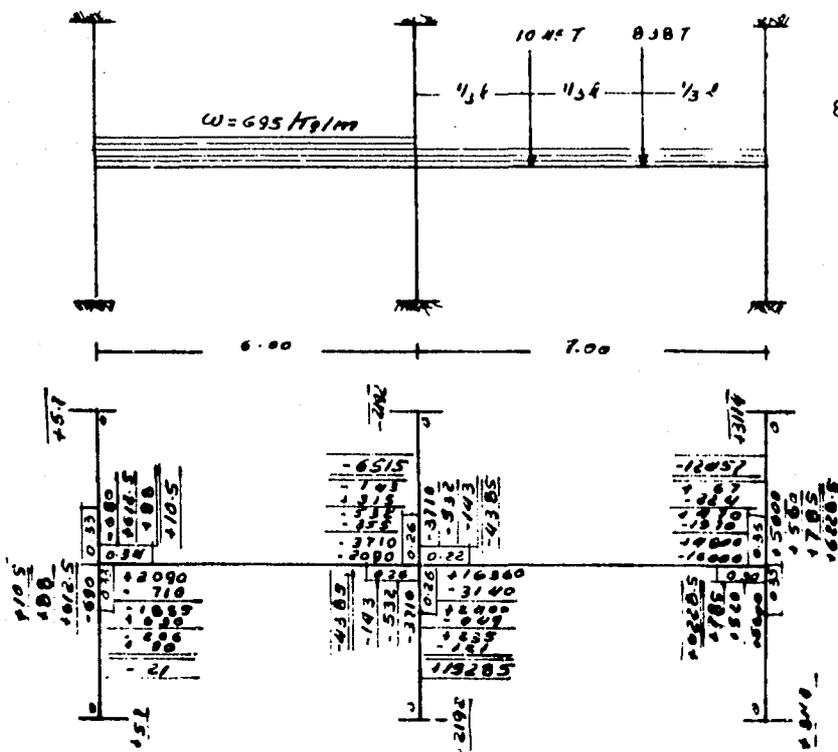
$$M_1 = 16360 \text{ Kg.m.}$$

$$M_2 = \frac{470 \times 7^2}{12} + \frac{10450 \times 2.33^2 \times 4.67}{49} + \frac{8380 \times 4.67^2 \times 2.33}{49} =$$

$$M_2 = 16,000 \text{ Kg.m.}$$

Factor de Transportes = + 1/2.-

Como, tenemos ya todos los datos para aplicar Cross, vamos las distribuciones en la hoja siguiente:



CALCULO DEL PERALTE POR MOMENTO FLEXIONANTE.-

$$\text{Fórmula: } d = \sqrt{\frac{M}{Kb}}$$

$M =$ momento flexionante máximo = 1,528,500 Kg.cm.

$K = 14.4 \text{ Kg/cm}^2$

$b = 30 \text{ cm.}$

$$d = \sqrt{\frac{1,528,500}{14.4 \times 30}} = 59.5 \approx 60 \text{ cm.}$$

$$h = d + 5 = 60 + 5 = 65 \text{ cm.}$$

El resultado obtenido es igual a la escuadrilla que supusimos al bajar las cargas.

Cálculo de las Fuerzas Cortantes; Puntos de Inflexión y Momentos Positivos Máximos.-

TRAMO E-F:-

Reacciones Isostáticas: $V_{E-F} = \frac{Wl}{2} = \frac{695 \times 6}{2} = 2.09 \text{ Ton.}$

Corrección: $C = \frac{6515 + 21}{6} = \frac{6536}{6} = 1.09 \text{ Ton.}$

Reacciones Hiperestáticas: $V_{E-F} = 2.09 - .09 = 1.00 \text{ Ton.}$

$V_{F-E} = 2.09 + 1.09 = 3.18 \text{ Ton.}$

Punto de Inflexión:- Fórmula: $x = \frac{V}{W} \pm \sqrt{\left(\frac{V}{W}\right)^2 - \frac{2M}{W}}$

Esta fórmula es aplicable, únicamente para piezas con carga uniformemente repartida pudiéndose emplear para los elementos, del extremo izquierdo o derecho de cada pieza, habiendo así oportunidad de comprobar los resultados.

En este caso obtendremos los puntos de Inflexión de la pieza E-F con los elementos del apoyo izquierdo, así tenemos: -

$$x = \frac{1000}{695} \pm \sqrt{\left(\frac{1000}{695}\right)^2 + \frac{2 \times 21}{695}} = 1.44 \pm 2.80 \pm 0.06$$

$$x = 1.44 \pm 1.46$$

$$x_1 = 1.44 - 1.46 = - 0.02 \text{ m.}$$

$$x_2 = 1.44 + 1.46 = 0.90 \text{ m.}$$

Momento Positivo Máximo:

$$M = \frac{Wl^2}{8}; \quad L = 2.90 + 0.02 = 2.92 \text{ m.}$$

$$M(+)=\frac{695 \times 2.92^2}{8} = 742 \text{ Kg.m.}$$

TRAMO F-G.

Reacciones Isostáticas.-

$$V_{F-G} = \frac{0.470 \times 7}{2} + \frac{10.45 \times 4.67}{7} + \frac{8.38 \times 2.33}{7} = 1.64 + 6.96 + 2.78 = 11.38 \text{ Ton.}$$

$$V_{G-F} = \frac{0.470 \times 7}{2} + \frac{10.45 \times 2.33}{7} + \frac{8.38 \times 4.67}{7} = 1.64 + 3.49 + 5.60 = 10.73 \text{ Ton.}$$

$$\text{Corrección: } C = \frac{15.185 - 12.457}{7} = 0.39 \text{ Ton.}$$

Reacciones Hiperestáticas:

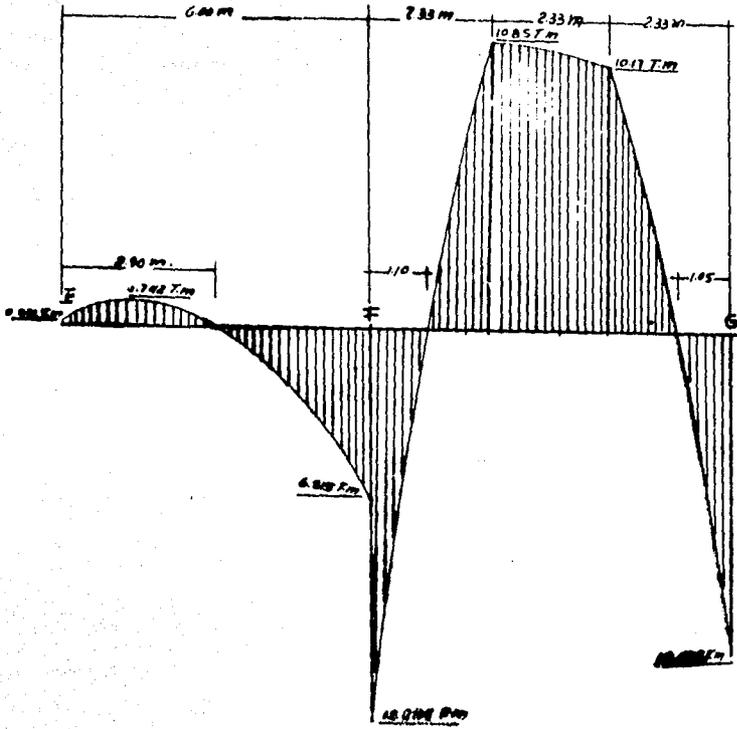
$$V_{F-G} = 11.38 + 0.39 = 11.77 \text{ Ton.}$$

$$V_{G-F} = 10.73 - 0.39 = 10.34 \text{ Ton.}$$

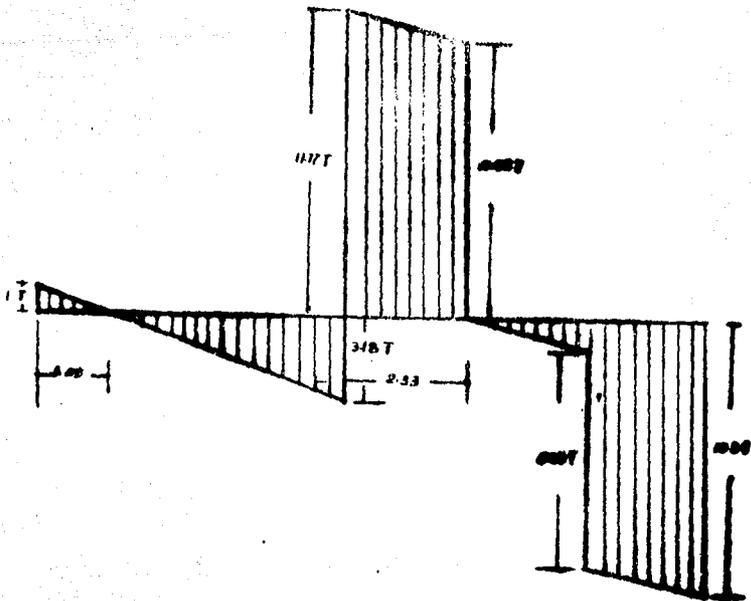
Momento Positivo Máximo.-

$$M(+)_P_1 = 11.77 \times 2.33 - 15.28 - \frac{0.47 \times 2.33^2}{2} = 27.4 - 15.28 - 1.27 = 10.85 \text{ Ton. m.}$$

$$M(+)_P_2 = 11.77 \times 4.67 - 15.28 - \frac{0.47 \times 4.67^2}{2} - 10.45 \times 2.33 = 10.17 \text{ Ton.m.}$$



87



Punto de Inflexión.-

En este caso los puntos de inflexión los determinamos gráficamente:

$$x_1 = 1.10 \text{ m.}$$

$$x_2 = 6.95 \text{ "}$$

Cálculo del Refuerzo en la Trabe E-F-G, teniendo en cuenta los efectos producidos por las cargas verticales.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M}{1265 \times 0.858 \times 60} =$$

$$A_s = \frac{M}{6510}$$

TRAMO E-F.-

Ext. Izq. $A_s(+)$ = $\frac{2100}{65,100} = 0.032 \text{ cm}^2$

☎ $A_s(+)$ = $\frac{74,200}{65,100} = 1.14 \text{ cm}^2$

Ext. Der. $A_s(-)$ = $\frac{651,500}{65,100} = 10 \text{ "}$

TRAMO F-G.-

Ext. Izq. $A_s(-)$ = $\frac{1,528,500}{65,100} = 23.5 \text{ cm}^2$

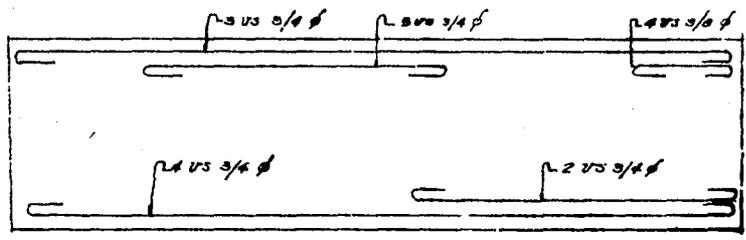
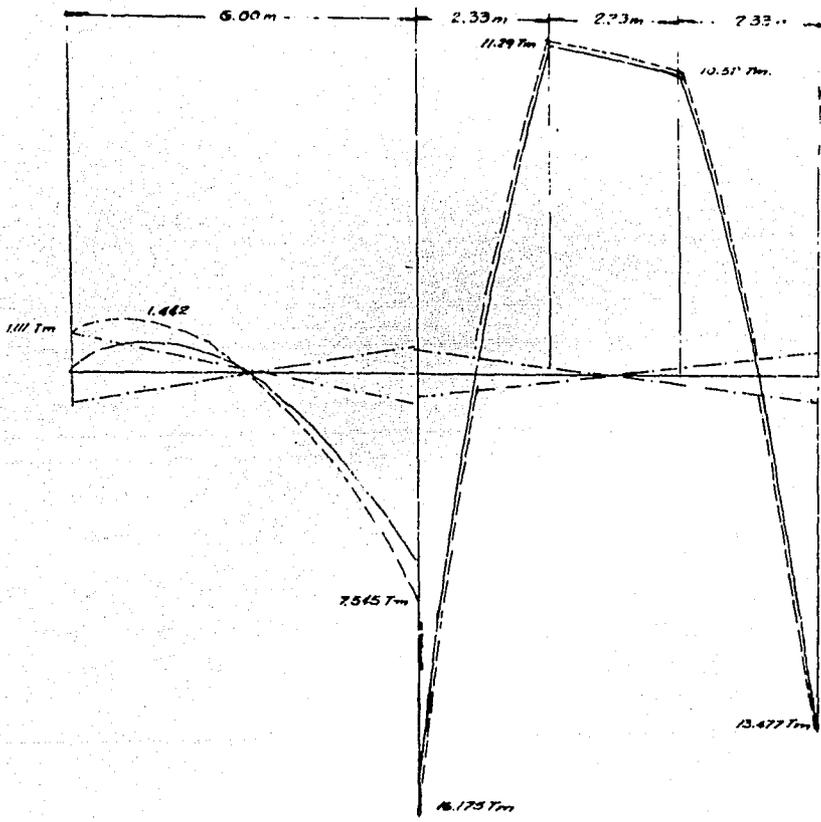
☎ $A_s(+)$ = $\frac{1,085,000}{65,100} = 16.6 \text{ "}$

Ext. Der. $A_s(-)$ = $\frac{1,245,700}{65,100} = 19.2 \text{ "}$

Vamos ahora a considerar en la trabe E-F-G, conjuntamente, los efectos producidos por las cargas verticales y horizontales, en nuestro caso el viento.

Formaremos un envolvente teniendo en cuenta los diagramas de ambas fuerzas y considerando que la acción del viento puede efectuarse en los dos sentidos.

En ésta forma calcularemos finalmente el refuerzo longitudinal y estribos de la trabe E-F-G.



A_s	1.2	1.4	1.0	23.0	15	1.0	19.8
-------	-----	-----	-----	------	----	-----	------

ESTRIBOS :

TRAMO E 7 ; EST PARA ARMAR 3/8 φ @ 30 cm.

TRAMO F 6

- 1- TRAMO DE 2=2.33; EST 3/8 φ @ 25 cm C.B.C.
- 2- TRAMO DE 2=2.33; EST 3/8 φ @ 30 cm C.B.C.
- 3- TRAMO DE 2=2.33; EST 3/8 φ @ 30 cm C.B.C.



SECCION

CARGAS HORIZONTALES

Los efectos de fuerzas horizontales que ejercen mayor influencia en una estructura, son los producidos por: Sismo y --- Viento.

Como es muy remoto, que ambas fuerzas actuen al mismo -- tiempo, la estructura debe analizarse por la mas desfavorable.

SISMO.— Son movimientos producidos en la corteza terrestre, por dislocaciones de las capas internas de la tierra que al recobrar el equilibrio, producen sacudidas que se propagan instantaneamente alrededor del Epicentro. Estos movimientos se consideran armónicos simples y producen vibraciones, que se -- transmiten en forma hondulatoria y sus efectos sobre un edificio, tienden a levantarlo y dejarlo caer, y producir en él una traslación, debido a una fuerza horizontal. De estos dos efectos el único que se considera para el diseño de la estructura es el horizontal; ya que otro, vertical, es absorbido por el -- suelo.

La fuerza horizontal producida por el Sismo, se determina por la fórmula: $F_s = C_s P$ en que P es una carga (peso de la ma sa considerada) y C_s , es denominado coeficiente sísmico, que es la relación entre la aceleración del Sismo y la de la gravedad. Este coeficiente tiene diversos valores, según sea la importancia del lugar como zona sísmica, en la Ciudad de México por especificaciones del R.C.D.F., $C_s = 0.025$ para edificios -- como el que tratamos; tomando este valor se hizo el análisis -- de nuestra estructura.

VIENTO.- La acción del viento en una estructura, puede considerarse como una carga uniforme repartida, o bien como fuerzas horizontales, concentradas en los nudos de la misma. Su presión está en relación directa con la velocidad, existiendo varios, criterios sobre este respecto.

El viento produce una succión en el lado opuesto al que actúa, este fenómeno es bastante complejo en algunas estructuras de forma irregular, en nuestro caso, en que tratamos una estructura prismática, el fenómeno de la succión no es considerado.

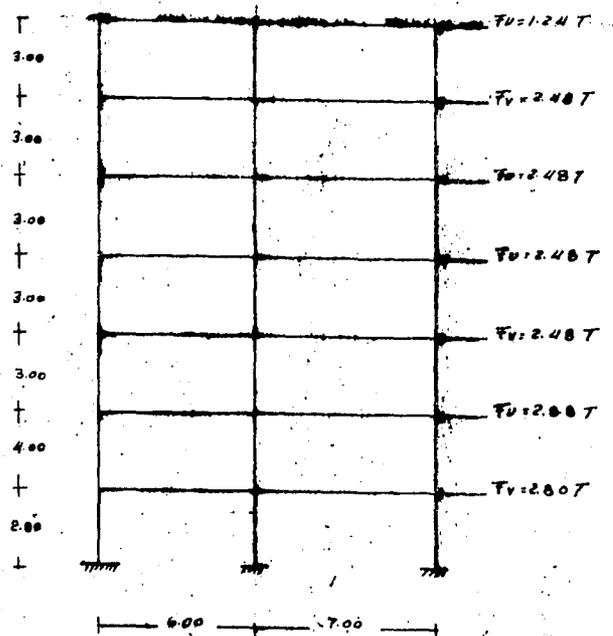
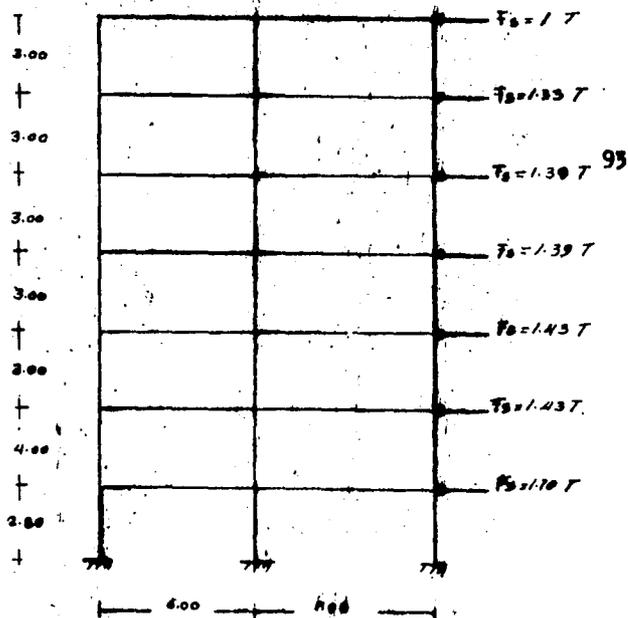
En el Tema de la Tesis se nos asignó como presión el viento $P = 150 \text{ Kg/m}^2$. y tomando en cuenta este valor se determinaron las fuerzas horizontales que actúan en cada piso de los marcos considerados.

ANALISIS DEL MARCO: E-F-G, en toda su elevación por los efectos de sismo y viento.

En la hoja número 93 tenemos al marco E-F-G, y separadamente para cada caso bajo la acción de los efectos producidos por sismo y viento; pudiendo ver ahí que el viento representa la condición mas desfavorable y bajo esta acción analizaremos nuestro marco propuesto.

METODO DE CALCULO.- Emplearemos un Método, que el Ing. Alberto Barocio trae explicado en su libro de Estructuras Hiperestáticas.

El momento de empotramiento debido a desplazamientos horizontales en piezas unidas rígidamente, vale: $M = \frac{6 E I \Delta}{L^2}$ en -



donde $\frac{I}{L} = k$ sustituyendo nos queda: $M = \frac{6 E k \Delta}{L} \text{ ---- } A$

Partiéndolo de la Hipótesis, de que la deformación producida por fuerzas horizontales en piezas ligadas rígidamente, siguen la ley de la línea recta; condición que se apega a la realidad en edificios regulares; tenemos en la fórmula A, que $6, E$ y $\frac{\Delta}{L}$ (pendiente de la tangente de la elástica deformada) son constantes. Así tenemos que los momentos producidos por las fuerzas horizontales son proporcionales a las rigideces de las piezas, en estas condiciones podemos tomar a las rigideces de las columnas, valores conocidos, como momentos y distribuirlos por el Método de Cross; y al final de las distribuciones, hacer los ajustes correspondientes.

En la hoja 95 mostramos el marco E-F-G en toda su elevación consignado la sección de las piezas; las rigideces; factores de distribución y las fuerzas horizontales debidas al viento en cada piso .

Posteriormente en la hoja número 96 puede verse la distribución de los momentos habiéndolo considerado a las rigideces como los valores de aquellos.

El viento se ha considerado actuando en la forma que lo indican las flechas de las fuerzas. Para el signo de los momentos hemos considerado acciones de barra sobre apoyo.

FACTOR DE TRANSPORTE = a 1/2.

Para determinar los momentos reales a partir de los ficticios, que **obtuvimos** por el método de Cross, al considerar la rigideces de las columnas como momentos, hacemos lo siguiente:

Para las columnas, se encuentra el valor de la fuerza cortante en cada piso a partir de los momentos ficticios y haciendo una relación con la fuerza horizontal producida por el viento obtenemos un coeficiente de corrección, para las columnas interiores del piso considerado. El producto de los momentos ficticios de esas columnas por el coeficiente correspondiente nos determina los momentos reales.

Para las trabes el coeficiente de corrección, es igual al promedio de los coeficientes de las columnas de los pisos adyacentes.

Calculemos los momentos reales para las columnas comprendidas entre los pisos 2 y 3

Fuerza cortante total en el piso 3, -

$$\text{Col. G2 - G3: } V = \frac{302 + 292}{3} = \frac{594}{3} = 198 \text{ Kg.}$$

$$\text{Col. F2 - F3: } V = \frac{520 + 549}{3} = \frac{1069}{3} = 356 \text{ ''}$$

$$\text{Col. E2 - E3: } V = \frac{327 + 336}{3} = \frac{663}{3} = \frac{221}{775} \text{ ''}$$

Siguiendo el mismo procedimiento anterior se determinó la fuerza cortante en los extremos inferiores de las columnas comprendidas entre los pisos 3 y 4: $V = 927 \text{ Kg.}$

Fuerza cortante total en el piso 3: $F' = 775 + 927 = 1702 \text{ Kg.}$

Coefficiente de corrección: $C3 = \frac{2480}{1702} = 1.46$. Este será el coeficiente de corrección para las columnas inferiores al piso ..

Para determinar el coeficiente de corrección para el momento de las trabes del nivel 3, es preciso encontrar el coeficiente de las columnas 3-4 y tomar el promedio.

Coefficiente de corrección para las columnas 3-4:

$$C3-4 = \frac{2480}{925 + 451} = \frac{2480}{1376} = 1.80$$

Coefficiente de corrección para determinar los momentos reales en las trabes del nivel 3:

$$C = \frac{1.46 + 1.80}{2} = \frac{3.26}{2} = 1.63$$

$$C = 1.63.$$

En esta forma se determinan los momentos reales en cada una de las piezas a partir de los momentos ficticios que hemos obtenido al considerar a las rigideces como momentos de continuidad en las columnas.

CALCULO DE LAS COLUMNAS

En las columnas, en cuanto a su armado, pueden hacerse dos clasificaciones:

Columnas zunchadas

Columnas de estribo.

Las primeras, generalmente circulares, tiene el refuerzo vertical unido entre sí por espirales.

En las segundas el refuerzo principal está unido por estribos; estas columnas son de sección rectangular o cuadrada.

Con relación a la esbeltez, las columnas se dividen: en cortas; largas y muy largas.

Según el criterio americano: esbeltez = l/b

l = long. libre de la columna.

b = dimensión mínima de la sección.

Capacidad de las columnas.-

Zunchadas y cortas: $P = 0.225 f_c' A_g + f_s A_s$

P = Capacidad de las columnas zunchadas y cortas con carga axial.

f_c' = Fatiga de ruptura del concreto a la compresión.

A_g = Superficie total de la sección transversal.

A_s = Área total del refuerzo vertical.

f_s = Fatiga del refuerzo vertical.

De estribos y cortas con carga axial:

$$P = 0.80 (0.225 f_c' A_g + f_s A_s) - - C.U.$$

Capacidad de las columnas largas cualquiera que sea su ar-

$$P = P (1.30 - 0.03 h/b) - - C.U.$$

Todas estas fórmulas son empíricas como casi todas las que rigen en las columnas.

$$\text{Cálculo del zunchado: } p = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_s'} - - C.U.$$

A_c = Área del núcleo

f_c' y f_s' = Límites elásticos de los materiales.

Porcentaje de acero: $p = \frac{A_s}{A_g}$

Para columnas de estribo:

$$1\% \leq p \leq 4\%; \text{ 4 Vars. de } 5/8'' \phi \text{ como mínimo.}$$

Para columnas zunchadas:

$$1\% \leq p \leq 8\%; \text{ 6 Vars. de } 5/8'' \phi \text{ como mínimo.}$$

Espaciamiento de espirales y estribos.-

Columnas zunchadas:

$$\text{paso} = \frac{4 a_s}{d_n p'}$$

a_s = Área de la espiral.

d_n = Diámetro del núcleo.

Columnas de estribos:

La separación debe ser por especificaciones el menor de los va

lores siguientes:

16 ϕ del refuerzo vertical

48 ϕ del refuerzo de estribos

b = dimensión mínima de la sección.

Recomendación práctica para determinar el diámetros de los estribos a partir del diámetro del refuerzo vertical:

ϕ refuerzo vertical	ϕ de estribos
5/8" a 7/8" - - - - -	-1/4"
1" a 1 1/4" - - - - -	-3/8"
1 1/2" - - - - -	-1/2"

En la práctica, como sería muy engorroso diseñar las columnas por métodos analíticos se acostumbra usar gráficas y tablas en las que teniendo generalmente como datos la sección y la excentricidad de la carga, problema común en las estructuras, se determina directamente el área del refuerzo vertical.

Nosotros como vía de ejemplo vamos a diseñar una columna con carga excéntrica, para lo cual haremos uso de la fórmula:

$$(A).- P = N + CD \cdot M_1/t' + CD \cdot M_2/t - - - - (A-C-I)$$

En donde:

P = Capacidad de carga, como si la columna estuviera cargada axialmente.

N = Carga total.

$$C = \frac{fa}{0.45fc'}; \quad fa = \frac{P}{At} = \frac{\text{Capacidad de carga}}{\text{Área sección transformada}}$$

D = Coeficiente que se obtiene en la tabla número 33 del A.C.I. entrando con los datos: $(n - 1)xp$ y g .

N_1 y N_2 = momentos actuantes en la columna.

t = Lado de la sección.

Las especificaciones del A.C.I. permiten usar la fórmula anterior, cuando la excentricidad de la carga es como máximo el perímetro de las secciones.

Diseño de la Columna G comprendida entre los pisos 2 y 3.-

DATOS:

$$M_1 = 6228 \text{ Kg.m.} = 622,800 \text{ Kg.cm.}$$

$$M_2 = 493 \text{ Kg.m.} = 49,300 \text{ Kg.cm.}$$

$$N = 77,740 \text{ Kg.}$$

Sección: 45 x 45 cm.

$$f_s = 1125 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Grado intermedio)}$$

$$f_c' = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 12 \quad p = 0.03$$

$$\text{Recubrimiento: } r = 5 \text{ cm.}$$

$$gt = 35 \text{ cm.}; g = \frac{35}{45} = 0.80$$

$$(n - 1)p = 11 \times 0.03 = 0.33$$

Entrando en la tabla número 33 del A.C.I. con los valores de g y $(n - 1)p$ obtenemos el valor de D : $D = 4.85$.

Cálculo de C .-

$$C = \frac{fa}{0.45 fc}$$

$$\text{Para columnas de estribos: } fa = \frac{Ag(0.18xfc + 0.80fsp)}{Ag((n - 1)p)}$$

$$C = \frac{0.18fc + 0.80 fsp}{[1 + (n-1)p] 0.45 fc}$$

Sustituyendo:

$$C = \frac{0.18 \times 175 + 0.80 \times 1125 \times 0.03}{[1 + (12 - 1) \times 0.03] 0.45 \times 175} = \frac{31.5 + 27}{1.33 \times 78.75} = \frac{58.5}{105} = 0.56$$

$$C = 0.56$$

Sustituyendo en la fórmula A.-

$$P = N + CD \frac{L1}{t} + CD \frac{L2}{t} - (A)$$

$$P = 77,740 + 0.56 \times 4.85 \times \frac{622,800}{45} + 0.56 \times 4.85 \times \frac{49,300}{45} =$$

$$= 77,740 + 36,000 + 2,900 = 116,640 \text{ Kg.}$$

$$P = 116.64 \text{ Ton.}$$

En las columnas de estribos, la capacidad de carga, siendo axial, está dada por la fórmula:

$$P = Ag(0.18fc' + 0.80fsp)$$

$$\text{Sustituyendo: } P = 45 \times 45 (31.5 + 27) = 119,000 \text{ KG.}$$

$$P = 119 \text{ Ton.}$$

Podemos ver, que estamos dentro de la seguridad, ya que la columna puede soportar hasta 119 Ton. y únicamente está cargando 116.64 Ton.

Cálculo del refuerzo vertical: $A_s = A_{gp}$

$$A_s = 45 \times 45 \times 0.03 = 60.8 \text{ cm.}^2$$

$$A_s = 60.8 \text{ cm.}^2$$

Vamos a armar a la columna con varillas de 1" ϕ ; $a_s = 5.03 \text{ cm.}^2$

$$\text{Número de varillas} = \frac{A_s}{a_s} = \frac{60.8}{5.03} = 12$$

Número de varillas = 12 Varillas de 1" ϕ .

Por especificaciones, debemos usar estribos de 3/8" ϕ .

Separación de los estribos:

$$S = 16 \phi \text{ v.v.} = 16 \times 2.54 = 40 \text{ cm.}$$

$$S = 48 \phi \text{ est.} = 48 \times 0.955 = 46 \text{ cm.}$$

$$S = b = 45 \text{ cm.}$$

Pondremos estribos de 3/8" ϕ @ 30 cm.

Revisión.-

Amplitud del nucleo central, para columnas, hasta con $p = 0.04$, es aproximadamente: $e = 1/4t$; $e = \frac{45}{4} = 11.25$ cm.

La amplitud del nucleo central debe determinarse por la fórmula:

$$e/t = \frac{1.1 + (n - 1) \times 3\pi^2}{6 \cdot 1 + (n - 1)p}$$

Supongamos como correcto $e = 11.25$ cm.

Excentricidad de la carga: $e' = \sqrt{x_n^2 + y_n^2}$ en donde $y_n = \frac{M_{yy}}{N}$

$$x_n = \frac{M_{xx}}{N} =$$

$$y_n = \frac{622,800}{77,740} = 8 \text{ cm.}; \quad x_n = \frac{49,300}{77,740} = 0.64$$

$$e' = \sqrt{64 + 0.41} = 8.02 \text{ cm.}$$

e' e la carga está dentro del nucleo central.

Fatiga máxima del concreto:

$$f_c = \frac{P}{A_g} \cdot \frac{1}{1 + (n - 1)p} \left[\frac{1 + De'}{t} \right]$$

Sustituyendo:

$$f_c \text{ max. } = \frac{77,740}{45 \times 45} \cdot \frac{1}{1.33} \left[\frac{1 + \frac{4.85 \times 8.02}{45}}{45} \right] = 29 (1 + 0.87) =$$

$$f_c \text{ max. } = 29 \times 1.87 = 53 \text{ Kg./cm.}^2$$

Fatiga permisible:

$$f_c = f_a \frac{t + De'}{t + CDe'} \quad \text{--- C.U.}$$

Sustituyendo

$$f_c^d \text{ perm.} = 44. \frac{4.5 + 4.85 \times 8.02}{4.5 + 0.56 \times 4.85 \times 8.02} = 44. \frac{4.5 + 38.9}{4.5 + 4.8} =$$

$$= 44. \frac{83.9}{66.8} = 55 \text{Kg./cm.}^2$$

$$f_c \text{ perm.} = 55 \text{Kg./cm.}^2$$

Lo que nos demuestra una vez más que la columna trabajará correctamente como la hemos diseñado.

En el cálculo anterior no hemos incluido los efectos del viento por ser éstos de poca cuantía y además cuando se tienen en cuenta, por especificaciones del R.C.D.F. se acepta un aumento del 33% de las fatigas normales de los materiales.

F I N