7-1-48
878

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

ESTRUCTURA DE CONCRETO CON LOSAS PLANAS

TESIS

Que presenta el pasante JORGE MEDINA PATRON en su Examen Profesional para obtener el Título de Ingeniero Civil.

DESCARTE

MEXICO - 1948

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

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A MIS PADRES

Con gratitud y cariño

A MIS HERMANOS

A MIS MAESTROS

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS
Dirección
Núm. 731-207
Exp. Núm. 731/214.2/-1074

UNIVERSIDAD NACIONAL
DE MÉXICO

Al Pasante señor Jorge MEDINA PATRON.
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 Dovalí Jaime, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"Hágase el proyecto detallado de la estructura de concreto reforzado, del tipo de losas planas, de un Edificio que se ha proyectado para la Sociedad de Arquitectos Mexicanos, en la esquina de la Avenida del 5 de Mayo y la Calle de la Palma de esta Ciudad. El terreno en que se ha proyectado el edificio susodicho está limitado al Norte en 45 m. por la Av. del 5 de Mayo, al Oriente en 28 m. por la Calle de la Palma, y al Sur y Poniente por el Callejón del 5 de Mayo. El edificio consta de 2 pisos para la Sociedad de Arquitectos Mexicanos y 7 pisos destinados a usos comerciales, según planos detallados que deberá recabar el sustentante.

El desarrollo del tema propuesto comprenderá los -- incisos siguientes:

Justificación del proyecto arquitectónico.

Justificación del tipo de losas planas de la estructura, y de la cimentación que vaya a usarse.

Análisis de cargas, verticales y horizontales.

Cálculo detallado de los distintos elementos típicos de la estructura, incluyendo los cimientos.

Presentación de los planos constructivos completos - para toda la estructura.

El sustentante seguirá las especificaciones más recientes y más confiables relativas a los materiales que vaya a usar para el 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

A la vuelta -

I N D I C E.

Generalidades..... 1
Situación..... 1
Descripción arquitectónica..... 2
Tipo de estructuras..... 3
Ventajas de las Losas Planas..... 4
Estructura elegida..... 5

LOSAS PLANAS..... 6
Colocación del refuerzo..... 7
Análisis estático..... 9
Repartición de momentos..... 12
Especificaciones de diseño..... 14

ANALISIS POR CARGAS VERTICALES..... 15
Constantes de cálculo..... 15
Cálculo de las Losas Planas. NIVEL IX..... 16
" " " " " NIVEL VIII..... 33
" " " " " NIVEL VII..... 42
Cálculo del Marco..... 47

FUERZA HORIZONTAL..... 49
Métodos de diseño..... 49
Método del Portal..... 50
Método del Cantiliver..... 51
Método de Bowman..... 51
Análisis por temblor..... 53
Momentos por fuerza horizontal..... 58
Momentos finales..... 60

DISEÑOS DEFINITIVOS..... 64
Cargas sobre columnas..... 68
Cálculo de las columnas..... 74

CIMENTACION..... 75
Cargas verticales sobre las columnas de cimentación..... 75
Tipos de cimentación..... 77
Cimentación flexible..... 77
Cimentación por pilotes..... 78
Cimentación rígida..... 78
Cimentación adoptada..... 79
Cálculo de la profundidad de la excavación..... 80
Cálculo de las losas de cimentación..... 80
Cálculo de las trabes de cimentación..... 86

PLANOS GENERALES..... Anexos.

----- ooo -----

GENERALIDADES.

El gran desarrollo comercial que en los últimos años ha alcanzado la ciudad de México, ha traído como consecuencia, que el número de locales que actualmente se utilizan como despachos u oficinas, sean insuficientes, y por tal motivo se han venido aprovechando las casas-habitación, tomándose en cuenta únicamente su situación, para improvisar en ellas los locales ocupados por estas oficinas y despachos; que desde luego muy pocos se han acondicionado debídamente para satisfacer todas sus necesidades, sufriendo la mayoría de ellos falta de luz, ventilación y en general el buen acondicionamiento que debe existir en todo edificio moderno destinado a dicho fin.

Por tanto, con objeto de resolver en parte, estas necesidades comerciales se ha proyectado construír en la avenida "5 de Mayo" y calle de "La Palma", un edificio suficientemente amplio y con las instalaciones más modernas para que desempeñe en forma más completa su función.

Además aprovecharemos la parte superior de este edificio para instalar la "Sociedad de Arquitectos Mexicanos" con el fin de que disponga de un local apropiado para el desarrollo de sus actividades sociales y culturales.

SITUACION.- Debido a la finalidad que tendrá este edificio como ya se ha explicado anteriormente, se ha escogido muy acertadamente un terreno con dimensiones suficientemente amplias y ubicado en el primer cuadro de la ciudad.

El terreno de que disponemos es de forma rectangular y o--

rientado de Norte a Sur por la avenida "5 de Mayo" y por el callejón de "La Palma" con una dimensión de 45.00 m., al Oriente y Poniente por este mismo callejón y por la calle de "La Palma" con una longitud de 28.00 m.

En consecuencia, este edificio estará rodeado por calles en sus cuatro costados y tendremos una superficie útil de 1,260.00 metros cuadrados.

DESCRIPCION ARQUITECTONICA.- El edificio mencionado consta de una planta baja destinada parte a exposición comercial y parte a establecimientos dedicados al pequeño comercio.

De seis pisos destinados exclusivamente a despachos, dejando un pasillo central que comunica con la escalera y elevadores,- facilitando en esta forma la circulación en su interior. Con - objeto de que todos los despachos tengan buena luz y ventila-- ción, se dejó un cubo de luz por el callejón del "5 de Mayo".

El local destinado a la Sociedad de Arquitectos Mexicanos - se encuentra situado en los dos últimos pisos, contando en el primero de estos pisos con una estancia con servicio de restaurant y cantina, un gimnasio con sus correspondientes vestidores y un asoleadero; y en el segundo piso con una sala de asambleas, biblioteca, sala de exposiciones y oficinas administrativas.

Cada uno de los pisos cuenta con sus servicios sanitarios situados junto a los pasillos para que tengan la debida inde-- pendencia, y todo el edificio está comunicado por escaleras y servicio de elevadores.

Debido a los grandes ventanales que tenemos en las facha--

das, el edificio tendrá una abundante iluminación y estos ventanales estarán provistos de cortinas venecianas para gobernar la luz a voluntad.

Como puede notarse el proyecto arquitectónico es de lo más moderno por su funcionamiento y por su elasticidad, ya que se puede arrendar todo el edificio, un piso entero, o por metro cuadrado de superficie según las necesidades del cliente, dividiendo el área que necesite por muros interiores ligeros que no influyen en la estabilidad de la estructura y en cambio si facilitan la rentabilidad del mismo, asegurando la inversión del capital que se hace principalmente con fines lucrativos y exponiendolo a los menores riesgos.

TIPO DE ESTRUCTURA.- Aunque las estructuras para edificios pueden ser de muchos tipos, dependen principalmente de los planos arquitectónicos y de su economía y siempre que sea posible deberá adaptarse la estructura a las necesidades arquitectónicas con objeto de no cambiar el destino y funcionamiento para el cual ha sido proyectado.

Las distintas soluciones que podemos darle a la estructura son las siguientes:

Una losa nervurada aprovechando la ventaja que puede presentar el trabajo de conjunto de las nervaduras con la losa, como vigas "T".

Un entramado de trabes apoyando en ellas losas perimetrales.

La construcción de losas planas apoyadas directamente sobre las columnas.

Las dos primeras soluciones requieren muchos moldes, una gran cantidad de material y mucha mano de obra que las hacen muy costosas y antieconómicas, teniendo además la desventaja de que se ven las trabes de los techos que dan muy mal aspecto en el interior y como tratamos de que los pisos puedan dividirse por medio de muros ligeros, según las necesidades, seguramente estos muros quedarán fuera de las trabes haciéndolas visibles; y si se ahogan éstas en la losa aumenta la losa considerablemente, aumentando también la altura del edificio. Asi es que por las razones antes descritas no es conveniente en este caso el empleo de estas estructuras.

Las estructuras de Losas Planas ofrecen las siguientes ventajas.

VENTAJAS DE LAS LOSAS PLANAS.- Entre las principales podemos considerar las siguientes:

a).- Debido a la ausencia de vigas y trabes, la iluminación solar y la ventilación es mucho más eficiente, tanto por la falta de obstáculos (vigas y trabes) como por que pueden colocarse grandes ventanales que lleguen hasta el techo.

b).- Su gran resistencia a la acción del fuego.- Se ha comprobado que el fuego ataca principalmente las aristas agudas, y como en esta clase de estructura no las hay, son poco atacadas por el fuego. En este aspecto, este sistema es muy superior al sistema de losas apoyadas en vigas y trabes, y en muchos casos en donde éstas son afectadas seriamente por el fuego, las losas planas no lo son.

c).- Las instalaciones de las tuberías para los sistemas de iluminación, térmicas, agua y contra incendio, es mucho más fácil y funcionan con mayor eficiencia por tener una superficie

uniforme donde colocar estas instalaciones.

d).- Debido a la ausencia de vigas y trabes para un claro - dado por piso, la altura útil es mayor y por tanto la altura -- total del edificio será menor.

e).- Debido a la forma como colocamos el refuerzo del fie-- rro, no son de temerse fallas repentinas y bruscas, por lo que son muy seguras.

f).- Un diseño económico de los moldes de las superficies - planas, asi como la mano de obra.

g).- Para condiciones medias de longitud y cargas, las Lo-- sas Planas resultan muy económicas.

ESTRUCTURA ELEGIDA.- Por las ventajas que nos ofrecen las Losas Planas, nos inclinamos por este tipo de estructura, ya que los - apoyos o elementos verticales fijados en el proyecto arquitectónico son correspondientes en todas sus plantas (con excepción - de la azotea del salón para asambleas) y esparcidos regularmente a distancias medias, permitiéndonos mayor economía y presentandonos un cielo raso plano que da un buen aspecto en su interior.

Ahora bien, en la azotea del salón para asambleas y con objeto de evitar las columnas interiores que nos dificultarían una buena visibilidad, vamos a utilizar losas libremente apoyadas - sobre vigas de concreto.

Ya que hemos elegido para nuestro edificio una estructura - de Losas Planas, a continuación y en forma general, trataremos algo de ellas.

LOSAS PLANAS.- Las Losas Planas como una aplicación del concreto reforzado, son losas continuas de espesor uniforme o aproximadamente uniforme y que transmite su carga directamente a las columnas sin necesidad de usar vigas o trabes centrales.

En este clase de losas se presentan momentos positivos y negativos por lo que una parte del refuerzo se coloca en la parte superior y otra parte, en la inferior.

Cuando la carga que actúa sobre la losa es muy pesada, se -- producen en ella momentos muy grandes, y para evitar que la losa resulte muy aperaltada, se le da un espesor mayor cerca de - la columna denominado "ábaco". El costo extra por la forma del ábaco, es generalmente compensada con la economía del concreto al obtener una losa más delgada.

Las losas y columnas se construyen monolíticamente, y a veces, con objeto de aumentar la rigides de la unión de la columna con la losa, se construyen las columnas con un engrosamiento en su parte superior llamado"capitel". Primeramente el capitel - en forma de hongo fué muy usada, pero debido a que se ha restringido actualmente el diámetro efectivo del capitel, se ha dejado de usar, además de ser una forma muy difícil de construír.

Atendiendo a la unión de la columna con la losa, ésta puede ser:

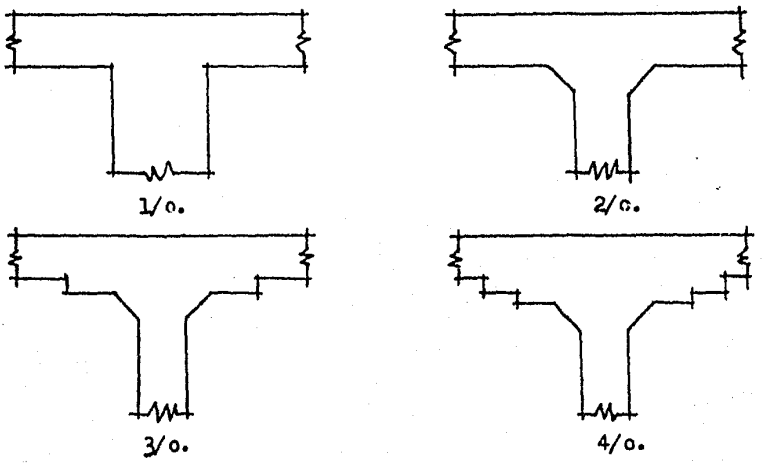
1/o.- Sin capiteles ni ábacos.

2/o.- Con capiteles, pero sin ábacos.

3/o.- Con Capiteles y ábacos.

4/o.- Con capiteles, ábacos y aumento de espesor de la losa de columna a columna. Este aumento de espesor puede considerarse como una pequeña viga y no siempre - son consideradas como losas planas.

En la figura siguiente están ilustrados estos tipos de unión.



COLOCACION DEL REFUERZO.- Según la disposición y forma como -- coloquemos el refuerzo, las Losas Planas pueden ser:

a).- Sistema de refuerzo en cuatro direcciones.

En este sistema, las varillas se disponen paralelamente a los lados de la losa y a las diagonales de la misma. Esta --- clase de refuerzo se usa para cargas muy pesadas y para losas - de forma cuadrada o rectangular.

b).- Sistema de refuerzo en tres direcciones.

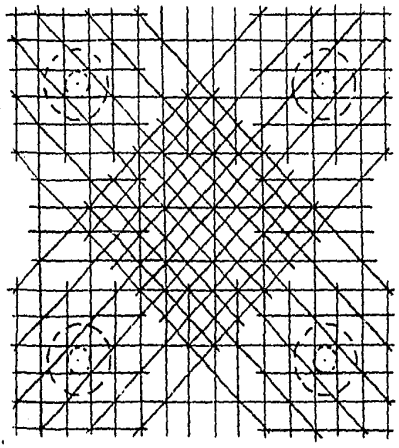
Este sistema se usa cuando la losa es de forma triangular. Las columnas se encuentran en los vértices de dichos triángulos y el refuerzo se coloca paralelamente a sus lados.

c).- Sistema de refuerzo en dos direcciones.

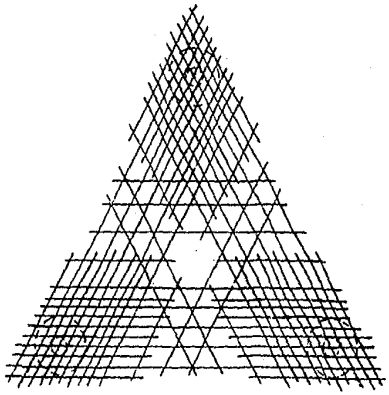
Este sistema es parecido al primero, con la única diferencia de que el refuerzo sólo se coloca paralelamente a los lados de la losa. Esta clase de refuerzo se usa para cargas ligeras y para losas de forma cuadrada o rectangular.

d).- Sistema de refuerzo en anillos o sistema Smulski.

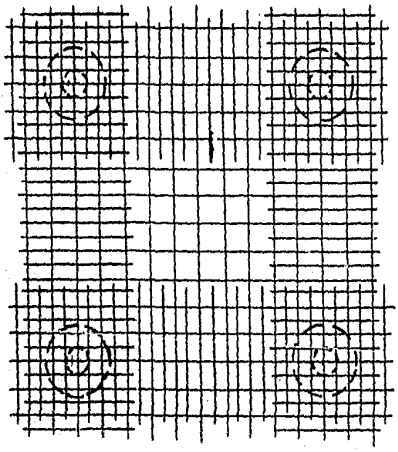
En este sistema, el refuerzo se encuentra formado por anillos o espirales alrededor de las columnas y de los puntos medios. Este refuerzo se usa únicamente cuando las losas son de forma cuadrada. A continuación ilustramos estos tipos de refuerzo.



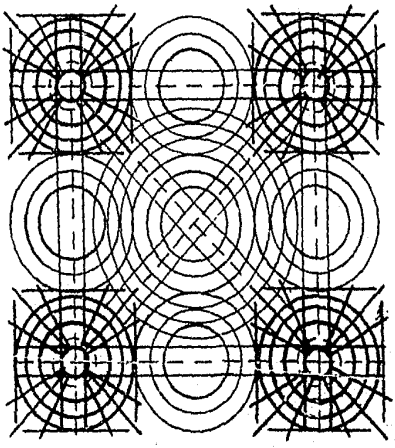
Sistema " a "



Sistema " b "



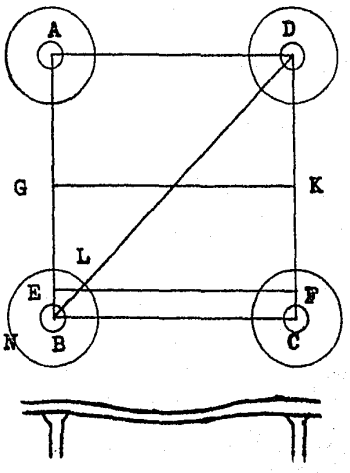
Sistema " c "



Sistema " d "

Además de estos sistemas de refuerzo ya explicados, existen infinidad de variantes cada una de ellas añadiendo a la idea fundamental algunos detalles que los hagan diferenciarse de los demás y así poder patentarlos, con objeto de cobrar el derecho de patente por su uso. Así vemos, que los sistemas más usuales como lo son el de cuatro y dos direcciones, son tan numerosos y variados que le es muy difícil al Ingeniero hacer un armado distinto de los patentados, y probablemente por esta razón, la ley se ha negado en numerosos casos a amparar las demandas de los inventores, y casi todas las patentes que existen ya han expirado o están por expirar, para dejar al Ingeniero la libertad de escoger el sistema de armado que más le convenga.

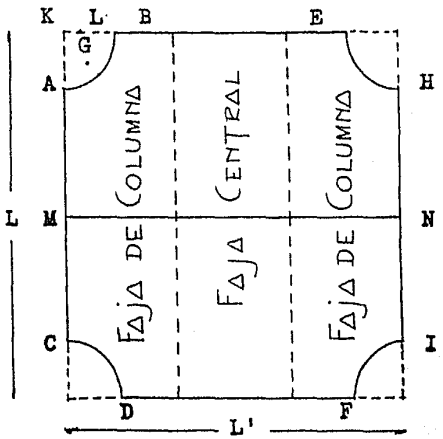
ANALISIS ESTATICO.- Consideremos de una Losa Plana, una porción que comprenda un panel con sus cuatro columnas, a las cuales supondremos igualmente esparcidas y a la losa con carga uniformemente repartida y rodeada por otros paneles en condiciones semejantes. Esta se deformará como se indica en la figura.



Si seguimos cualquiera de las líneas BA, BD, o BC, notaremos que sobre el soporte es cóncava hacia abajo, y en su parte media, cóncava hacia arriba. Habrá pues momentos negativos sobre el apoyo y momentos positivos en el centro de ellos: los puntos de inflexión alrededor de cada apoyo, formarán una línea cerrada tal como la NL que puede considerarse como una circunferencia.

La determinación de los momentos flexionantes, es estática-- mente indeterminada, sin embargo puede encontrarse aproximadamente por la estática, suponiendo ciertas condiciones.

Supongamos un panel de dimensiones L y L' separado de sus columnas y de los -- paneles que lo rodean. A la losa la consideramos dividida en "fajas de columna" y "faja central", según se indica en la figura. También se podría dividir en el otro sentido.



Para imaginarnos como serían los valores relativos de los momentos en las fajas de columna ABCD y EHIF, podemos suponer las fajas de columna como vigas por medio de las cuales se transmite la carga a las columnas, cuyas reacciones consisten en esfuerzos cortantes disfribuídos uniformemente sobre AB, EH, CD, e IF, que son los cuartos del círculo del capitel. Estas fajas pueden considerarse como vigas de gran rigides empotradas en sus extremos con un claro igual a la distancia entre los centros de dichos esfuerzos cortantes y a la faja central como una viga muy flexible empotrada en sus extremos y con el mismo claro.

Sabemos que en las vigas empotradas la suma aritmética de - los momentos positivos y negativos máximos, es igual al momento máximo de una viga simplemente apoyada semejantemente cargada y de la misma luz.

Demostraremos primero que el centro de los esfuerzos cortantes alrededor de cada apoyo (tal como el AB), está a $\frac{c}{\pi}$ de la

arista más próxima BE, siendo "c" el diámetro del capitel.

Los esfuerzos cortantes forman un arco en torno de cada apoyo, como el AB. La distancia del centro de gravedad de un arco a su centro es:

$$GK = \frac{c}{2} \frac{\text{sen } a}{a}$$

En donde "a" es la mitad del arco AB, es decir, $\frac{\pi}{4}$, de donde:

$$GK = \frac{c}{2} \frac{\text{sen } \frac{\pi}{4}}{\frac{\pi}{4}}$$

$$GK = \frac{c}{\pi} \sqrt{2}$$

La distancia del mismo punto G a la recta BE es:

$$LG = \frac{c}{\pi}$$

La distancia entre los apoyos de la viga simplemente apoyada sería tomando π igual aproximadamente a 3:

$$L = \frac{2}{3} c$$

y el momento total sería:

$$M_o = M_{pos} + M_{neg} = \frac{1}{8} w L' (L - \frac{2}{3} c)^2$$

en donde w es la carga unitaria.

Si consideramos la losa en el otro sentido, por análisis semejante podemos deducir que:

$$M_o = \frac{1}{8} w L (L' - \frac{2}{3} c)^2$$

Este análisis aproximado por los principios de la estática, dan valores más grandes que los resultados obtenidos en la prác-

tica y por los analisis mas completos hechos por el profesor -- Westergaard. Este aumento en los valores es debido al hecho de que la derivacion estàtica no considera a las deflexiones actuales del panel ni el efecto del escurrimiento plàstico del concreto . El análisis más exacto modificado por resultados obtenidos en las pruebas, nos ha guiado a una reducción del momento total, y el Joint Comittee a reducido el coeficiente de $\frac{1}{8} = 0.125$ al - coeficiente de 0.09 que a la vez fué recomendado por el mismo -- profesor Westergaard. Por tanto, el momento total queda expresado por la fórmula:

$$M_o = W L' (L - \frac{2}{3} c)^2 \times 0.09$$

REPARTICION DE MOMENTOS.- Ya vimos que el panel lo dividimos en dos partes o rajas: raja central, que corresponde a la mitad del claro medio y rajas de columnas, correspondientes a la mitad del claro cuyo centro es la línea de centros de columnas.

El momento total "M_o" tendrá que repartirse en momento positivo y momento negativo, tanto en la raja central como en las rajas de columna, dependiendo esta repartición principalmente en - el sistema de armado que usemos y si la losa tiene o no ábacos; - pero en general podemos decir:

$$M_{pos} = \frac{3}{8} M_o \qquad y \qquad M_{neg} = \frac{5}{8} M_o$$

Para diseños comunes en que tengamos longitudes y cargas medias, es muy conveniente usar el sistema de armado en dos sentidos, tanto porla economía como por la facilidad de colocación. Para esta clase de armado. las especificaciones dan los valores siguientes:

LOSAS SIN ABACO

F a j a	Momento positivo	Momento negativo
Faja de columna	$0.22\ M_o$	$-\ 0.46\ M_o$
Faja central	$0.16\ M_o$	$-\ 0.16\ M_o$

LOSAS CON ABACO

F a j a	Momento positivo	Momento negativo
Faja de columna	$0.20\ M_o$	$-\ 0.50\ M_o$
Faja central	$0.15\ M_o$	$-\ 0.15\ M_o$

Estos coeficientes son para losas interiores, pero deben modificarse para las losas de las orillas. Las principales modificaciones son:

a).- En la Faja de Columna, el momento negativo en la primera columna interior y el momento positivo al centro del cuadro exterior, se deben incrementar en 15% sobre los momentos correspondientes a los paneles interiores.

Para la Faja Central el incremento es de 30%.

b).- En la orilla discontínua los momentos negativos en la Faja de Columna y en la Faja Central perpendiculares a dicha orilla pueden reducirse en un 20%.

c).- La media Faja de Columna paralela y adyacente a un lado apoyado puede provectarse para momentos de la cuarta parte de los correspondientes a una faja completa interior.

d).- Cuando exista un muro o una trabe a lo largo de columnas interiores, el momento negativo de la Faja Central perpendicular al muro o a la trabe se aumentará un 30% .

e).- En las orillas discontínuas el refuerzo tanto positivo como negativo se deberá prolongar 5 cms. cuando menos de la ori-

lla de la losa y anclarse.

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.- Aunque las especificaciones para diseñar las Losas Planas varían grandemente de un país a otro y aún en las diferentes ciudades de un mismo país, el Joint Comittee -- Report y la A.C.I. Code, dan recomendaciones para el diseño de -- Losas Planas, las cuales, aunque son conservadoras están dentro - de una economía razonable, basándose dichas especificaciones en - métodos empíricos obtenidos por análisis cuidadosos modificados por los resultados obtenidos en la práctica. Las principales son:

c= 0.2 L a 0.25 L

c= diámetro del capitel

L= promedio de los lados de la losa.

$a = \frac{1}{3} L$

a= longitud del ábaco.

t_2= espesor de la losa

t_2= 11.5 cms. para losas con ábaco

t_2= 12.5 cms. para losas sin ábaco

Además deben de reunir los requisitos siguientes dependiendo de la fatiga de concreto que se use. Para una fatiga de ruptura del concreto de 140 Kg./cm^2 los coeficientes son:

t_2= 0.323 L para losas exteriores de pisos.

t_2= 0.028 L para losas interiores de pisos.

t_2= 0.027 L para losas exteriores de techos.

t_2= 0.0248 L para losas interiores de techos.

$t_1 = \frac{3}{2} t_2 = 1.2\ d + 3.8$ cms.

t_1= espesor del ábaco

d = peralte efectivo de la losa.

p= porcentaje mínimo de acero.

$p = 0.0025$

ANALISIS POR CARGAS.- En el cálculo de la estructura, como también en el diseño de los distintos elementos que la forman, debemos considerar dos clases de cargas:

Verticales, y

Horizontales.

Todos los valores que consideraré están tomados del reglamento de construcción vigente en la ciudad de México.

Para el cálculo de las distintas piezas tomaremos estas cargas en su valor absoluto y para el cálculo de la cimentación, además de las cargas muertas consideraremos únicamente el 50% de la carga viva, por la poca probabilidad de que todo el edificio en todos sus pisos esté cargado a ùn mismo tiempo y por tanto haremos la anterior disminución de la carga viva según fija dicho Reglamento.

CARGAS VERTICALES.- Las cargas verticales las podemos dividir en:

Cargas muertas.- Son aquellas que forman parte integrante de la construcción y tienen una posición determinada tal como las divisiones permanentes, azoteas, pisos, columnas, etc.

Cargas vivas.- Son aquellas que gravitan sobre la construcción sin ser parte integrante de ellas y sin tener una posición determinada, pudiendo presentarse en dos formas: permanentes, cuando actúan de una manera contínua y accidentales, cuando actúan de una manera irregular y ocasional.

CONSTANTES DE CALCULO.- Usaremos un concreto con una fatiga de ruptura de 140 Kg./cm^2 a la compresión y acero de grado estructural de la fundidora "Monterrey". Para estos materiales las constantes para el cálculo son:

E_s= 2.100,000 Kg/cm^2

E_c= 140,000 Kg/cm^2

f'_c= 140 Kg./cm^2

f_c= 63 Kg./cm^2

n = 15

f_s= 1,265 Kg./cm^2 para piezas sujetas a flexión.

f_s= 1,125 Kg./cm^2 para piezas sujetas a compresión.

k = 0.428

j = 0.858

K = 11.55

p = 1.065% porcentaje mínimo de fierro.

v_c= 0.03 f'_c= 4.2 Kg./cm^2 con anclaje especial.

u = 0.075 f'_c= 10.50 Kg./cm^2 con anclaje especial.

CALCULO DE LAS LOSAS PLANAS.-

NIVEL IX losa exterior como la B,C-5,6.

L = 6.00 mts.

L'= 4.50 mts.

$\frac{L}{L'}$ = 1.33 (dentro de las especificaciones).

$t_{2\ min}$ = 12.5 cm.(losas para techos).

$t_{2\ min} = 0.027\ L = 0.027\ \frac{6.00 + 4.50}{2}$ = 14.2≅ 15 cm.

$c = 0.222\ L = 0.222\ \frac{6.00 + 4.50}{2}$ = 116 cm.

CARGAS.-

Cargas muertas:

Por losa 0.15x2,400 = 360 Kg/ m^2

Terrado y enladrillado = 140 kg./m^2

Carga viva:..... 100 Kg./m^2

w = 600 Kg./m^2

Las losas las calcularemos sin ábaco.

Cálculo en el sentido 5.6.

$$M_o = 0.09 \times 600 \times 4.50 \left(6.00 - \frac{2}{3}\ 1.16\right)^2 = 6{,}700 \text{ Kg-m.}$$

Faja de columna exterior:

$$- M = 0.25 \times 0.46 \times 6{,}700 = 770 \text{ Kg-m.}$$
$$+ M = 0.25 \times 0.22 \times 6{,}700 = 368 \text{ Kg-m.}$$

Faja intermedia:

$$- M_{ext} = 0.80 \times 0.16 \times 6{,}700 = 860 \text{ Kg-m.}$$
$$+ M = 1.30 \times 0.16 \times 6{,}700 = 1{,}390 \text{ Kg-m.}$$
$$- M_{int} = 1.30 \times 0.16 \times 6{,}700 = 1{,}390 \text{ Kg-m.}$$

Faja de columna interior:

$$- M_{ext} = 0.80 \times 0.46 \times 6{,}700 = 2{,}460 \text{ Kg-m.}$$
$$+ M = 1.15 \times 0.22 \times 6{,}700 = 1{,}700 \text{ Kg-m.}$$
$$- M_{int} = 1.15 \times 0.46 \times 6{,}700 = 3{,}550 \text{ Kg-m.}$$

Cálculo de los peraltes:

Faja de columna exterior: $b = \frac{4.5}{4} = 1.125$ m.

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{77{,}000}{11.55 \times 112.5 \times 0.75}}$$

$d = 8.8$ cms.

Faja intermedia: $b = \frac{4.5}{2} = 2.25$ m.

$$d = \sqrt{\frac{139{,}000}{11.55 \times 225 \times 0.75}}$$

$d = 8.54$ cms.

Faja de columna interior: $b = \frac{4.5}{2} = 2.25$ m.

$$d = \sqrt{\frac{355{,}000}{11.55 \times 225 \times 0.75}}$$

$d = 13.4$ cms.

Tomaremos este último peralte para todas las losas.

$$t_2 = d + r$$

$$t_2 = 13.4 + 1.6 = 15 \text{ cms.}$$

Nota:- Para calcular el peralte tomamos el 75% como ancho efecti-

vo de cada una de las fajas, según especificación.

Cálculo por esfuerzo cortante:

W = carga total por cuadro de losa.

W = 6.00 x 4.50 x 600 = 16,200 Kgs.

W_1 = carga dentro del círculo concéntrico a una distancia "d" del capitel.

$$W_1 = w \frac{\pi D^2}{4} = 600 \ \frac{\pi \times (1.428)^2}{4} = 1{,}600 \text{ Kgs.}$$

$$V = W - W_1 = 16.200 - 1{,}600 = 14.600 \text{ Kgs.}$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{14{,}600}{\pi \times 142.8 \times 13.4 \times 0.858}$$

$$v = 2.84 \text{ Kg/cm}^2 = 2.03\% \ f'_c$$

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna exterior: $A_{s\ min} = 0.0025 \times 112.5 \times 13.4$

$$- A_s = \frac{M}{f_s jd} \qquad A_{s\ min} = 3.77 \text{ cm}^2$$

$$- A_s = \frac{77{,}000}{1265 \times 0.858 \times 13.4} = 5.3 \text{ cm}^2$$

Usando varillas 1/2" Ø, cuya "a_s" es igual a 1.22 cm^2, tenemos:

$$N = \frac{5.3}{1.22} = 4.35 \doteq 5 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø}$$

$$+ A_s = \frac{36{,}800}{1265 \times 0.858 \times 13.4} = 2.73 < 3.77 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{3.77}{1.22} \doteq 4 \text{ varillas } 1/2" \text{ Ø}$$

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 0.0025 \times 225 \times 13.4$

$$A_{s\ min} = 7.55 \text{ cm}^2$$

$$- A_{s\ ext} = \frac{86{,}000}{14{,}550} = 5.92 < 7.55 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{7.55}{1.22} \doteq 6 \text{ varillas de } 1/2" \ \phi .$$

$$+ A_s = \frac{139,000}{14,550} = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{9.6}{1.22} \doteq 8 \text{ varillad de } 1/2" \ \phi.$$

$$- A_s \text{ int} = + A_s \doteq 8 \text{ varillas de } 1/2" \ \phi.$$

Faja de columna interior: $A_s = 7.55 \text{ cm}^2$

$$- A_s \text{ int} = \frac{355,000}{14,550} = 24.5 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{24,5}{1.22} = 20 \text{ varillas de } 1/2" \ \phi.$$

$$+ A_s = \frac{170,000}{14.550} = 11.7 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{11.7}{1.22} \doteq 10 \text{ varillas } 1/2" \ \phi.$$

$$- A_s \text{ ext} = \frac{246,000}{14,550} = 17 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{17}{1.22} \doteq 14 \text{ varillas de } 1/2" \ \phi$$

Cálculo en el sentido B.C.

$$M_o = 0.09 \times 600 \times 6.00 \left(4.50 - \frac{2}{3} 1.16\right)^2 = 4.520 \text{ Kg-m.}$$

Faja de columna exterior:

$$- M = 0.25 \times 0.46 \times 4,520 = 520 \text{ Kg-m.}$$

$$+ M = 0.25 \times 0.22 \times 4.520 = 250 \text{ Kg-m.}$$

Faja intermedia:

$$- M_{ext} = 0.80 \times 0.16 \times 4.520 = 580 \text{ kg-m.}$$

$+ M = 1.30 \times 0.16 \times 4,520 = 945$ Kg-m.

$- M_{int} = 1.30 \times 0.16 \times 4,520 = 945$ Kg-m.

Faja de columna interior

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.46 \times 4,520 = 1,670$ Kg-m.

$+ M = 1.15 \times 0.22 \times 4,520 = 1,150$ Kg-m.

$- M_{int} = 1.15 \times 0.46 \times 4,520 = 2,400$ Kg-m.

Cálculo de los peraltes:

Faja de columna exterior: $b = \frac{6}{4} = 1.50$ m.

$$d = \sqrt{\frac{52,000}{11.55 \times 150 \times 0.75}} = 6.32 \text{ cms.}$$

Faja intermedia: $b = \frac{6}{2} = 3.00$ m.

$$d = \sqrt{\frac{94,550}{11.55 \times 300 \times 0.75}} = 6.12 \text{ cms.}$$

Faja de columna interior: $b = \frac{600}{4} + \frac{4.50}{4} = 2.62$ m.

$$d = \sqrt{\frac{240,000}{11.55 \times 262 \times 0.75}} = 10.2 \text{ cms.}$$

Como todos los peraltes han resultados menores que el de -- 13.4 cms. obtenido al calcular la losa en el otro sentido, será éste el que consideremos como peralte efectivo de toda la losa.

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna exterior: $A_s \text{ min} = 0.0025 \times 150 \times 13.4$

$A_s \text{ min} = 5.02 \text{ cm}^2$

$- A_s = \frac{52,000}{14,550} = 3.58 \text{ cm}^2 < 5.02 \text{ cm}^2$

$N = \frac{5.02}{1.22} \cong 5$ varillas de 1/2" ϕ.

$+ A_s = \frac{25,000}{14.550} = 1.72 < 5.02 \text{ cm}^2$

$- A_s \doteq$ 5 varillas de 1/2" ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 0.0025 \times 300 \times 13.4 = 10.0 \text{ cm}^2$

$- A_{s\ ext} = \frac{58,000}{14,550} = 4.00 < 10.0 \text{ cm}^2$

$N = \frac{10.0}{1.22} = 8.2 \doteq 9$ vars. de 1/2" ø.

$+ A_s = \frac{94,550}{14.550} = 6.54 < 10.0 \text{ cm}^2$

$- A_s \doteq$ 9 varillas de 1/2" ø.

$- A_{s\ int} = + A_s \doteq$ 9 varillas de 1/2" ø.

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 10.0 \text{ cm}^2$

$- A_{s\ ext} = \frac{167,000}{14,550} = 11.5 \text{ cm}^2$

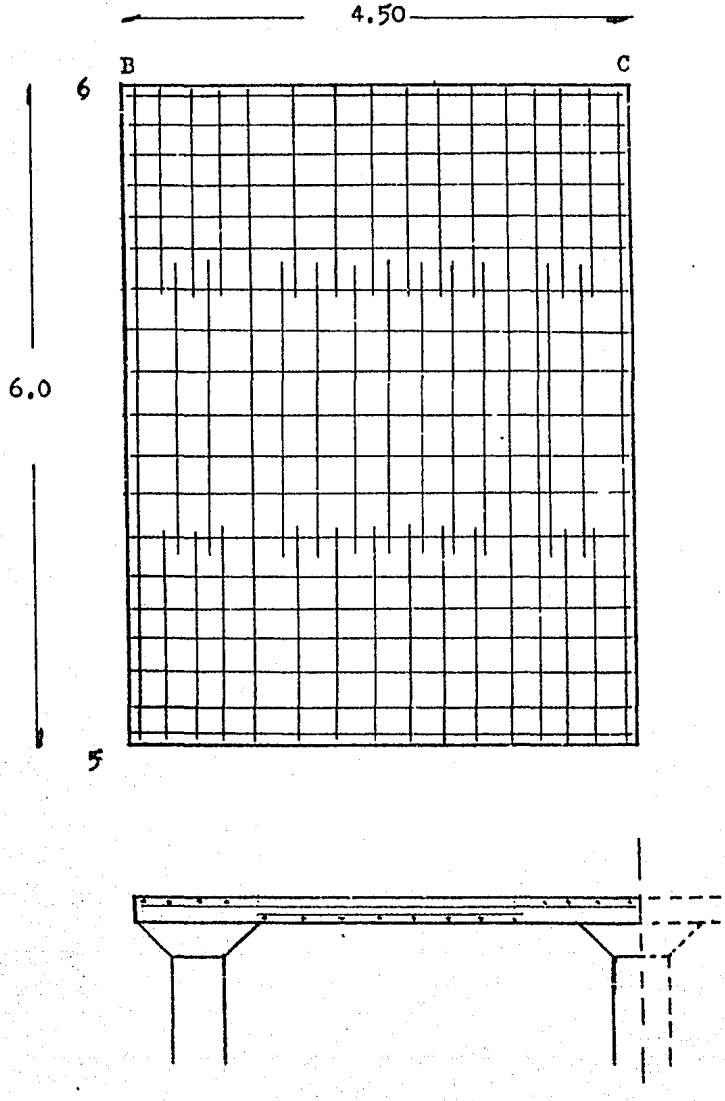
$N = \frac{11.5}{1.22} \doteq$ 10 varillas de 1/2" ø.

$+ A_s = \frac{115,000}{14,550} = 7.95 < 10.0 \text{ cm}^2$

$- A_s \doteq$ 9 varillas de 1/2" ø.

$- A_{s\ int} = \frac{240,000}{14,550} = 16.5 \text{ cm}^2$

$N = \frac{16.5}{1.22} \doteq$ 14 varillas de 1/2" ø.


4.50
B
C
6
6.0
5

NIVEL IX, Losa exterior como la E,F-2,3.

L = 4.50 mts.

L'= 4.50 mts. $w = 600$ Kg/m.^{2}

$\frac{L}{L'}$ = 1 (dentro de las especificaciones).

t_2= 15 cms. d = 13.4 cms. r = 1.6 cms.

c = 0.245 L = 0.245 x 4.50 = 1.10 m.

Cálculo en el sentido E-F.

$$M_o = 0.09 \times 600 \times 4.50 \left(4.50 - \frac{2}{3} 1.10\right)^2 = 3,470 \text{ Kg-m.}$$

Faja de columna exterior:

- M = 0.25 x 0.46 x 3,470 = 400 Kg-m.

+ M = 0.25 x 0.22 x 3,470 = 192 Kg-m.

Faja intermedia:

- M = + M 0.16 x 3,470 = 558 Kg-m.

Faja de columna interior:

- M = 0.46 x 3,470 = 1,600 Kg-m.

+ M = 0.22 x 3,470 = 767 Kg-m.

Cálculo de los peraltes: Por ser estos momentos menores a los de la losa B,C - 5,6 tomaremos como peralte efectivo - el calculado para esta última, o sea el de 13.4 cms., con objeto de que todo el nivel tenga un espesor uniforme.

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna exterior: A_s min = 3.77 cm.^{2}

$$- A_s = \frac{40,000}{14,550} = 2.75 < 3.77 \text{ cm.}^2$$

- A_s = 4 varillas de 1/2" ϕ.

$$+ A_s = \frac{19,200}{14,550} = 1.32 < 3.77 \text{ cm.}^2$$

$+ A_s \triangleq$ 4 varillas de 1/2" Ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 7.55\ cm^2$

$- A_s = + A_s = \frac{55,800}{14,550} = 3.84 < 7.55\ cm^2$

$- A_s = + A_s \triangleq$ 6 varillas de 1/2" Ø.

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 7.55\ cm^2$

$- A_s = \frac{160,000}{14,550} = 11.0\ cm^2$

$N = \frac{11.0}{1.22} \triangleq$ 9 varillas de 1/2" Ø.

$+ A_s = \frac{76,700}{14,550} = 5.28 < 7.55\ cm^2$

$+ A_s \triangleq$ 6 varillas de 1/2" Ø.

Cálculo en el sentido 2-3.

$M_o = 3,470$ Kg-m.

Faja de columna:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.46 \times 3,470 = 1,280$ Kg-m.

$+ M = 1.15 \times 0.22 \times 3,470 = 880$ Kg-m.

$- M_{int} = 1.15 \times 0.46 \times 3,470 = 1,840$ Kg-m.

Faja intermedia:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.16 \times 3,470 = 420$ Kg-m.

$+ M = - M_{int} = 1.30 \times 0.16 \times 3,470 = 680$ Kg-m.

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna: $A_{s\ min} = 7.55\ cm^2$

$- A_{s\ ext} = \frac{128,000}{14,550} = 8.85\ Cm^2$

$N = \frac{8.85}{1.22} \triangleq$ 7 varillas de 1/2" Ø.

$+ A_s = \frac{88,000}{14,550} = 6.05 < 7.55 \text{ cm}^2$

$+ A_s \triangleq$ 6 varillas de 1/2" ø.

$- A_{s\ int} = \frac{184,000}{14,550} = 12.65 \text{ cm}^2$

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 7.55 \text{ cm}^2$

$- A_s = \frac{42,000}{14,550} = 2.88 < 7.55 \text{ cm}^2$

$- A_s \triangleq$ 6 varillas de 1/2" ø.

$+ A_s = - A_{s\ int} = \frac{68,000}{14,550} = 4.67 < 7.55 \text{ cm}^2$

$+ A_s = - A_{s\ int} \triangleq$ 6 varillas de 1/2" ø.

NIVEL IX, losa exterior como la B,C-2,3.

L = 4.50 mts.

L' = 4.50 mts. $\qquad w = 600 \text{ Kg/m}^2$

$\frac{L}{L'} = 1$ (dentro de las especificaciones).

$t_2 = 15$ cms. $\quad d = 13.4$ cms. $\quad r = 1.6$ cms.

$c = 0.245\ L = 0.245 \times 4.50 = 1.10$ m.

Cálculo en el sentido B-C.

$M_o = 3,470$ Kg-m.

Faja de columna exterior:

$- M = 0.25 \times 0.46 \times 3,470 = 400$ Kg-m.

$+ M = 0.25 \times 0.22 \times 3,470 = 192$ Kg-m.

Faja intermedia:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.16 \times 3,470 = 420$ Kg-m.

$+ M = - M_{int} = 1.30 \times 0.16 \times 3,470 = 680$ Kg-m.

Faja de columna interior:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.46 \times 3,470 = 1,280$ Kg-m.

$+ M = 1.15 \times 0.22 \times 3.470 = 880$ kg-m.

$- M_{int} = 1.15 \times 0.46 \times 3,470 = 1,840$

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna exterior: b = 1.125 mts.

$A_{s\ min} = 3.77\ cm^2$

$- A_s = \frac{40,000}{14,550} = 2.75 < 3.77\ cm^2$

$- A_s \doteq$ 4 varillas de 1/2" Ø.

$+ A_s = \frac{19,200}{14,550} = 1.32 < 3.77\ cm^2$

$- A_s \doteq$ 4 varillas de 1/2" Ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 7.55\ cm^2$

$- A_{s\ ext} = \frac{42,000}{14,550} = 2.88 < 7.55\ cm^2$

$- A_{s\ ext} \doteq$ 6 varillas de 1/2" Ø.

$- A_{s\ int} = \frac{1}{2}A_s = \frac{68,000}{14,550} = 4.67 < 7.55\ cm^2$

$- A_{s\ int} = \frac{1}{2}A_s \doteq$ 6 varillas de 1/2" Ø.

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 7.55\ cm^2$

$- A_{s\ ext} = \frac{128,000}{14,550} = 8.81\ cm^2$

$N = \frac{8.81}{1.22} \doteq$ 7varillas de 1/2" Ø.

$+ A_s = \frac{88,000}{14,550} = 6.04\ cm^2 < 7.55\ cm^2$

$+ A_s \doteq$ 6 varillas de 1/2" Ø.

$- A_{s\ int} = \frac{184,000}{14,550} = 12.6\ cm^2$

$$N = \frac{12.6}{1.22} = 10.3 \doteq 11 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

Cálculo en el sentido 2-3.:

Igual armado que en el sentido B - C.

NIVEL IX, losa interior como la E,F - 3,4.

$L = 4.50$ mts.
$L' = 4.50$ mts.
$w = 600$ Kg/m.^{2}

$\frac{L}{L'} = 1$ (dentro de las especificaciones).

$t_2 = 15$ cms. $\quad d = 13.4$ cms. $\quad c = 1.10$ m.

Cálculo en el sentido E -F y 3 - 4.

$$M_o = 3,470 \text{ Kg-m.}$$

Faja de columna:

$- M = 0.46 \times 3,470 = 1,600$ Kg-m.

$+ M = 0.22 \times 3,470 = 767$ Kg-m.

Faja intermedia:

$- M = + M = 0.16 \times 3,470 = 558$ kg-m.

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna: $A_{s\ min} = 7.55$ cm.^{2}

$$- A_s = \frac{160,000}{14,550} = 11.0 \text{ cm.}^2$$

$$N = \frac{11.0}{1.22} \doteq 9 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

$$+ A_s = \frac{76,700}{14,550} = 5.28 < 7.55 \text{ cm.}^2$$

$- A_s \doteq 6$ varillas de $1/2"$ Ø.

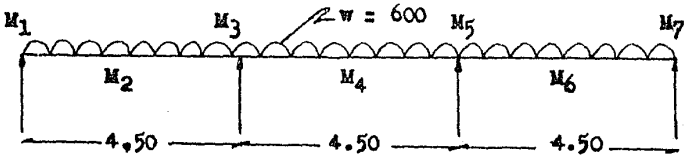
Faja intermedia: $A_{s\ min} = 7.55$ cm.^{2}

$$- A_s = + A_s = \frac{55,800}{14,550} = 3.84 < 7.55 \text{ cm.}^2$$

$- A_s = + A_s = 6$ varillas de $1/2"$ Ø.

LOSAS DE LA AZOTEA DEL SALON PARA ASAMBLEAS.

Como anteriormente hemos indicado en la azotea dedicada al - Salón para Asambleas usaremos losas apoyadas sobre trabes en vez de losas planas, por haber suprimido las columnas interiores que nos dificultarían la visibilidad. En esta forma, esta azotea estará formada por tres losas de 9.00 mts. x 4.50 soportada por cuatro apoyos a 4.50 mts. de separación.



Cargas:

Por losa: 0.15 x 2,400	=	360 Kg/m.^{2}
Terrado y enladrillado		140 Kg/m.^{2}
Carga viva		100 Kg/m.^{2}
	w =	600 Kg/m.^{2}

Esta losa la consideraremos como continua y para el cálculo de los momentos haremos uso de los coeficientes de las especificaciones que son:

$$M_1 = M_7 = -\frac{w\,l^2}{24}$$

$$M_2 = M_6 = +\frac{w\,l^2}{10}$$

$$M_3 = M_5 = -\frac{w\,l^2}{10}$$

$$M_4 = \pm\frac{w\,l^2}{12}$$

Para el cálculo del peralte se toma el momento que se presenta mayor número de veces, y que en este caso es el de $\frac{w\,l^2}{10}$

$$M = \frac{w\,l^2}{10} = \frac{600 \times (4.50)^2}{10} = 1210 \text{ kg-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{K}} = \sqrt{\frac{1210}{11.55}} = 10.3 \text{ cms.}$$

le daremos a la losa un peralte efectivo de 13.4 cms. que fué -- el que obtuvimos en las demás losas de la azotea, con objeto de que ésta sea uniforme.

Como el momento $\frac{w\,l^2}{12}$ sólo se presenta una sola vez, calcularemos el acero con el momento mayor y en los extremos pasaremos la mitad del refuerzo quedando así dentro de la seguridad.

$$A_s = \frac{121,000}{14,550} = 8.35 \text{ cm.}^2$$

$$A_{s\,min} = 0.01065 \times 13.4 \times 100 = 14.3 \text{ cm.}^2$$

$$N = \frac{14.3}{1.22} \doteq 12 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

Este es el acero para soportar los momentos positivos y negativos interiores, siendo el refuerzo para soportar los momentos - negativos exteriores de 6 varillas de 1/2" de diámetro.

Refuerzo por temperatura:

$$A'_s = p'bd = 0.003 \times 13.4 \times 100 = 4.02 \text{ cm.}^2$$

$$N = \frac{4.02}{1.22} = 3.3 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø. por metro.}$$

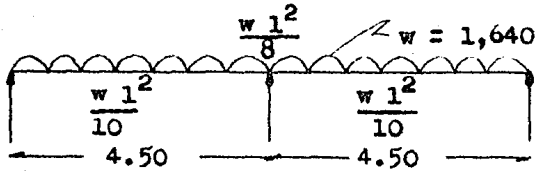
ó sea, varillas de 1/2" Ø. a 30 cms. de centro a centro.

<u>Cálculo de las trabes exteriores</u>:

Cargas:

Por losa 2.25 x 600	=	1,350 Kg/m.
Peso propio 0.30x0.40x2.4=		290 Kg/m.
	w =	1,640 kg/m.

La viga la calcularemos como contínua con los coeficientes -- que rijan las especificaciones.



$$M_{máx} = \frac{w\,l^2}{8} = \frac{1640 \times (4.50)^2}{8} = 4{,}150 \text{ kg-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{415{,}000}{11.55 \times 30}} = 34.6 \text{ cm.}$$

d = 34.6 cm., r = 3 cm., h = 37.6 cm. ≐ 40 cm.

$$+ M = \frac{w\,l^2}{10} = \frac{1{,}640 \times (4.50)^2}{10} = 3{,}340 \text{ kg-m.}$$

$$- A_s = \frac{415{,}000}{1{,}265 \times 0.858 \times 34.6} = 11.5 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de $\frac{5}{8}$ de pulgada de diámetro cuya "a_s" es igual a 1.93 $cm.^2$, tenemos:

$$N = \frac{11.5}{1.93} \doteq 6 \text{ varillas de } 5/8" \text{ Ø.}$$

$$+ A_s = \frac{334.000}{1{,}265 \times 0.858 \times 34.6} = 8.94 \text{ cm}^2$$

$$N = \frac{8.94}{1.93} = 4.6 \doteq 5 \text{ varillas de } 5/8" \text{ Ø.}$$

<u>Comprobación por fuerza cortante:</u>

$$V = \frac{5}{8} w\,l = \frac{5}{8} \times 1{,}640 \times 4.50 = 4{,}620 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{4{,}620}{30 \times 0.858 \times 34.6} = 5.2 \text{ Kg/cm}^2$$

Como "v" mayor que el 3 % de f'_c, necesita estribos.

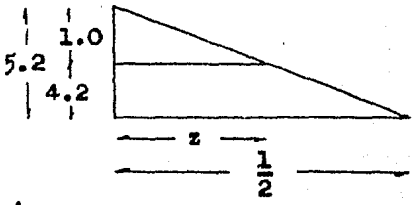
$$v_c = 3\ \%\ f'_c = 4.2\ Kg/cm^2$$

$$v' = v - v_c = 5.2 - 4.2 = 1.0\ Kg/cm^2$$

Usaremos estribos de 3/8" de ø.

$$\frac{z}{1} = \frac{2.25}{5.2}$$

$$z = \frac{2.25}{5.2} = 43.4\ cm.$$



$$T = \frac{v'bz}{2} = \frac{1 \times 30 \times 43.4}{2} = 650\ Kg.$$

$$t = 2\ a_e \times 0.75\ f_s = 135\ Kg.$$

$$N = \frac{T}{t} = 4.8 \doteq 5\ \text{estribos de 3/8" de ø.}$$

Distancias:

$$e_{K_1} = \frac{z}{\sqrt{N}}\ \sqrt{0.444} = \frac{43.4}{2.24} \times 0.666$$

$$e_{K_1} = 19.3 \times 0.666 = 130\ cm.$$

$$e_{K_2} = 19.3 \times \sqrt{K-0.5} = 19.3 \times \sqrt{1.5} = 24\ cm.$$

$$e_{K_3} = 19.3 \times \sqrt{2.5} = 30\ cm.$$

$$e_{K_4} = 19.3 \times \sqrt{3.5} = 36\ cm.$$

$$e_{K_5} = 19.3 \times \sqrt{4.5} = 41\ cm.$$

Distancias de los estribos a partir del apoyo central y hacia los dos lados:

1/r.estribo: 43.4 - 41 = 2.4 cm.

2/o.estribo: 43.4 - 36 = 7.4 cm.

3/r.estribo: 43.4 - 30 = 13.4 cm.

4/o. estribo: 43.4 - 24 = 19.4 cm.

5/o. estribo: 43.4 - 13 = 30.4 cm.

Cálculo de las trabes interiores:

Debido a que estas trabes tienen un claro de 9.00 m. resultarían de una gran sección, doblemente reforzadas; si fueran de concreto reforzado; por lo que resultarían antieconómicas y es por esto que es más conveniente usar viguetas de fierro.

Cargas:

Por losa 4.50 x 600 = 2,700 Kg/m.

Peso propio vigueta 32.44 Kg/m.

W = 2,732.44 Kg/m.

Usaremos una vigueta de: 9" de peralte, 110 mm. de ancho de patín, 7.4 mm. de espesor del alma y con una superficie de 40.71 cm^2.

Para esta vigueta el coeficiente de resistencia es de 31,300 El manual de "Monterrey" fija que, dividiendo el coeficiente de resistencia entre el claro en metros, obtenemos la carga por metro que puede resistir la vigueta y ésta deberá ser mayor a la carga por metro obtenida en el cálculo.

Carga que puede resistir la vigueta:

$\frac{31,300}{9}$ = 3.48 Ton/m. 2.73 Ton/m.

Por consiguiente esta vigueta puede soportar la carga transmitida por la losa y aunque está un poco sobrada es la más próxima que encontramos en dicho manual para poder soportar la carga que tenemos.

NIVEL VIII, losa exterior como la B.C - 5.6.

$L' = 6.00$ m.

$L = 4.50$ m.

$\frac{L'}{L} = \frac{6.00}{4.50} = 1.33$ (dentro de las especificaciones).

$t_{2\ min} = 12.5$ cm.

$t_{2\ min} = 0.323\ L = 0.323 \times \frac{6.00 - 4.50}{2}$

$t_{2\ min} = 17$ cm. $\doteq$ 20 cm. $\qquad c = 1.16$ m.

Cargas:

Por losa $0.20 \times 2{,}400$	$= 480$ Kg/m.^{2}
Piso, duela, etc.,	60 Kg/m.^{2}
por muros	215 Kg/m.^{2}
Carga viva	300 Kg/m.^{2}
	$W = 1055$ Kg/m.^{2}

El peso de los muros los consideramos como carga uniformemente repartida, ya que la losa trabaja como una sola unidad, según fórmula:

$$W_{muros} = \frac{16}{9}\ \frac{P}{L} = \frac{16}{9} \times \frac{540}{4.50} = 215 \text{ Kg/m.}^2$$

$P = 1{,}200 \times 0.15 \times 3.00 = 540$ Kg/m.

Cálculo en el sentido 5, 6.

$$M_o = 0.09 \times 1{,}055 \times 4.50 \left(6.00 - \frac{2}{3}\ 1.16\right)^2$$

$M_o = 11{,}800$ Kg-m.

Faja de columna exterior:

$- M = 0.25 \times 0.46 \times 11{,}800 = 1{,}360$ Kg-m.

$+ M = 0.25 \times 0.22 \times 11{,}800 = 650$ Kg-m.

Faja intermedia:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.16 \times 11{,}800 = 1{,}510$ Kg-m.

$- M_{int.} = + M = 1.30 \times 0.16 \times 11,800 = 2,460$ Kg-m.

Faja de columna interior:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.46 \times 11,800 = 4,350$ kg-m.

$+ M = 1.15 \times 0.22 \times 11,800 = 2,900$ Kg-m.

$- M_{int} = 1.15 \times 0.46 \times 11,800 = 6,270$ kg-m.

Cálculo de los peraltes:

Faja de columna exterior: $b = \frac{4.5}{4} = 1.125$ m.

$$d = \sqrt{\frac{136,000}{11.55 \times 112.5 \times 0.75}} = 11.8 \text{ cm.}$$

Faja intermedia: $b = \frac{4.5}{2} = 2.25$ m.

$$d = \sqrt{\frac{246,000}{11.55 \times 225 \times 0.75}} = 11.3 \text{ cm.}$$

Faja de columna interior: $b = \frac{4.5}{2} = 2.25$ m.

$$d = \sqrt{\frac{627,000}{11.55 \times 225 \times 0.75}} = 18 \text{ cm.}$$

d = 18 cm. r = 2 cm. t = 20 cm.

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna exterior: $A_{s\ min} = 5.06\ cm^2$

$$- A_s = \frac{136,000}{1,265 \times 0.858 \times 18} = 6.97\ cm^2$$

$- A_s \doteq$ 6 varillas de 1/2" ø.

$$+ A_s = \frac{65,000}{19,550} = 3.33 < 5.06\ cm^2$$

$+ A_s \doteq$ 4 varillas de 1/2" ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 10.1\ cm.^2$

$$- A_{s\ ext} = \frac{151,000}{19,550} = 7.74 < 10.1\ cm.^2$$

$$- A_{s\ ext} \doteq 8 \text{ varillas de } 1/2" \ \emptyset.$$

$$- A_{s\ int} = + A_s = \frac{246,000}{19,550} = 12.55\ Cm.^2$$

$$- A_{s\ int} = + A_s \doteq 10 \text{ varillas de } 1/2" \ \emptyset.$$

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 10.1\ cm.^2$

$$- A_{s\ ext} = \frac{435,000}{19,550} = 22.3\ cm.^2$$

$$- A_{s\ ext} \doteq 18 \text{ varillas de } 1/2" \ \emptyset.$$

$$+ A_s = \frac{290,000}{19,550} = 14.8\ cm.^2$$

$$+ A_s \doteq 12 \text{ varillas de } 1/2" \ \emptyset.$$

$$- A_{s\ int} = \frac{627,000}{19,550} = 32.0\ cm.^2$$

$$- A_{s\ int} \doteq 26 \text{ varillas de } 1/2" \ \emptyset.$$

Comprobación por esfuerzo cortante.

$$W = 1,055 \times 6.00 \times 4.50 = 28,500 \text{ Kg.}$$

$$W_1 = 1,055 \times \frac{3.1416 \times (1.52)^2}{4} = 1,920 \text{ Kg.}$$

$$V = W - W_1 = 28,500 - 1,920 = 26,580 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{26,580}{\pi \times 152 \times 0.858 \times 18} = 3.6\ Kg/cm^2$$

$$v = 2.57\ \% \text{ de } f'_c$$

Cálculo en el sentido B,C.

$$M_o = 0.09 \times 1,055 \times 6.00 \left(4.50 - \frac{2}{3} 1.16\right)^2$$

$$M_o = 7,980 \text{ Kg-m.}$$

Faja de columna exterior:

$- M = 0.25 \times 0.46 \times 7{,}980 = 920$ Kg-m.

$+ M = 0.25 \times 0.22 \times 7{,}980 = 440$ Kg-m.

Faja intermedia:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.16 \times 7{,}980 = 1{,}020$ Kg-m.

$- M_{int} = + M = 1.30 \times 0.16 \times 7{,}980 = 1{,}660$ Kg-m.

Faja de columna interior:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.46 \times 7{,}980 = 2{,}940$ Kg-m.

$+ M = 1.15 \times 0.22 \times 7{,}980 = 2{,}030$ kg-m.

$- M_{int} = 1.15 \times 0.46 \times 7{,}980 = 4{,}230$ Kg-m.

Cálculo de los peraltes:

Faja de columna exterior: $b = \frac{6.00}{4} = 1.50$ m.

$$d = \sqrt{\frac{92{,}000}{11.55 \times 150 \times 0.75}} = 8.4 \text{ cm.}$$

Faja intermedia: $b = \frac{6.00}{2} = 3.0$ m.

$$d = \sqrt{\frac{166{,}000}{11.55 \times 300 \times 0.75}} = 8.00 \text{ cm.}$$

Faja de columna interior: $b = \frac{6.00}{4} + \frac{4.50}{4} = 2.62$ m.

$$d = \sqrt{\frac{423{,}000}{11.55 \times 262 \times 0.75}} = 13.7 \text{ cm.}$$

Tomamos d = 18 cms., obtenido al calcular la losa en el otro sentido. Este peralte lo tomaremos para todas las demás.

Cálculo del refuerzo: $A_{s\ min} = 6.75$ cm.^{2}

Faja de columna exterior:

$- A_s = \frac{92{,}000}{19{,}550} = 4.7 < 6.75$ cm.^{2}

$- A_s \doteq$ 6 varillas de 1/2" Ø.

$$+ A_s = \frac{44,000}{19,550} = 2.25 < 6.75 \text{ cm}^2$$

$+ A_s$ = 6 varillas de 1/2" Ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 13.5 \text{ cm}^2$

$$- A_{s\ ext} = \frac{102,000}{19,550} = 5.22 < 13.5 \text{ cm}^2$$

$- A_{s\ ext} \doteq$ 11 varillas de 1/2" Ø.

$$- A_{s\ int} = + A_s = \frac{166,000}{19,550} = 8.5 < 13.5 \text{ cm}^2$$

$- A_{s\ int} = + A_s \doteq$ 11 varillas de 1/2" Ø.

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 11.8 \text{ cm}^2$

$$- A_{s\ ext} = \frac{294,000}{19,550} = 15.0 \text{ cm}^2$$

$- A_{s\ ext} \doteq$ 12 varillas de 1/2" Ø.

$$+ A_s = \frac{203,000}{19,550} = 10.4 < 11.8 \text{ cm}^2$$

$+ A_s \doteq$ 10 varillas de 1/2" Ø.

$$- A_{s\ int} = \frac{423,000}{19,550} = 21.6 \text{ cm}^2$$

$- A_{s\ int} \doteq$ 18 varillas de 1/2" Ø.

<u>NIVEL VIII losa exterior como la E.F - 2.3</u>.

L = 4.50 mts. $\quad w = 1,055 \text{ Kg/m}^2$

L' = 4.50 mts.

t_2 = 20 cms. $\quad$ d = 18 cms. $\quad$ c = 1.10 m.

<u>Cálculo en el sentido E. F.</u>

$$M_o = 0.09 \times 1,055 \times 4.50 \left(4.50 - \frac{2}{3} 1.10\right)^2$$

M_o = 5,410 Kg-m.

Faja de columna exterior:

$- M = 0.25 \times 0.46 \times 5,410 = 624$ kg-m.

$$+ M = 0.25 \times 0.22 \times 5{,}410 = 297 \text{ Kg-m.}$$

Faja intermedia:

$$- M = + M = 0.16 \times 5{,}410 = 870 \text{ Kg-m.}$$

Faja de columna interior:

$$- M = 0.46 \times 5{,}410 = 2{,}480 \text{ Kg-m.}$$

$$+ M = 0.22 \times 5{,}410 = 1{,}190 \text{ Kg-m.}$$

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna exterior: $A_{s\ min} = 5.06\ cm^2$

$$- A_s = \frac{62{,}400}{19.550} = 3.2 < 5.06\ cm^2$$

$- A_s \doteq$ 4 varillas de 1/2" Ø.

$$+ A_s = \frac{29{,}700}{19{,}550} = 1.52 < 5.06\ cm^2$$

$+ A_s \doteq$ 4 varillas de 1/2" Ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 10.1\ cm^2$

$$- A_s = + A_s = \frac{87{,}000}{19{,}550} = 4.45 < 10.1\ cm^2$$

$- A_s = + A_s \doteq$ 8 varillas de 1/2" Ø.

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 10.1\ cm^2$

$$- A_s = \frac{248{,}000}{19{,}550} = 12.7\ cm^2$$

$- A_s \doteq$ 10 varillas de 1/2" Ø.

$$+ A_s = \frac{119{,}000}{19{,}550} = 6.1\ cm^2 < 10.1\ cm^2$$

$+ A_s \doteq$ 8 varillas de 1/2" Ø.

Cálculo en el sentido 2, 3.

$$M_o = 5{,}410 \text{ Kg-m.}$$

Faja de columna:

$$- M_{ext} = 0.80 \times 0.46 \times 5{,}410 = 1{,}990 \text{ Kg-m.}$$

$+ M = 1.15 \times 0.22 \times 5{,}410 = 1{,}370$ Kg-m.

$- M_{int} = 1.15 \times 0.46 \times 5{,}410 = 2{,}870$ Kg-m.

Faja intermedia:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.16 \times 5{,}410 = 695$ Kg-m.

$- M_{int} = + M = 1.30 \times 0.16 \times 5{,}410 = 1{,}130$ Kg-m.

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna: $A_{s\ min} = 10.1$ cm.^{2}

$- A_{s\ ext} = \frac{199{,}000}{19{,}550} = 10.3$ cm.^{2}

$- A_{s\ ext} \triangleq 9$ varillas de 1/2" ø.

$+ A_s = \frac{137{,}000}{19{,}550} = 7.02 < 10.1$ cm.^{2}

$+ A_s \triangleq 8$ varillas de 1/2" ø.

$- A_{s\ int} = \frac{287{,}000}{19{,}550} = 14.7$ cm.^{2}

$- A_{s\ int} \triangleq 12$ varillas de 1/2" ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 10.1$ cm.^{2}

$- A_{s\ ext} = \frac{69{,}500}{19{,}550} = 3.55 < 10.1$ cm.^{2}

$- A_{s\ ext} \triangleq 8$ varillas de 1/2" ø.

$- A_{s\ int} = + A_s = \frac{113{,}000}{19{,}550} = 5.8 < 10.1$ cm.^{2}

$- A_{s\ int} = + A_s \triangleq 8$ varillas de 1/2" ø.

Comprobación por esfuerzo cortante:

$W = 4.50 \times 4.50 \times 1{,}055 = 21{,}400$ Kg.

$W_1 = 1{,}055 \times \frac{\pi \times (1.46)^2}{4} = 1{,}760$ Kg.

$V = W - W_1 = 21{,}400 - 1{,}760 = 19{,}640$ Kg.

$v = \frac{19{,}640}{\pi \times 146 \times 0.858 \times 18} = 2{,}77$ Kg/cm.^{2}

NIVEL VIII losa en esquina como la B,C - 2,3.

L = 4.50 m.

L' = 4.50 m. $w = 1{,}055$ Kg/m^2

t_2 = 20 cm. d = 18 cm. c = 1.10 m.

Cálculo en el sentido B,C y 2 - 3.

$M_o = 5{,}410$ Kg-m.

Faja de columna exterior:

- M = 0.25 x 0.46 x 5,410 = 624 Kg-m.

+ M = 0.25 x 0.22 x 5,410 = 297 Kg-m.

Faja intermedia:

- M_{ext} = 0.80 x 0.16 x 5,410 = 695 Kg-m.

+ M = - M_{int} = 1.30 x 0.16 x 5,410 = 1,130 Kg-m.

Faja de columna interior:

- M_{ext} = 0.80 x 0.46 x 5,410 = 1,990 Kg-m.

+ M = 1.15 x 0.22 x 5,410 = 1,370 Kg-m.

- M_{int} = 1.15 x 0.46 x 5,410 = 2,870 Kg-m.

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna exterior: $A_{s\ min} = 5.06$ cm^2

- $A_s = \frac{62{,}400}{19{,}550} = 3.2 < 5.06$ cm^2

- $A_s \triangleq$ 4 varillas de 1/2" Ø.

+ $A_s = \frac{29{,}700}{19{,}550} = 1.52 < 5.06$ cm^2

+ $A_s \triangleq$ 4 varillas de 1/2" Ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 10.1$ cm^2

- $A_{s\ ext} = \frac{69{,}500}{19{,}550} = 3.55 < 10.1$ cm^2

- $A_{s\ ext} \triangleq$ 8 varillas de 1/2" Ø.

$- A_{s\ int} = + A_s = \frac{113,000}{19,550} = 5.8 < 10.1\ cm.^2$

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 10.1\ cm.^2$

$- A_{s\ ext} = \frac{199,000}{19,550} = 10.3\ cm.^2$

$- A_{s\ ext} \doteq$ 9 varillas de 1/2" ø.

$+ A_s = \frac{137,000}{19,550} = 7.05 < 10.1\ cm.^2$

$+ A_s \doteq$ 8 varillas de 1/2" ø.

$- A_{s\ int} = \frac{287,000}{19,550} = 14.6\ cm.^2$

$- A_{s\ int} \doteq$ 12 varillas de 1/2" ø.

NIVEL VIII losa interior como la E,F - 3-4.

El armado de esta losa es semejante al calculado para la losa del Nivel VIII, losa E,F - 2,3; o sea:

Faja de columna:

$- A_s \doteq$ 11 varillas de 1/2" ø.

$+ A_s \doteq$ 8 varillas de 1/2" ø.

Faja intermedia:

$- A_s = + A_s \doteq$ 8 varillas de 1/2" ø.

Este armado es para los dos sentidos.

Con el cálculo de esta losa hemos terminado el cálculo de -- todas las losas del nivel VIII, ya que únicamente hemos calculado las losas tipos que presenta este nivel.

NIVEL VII. losa exterior como la A.B - 5-6.

L = 6.00 Mts. $w = 1{,}055$ Kg/m^2

L' = 4.50 m.

t_2 = 20 cm. d = 18 cm. c = 1.16 m.

Cálculo en el sentido 5-6.

M_o = 11,800 Kg-m.

Faja de columna exterior:

- M = 0.25 x 0.46 x 11,800 = 1,360 Kg-m.

+ M = 0.25 x 0.22 x 11,800 = 650 Kg-m.

Faja intermedia:

- M = + M = 0.16 x 11,800 = 1,890 Kg-m.

Faja de columna interior:

- M = 0.46 x 11,800 = 5,420 Kg-m.

+ M = 0.22 x 11,800 = 2,600 Kg-m.

Cálculo del refuerzo: $A_{s\ min} = 5.06$ cm^2

$- A_s = \frac{136{,}000}{19{,}550} = 7.0$ cm^2

$- A_s \doteq$ 6 varillas de 1/2" Ø.

$+ A_s = \frac{65{,}000}{19{,}550} = 3.32 < 5.06$ cm^2

$+ A_s \doteq$ 4 varillas de 1/2" Ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 10.1$ cm^2

$- A_s = + A_s = \frac{189{,}000}{19{,}550} = 9.68 < 10.1$ cm^2

$- A_s = + A_s \doteq$ 8 varillas de 1/2" Ø.

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 10.1$ cm^2

$- A_s = \frac{542{,}000}{19{,}550} = 27.8$ cm^2

$- A_s \doteq$ 23 varillas de 1/2" Ø.

$+ A_s = \frac{260,000}{19,550} = 13.3 \text{ cm}^2$

$+ A_s \doteq$ 11 varillas de 1/2" ø.

Cálculo en el sentido A.B.

Igual armado al del sentido B, C de la losa B, C - 5-6 del - nivel VIII.

NIVEL VII losa interior como la B.C - 5.6.

$L = 6.00$ m.

$L' = 4.50$ m.

$w = 1,055 \text{ Kg/m}^2$

$t_2 = 20$ cm. $\quad d = 18$ cm. $\quad c = 1.16$ m.

Cálculo en el sentido B.C.

$M_o = 7,980$ Kg-m.

Faja de columna:

$- M = 0.46 \times 7,980 = 3,680$ Kg-m.

$+ M = 0.22 \times 7,980 = 1,750$ Kg-m.

Faja intermedia:

$- M = + M = 0.16 \times 7,980 = 1,280$ Kg-m.

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna: $\quad A_{s \text{ min}} = 11.8 \text{ cm}^2$

$- A_s = \frac{368,000}{19,550} = 18.8 \text{ cm}^2$

$- A_s \doteq$ 16 varillas de 1/2" ø.

$+ A_s = \frac{175,000}{19,550} = 9.0 \text{ cm}^2 < 11.8 \text{ cm}^2$

$+ A_s \doteq$ 10 varillas de 1/2" ø.

Faja intermedia: $\quad A_{s \text{ min}} = 13.5 \text{ cm}^2$

$- A_s = + A_s = \frac{128,000}{19,550} = 6.55 < 13.5 \text{ cm}^2$

$- A_s = + A_s \doteq$ 11 varillas de 1/2" ø.

Cálculo en el sentido 5 - 6.

El armado en este sentido es igual al del armado de la losa - A, B - 5,6 de este mismo nivel tomando en cuenta la faja de columna interior y la faja intermedia en el sentido 5 - 6.

NIVEL VII losa exterior como la D,E - 6,7.

$L = 4.50$ m.

$L' = 4.00$ m. $\qquad w = 1{,}055$ Kg/m.^{2}

$\frac{L}{L'} = 1.12$ (dentro de las especificaciones).

$t_2 = 20$ cm. $\qquad d = 18$ cm. $\qquad r = 2$ cm.

$$c = 0.235 \times \frac{4.00 + 4.50}{2} = 1.00 \text{ m.}$$

Cálculo en el sentido D,E.

$$M_o = 0.09 \times 1{,}055 \times 4.00 \left(4.50 - \frac{2}{3}\,1.00\right)^2$$

$M_o = 5{,}580$ Kg-m.

Faja de columna exterior:

$- M = 0.25 \times 0.46 \times 5{,}580 = 1{,}025$ Kg-m.

$+ M = 0.25 \times 0.22 \times 5{,}580 = 306$ Kg-m.

Faja intermedia:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.16 \times 5{,}580 = 712$ Kg-m.

$- M_{int} = + M = 1.30 \times 0.16 \times 5{,}580 = 1{,}160$ Kg-m.

Faja de columna interior:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.46 \times 5{,}580 = 2{,}060$ Kg-m.

$+ M = 1.15 \times 0.22 \times 5{,}580 = 1{,}410$ Kg-m.

$- M_{int} = 1.15 \times 0.46 \times 5{,}580 = 3{,}020$ Kg-m.

Cálculo del refuerzo.

Faja de columna exterior: $\qquad A_s \text{ min} = 4.5$ cm.^{2}

$$- A_s = \frac{102{,}500}{19{,}550} = 5.25 \text{ cm.}^2$$

$- A_s = 5$ varillas de 1/2" ϕ.

$+ A_s = \frac{30,600}{19,550} = 1.57 < 4.5 \text{ cm}^2$

$+ A_s \doteq$ 4 varillas de 1/2" ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 9.0 \text{ cm}^2$

$- A_{s\ ext} = \frac{71,200}{19,550} = 3.65 \quad 9.0 \text{ cm}^2$

$- A_{s\ ext} \doteq$ 7 varillas de 1/2" ø.

$- A_{s\ int} = + A_s = \frac{116,000}{19,550} = 5.83 < 9.0 \text{ cm}^2$

$- A_{s\ int} = + A_s \doteq$ 7 varillas de 1/2" ø.

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 11.25 \text{ cm}^2$

$- A_{s\ ext} = \frac{206,000}{19,550} = 10.55 < 11.25 \text{ cm}^2$

$- A_{s\ ext} \doteq$ 9 varillas de 1/2" ø.

$+ A_s = \frac{141,000}{19,550} = 7.22 < 11.25 \text{ cm}^2$

$+ A_s \doteq$ 9 varillas de 1/2" ø.

$- A_{s\ int} = \frac{302,000}{19,550} = 15.47 \text{ cm}^2$

$- A_{s\ int} \doteq$ 13 varillas de 1/2" ø.

Cálculo en el sentido 6 - 7.

$M_\ominus = 0.09 \times 1,055 \times 4.50 \left(4.00 - \frac{2}{3} 1.00\right)^2$

$M = 1,425$ Kg-m.

Faja de columna exterior:

$- M = 0.25 \times 0.46 \times 1,425 = 164$ Kg-m.

$+ M = 0.25 \times 0.22 \times 1,425 = 78.5$ Kg-m.

Faja intermedia:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.16 \times 1,425 = 182$ Kg-m.

$- M_{int} = + M = 1.30 \times 0.16 \times 1{,}425 = 296$ Kg-m.

Faja de columna interior:

$- M_{ext} = 0.80 \times 0.46 \times 1{,}425 = 526$ Kg-m.

$+ M = 1.15 \times 0.22 \times 1{,}425 = 358$ Kg-m.

$- M_{int} = 1.15 \times 0.46 \times 1{,}425 = 753$ Kg-m.

Cálculo del refuerzo:

Faja de columna exterior: $A_{s\ min} = 5.06\ cm^2$

$- A_s = + A_s =$ 4 varillas de 1/2" Ø.

Faja intermedia: $A_{s\ min} = 10.1\ cm^2$

$- A_{s\ ext} = + A_s = - A_{s\ int} =$ 8 varillas de 1/2" Ø.

Faja de columna interior: $A_{s\ min} = 10.1\ cm^2$

$- A_{s\ ext} = + A_s = - A_{s\ int} =$ 8 varillas de 1/2" Ø.

Las plantas tipos para despachos, siendo de las mismas dimensiones y por tener las mismas cargas, tendrán un armado igual a las losas correspondientes a este nivel.

Según las especificaciones del "Joint Committee" de 1,940, en todos los lados discontinuos de losas planas deben usarse vigas marginales apoyadas en columnas y construidas monolíticamente con ellas. Estas vigas deben proyectarse para soportar, además de las cargas que actúan sobre ellas, una carga uniformemente distribuída igual a un cuarto de la carga viva y muerta total para la que se haya proyectado la losa adyacente.

Todas las vigas marginales de la azotea serán de 30 x 40 cm., y las correspondientes a los otros niveles serán de 30 x 60 cm.

Las columnas superiores de las orillas serán cuadradas de -- 30 cm. de lado, y las de la planta baja de 40 cm.

Ahora calcularemos un marco exterior formado por las vigas -- marginales y las columnas, usando para la repartición de momentos el método de "Cross".

Como aplicación de este método, calcularemos el marco A - 1,7.

I_v = Momento de inercia de las vigas.

I_{cs}= Momento de inercia de las columnas superiores.

$I_{c\ pb}$ = Momento inercia de las columnas de la planta baja.

$$I_v = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 60^3}{12} = 540{,}000\ cm.^4$$

$$I_{cs} = \frac{b^4}{12} = \frac{30^4}{12} = 67{,}500\ cm.^4$$

$$I_{c.pb} = \frac{b^4}{12} = \frac{40^4}{12} = 213{,}000\ cm.^4$$

Cálculo de las rigideces:

$$K_v = \frac{540{,}000}{6} = 90{,}000 \qquad (L = 6.00\ m.)$$

$$K_v = \frac{540{,}000}{4.5} = 120{,}000 \qquad (L = 4.50\ m.)$$

$$K_v = \frac{540{,}000}{4.0} = 135{,}000 \qquad (L = 4.00\ m.)$$

$$K_{cs} = \frac{67{,}500}{3.0} = 22{,}500 \qquad (h = 3.00\ m.)$$

$$K_{c.pb} = \frac{213{,}000}{4.0} = 28{,}300 \qquad (h = 4.00\ m.)$$

Cálculo de las rigideces relativas:

$$K_{cs} = \frac{22{,}500}{22{,}500} = 1 \qquad (h = 3.00\ m.)$$

$$K_{c.pb} = \frac{28{,}300}{22{,}500} = 1.26 \doteq 1.3 \qquad (h = 4.00\ m.)$$

$$K_v = \frac{90,000}{22,500} = 4.0 \qquad (L = 6.00 \text{ m.})$$

$$K_v = \frac{120,000}{22,500} = 5.35 \qquad (L = 4.50 \text{ m.})$$

$$K_v = \frac{135,000}{22,500} = 6.0 \qquad (L = 4.00 \text{ m.})$$

Con estas rigideces relativas se calculan los factores de -- distribución (F.D.) de cada pieza, dividiendo su rigidez entre - las sumas de las rigideces de todos los elementos que concurren a un mismo nudo; por tanto la suma de los factores de distribu-- ción de un mismo nudo es igual a uno.

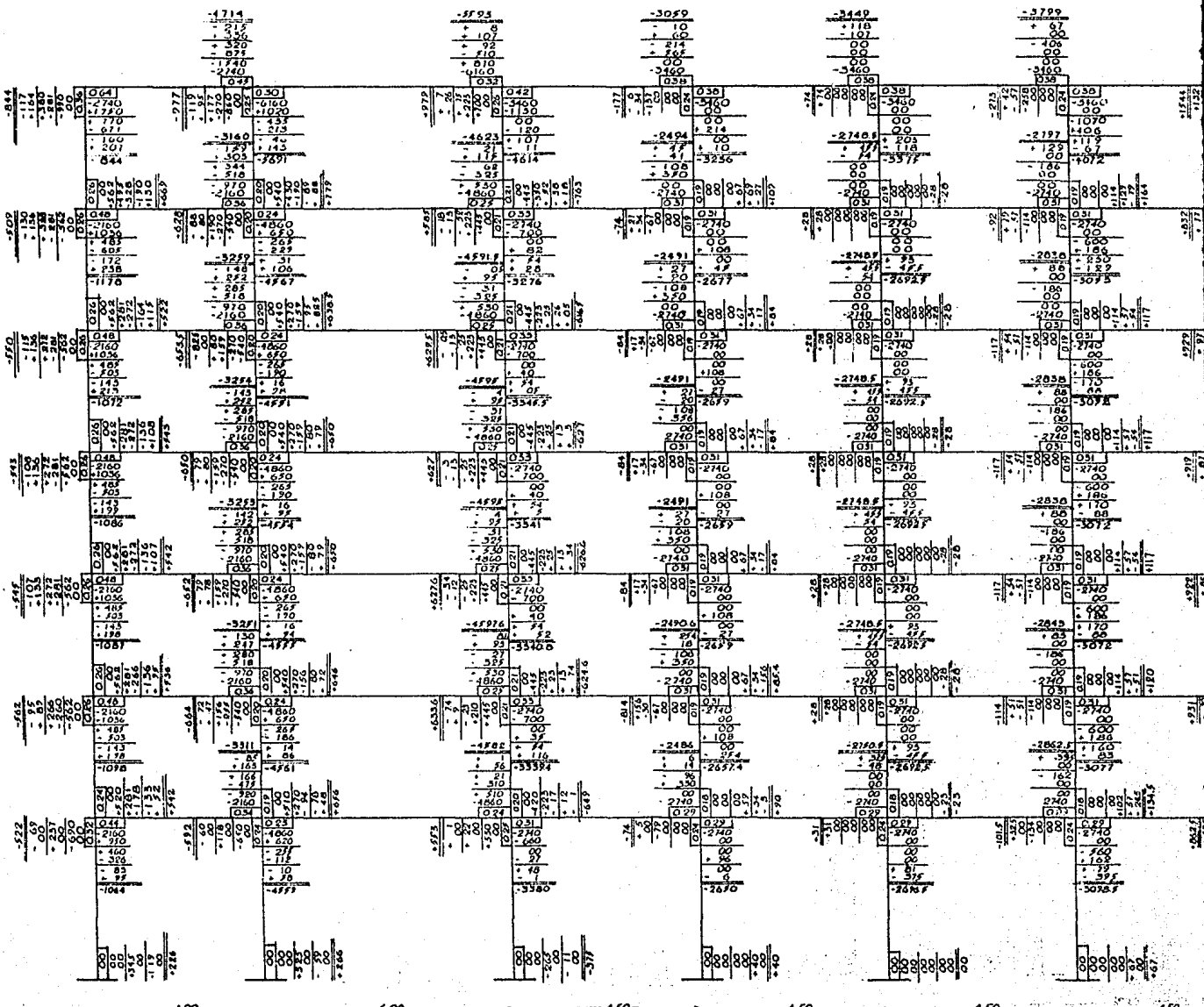
Para saber que momento le toca a cada pieza, se multiplica el momento resultante del nudo por el factor de distribución de cada una de las piezas. Este momento tendrá un signo tal, que-- anule al momento resultante con objeto de que el nudo quede en - equilibrio.

Estos momentos influyen en el otro extremo de una misma pieza con menos $\frac{1}{2}$, y se le denomina transporte.

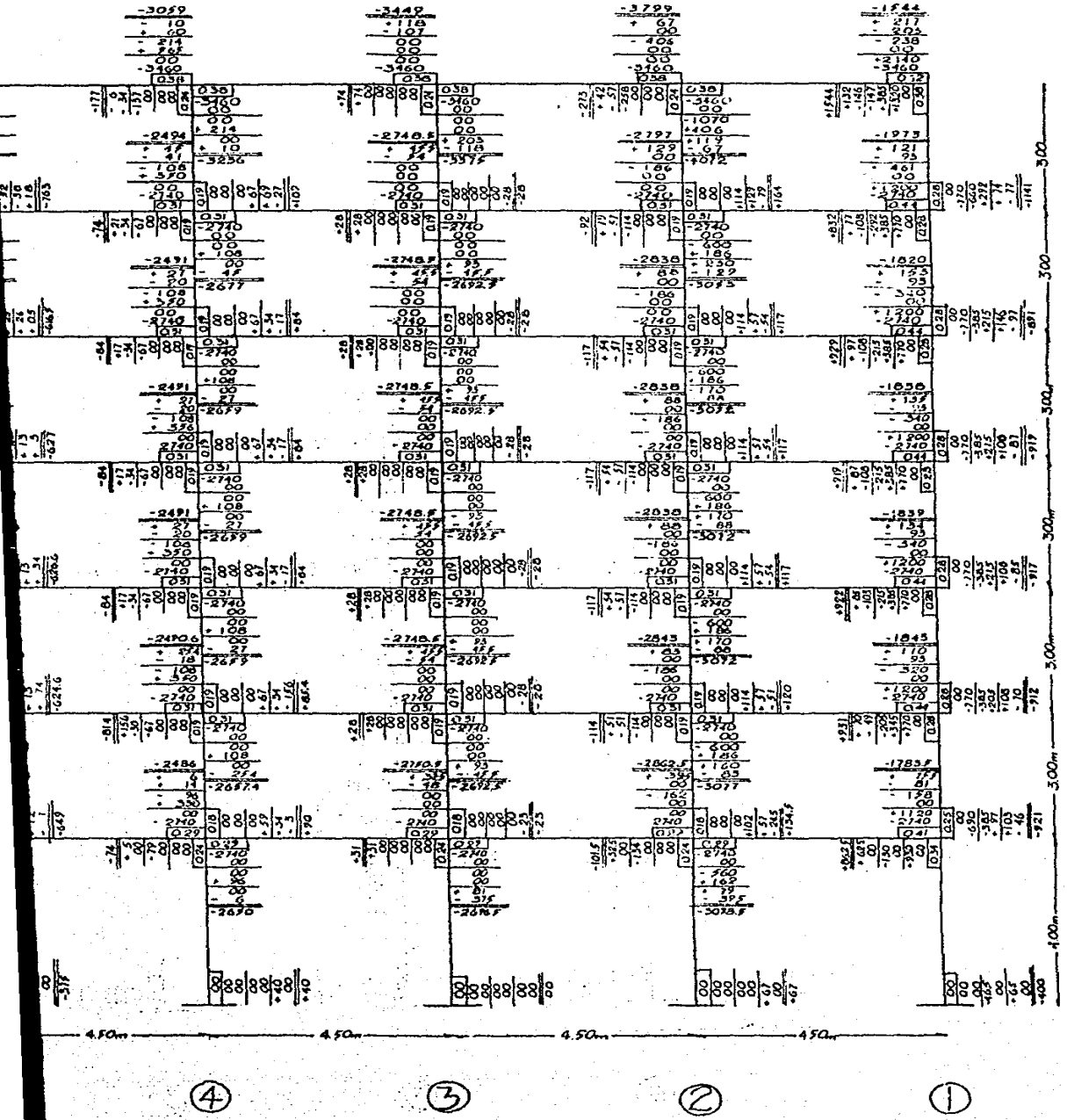
Se distribuye nuevamente el momento resultante de acuerdo -- con la rigidez de cada pieza, continuando así hasta obtener la -- aproximación que se desee.

Con esto hemos descrito, de una manera general, el método de "Cross"; detallando en la hoja siguiente el marco A - 1,7 con los resultados obtenidos y que fué el elegido como ejemplo.

ANALISIS POR CARGAS VERTICALES



CARGAS VERTICALES



FUERZA HORIZONTAL.

El Reglamento de Construcción de la ciudad de México, obliga a investigar los esfuerzos del viento y por temblor para edificios de más de cuatro pisos.

Teniendo en cuenta la poca probabilidad de que coexistan estas condiciones y la fuerza del viento con la intensidad máxima que se utiliza en el diseño, se permite reducir el factor de seguridad de la estructura para los esfuerzos que se originan por la suma de las cargas verticales y horizontales. Esto se toma en cuenta permitiendo usar en el diseño, fatigas de trabajo incrementadas en un 33 %.

Las principales cargas horizontales que se deben considerar son las siguientes:

Presión del viento

Fuerza sísmica.

La presión del viento, supondremos que actúa horizontalmente con una intensidad de 70 Kg/m^2.

La fuerza sísmica, se calculará de tal manera que durante este fenómeno toda la estructura oscile como una sola unidad. Para el presente caso el coeficiente sísmico, que es la relación de la aceleración del temblor supuesto a la aceleración de la gravedad, lo consideraremos igual a 0.025. Ahora bien, la fuerza sísmica es el producto del coeficiente sísmico multiplicado por el peso de la estructura incluyendo las cargas muertas y vivas arriba del plano horizontal que consideremos.

METODOS DE DISEÑO.- En general, existen dos series de métodos básicamente distintos para diseñar una estructura por los efectos horizontales. El método más exacto, sería aquel que tomase en cuenta la vibración del edificio en conjunto bajo la acción de la

fuerza horizontal. En oposición a este método que llamaremos -- "Dinámico", existen los métodos basados en suponer el edificio - con deformaciones fijas bajo la acción de las fuerzas horizontales y por consiguiente se denominan "Estáticos".

Los métodos usados en la práctica son métodos estáticos simplificados y a continuación los enumeraremos, dando una idea general de ellos.

METODO DEL PORTAL.- Este método se usa en edificios regulares. - En él se suponen puntos de inflexión en todas las piezas, vigas y columnas en los centros de los claros. En estas condiciones el análisis lo hacemos por partes cortando el edificio por planos - que pasen precisamente en el centro de los claros.

El método recibe el nombre del Portal, por que se hace la suposición de que cada crujía está formada por un portal y, por -- consiguiente las columnas interiores son dobles; de aquí que se - deduzca que las columnas interiores tomen doble esfuerzo horizontal que las exteriores. De esto resulta que si las crujías son -- de igual ancho, los esfuerzos verticales sean iguales y, en las - columnas centrales no aparecerá esfuerzo vertical por ser éstos - iguales y de sentido contrario.

Determinado los esfuerzos horizontales, los momentos en cada columna se encuentran multiplicando estas fuerzas por la mitad -- de la altura de las columnas y estos momentos son tanto los de la parte superior como los de la parte inferior.

Una vez obtenidos los momentos en las cabezas de las columnas se obtienen los momentos en los extremos de las trabes equilibrando cada junta y recordando que las trabes tienen su punto de inflexión en el centro.

Los esfuerzos cortantes en las vigas serán, las sumas de sus

momentos extremos dividido entre el claro.

METODO DEL CANTILIVER.- En el método del Portal según hemos visto, los esfuerzos directos (verticales) en las columnas centrales de una estructura de anchos uniformes, son nulos. En el método del Cantiliver, se hace la suposición de que estos esfuerzos son proporcionales a la distancia de cada columna al centroide de las áreas de las columnas que forman el marco. Si se desconoce el área de las columnas o todas son de igual sección, el centroide estará en el centro del marco.

En este método también se supone que las piezas están articuladas en su centro.

Para determinar las fuerzas verticales se encuentra el momento de la fuerza horizontal con respecto al centroide y se iguala este momento con el producido por las fuerzas verticales de las columnas con respecto al mismo centroide.

Ya determinados los esfuerzos verticales, basta multiplicar éstos por la mitad del claro de las vigas para tener los momentos en ésta. Conociendo los momentos en las trabes, se deducen por el equilibrio de las juntas, los momentos en la parte superior de la columna.

Conocidos los momentos en la parte superior de las columnas, se obtienen los esfuerzos horizontales en esas piezas dividiendo el momento entre la mitad de la altura de la columna. Estos momentos serán también los de la parte inferior.

METODO DE BOWMAN.- Este método, semejante al del Portal, está basado en análisis exactos de gran cantidad de edificios, y aunque originalmente se propuso para estructuras continuas de acero, puede aplicarse a estructuras de concreto, pues sólo intervienen en él las rigideces relativas de las piezas de la estructura.

Las suposiciones en que se basa este método son las siguientes:

A.- Los puntos de inflexión de las vigas exteriores se toman a 0.55 del claro, a partir de los apoyos exteriores.

B.- En las vigas interiores los puntos de inflexión se suponen al centro del claro.

C.- En la crujía central, cuando el número de crujías es impar y en las dos crujías adyacentes al centro de la estructura cuando el número de crujías es par, los puntos de inflexión se determinan por las condiciones de simetría y equilibrio.

D.- Los puntos de inflexión en las columnas se consideran a partir de la parte inferior de la columna, en la forma siguiente:

Columnas del piso inferior.....	0.60
" del último piso.....	0.35
" del penúltimo piso.....	0.40
" del antepenúltimo piso.....	0.45
" de los pisos intermedios.....	0.50

DISTRIBUCION DE LA FUERZA TRANSVERSAL A LAS COLUMNAS.-

a).- Columnas del piso inferior:

La fuerza transversal arriba de la articulación del piso inferior se descompone en dos partes:

Una parte, que se distribuye entre las columnas proporcionalmente a su momento de inercia. Esta fracción de la carga transversal se calcula por:

$$\text{Fuerza transversal} \times \frac{\text{Número de crujías} - 1/2.}{\text{Número de columnas.}}$$

Y la parte restante, se divide entre las crujías proporcionalmente a los valores $\frac{I}{L}$ de la trabe superior de

la crujía.

El esfuerzo que toma cada crujía se divide por igual entre sus dos columnas.

b).- Para todos los pisos arriba del inferior:

La parte de la carga transversal que se reparte entre las columnas es:

$$\text{Fuerza transversal} \times \frac{\text{Número de crujías} - 2.}{\text{Número de columnas.}}$$

La distribución se hace también proporcionalmente a los momentos de inercia de las columnas.

La parte restante de la carga transversal se distribuye en la misma forma que para las columnas del piso inferior.

Estos son los principales métodos que se usan en la práctica para diseñar las estructuras por fuerza horizontal y, para nuestro cálculo emplearemos este último método.

ANALISIS POR TEMBLOR.-

NIVEL IX.

$W = 600 \times 4.50 \times 19.50 = 52,800$ Kg.

$F_t = 0.025 \times 52,800 = 1,320$ Kg.

NIVEL VIII.

$W = 1,055 \times 4.50 \times 19.50 = 92,840$ Kg.

$F_t = 0.025 \times 92,840 = 2,320$ Kg.

NIVEL VII.

$W = 1,055 \times 4.50 \times 28.0 = 133,000$ Kg.

$F_t = 0.025 \times 133,000 = 3,325$ Kg.

Los demás niveles son iguales a este último.

Puntos de inflexión en las trabes:

Claro = 4m. $\begin{cases} 0.55 \times 4.00 = 2.20 \text{ m.} \\ 4.00 - 2.20 = 1.80 \text{ m.} \end{cases}$

Claro = 4.5m. $\begin{cases} 0.55 \times 4.50 = 2.48 \text{ m.} \\ 4.50 - 2.48 = 2.02 \text{ m.} \end{cases}$

Puntos de inflexión de las columnas:

Ultimo piso.

0.35 x 3.00 = 1.05 m.

3.00 - 1.05 = 1.95 m.

Penúltimo piso.

0.40 x 3.00 = 1.20 m.

3.00 - 1.20 = 1.80 m.

Antepenúltimo piso.

0.45 x 3.00 = 1.35 m.

3.00 - 1.35 = 1.65 m.

Pisos intermedios.

0.50 x 3.00 = 1.50 m.

3.00 - 1.50 = 1.50 m.

Piso inferior.

0.60 x 4.00 = 2.40 m.

4.00 - 2.40 = 1.60 m.

Fuerza transversal = 3,325 Kg.

$$F_1 = \frac{3,325\ (6 - 2)}{7} = 1,900 \text{ Kg.}$$

$$F_2 = 3,325 - 1,900 = 1,425 \text{ Kg.}$$

Rigideces de las crujías:

De 4.00 m. = 1.50 De 6.00 m. = 1.0 De 4.50 = 1.33

Esfuerzos transversales de las columnas:

Columna 7 $\frac{1,900}{7} + 1,425 \frac{1.50}{7.83} \times \frac{1}{2} = 272 + 136 = 408$ Kg.

Columna 6 $\frac{1,900}{7} + 136 + 1,425 \frac{1.00}{7.83} \times \frac{1}{2} = 499$ Kg.

Columna 5 $\frac{1,900}{7} + 91 + 1,425 \frac{1.33}{7.83} \times \frac{1}{2} = 484$ Kg.

Columna 4 $\frac{1,900}{7} + 121 + 1,425 \frac{1.33}{7.83} \times \frac{1}{2} = 514$ Kg.

Las columnas 3, y 2 son iguales a la columna 4.

Columna 1 $\frac{1,900}{7} + 1,425 \frac{1.33}{7.83} \times \frac{1}{2} = 393$ Kg.

$\sum F_x = 408 + 499 + 484 + 514 + 514 + 514 + 393 = 1,326 = 1,325$

Cálculo de los momentos:

NIVEL VII.

Columna 7
$M_{sup} = 1.95 \times 408 = 790$ Kg-m.
$M_{inf} = 1.05 \times 408 = 430$ Kg-m.

Columna 6
$M_{sup} = 1.95 \times 499 = 972$ Kg-m.
$M_{inf} = 1.05 \times 499 = 523$ Kg-m.

Columna 5
$M_{sup} = 1.95 \times 484 = 942$ Kg-m.
$M_{inf} = 1.05 \times 484 = 508$ Kg-m.

Columnas 4,3 y 2
$M_{sup} = 1.95 \times 514 = 1,010$ Kg-m.
$M_{inf} = 1.05 \times 514 = 541$ Kg-m.

Columna 1
$M_{sup} = 1.95 \times 393 = 767$ Kg-m.
$M_{inf} = 1.05 \times 393 = 414$ Kg-m.

NIVEL VI.

Columna 7
$M_{sup} = 1.80 \times 408 = 735$ Kg-m.
$M_{inf} = 1.20 \times 408 = 490$ Kg-m.

Columna 6
$M_{sup} = 1.80 \times 499 = 900$ Kg-m.
$M_{inf} = 1.20 \times 499 = 600$ Kg-m.

Columna 5

$M_{sup} = 1.80 \times 484 = 870$ Kg-m.

$M_{inf} = 1.20 \times 484 = 582$ Kg-m.

Columnas 4,3 y 2

$M_{sup} = 1.80 \times 514 = 928$ Kg-m.

$M_{inf} = 1.20 \times 514 = 618$ Kg-m.

Columna 1

$M_{sup} = 1.80 \times 393 = 708$ Kg-m.

$M_{inf} = 1.20 \times 393 = 471$ Kg-m.

NIVEL V.

Columna 7

$M_{sup} = 1.65 \times 408 = 675$ Kg-m.

$M_{inf} = 1.35 \times 408 = 552$ Kg-m.

Columna 6

$M_{sup} = 1.65 \times 499 = 825$ Kg-m.

$M_{inf} = 1.35 \times 499 = 675$ Kg-m.

Columna 5

$M_{sup} = 1.65 \times 484 = 800$ Kg-m.

$M_{inf} = 1.35 \times 484 = 655$ Kg-m.

Columnas 4,3 y 2

$M_{sup} = 1.65 \times 514 = 850$ Kg-m.

$M_{inf} = 1.35 \times 514 = 695$ Kg-m.

Columna 1

$M_{sup} = 1.65 \times 393 = 650$ Kg-m.

$M_{inf} = 1.35 \times 393 = 530$ Kg-m.

Todas las columnas de los niveles IV, III y II son iguales a - sus respectivas columnas del nivel V.

NIVEL I.

Columna 7

$M_{sup} = 1.60 \times 442 = 710$ Kg-m.

$M_{inf} = 2.40 \times 442 = 1,060$ Kg-m.

Columna 6

$M_{sup} = 1.60 \times 487 = 781$ Kg-m.

$M_{inf} = 2.40 \times 487 = 1,170$ Kg-m.

Columna 5

$M_{sup} = 1.60 \times 479 = 769$ Kg-m.

$M_{inf} = 2.40 \times 479 = 1,150$ Kg-m.

Columnas 4,3 y 2

$M_{sup} = 1.60 \times 494 = 792$ Kg-m.

$M_{inf} = 2.40 \times 494 = 1,180$ Kg-m.

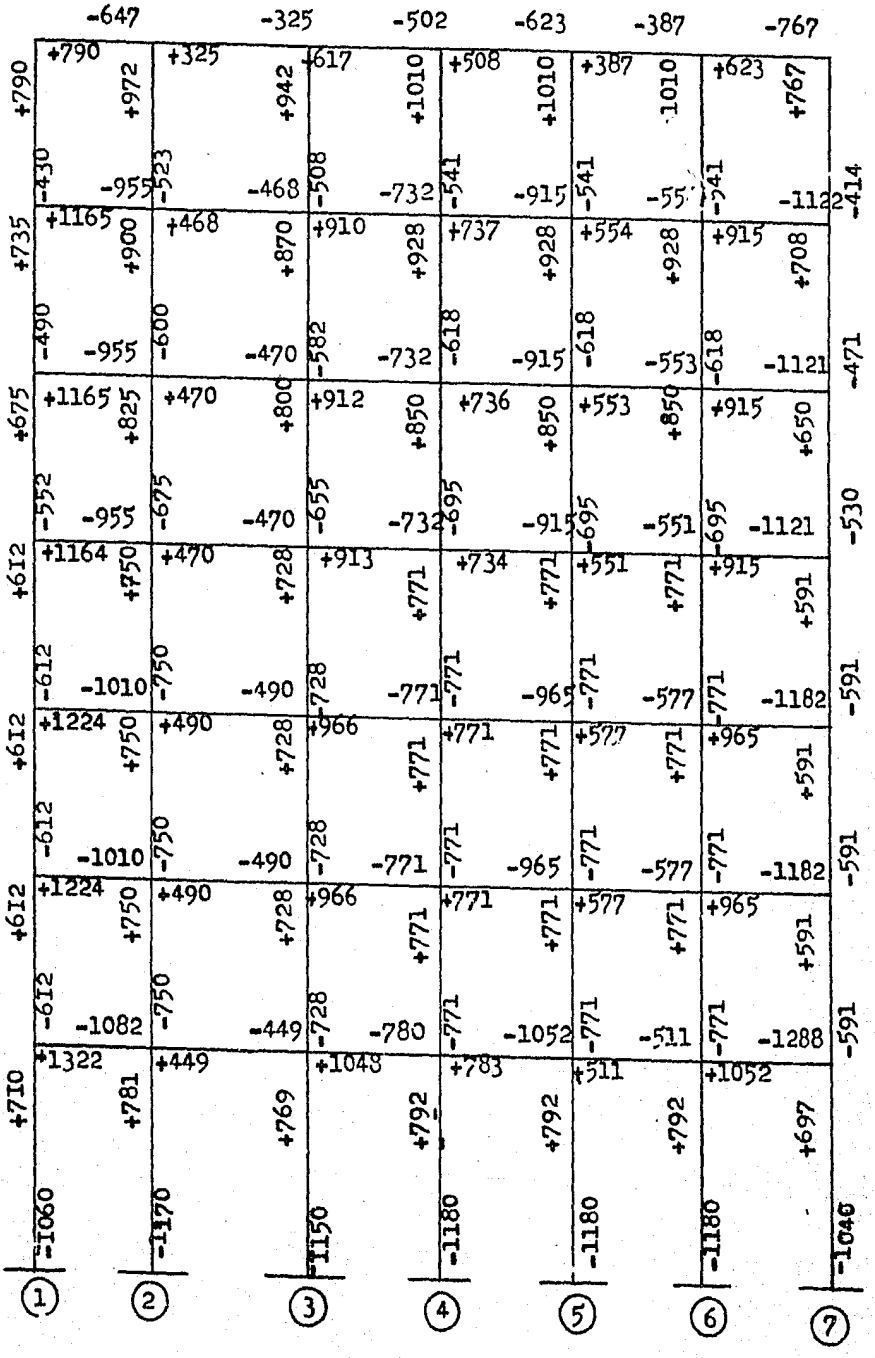
Columna 1

$M_{sup} = 1.60 \times 434 = 697$ Kg-m.

$M_{inf} = 2.40 \times 434 = 1,040$ Kg-m.

En la hoja siguiente está indicado el marco con los resultados obtenidos por fuerza horizontal conforme al método de cálculo - antes expuesto.

MOMENTOS POR FUERZA HORIZONTAL.



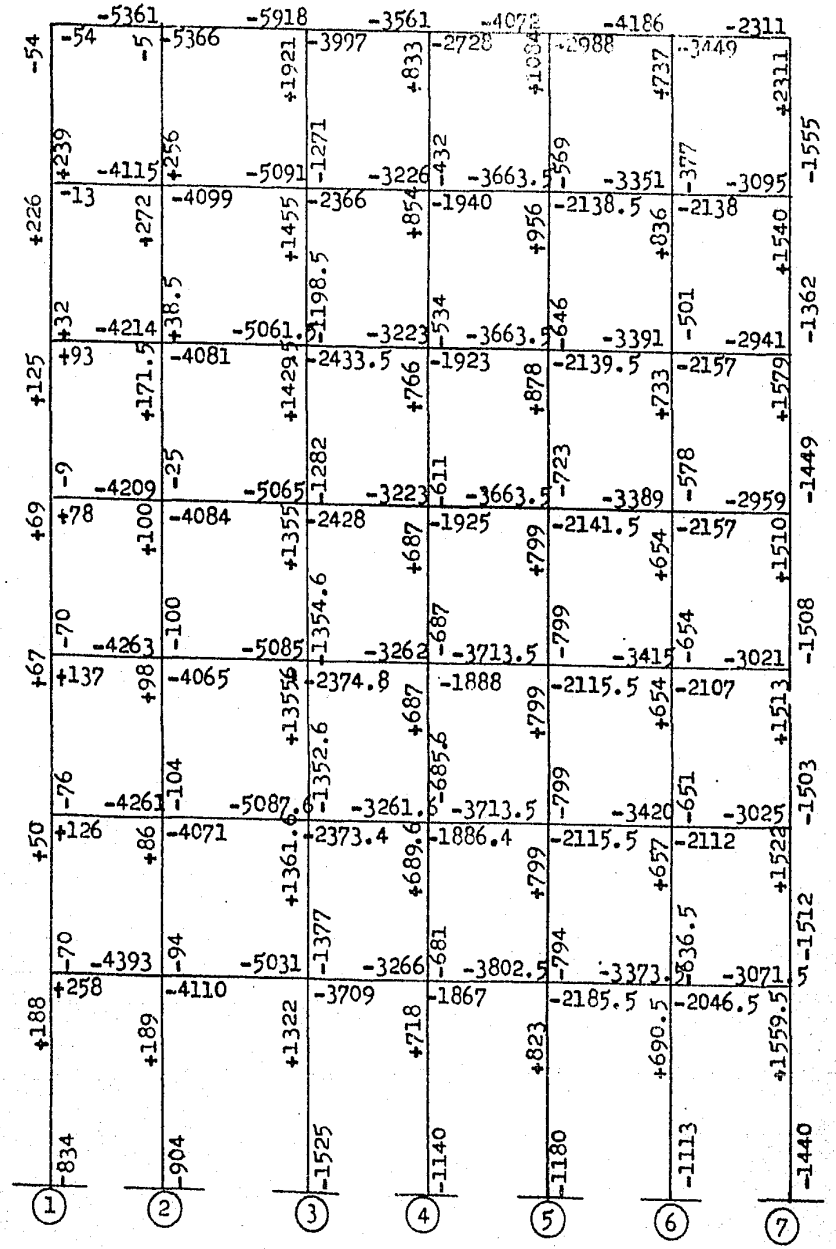
Debido a la acción de las cargas verticales, el marco en -- estudio presenta ciertos momentos y ciertas deformaciones, y debido a la acción del empuje horizontal, dicho marco tendrá otros momentos y otras deformaciones. Haciendo la síntesis de estas -- dos condiciones obtenemos los momentos definitivos por cargas - verticales y horizontales a las cuales estará sujeto el marco.

En el estudio del marco por fuerza horizontal sólo considera-- ramos la fuerza originada por el sismo y despreciamos la fuerza del viento, ya que la primera resultó mayor que esta última y, - por la poca probabilidad de que se presenten las dos fuerzas en su máxima intensidad (con los valores máximos que nos sirvieron para el diseño) y a un mismo tiempo, sólo consideramos la mayor de estas fuerzas.

En la hoja que sigue presentó el marco de referencia con - los momentos finales, obtenidos éstos sumando o restando conforme a su signo los momentos obtenidos por cargas verticales y -- por fuerzas horizontales y, que nos servirán para hacer los diseños definitivos de las trabes y columnas que forman el marco.

Al hacer el cálculo de este marco, nos supusimos las escuadrías de las piezas, considerandolas como las más adecuadas a -- las reales, verificándolas después con las escuadrías que nos -- resulten de los momentos finales.

MOMENTOS FINALES.



NIVEL VII. w = 2050 Kg/m.

M.F.	-54	-5361	-5366	-5918	-3997	-3561	-2728	-4072	-2988	-4186	-3449	-2311
R.L.	4100	4100	6150	6150	4620	4620	4620	4620	4620	4620	4620	4620
Δ_V	-1350	+1350	-1880	+1880	+1670	-1670	-1500	+1500	-1590	+1590	+1280	-1280
V.	2750	5450	4270	8030	6290	2950	3120	6120	3030	6210	5900	3340
x.	1.34	2.66	2.08	3.92	3.05	1.45	1.52	2.98	1.48	3.02	2.87	1.63

NIVEL VI. w = 1620 Kg/m.

M.F.	-13	-4115	-4099	-5091	-2366	-3226	-1940	-3664	-2139	-3351	-2138	-3095
R.L.	3240	3240	4860	4860	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650
Δ_V	-1030	+1030	-1530	+1530	-1240	+1240	-1240	+1240	-1215	+1215	-1160	+1160
V.	2210	4270	3330	6390	2410	4890	2410	4890	2435	4865	2490	4810
x.	1.36	2.64	2.06	3.94	1.49	3.01	1.49	3.01	1.50	3.00	1.54	2.96

NIVEL V. w = 1620 Kg/m

M.F.	+93	-4214	-4081	-5062	-2434	-3223	-1923	-3664	-2140	-3391	-2157	-2941
R.L.	3240	3240	4860	4860	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650
Δ_V	-1030	+1030	-1524	+1524	-1260	+1260	-1240	+1240	-1230	+1230	-1130	+1130
V.	2210	4270	3336	6384	2390	4910	2410	4890	2420	4880	2520	4780
x.	1.36	2.64	2.06	3.94	1.47	3.03	1.49	3.01	1.49	3.01	1.66	2.74

(1) (2) (3) (4) (5) (6) (7)

NIVEL IV. w = 1620 Kg/m.

M.F.	+78	-4209	-4084	-5065	-2428	-3223	-1925	-3664	-2142	-3389	-2157	-2959
R. L	3240	3240	4860	4860	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650
Δv	-1033	+1033	-1590	+1590	-1250	+1250	-1240	+1240	-1230	+1230	-1140	+1140
V.	2207	4273	3270	6450	2390	4910	2410	4890	2420	4880	2510	4790
x	1.36	2.64	2.02	3.98	1.47	3.03	1.49	3.01	1.49	3.01	1.55	2.95

NIVEL III. w = 1620 Kg/m.

M.F.	+137	-4263	-4065	-5085	-2375	-3262	-1888	-3714	-2116	-3415	-2107	-3021
R.L.	3240	3240	4860	4860	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650
Δv	-1030	+1030	-1530	+1530	-1250	+1250	-1240	+1240	-1230	+1230	-1140	+1140
V.	2210	4270	3330	6390	2400	4900	2410	4890	2420	4880	2510	4790
x	1.36	2.64	2.05	3.95	1.48	3.02	1.49	3.01	1.49	3.01	1.55	2.95

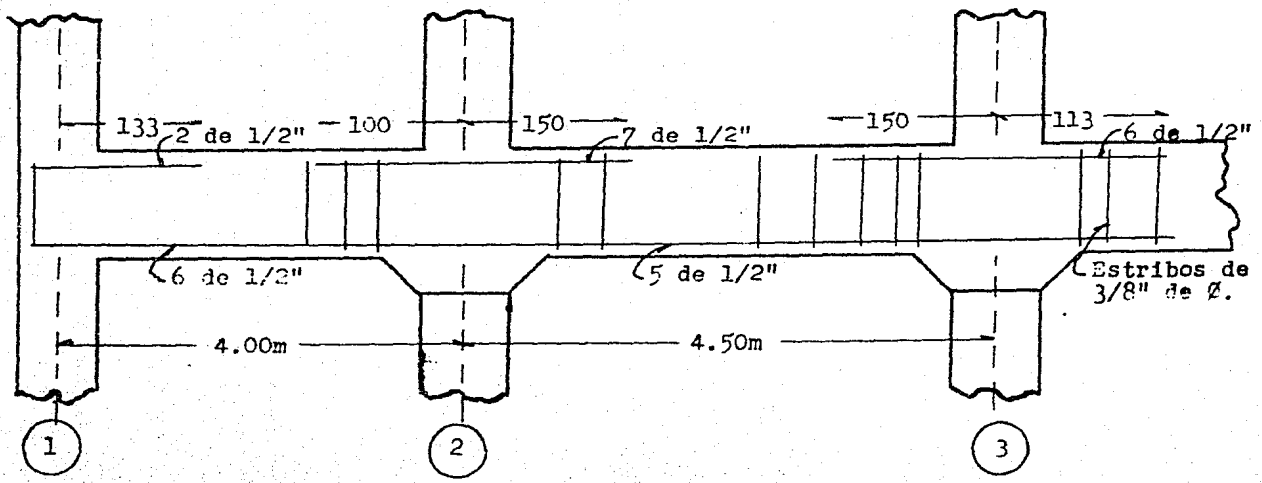
NIVEL II. w = 1620 Kg./m.

M.F.	+126	-4261	-4071	-5088	-2373	-3262	-1886	-3714	-2116	-3420	-2112	-3025
R.L.	3240	3240	4860	4860	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650
Δv	-1030	+1030	-1530	+1530	-1250	+1250	-1240	+1240	-1230	+1230	-1140	+1140
V.	2210	4270	3330	6390	2400	4900	2410	4890	2420	4880	2510	4790
x.	1.36	2.64	2.05	3.95	1.48	3.02	1.49	3.01	1.49	3.01	1.55	2.95

① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦

NIVEL I. w = 1620 Kg/m.

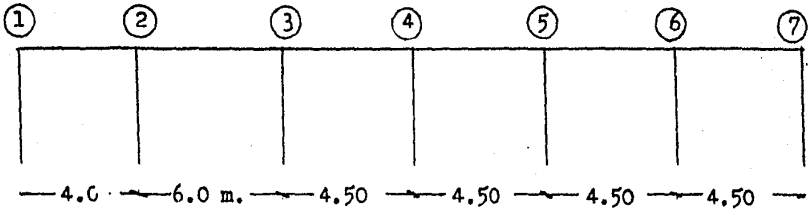
M.F.	+258	-4393	-4110	-5031	-3709	-3266	-1867	-3803	-2186	-3374	-2047	-3071
R.L.	+3240	3240	4860	4860	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650	3650
Δ_v	-1035	+1035	-1520	+1520	+1550	-1550	-1260	+1260	-1240	+1240	-1140	+1140
V.	2205	4275	3340	6380	5200	2100	2390	4910	2410	4890	2510	4790
x.	1.36	2.64	2.06	3.94	3.21	1.29	1.48	3.02	1.48	3.02	1.55	2.95
	(1)		(2)		(3)		(4)		(5)		(6)	(7)



DISEÑOS DEFINITIVOS.

Calcularemos la trabe del NIVEL I, siendo semejantes los - cálculos de las trabes de los demás niveles.

NIVEL I trabe 1 - 7.



Calcularemos el peralte para el momento mayor:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{503,100}{11.55 \times 30}} = 39 \text{ cm.}$$

Aunque nos supusimos una escuadría de 30 x 60 cm., el peralte efectivo será de 55 cm. y aunque es mayor que el calculado, hay que tener en cuenta que estas trabes se diseñarán también por torsión.

Cálculo de las áreas de acero.

$$+ A_{s_1} = \frac{25,800}{59,800} = 0.434 \text{ cm.}^2 \doteq 1 \text{ varilla de } 1/2" \text{ Ø.}$$

$$- A_{s_2} = \frac{439,300}{59,800} = 7.36 \text{ cm.}^2 \doteq 6 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

$$- A_{s_3} = \frac{503,100}{59,800} = 8.43 \text{ cm.}^2 \doteq 7 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

$$- A_{s_4} = \frac{326,600}{59,800} = 5.42 \text{ cm.}^2 \doteq 5 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

$$- A_{s_5} = \frac{380,300}{59,800} = 6.4 \text{ cm.}^2 \doteq 6 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

$$- A_{s_6} = \frac{337,400}{59,800} = 5.67 \text{ cm.}^2 \doteq 5 \text{ varillas de } 1/2" \text{ } \emptyset.$$

$$- A_{s_7} = \frac{307,100}{59,800} = 5.15 \text{ cm.}^2 \doteq 5 \text{ varillas de } 1/2" \text{ } \emptyset.$$

Para tomar el momento positivo, doblaremos la mitad de las - varillas.

Cálculo por fuerzas cortantes:

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{V}{30 \times 0.858 \times 55} \qquad \frac{V}{1,420}$$

Cálculo por torsión:

$$v_t = \emptyset \frac{M_t}{ab^2}$$

$$\emptyset = 3 + \frac{2.6}{0.45 - \frac{60}{30}} = 3 + 1.06 = 4.06$$

$\longrightarrow$ $v_1 = \frac{2,205}{1,420} + 4.06 \frac{9,100}{60 \times 900} = 1.58 + 0.69 = 2.27 \text{ Kg/cm.}^2$

$\longleftarrow$ $v_2 = \frac{4,275}{1,420} + 4.06 \frac{51,000}{54,000} = 3.0 + 3.73 = 6.73 \text{ Kg/cm.}^2$

$\longrightarrow$ $v_2 = \frac{3,340}{1,420} + 4.06 \frac{51,000}{54,000} = 2.35 + 3.73 = 6.08 \text{ Kg/cm.}^2$

$\longleftarrow$ $v_3 = \frac{6,380}{1,420} + 4.06 \frac{34,800}{54,000} = 4.48 + 2.60 = 7.08 \text{ Kg/cm.}^2$

$\longrightarrow$ $v_3 = \frac{5,200}{1,420} + 4.06 \frac{34,800}{54,000} = 3.65 + 2.60 = 6.25 \text{ Kg/cm.}^2$

$\longleftarrow$ $v_4 = \frac{2,100}{1,420} + 2.60 = 1.48 + 2.60 = 4.08 \text{ Kg/cm.}^2$

$\longrightarrow$ $v_4 = \frac{2,390}{1,420} + 2.60 = 1.68 + 2.60 = 4.28 \text{ Kg/cm.}^2$

$\longleftarrow$ $v_5 = \frac{4,910}{1,420} + 2.60 = 3.45 + 2.60 = 6.05 \text{ Kg/cm.}^2$

$\longrightarrow$ $v_5 = \frac{2,410}{1,420} + 2.60 = 1.69 + 2.60 = 4.29$ kg/cm^2

$\longleftarrow$ $v_6 = \frac{4,890}{1,420} + 2.60 = 3.44 + 2.60 = 6.04$ Kg/cm^2

$\longrightarrow$ $v_6 = \frac{2,510}{1,420} + 2.60 = 1.77 + 2.60 = 4.37$ Kg/cm^2

$\longleftarrow$ $v_7 = \frac{4,790}{1,420} + 2.60 = 3.36 + 2.60 = 5.96$ Kg/cm^2

Cálculo de los estribos:

Usaremos estribos de 3/8" ø.

$$z = \frac{v' x}{v} \qquad T = \frac{v'b\,z}{2} = 15\, v'z \qquad t = 2\, a_s x\, 0.75\, f_s$$

$t = 2 \times 0.71 \times 0.75 \times 1,265 = 1,440$ Kg.

$\longrightarrow$ $v'_1 = 2.27 < 4.2$ Kg/cm^2 (no necesita estribos).

$\longleftarrow$ $v'_2 = 6.73 - 4.2 = 2.53$ Kg/cm^2 ; $z = \frac{2.53 \times 264}{6.73} = 96$ cm.

$T = 15 \times 2.53 \times 96 = 3,550$ Kg.; $N = \frac{3,550}{1,440} \doteq 3$ Estr.3/8" ø.

$\longrightarrow$ $v'_2 = 6.08 - 4.2 = 1.88$ Kg/cm^2; $z = \frac{1.88 \times 206}{6.08} = 64$ cm.

$T = 15 \times 1.88 \times 64 = 1,800$ Kg.; $N = \frac{1,800}{1,440} \doteq 2$ Estr.3/8" ø.

$\longrightarrow$ $v'_3 = 6.25 - 4.2 = 2.05$ Kg/cm^2; $z = \frac{2.05 \times 321}{6.25} = 105$ cm.

$T = 15 \times 2.05 \times 105 = 3,230$ Kg.; $N = \frac{3,230}{1,440} \doteq 3$ de 3/8" ø.

$\longleftarrow$ $v'_3 = 7.08 - 4.2 = 2.88$; $z = \frac{2.88 \times 394}{7.08} = 161$ cm.

$T = 15 \times 2.88 \times 161 = 6,950$ Kg.; $N = \frac{6,950}{1,440} \doteq 5$ de 3/8" ø.

$\longleftarrow$ v'_4 = no necesita estribos.

V_4' = no necesita estribos.

$V_5' = 6.05 - 4.2 = 1.85$ Kg/cm^2; $z = \frac{1.85 \times 302}{6.05} = 92$ cm.

$T = 15 \times 1.85 \times 92 = 2{,}560$ Kg ; $N = \frac{2{,}560}{1{,}440} \doteq 2$ de 3/8"

V_5' = no necesita estribos.

$V_6' = 6.04 - 4.2 = 1.84$ Kg/cm^2; $z = \frac{1.84 \times 302}{6.04} = 92$ cm.

$T = 15 \times 1.84 \times 92 = 2{,}540$ Kg; $N = \frac{2{,}540}{1{,}440} \doteq 2$ de 3/8".

V_6' = no necesita estribos.

$V_7' = 5.96 - 4.2 = 1.76$ Kg/cm^2; $z = \frac{1.76 \times 295}{5.96} = 86$ cm.

$T = 15 \times 1.76 \times 86 = 2{,}270$ Kg; $N = \frac{2{,}270}{1{,}440} \doteq 2$ de 3/8"

El armado correspondiente a esta trabe está ilustrado en la hoja número 63.

Pasaremos ahora a calcular las columnas que forman este marco, tomando como ejemplo la columna más pesada de la planta baja y teniendo en cuenta que las demás se calculan de igual manera.

Para conocer el peso que soportan las columnas, a continuación presento unas tablas en las que se especifican el nivel considerado, el nombre de la columna, su área tributaria, carga muerta y viva unitaria y total y, la carga total sobre cada una de las columnas.

El proceso de cálculo de estas tablas, no considero necesario explicarlo, ya que se obtienen en forma muy sencilla.

NIVEL IX.

Cols.	Areas	Carga muerta unit.	Carga muerta Total.	Carga viva unit.	Carga viva Total.	Carga Total
2-B	5.06	500	2530	50	253	2783
-C	10.13	500	5065	50	507	5572
-D	10.13	500	5065	50	507	5572
-E	10.13	500	5065	50	507	5572
-F	10.13	500	5065	50	507	5572
-G	10.13	500	5065	50	507	5572
-H	10.13	500	5065	50	507	5572
-I	10.13	500	5065	50	507	5572
-J	5.06	500	2530	50	253	2783
3-B	10.13	500	5065	50	507	5572
-C	20.25	500	10125	50	1013	11138
-D	20.25	500	10125	50	1013	11138
-E	20.25	500	10125	50	1013	11138
-F	20.25	500	10125	50	1013	11138
-G	20.25	500	10125	50	1013	11138
-H	30.50	500	15250	50	1525	16775
-J	20.25	500	10125	50	1013	11138
4-B	10.13	500	5065	50	507	5572
-C	20.25	500	10125	50	1013	11138
-D	20.25	500	10125	50	1013	11138
-E	20.25	500	10125	50	1013	11138
-F	20.25	500	10125	50	1013	11138
-G	20.25	500	10125	50	1013	11138
-H	30.50	500	15250	50	1525	16775
-J	20.25	500	10125	50	1013	11138
5-B	11.81	500	5905	50	591	6496
-C	23.63	500	11815	50	1182	12997
-D	23.63	500	11815	50	1182	12997
-E	16.88	500	8340	50	834	9174
-F	10.13	500	5065	50	507	5572
-G	10.13	500	5065	50	507	5572
-H	10.13	500	5065	50	507	5572
-I	10.13	500	5065	50	507	5572
-J	5.06	500	2530	50	253	2783
6-B	7.25	500	3625	50	363	3988
-C	13.50	500	6750	50	675	7425
-D	13.50	500	6750	50	675	7425
-E	7.25	500	3625	50	363	3988

NIVEL VIII.

Cols.	Areas	Carga muerta		Carga viva		Carga Total.
		unit.	Total	unit.	Total	
2-B	5.06	755	3800	150	760	4560
-C	10.13	755	7650	150	1520	9170
-D	10.13	755	7650	150	1520	9170
-E	10.13	755	7650	150	1520	9170
-F	10.13	755	7650	150	1520	9170
-G	10.13	755	7650	150	1520	9170
-H	10.13	755	7650	150	1520	9170
-I	10.13	755	7650	150	1520	9170
-J	5.06	755	3800	150	760	4560
3-B	10.13	755	7650	150	1520	9170
-C	20.25	755	15300	150	3040	18340
-D	20.25	755	15300	150	3040	18340
-E	20.25	755	15300	150	3040	18340
-F	20.25	755	15300	150	3040	18340
-G	20.25	755	15300	150	3040	18340
-H	20.25	755	15300	150	3040	18340
-I	20.25	755	15300	150	3040	18340
-J	10.13	755	7650	150	1520	9170
4-B	10.13	755	7650	150	1520	9170
-C	20.25	755	15300	150	3040	18340
-D	20.25	755	15300	150	3040	18340
-E	20.25	755	15300	150	3040	18340
-F	20.25	755	15300	150	3040	18340
-G	20.25	755	15300	150	3040	18340
-H	20.25	755	15300	150	3040	18340
-I	20.25	755	15300	150	3040	18340
-J	10.13	755	7650	150	1520	9170
5-B	11.81	755	8900	150	1780	10680
-C	23.63	755	17800	150	3560	21360
-D	23.63	755	17800	150	3560	21360
-E	16.88	755	12000	150	2540	14540
-F	10.13	755	7650	150	1520	9170
-G	10.13	755	7650	150	1520	9170
-H	10.13	755	7650	150	1520	9170
-I	10.13	755	7650	150	1520	9170
-J	5.06	755	3800	150	760	4560
6-B	7.25	755	5500	150	1090	6590
-C	13.50	755	10200	150	2030	12230
-D	13.50	755	10200	150	2030	12230
-E	7.25	755	5500	150	1090	6590

NIVELES DE LAS PLANTAS TIPO.

Cols.	Areas	Carga muerta		Carga viva		Carga Total.
		unit.	Total	unit.	Total	
1-A	5.06	755	3800	150	760	4560
-B	10.13	755	7650	150	1520	9170
-C	10.13	755	7650	150	1520	9170
-D	10.13	755	7650	150	1520	9170
-E	10.13	755	7650	150	1520	9170
-F	10.13	755	7650	150	1520	9170
-G	10.13	755	7650	150	1520	9170
-H	10.13	755	7650	150	1520	9170
-I	10.13	755	7650	150	1520	9170
-J	10.13	755	7650	150	1520	9170
-K	5.06	755	3800	150	760	4560
2-A	10.13	755	7650	150	1520	9170
-B	20.25	755	15300	150	3040	18340
-C	20.25	755	15300	150	3040	18340
-D	20.25	755	15300	150	3040	18340
-E	20.25	755	15300	150	3040	18340
-F	20.25	755	15300	150	3040	18340
-G	20.25	755	15300	150	3040	18340
-H	20.25	755	15300	150	3040	18340
-I	20.25	755	15300	150	3040	18340
-J	20.25	755	15300	150	3040	18340
-K	10.13	755	7650	150	1520	9170
3-A	10.13	755	7650	150	1520	9170
-B	20.25	755	15300	150	3040	18340
-C	20.25	755	15300	150	3040	18340
-D	20.25	755	15300	150	3040	18340
-E	20.25	755	15300	150	3040	18340
-F	20.25	755	15300	150	3040	18340
-G	20.25	755	15300	150	3040	18340
-H	20.25	755	15300	150	3040	18340
-I	20.25	755	15300	150	3040	18340
-J	20.25	755	15300	150	3040	18340
-K	10.13	755	7650	150	1520	9170
4-A	10.13	755	7650	150	1520	9170
-B	20.25	755	15300	150	3040	18340
-C	20.25	755	15300	150	3040	18340
-D	20.25	755	15300	150	3040	18340
-E	20.25	755	15300	150	3040	18340
-F	20.25	755	15300	150	3040	18340
-G	20.25	755	15300	150	3040	18340
-H	20.25	755	15300	150	3040	18340
-I	20.25	755	15300	150	3040	18340
-J	20.25	755	15300	150	3040	18340
-K	10.13	755	7650	150	1520	9170

NIVELES DE LAS PLANTAS TIPO.

Cols.	Areas	Carga muerta unit.	Carga muerta Total	Carga viva unit.	Carga viva Total	Carga Total
5-A	11.81	755	8900	150	1780	10680
-B	23.63	755	17800	150	3560	21360
-C	23.63	755	17800	150	3560	21360
-D	23.63	755	17800	150	3560	21360
-E	16.88	755	12000	150	2540	14540
-F	10.13	755	7650	150	1520	9170
-G	10.13	755	7650	150	1520	9170
-H	10.13	755	7650	150	1520	9170
-I	10.13	755	7650	150	1520	9170
-J	10.13	755	7650	150	1520	9170
-K	5.06	755	3800	150	760	4560
6-A	11.25	755	8500	150	1700	10200
-B	22.50	755	17000	150	3400	20400
-C	22.50	755	17000	150	3400	20400
-D	22.50	755	17000	150	3400	20400
-E	11.25	755	8500	150	1700	10200
7-A	4.50	755	3400	150	680	4080
-B	9.00	755	6800	150	1360	8160
-C	9.00	755	6800	150	1360	8160
-D	9.00	755	6800	150	1360	8160
-E	4.50	755	3400	150	680	4080

NIVEL I.

Cols.	Areas	Carga muerta unit.	Carga muerta Total	Carga viva unit.	Carga viva Total	Carga Total
1-A	5.06	755	3800	150	760	4560
-B	10.13	755	7650	150	1520	9170
-C	10.13	755	7650	150	1520	9170
-D	10.13	755	7650	150	1520	9170
-E	10.13	755	7650	150	1520	9170
-F	10.13	755	7650	150	1520	9170
-G	10.13	755	7650	150	1520	9170
-H	10.13	755	7650	150	1520	9170
-I	10.13	755	7650	150	1520	9170
-J	10.13	755	7650	150	1520	9170
-K	5.06	755	3800	150	760	4560

NIVEL I.

Cols.	Areas	Carga muerta unit.	Carga muerta Total	Carga viva unit.	Carga viva Total	Carga Total
2-A	10.13	755	7650	150	1520	9170
-B	20.25	755	15300	150	3040	18340
-C	20.25	755	15300	150	3040	18340
-D	20.25	755	15300	150	3040	18340
-E	20.25	755	15300	150	3040	18340
-F	20.25	755	15300	150	3040	18340
-G	20.25	755	15300	150	3040	18340
-H	20.25	755	15300	150	3040	18340
-I	20.25	755	15300	150	3040	18340
-J	20.25	755	15300	150	3040	18340
-K	10.13	755	7650	150	1520	9170
3-A	10.13	755	7650	150	1520	9170
-B	20.25	755	15300	150	3040	18340
-C	20.25	755	15300	150	3040	18340
-D	20.25	755	15300	150	3040	18340
-E	20.25	755	15300	150	3040	18340
-F	20.25	755	15300	150	3040	18340
-G	20.25	755	15300	150	3040	18340
-H	20.25	755	15300	150	3040	18340
-I	20.25	755	15300	150	3040	18340
-J	20.25	755	15300	150	3040	18340
-K	10.13	755	7650	150	1520	9170
4-A	10.13	755	7650	150	1520	9170
-B	20.25	755	15300	150	3040	18340
-C	20.25	755	15300	150	3040	18340
-D	20.25	755	15300	150	3040	18340
-E	20.25	755	15300	150	3040	18340
-F	20.25	755	15300	150	3040	18340
-G	20.25	755	15300	150	3040	18340
-H	20.25	755	15300	150	3040	18340
-I	20.25	755	15300	150	3040	18340
-J	20.25	755	15300	150	3040	18340
-K	10.13	755	7650	150	1520	9170
5-A	11.81	755	8900	150	1780	10680
-B	23.63	755	17800	150	3560	21360
-C	23.63	755	17800	150	3560	21360
-D	23.63	755	17800	150	3560	21360
-E	23.63	755	17800	150	3560	21360
-F	23.63	755	17800	150	3560	21360
-G	23.63	755	17800	150	3560	21360
-H	23.63	755	17800	150	3560	21360
-I	23.63	755	17800	150	3560	21360
-J	23.63	755	17800	150	3560	21360
-K	11.81	755	8900	150	1780	10680

NIVEL I.

Cols.	Areas	Carga muerta unit.	Carga muerta Total	Carga viva unit.	Carga viva Total	Carga Total
6-A	11.25	755	8500	150	1700	10200
-B	22.50	755	17000	150	3400	20400
-C	22.50	755	17000	150	3400	20400
-D	22.50	755	17000	150	3400	20400
-E	22.50	755	17000	150	3400	20400
-F	22.50	755	17000	150	3400	20400
-G	22.50	755	17000	150	3400	20400
-H	22.50	755	17000	150	3400	20400
-I	22.50	755	17000	150	3400	20406
-J	22.50	755	17000	150	3400	20400
-K	11.25	755	8500	150	1700	10200
7-A	4.50	755	3400	150	680	4080
-B	9.00	755	6800	150	1360	8160
-C	9.00	755	6800	150	1360	8160
-D	9.00	755	6800	150	1360	8160
-E	9.00	755	6800	150	1360	8160
-F	9.00	755	6800	150	1360	8160
-G	9.00	755	6800	150	1360	8160
-H	9.00	755	6800	150	1360	8160
-I	9.00	755	6800	150	1360	8160
-J	9.00	755	6800	150	1360	8160
-K	4.50	755	3400	150	680	4080

CARGAS TOTALES SOBRE LAS COLUMNAS.

Cols.	1	2	3	4	5	6	7
A	31.920	64.190	64.190	64.190	74.760	71.400	28.560
B	64.190	135.723	143.122	143.122	166.696	153.378	57.120
C	64.190	143.122	143.122	143.122	166.696	162.455	57.120
D	64.190	143.122	143.122	143.122	166.696	162.455	57.120
E	64.190	143.122	143.122	143.122	132.312	92.178	32.640
F	64.190	143.122	143.122	143.122	91.122	20.400	8.160
G	64.190	143.122	143.122	143.122	91.122	20.400	8.160
H	64.190	143.122	163.495	163.495	91.122	20.400	8.160
I	64.190	143.122	146.720	146.720	91.122	20.400	8.160
J	64.190	143.122	148.688	148.688	91.122	20.400	8.160
K	31.920	135.723	64.190	64.190	38.040	10.200	4.080

CALCULO DE LAS COLUMNAS.

Calcularemos la columna exterior de la planta baja A - 5.

$P = 74{,}760$ Kg.

$M = 1{,}322$ Kg-m.

e = excentricidad $= \frac{M}{P} = \frac{132{,}200}{74{,}760} = 1.77$ cm.

Sección supuesta 40 x 40 cm.

Longitud 4.00 m.

$\frac{l}{b} = \frac{400}{40} = 10$ (columna corta).

El núcleo central está a $\frac{40}{6} = 6.67$ cm. a cada lado del centro, por lo tanto la carga cae dentro del núcleo central.

$$b = KP' \qquad P' = \frac{P}{b}$$

$$P' = \frac{74{,}760}{40} = 1{,}870 \text{ Kg.}$$

$$\frac{e}{P'} = \frac{1.77}{1{,}870} = 0.000948.$$

En el libro de Muñoz y Riemmann encontramos para este valor de 0.000948 y para un porcentaje $p = 0.024$, $K = 0.0215$.

$$b = K \times P = 0.0215 \times 1{,}870 \doteq 40 \text{ cm.}$$

$$A_s = pbd = 0.024 \times 40 \times 40 = 38.5 \text{ cm}^2.$$

Usando varillas de 1" de ϕ cuya $a_s = 5.03$ cm.^{2},

$$N = \frac{38.5}{5.03} \doteq 8 \text{ varillas de 1" de } \phi.$$

Usaremos estribos de 3/8" de ϕ que se colocarán a una distancia máxima de 12 a 15 veces el diámetro de la varilla usada, o sea,

$2.54 \times 12 = 30$ cm. de separación.

CIMENTACION.

El estudio de la cimentación para edificios, es de mucha importancia y debe estudiarse de la manera más cuidadosa, máxime cuando se tengan suelos de mala calidad como acontece en la ciudad de México.

Antes de proyectarse la cimentación, debe conocerse perfectamente la naturaleza del suelo sobre el cual descanse el edificio y ésto sólo se podrá lograr por medio de sondeos practicados en el lugar donde se construirá la obra, para poder determinar la profundidad y naturaleza de los diversos mantos, el nivel de las aguas freáticas y el grado de consolidación en que se encuentra dicho suelo al iniciarse las obras. Todos estos trabajos deben estár a cargo de personas especializadas que nos puedan prever los asentamientos mínimos.

Haciendo caso omiso a los estudios inherentes al conocimiento del subsuelo, puesto que la idea de esta tésis, no es el análisis del subsuelo y, además sería un trabajo muy laborioso y motivo de otros estudios, de tal manera, que sólo me concretaré a tener una fé absoluta en los datos que se me proporcionaron en estudios previamente hechos en los terrenos vecinos.

CARGAS VERTICALES SOBRE LAS COLUMNAS DE CIMENTACION.-

Para conocer el peso total del edificio tomaremos el área de cada nivel y la multiplicamos por la carga total que gravite en él.

NIVEL IX.

Area = 13.50 x 36 + 6 x 13.50 = 566 m^2.

Carga unitaria = 600 Kg/m^2.

NIVEL VIII.

Area = 13.50 x 36 + 6 x 13.50 = 566 m^2.

Carga unitaria = 1,055 Kg/m^2.

NIVELES DE LAS PLANTAS TIPO.

Area = 45 x 18 + 10 x 18 = 990 m^2.

Carga unitaria = 1,055 Kg/m^2.

NIVEL DE LA PLANTA BAJA.

Area = 45.00 x 28.00 = 1,260 m^2.

Carga unitaria = 1,395 Kg/m^2.

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.

P = 566 x 600 + 566 x 1,055 + 990 x 1,055 x 7 + 1,260 x 1,395

P = 340 + 600 + 7,320 + 1,760 = 10,020 Tons.

El peso P' de la cimentación lo supondremos del 15% del peso de la estructura.

P' = 10,020 x 0.15 = 1,503 Tons.

Peso total = 10,020 + 1,503 = 11,523 Tons.

El área de la base de edificio es de 1,260 m^2.

$$f = \frac{P}{A} = \frac{11,523}{1,260} = 9.18 \doteq 9.2 \text{ Tons./m}^2 = 0.92 \text{ Kg/cm}^2$$

Como este edificio está situado en el centro de la ciudad, se considera, por tanto, que construcción en dicho terreno, y en consecuencia ya éste se encuentra consolidado pudiendose tomar como fatiga máxima de 0.5 Kg/cm^2.

Además tenemos los datos siguientes:

En nivel de aguas freáticas se encuentra a la elevación --- - 2.40 m., habiendo encima de esta elevación un relleno cuyo -- peso volumétrico se estimó en 1.40 Tons./m^3 Entre la elevación - 2.40 m. y - 4.10 m., hay un relleno arcilloso cuyo peso volumétrico se estimó en 1.60 Tons./m^3 A partir de la elevación - - 4.10 m., comienza un manto arcilloso con un peso volumétrico de 1.20 Tons./m^3

TIPOS DE CIMENTACION.- En general, se presentan en la cimentación de edificios tres tipos principales:

Cimentación flexible,
Cimentación por pilotes,y
Cimentación rígida.

Sin que yo pretenda discutir la bondad de estos diferentes -- tipos de cimentación, me limitaré únicamente a describirlos en -- sus términos generales.

CIMENTACION FLEXIBLE.- La cimentación flexible es muy ventajosa - usarla para aquellos suelos bastante resistentes y que no sean -- suceptibles de consolidación futura, pues en forma muy ventajosa se pueden usar zapatas aisladas; pero repito, ésto se puede em-- plear solamente en aquellos suelos que no sean compresibles y -- cuando la fatiga unitaria del edificio, no exceda a la fatiga -- permisible del terreno. Esto se comprende fácilmente, ya que el terreno sigue las deformaciones que le proporciona las cargas en las columnas.

Como en el caso que nos ocupa la fatiga unitaria del edificio es mayor que la fatiga permisible del terreno y ha sido proyecta-

do para ser construído en la ciudad de México, no podemos usar - este tipo de cimentación.

CIMENTACION POR PILOTES.- Este tipo de cimentación tiene tres objetos principales:

a.- Trasmitir las cargas del edificio a mantos resistentes.

b.- Consolidar una capa de terreno con el objeto de hacerla - más resistente.

c.- Trasmitir la carga del edificio por fricción con el terreno.

En caso de cimentar el edificio por pilotes, éstos tendrían - la primera finalidad.

Actualmente en la ciudad de México se acostumbra cimentar con pilotes sin tomar en cuenta el asentamiento total del Valle de -- México. Es por ésto que vemos que ciertos edificios sobre salen - del nivel del suelo por que no siguen el asentamiento general de la zona en que se encuentran ubicados. Para poder resolver ésto,- se puede usar la "Cimentación mixta", es decir, combinando la --- reacción del terreno con la reacción dada por los pilotes, atri-- buyendole una carga a los pilotes de tal manera, que al verificar se el asentamiento general del terreno, la carga del edificio sobre pase a la carga de dichos pilotes y, se pondrá en contacto -- nuevamente el edificio y el terreno. La desventaja de este método es que hay que hacer inumerables pruebas para comprobar la capa-- cidad efectiva de los pilotes y así poder asignarle a cada zona - el número exácto de pilotes.

CIMENTACION RIGIDA.- La cimentación rígida es aquella cuya estructura tiene una rigidez tal capaz de redistribuir las cargas con--

centradas de las columnas y provocar una reacción uniforme en el terreno. Esto se logra deduciendo una profundidad del terreno -- con la cual se obtengan asentamientos mínimos.

En el aspecto técnico, la ventaja que tiene este tipo de cimentación es la de eliminar los asentamientos diferenciales.

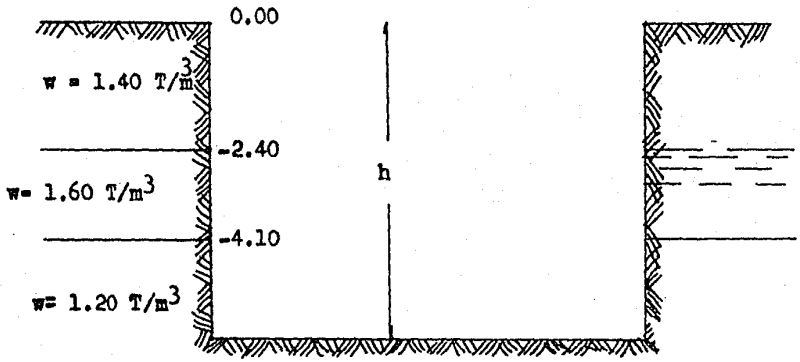
En el aspecto económico puede ser más ventajoso que utilizar pilotes, puesto que en la cimentación con pilotes tendríamos que utilizar una retícula de trabes de una escuadría aproximadamente igual a la de las trabes utilizadas en la cimentación rígida.

CIMENTACION ADOPTADA.- Por lo antes expuesto, llegamos a la conclusión que desde el punto de vista técnico, forzosamente tendremos que utilizar pilotes o cimentación rígida. Ahora bien, desde el punto de vista económico es notoriamente más ventajosa la cimentación rígida, tanto por la supresión del hincado, como por la similitud entre el volúmen de concreto empleado entre ambas cimentaciones. Además, forzosamente tendríamos que hacer una excavación aún tratándose de pilotes, pues el proyecto funcional del edificio lo exigiría.

Por tanto, adoptaré en la presente tésis la cimentación rígida, deduciendo una profundidad de terreno tal que nos permita los asentamientos mínimos. Esta profundidad sería estrictamente, la necesaria, para que el peso del edificio fuese compensado por el volúmen de tierra excavado, pero podemos utilizar ventajosamente la capacidad de carga del terreno a cierta profundidad. Si suponemos que a una cierta profundidad el terreno es suceptible de resistir una tonelada entre metro cuadrado, con toda seguridad los asentamientos serán los mínimos.

CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACION.

Calcularemos la profundidad de la excavación valiéndonos de - los diferentes pesos volumétricos y profundidades de los mantos que componen el subsuelo.



$$(2.40 \times 1.40) + (1.60 \times 1.70) + 1.20\ (h - 4.10) = 9.20 - 1.0$$

$$1.20\ h = 8.20 + 4.92 - 6.08 = 7.04$$

$$h = \frac{7.04}{1.20} = 5.89 \pm 6.00 \text{ m.}$$

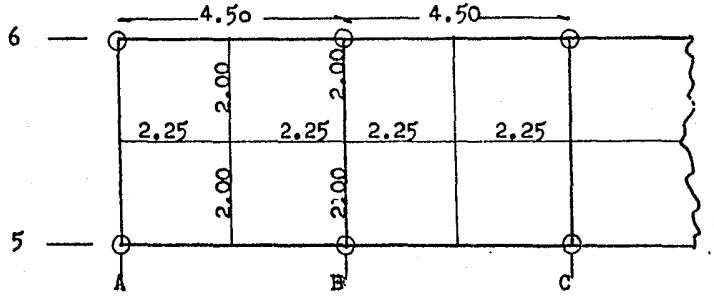
Por tanto haremos la excavación a una profundidad de 6 m.

CALCULO DE LAS LOSAS DE CIMENTACION.- Se calcularán las losas de cimentación como bóvedas invertidas (se considerarán como arcos - parabólicos empotrados en sus extremos). La reacción en los arcos parabólicos es inclinada y descomponiendola en sus dos componentes, la horizontal y la vertical, vemos que ésta es facilmente -- absorvida por las columnas, pero en cambio la horizontal no puede ser absorvida por el terreno en las losas exteriores, a menos de que pongamos un muro de retención bastante costoso; por lo que - vamos a usar en el perímetro losas comunes para absorver dicho -

coseo.

Comenzaré por calcular las losas del perímetro del edificio suponiendoles un espesor de 20 cm.

Reacción del terreno	9,200 Kg/m^2
Peso propio de las losas	- 480 Kg/m^2
Reacción neta=	8,720 Kg/m^2



Utilizamos la tabla 5 del "Joint Committe" para losas continuas en dos lados y para " m " = $\frac{2.00}{2.25}$ = 0.89 ≐ 0.9

Claro mayor.

Faja intermedia:

- M en el lado contínuo = 0.049 x 8.72 x $(2.0)^2$ = 1.72
- M en lado discontínuo = 0.025 x 8.72 x $(2.0)^2$ = 0.88
+ M en el centro del claro = 0.037 x 8.72 x $(2.0)^2$ = 1.3

Claro menor.

Faja intermedia:

- M en el lado contínuo = 0.057 x 8.72 x $(2.0)^2$ = 2.0
- M en lado discontínuo = 0.028 x 8.72 x $(2.0)^2$ = 0.95
+ M en el centro del claro = 0.043 x 8.72 x $(2.0)^2$ = 1.5

En las fajas de columna se espaciarán las varillas a 2/3 de los espacios de las fajas intermedias.

Peralte por momento: $M_{max} = 2.0$ Tons.-m.

$$d = \sqrt{\frac{200,000}{11.55 \times 100}} = 13.2 \text{ cm.}$$

Cálculo por fuerza cortante.

$$P_{corto} = \frac{w l^2}{4} = \frac{8.72 \times (2.0)^2}{4} = 8.72 \text{ Tons.}$$

$$p_c = \frac{8.72}{2} = 4.36 \text{ Tons/m.}$$

$$P_1 = \frac{w l^2}{4} \times \frac{2 - m}{m} = \frac{8.72 \times (2.0)^2}{4} \times \frac{2 - 0.9}{0.9} = 10.7 \text{ Tons.}$$

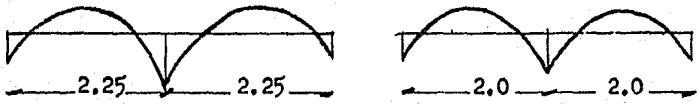
$$p_1 = \frac{10.7}{2.25} = 4.75 \text{ Tons/m.}$$

P_c = carga que toma el claro corto.

p_c = carga por metro del claro corto.

P_1 = carga que toma el claro largo.

p_1 = carga por metro del claro largo.



Claro largo.

$$V_1 = V_3 = 4.36 - \frac{1.72 - 0.88}{2.25} = 4.00 \text{ Tons.}$$

$$V_2 = 4.36 + \frac{1.72 - 0.88}{2.25} = 4.73 \text{ Tons.}$$

Claro corto.

$$V_1 = V_3 = 4.75 - \frac{2.0 - 0.95}{2.0} = 4.22 \text{ Tons.}$$

$$V_2 = 4.75 + \frac{2.0 - 0.95}{2.0} = 5.28 \text{ Tons.}$$

Peralte por esfuerzo cortante.

$$d = \frac{V}{bjv} = \frac{5,280}{100 \times 0.858 \times 4.2} = 14.6 \doteq 15 \text{ cm.}$$

$d = 15$ cm. $\quad r = 5$ cm. $\quad h = 20$ cm.

Cálculo del refuerzo.

Para calcular el refuerzo de la cimentación, al área de acero encontrada se le aumenta un 10%.

$$1.1\ A_{s_1} = 1.1\ A_{s_3} = \frac{1.1 \times 88,000}{1,265 \times 0.858 \times 15} = 5.99 \text{ cm.}^2$$

$$1.1\ A_{s_1} = 1.1\ A_{s_3} \doteq 5 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

$$1.1\ A_{s_2} = \frac{1.1 \times 172,000}{1,265 \times 0.858 \times 15} = 11.6 \text{ cm.}^2$$

$$1.1\ A_{s_2} \doteq 10 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

Este acero calculado es el acero negativo paralelo al lado mayor.

Acero positivo paralelo al lado mayor:

$$1.1\ A_{s_1} = 1.1\ A_{s_3} = \frac{1.1 \times 130,000}{1,265 \times 0.858 \times 15} = 8.8 \text{ cm.}^2$$

$$1.1\ A_{s_1} = 1.1\ A_{s_3} \doteq 8 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

Acero positivo paralelo al lado menor:

$$1.1\ A_{s_2} = \frac{1.1 \times 150,000}{1,265 \times 0.858 \times 15} = 10.1 \text{ cm.}^2$$

$$1.1\ A_{s_2} \doteq 9 \text{ varillas de } 1/2" \text{ Ø.}$$

Acero negativo paralelo al lado corto:

$$1.1\ A_{s_1} = 1.1\ A_{s_3} = \frac{1.1 \times 95,000}{1,265 \times 0.858 \times 15} = 6.4 \text{ cm.}^2$$

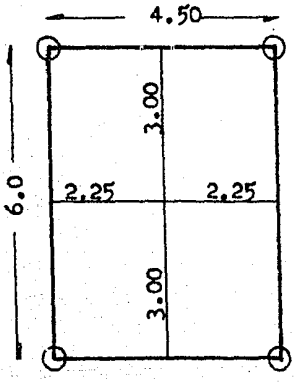
$$1.1\ A_{s_1} = 1.1\ A_{s_3} \pm 6 \text{ varillas de } 1/2" \ \emptyset.$$

$$1.1\ A_{s_2} = \frac{1.1 \times 200,000}{1,265 \times 0.858 \times 15} = 13.4\ cm^2$$

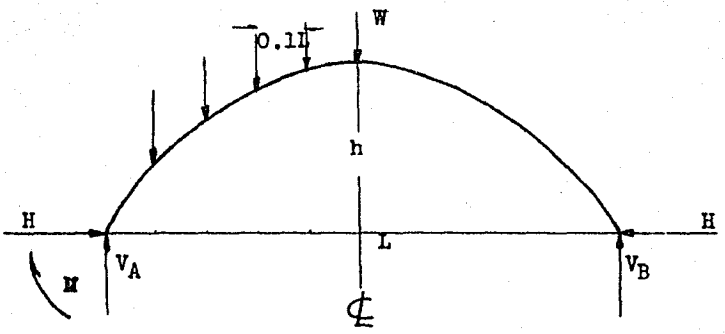
$$1.1\ A_{s_2} \pm 11 \text{ varillas de } 1/2" \ \emptyset.$$

Como el cálculo de todas las demás losas perimetrales es semejante al cálculo que hemos hecho con esta losa, no considero necesario calcularlas.

CALCULO DE LAS LOSAS INTERIORES.- Como dijimos anteriormente, las losas interiores estarán formadas por bóvedas invertidas y para su cálculo, las consideraremos como arcos parabólicos empotrados en sus extremos. Para disminuír el efecto de los claros, pondremos nervaduras a la mitad del claro de las trabes principales. Como tenemos dos tipos de losas, de 6.00 x 4.50 m. y 4.50 x 4.50 m., analizaré únicamente la mayor, entendiendose que el cálculo de la otra losa es semejante.



Entonces las bóvedas se apoyarán en las trabes y nervaduras transversales del edificio. Las bóvedas las calcularemos con un claro de 2.25 m. y se utilizará para el cálculo las tablas que calcularon los Ingenieros Eduardo y Leopoldo Ortega Casas y que aparecen en la revista "Ingeniería" de agosto del año de 1,944.



L = 2.25 m.

Flecha = h = 0.1 L = 22.5 cm.

Reacción del terreno..... 9.20 Tons/m^2

Peso propio del arco.....-0.36 Tons/m^2

8.84 ≈ 8.90 Ton/m^2

W = 8.90 x 1.0 x 0.225 = 2.0 Tons.

Cálculo de los momentos:

Para x = 0.0 L $M_a = k_5 W L = - 0.00825 \times 2 \times 225 = 0.00\ 37$

Para x = 0.1 L $M_1 = k_5 W L = - 0.0083 \times 2 \times 225 = 0.0374$

....

....

....

Para x = 0.5 L $M_5 = k_5 W L = - 0.0084 \times 2 \times 225 = 0.0375$

Cálculo de las fuerzas cortantes:

Para x = 0.0 L, $V_A = V_B = + 5.50\ W = 5.50 \times 2 = 11.0$ Tons.

Para x = 0.1 L; $V_1 = V_9 = + 4.50\ W = 4.50 \times 2 = 9.0$ Tons.

Para x = 0.2 L ; $V_2 = V_8 = + 3.50\ W = 3.50 \times 2 = 7.0$ Tons.

Para x = 0.3 L ; $V_3 = V_7 = + 2.50\ W = 2.50 \times 2 = 5.0$ Tons.

Para x = 0.4 L ; $V_4 = V_6 = + 1.50\ W = 1.50 \times 2 = 3.0$ Tons.

Para x = 0.5 L ; $V_5 = + 0.50\ W = 0.50 \times 2 = 1.0$ Tons.

Cálculo del coseo:

$$H = \frac{k_1 \times WL}{h} = \frac{1.25 \times 2 \times 2.25}{0.225} = 25 \text{ Tons.}$$

T = resultante total.

$$T = \sqrt{(V_A)^2 + (H)^2} = \sqrt{(11)^2 + (25)^2} = 27.4 \text{ Tons.}$$

$$tg.\alpha = \frac{V_A}{H} = \frac{11}{25} = 0.44 \qquad \alpha = 23°45'$$

$$tg.\beta = \frac{4\,h}{L} = \frac{4 \times 0.225}{2.25} = 0.40 \qquad \beta = 21°45'$$

$$\phi = \alpha - \beta = 23°45' - 21°45' = 2°00'$$

$$P = T \cos \phi = 27.4 \times 0.9994 \doteq 27.4 \text{ Tons.}$$

$$F = T \operatorname{sen} \phi = 27.4 \times 0.035 \doteq 0.96 \text{ Tons.}$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{0.0037}{27.4} = 0.00135 \text{ m.}$$

$$f = \frac{P}{A}\left(1 + \frac{6\,e}{A}\right) = \frac{27,400}{100 \times 15} = 18.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Fatiga admisible = f_c = $0.25 \times 140 = 35 \text{ Kg/cm}^2$

Luego está en buenas condiciones con un espesor de 15 cm.

Como el arco parabólico está sujeto a compresiones únicamente, como se vio en el análisis anterior, no hay necesidad de armar las bóvedas; sin embargo, previendo asentamientos y otros -- factores de incertidumbre se armarán con varillas de 5/8" de ø - cada 25 cms. en el sentido longitudinal del edificio y , por temperatura se armarán con varillas de 5/8" de ø a cada 30 cms.

CALCULO DE LAS TRABES.

Tendremos trabes apoyadas sobre columnas y nervaduras apoyadas sobre éstas, pero en realidad las nervaduras transversales - se pueden considerar como trabes principales. La única diferen--

cia estriba en que las principales propiamente dichas., se apoyan en las columnas y las nervaduras se apoyan en las trabes --- principales longitudinales.

Unicamente se hará el cálculo de las trabes correspondientes al marco en estudio y, las trabes longitudinales se calcularán como vigas contínuas con una carga concentrada igual a la carga que le transmitan las vigas transversales.

CALCULO DE LAS TRABES PRINCIPALES.- Supondremos a estas trabes de una escuadría de 0.40 x 2.00 mts.

Reacción vertical de los arcos = 2 x 11 = 22.00 Ton/m.

Peso propio de las trabes = 1.92 Ton/m.

Carga unitaria = 20.08 Ton/m.

Cálculo de las rigideces:

$$K_{1-2} = \frac{0.40 \times (2)^3}{12 \times 4} = 6.65 \quad (L = 4.00 \text{ m.})$$

$$K_{2-3} = \frac{40 \times (2)^3}{12 \times 6} = 4.45 \quad (L = 6.00 \text{ m.})$$

$$K_{3-4} = K_{4-5} = K_{5-6} = K_{6-7} = \frac{0.40 \times (2)^3}{12 \times 4.5} = 5.95 \quad (L = 4.50 \text{m.})$$

$$K_{col} = \frac{(0.50)^4}{12 \times 4} = 1.3 \quad (h = 4.00 \text{ m.})$$

Cálculo de las rigideces relativas:

$$K_{col} = \frac{1.3}{1.3} = 1 \quad (h = 4.00 \text{ m.})$$

$$K_{1-2} = \frac{6.65}{1.3} = 5.1 \quad (L = 4.00 \text{ m.})$$

$$K_{2-3} = \frac{4.45}{1.3} = 3.4 \quad (L = 6.00 \text{ m.})$$

$$K_{3-4} = \frac{5.95}{1.3} = 4.5 \quad (L = 4.50 \text{ m.})$$

En la hoja siguiente está el cálculo de los momentos.

F.D.	0000	054	036	038	051	045	045	045	045	045	045	0
M.E.	-2700	-2700	-6600	-6600	-3700	-3700	-3700	-3700	-3700	-3700	-3700	-3700
1a.D	0000	-2100	+1400	+1100	-1480	0000	00000	0000	0000	0000	0000	0000
T.	+1050	0000	- 550	- 700	0000	+ 740	0000	0000	0000	0000	0000	0000
2a.D	0000	- 295	+ 198	+ 265	- 356	- 332	+ 332	0000	0000	0000	0000	0000
T.	+ 150	0000	- 133	- 099	+ 166	+ 178	0000	- 166	00000	0000	0000	0000
3a.D	0000	- 072	+ 048	+ 100	- 135	- 080	+ 080	+ 075	-075	0000	0000	0000
M.F.	-1500	-5167	-5637	-5934	-5505	-3194	-3288	-3791	-3775	-3700	-3700	-3700
R.L.	+44	+44	+66	+66	+495	+495	+495	+495	+495	+495	+495	+495
Δ_V	- 920	+ 920	- 050	+ 050	+ 512	- 512	- 112	+ 112	+ 017	- 017	0000	0000
V.	3480	5320	6550	6650	5462	4438	4838	5062	4967	4933	4950	4950
x.	158	242	297	303	247	203	220	230	226	224	225	225
M.P.	+1440		+4114		+1326		+2025		+1822		+1860	
MA	660	618 2270	248	181 262	243	582 141	145	89 167	166	80 163	163	838 1630

(1) — 4.00 — (2) — 6.00 — (3) — 4.50 — (4) — 4.50 — (5) — 4.50 — (6) — 4.50 — (7)

Cálculo por fuerzas cortantes:

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{V}{40 \times 0.858 \times 230} = \frac{V}{7,900}$$

$\longrightarrow v_1 = \frac{34,800}{7,900} = 4.4$ Kg/cm.^{2} $\longrightarrow v_1' = 4.4 - 4.2 = 0.20$ Kg/cm.^{2}

$\longleftarrow v_2 = \frac{53,200}{7,900} = 6.75$ Kg/cm.^{2} $\longleftarrow v_2' = 6.75 - 4.2 = 2.55$ Kg/cm.^{2}

$\longrightarrow v_2 = \frac{65,500}{7,900} = 8.30$ Kg/cm.^{2} $\longrightarrow v_2' = 8.30 - 4.2 = 4.10$ Kg/cm.^{2}

$\longleftarrow v_3 = \frac{66,500}{7,900} = 8.32$ Kg/cm.^{2} $\longleftarrow v_3' = 8.32 - 4.2 = 4.12$ Kg/cm.^{2}

$\longrightarrow v_3 = \frac{54,620}{7,900} = 6.90$ Kg/cm.^{2} $\longrightarrow v_3' = 6.90 - 4.2 = 2.70$ Kg/cm.^{2}

$\longleftarrow v_4 = \frac{44,380}{7,900} = 5.60$ Kg/cm.^{2} $\longleftarrow v_4' = 5.60 - 4.2 = 1.40$ Kg/cm.^{2}

$\longrightarrow v_4 = \frac{48,380}{7,900} = 6.12$ Kg/cm.^{2} $\longrightarrow v_4' = 6.13 - 4.2 = 1.92$ Kg/cm.^{2}

$\longleftarrow v_5 = \frac{50,620}{7,900} = 6.40$ Kg/cm.^{2} $\longleftarrow v_5' = 6.40 - 4.2 = 2.20$ Kg/cm.^{2}

$\longrightarrow v_5 = \frac{49,670}{7,900} = 6.30$ Kg/cm.^{2} $\longrightarrow v_5' = 6.30 - 4.2 = 2.10$ Kg/cm.^{2}

$\longleftarrow v_6 = \frac{49,330}{7,900} = 6.22$ Kg/cm.^{2} $\longleftarrow v_6' = 6.22 - 4.2 = 2.02$ Kg/cm.^{2}

$\longrightarrow v_6 = \frac{49,500}{7,900} = 6.26$ Kg/cm.^{2} $\longrightarrow v_6' = 6.26 - 4.2 = 2.06$ Kg/cm.^{2}

$\longleftarrow v_7 = \frac{49,500}{7,900} = 6.26$ Kg/cm.^{2} $\longleftarrow v_7' = 6.26 - 4.2 = 2.06$ Kg/cm.^{2}

Cálculo de los estribos:

Usaremos estribos de 1/2" de Ø, cuya $a_s = 1.22$ cm.^{2}

$t = 2\ a_s \times 0.75\ f_s = 2 \times 1.22 \times 0.75 \times 1{,}265 = 2{,}310$ Kg.

$T = \frac{v'\ b\ z}{2} = 20\ v'\ z$

$z = \frac{v'\ x}{v}$ $\qquad N = \frac{T}{t}$

Nudo 1 derecha:

No lleva estribos

Nudo 2 izquierda:

$z = \frac{2.55 \times 2.42}{6.75} = 91.2$ cm. $\qquad T = 20 \times 2.55 \times 2.42$

$T = 4{,}660$ Kg.

$N = \frac{4{,}660}{2{,}310} \doteq 2$ estribos de 1/2" Ø.

Nudo 2 derecha:

$z = \frac{4.10 \times 2.97}{8.30} = 147$ cm. $\qquad T = 20 \times 4.10 \times 2.97 = 12{,}050$ Kg.

$N = \frac{12{,}050}{2{,}310} \doteq 6$ estribos de 1/2" Ø.

Nudo 3 izquierdo:

$z = \frac{4.12 \times 3.03}{8.32} = 119$ cm. $\qquad T = 20 \times 4.12 \times 3.03 = 10{,}050$ Kg.

$N = \frac{10{,}050}{2{,}310} \doteq 5$ estribos de 1/2" Ø.

Nudo 3 derecho:

$z = \frac{2.70 \times 2.47}{6.90} = 62$ cm. $\qquad T = 20 \times 2.70 \times 2.47 = 3{,}340$ Kg.

$N = \frac{3{,}340}{2{,}310} \doteq 2$ estribos de 1/2" Ø.

Nudo 4.

2 estribos de 1/2" Ø a cada lado.

Nudo 5. y 6.

2 estribos de 1/2" ø de cada lado.

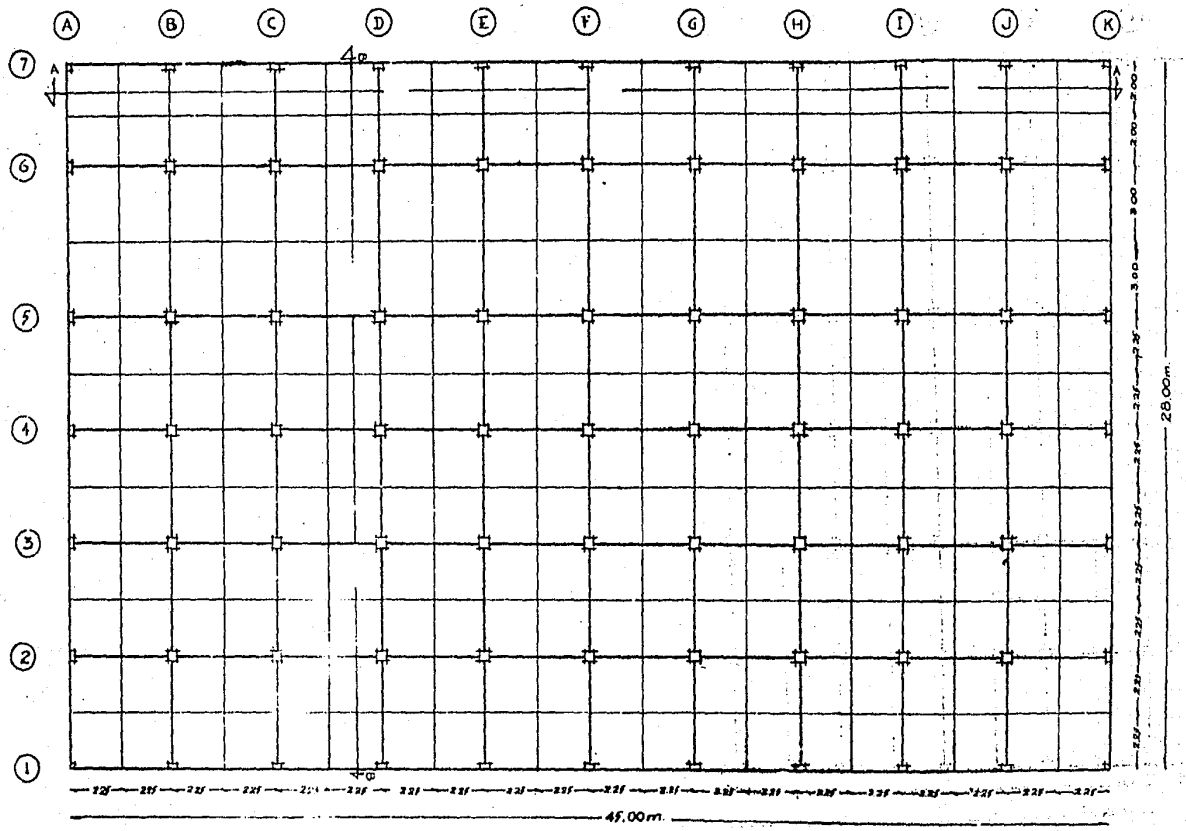
Nudo 7.

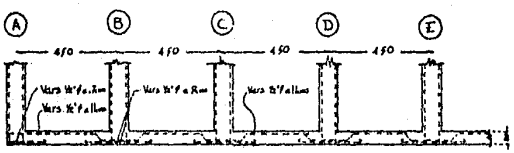
2 estribos de 1/2" ø .

Con esto queda terminado el cálculo de la cimentación cuyos diseños se encuentran ilustrados en el plano respectivo.

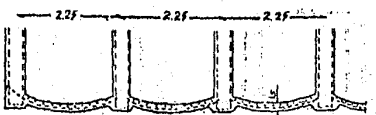
----oOo----

PLANO DE CIMENTACION

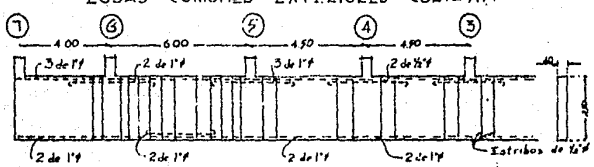




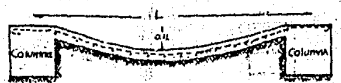
LOSAS COMUNES EXTERIORES CORTE A-A



BOVEDAS INVERTIDAS

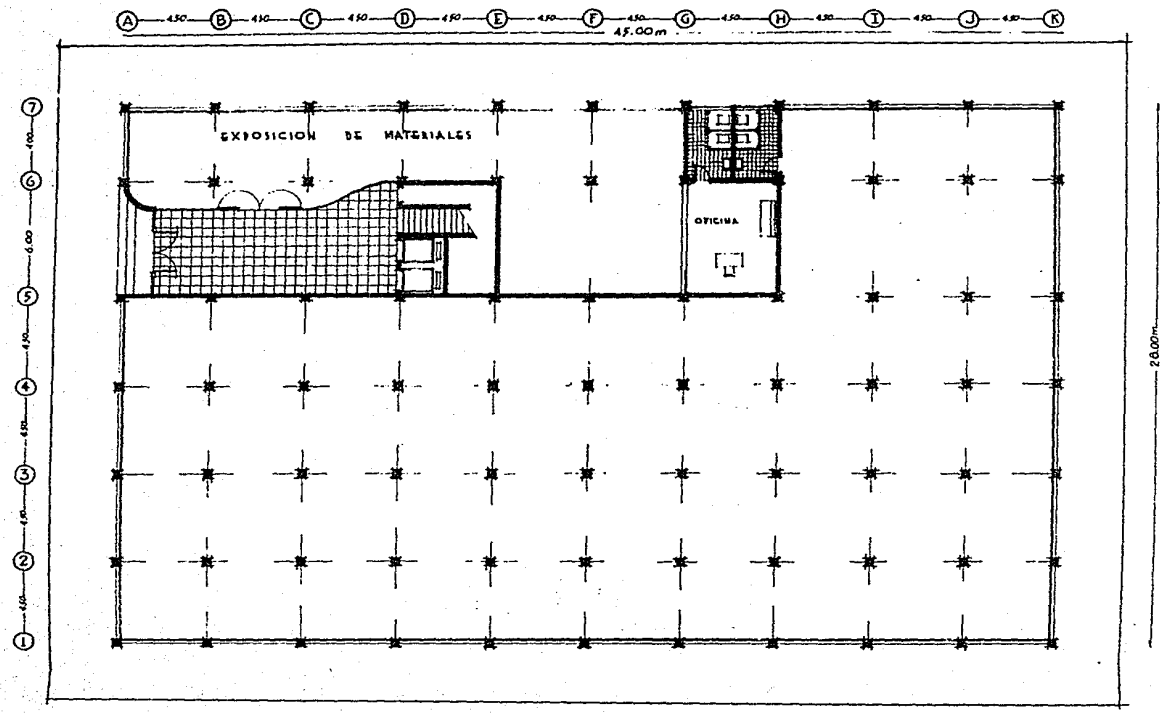


TRABE TRANSVERSAL CORTE B-B

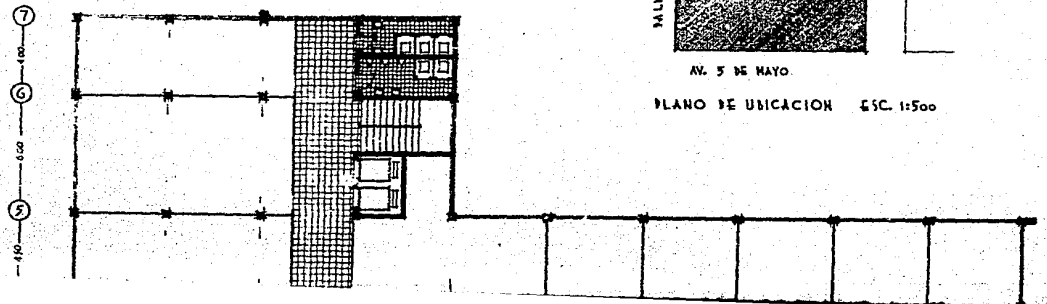


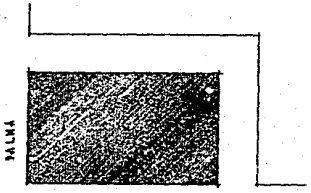
EDIFICIO PARA LA S.A.M.

ESC. 1:100

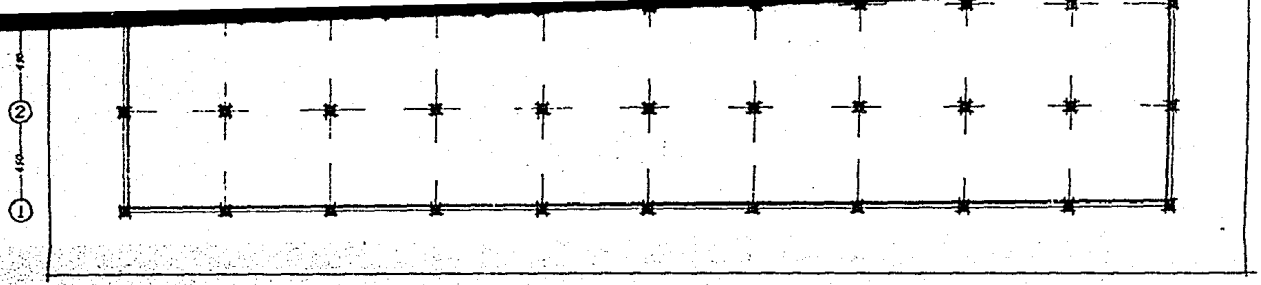


PLANTA BAJA

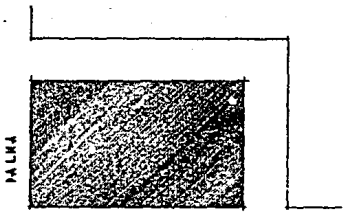




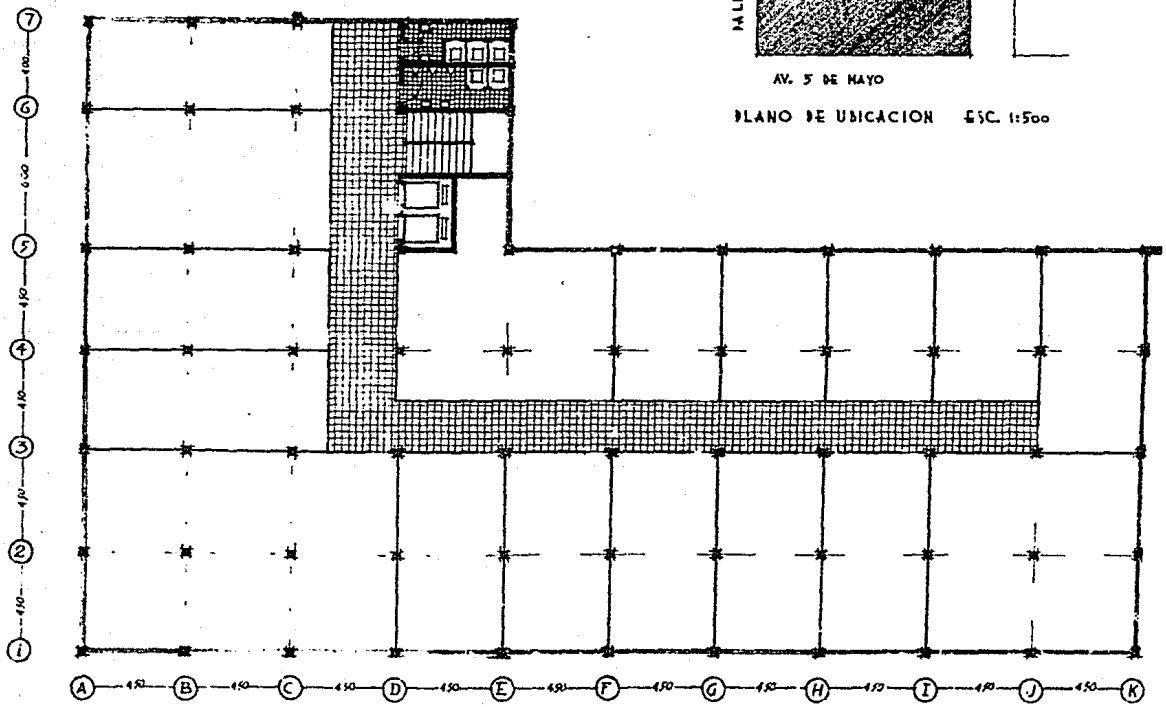
PLANO DE UBICACION ESC. 1:500



PLANTA BAJA



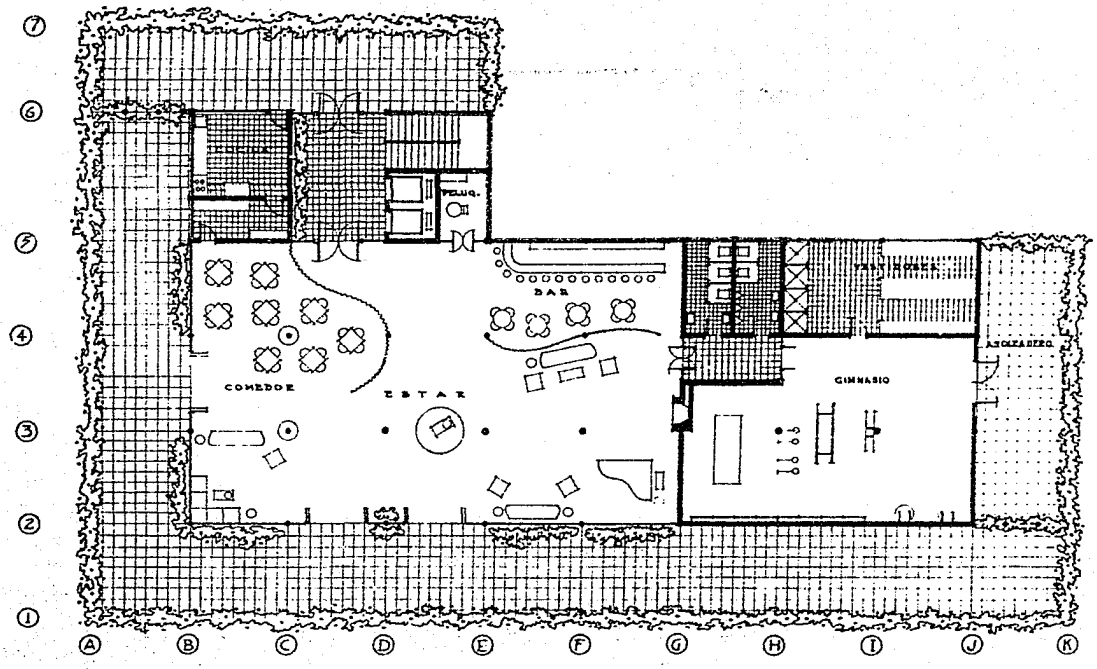
PLANO DE UBICACION ESC. 1:500



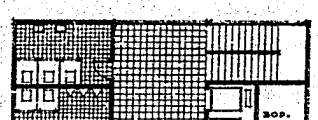
PIANTA TIPO DE DESPACHOS

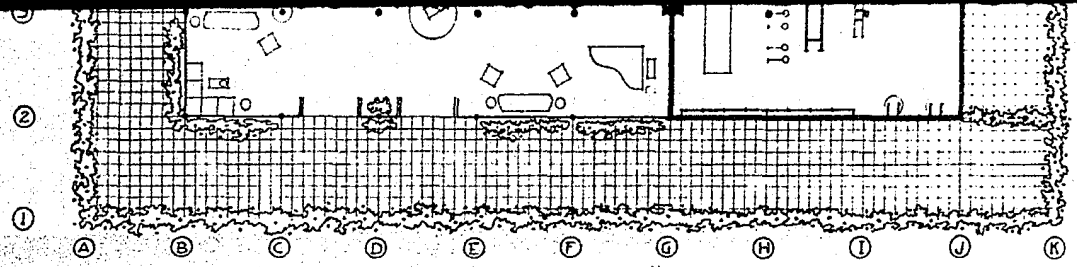
EDIFICIO PARA LA S.A.M.

ESC. 1:100

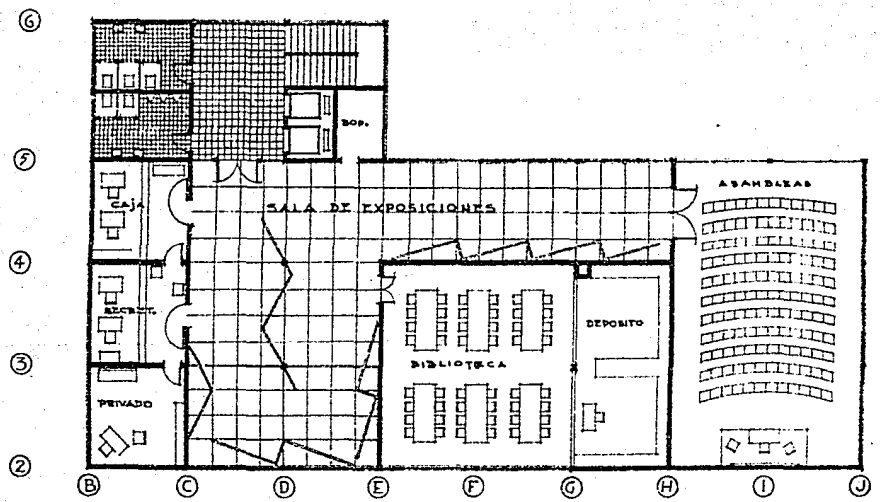


PLANTA BAJA SOCIEDAD



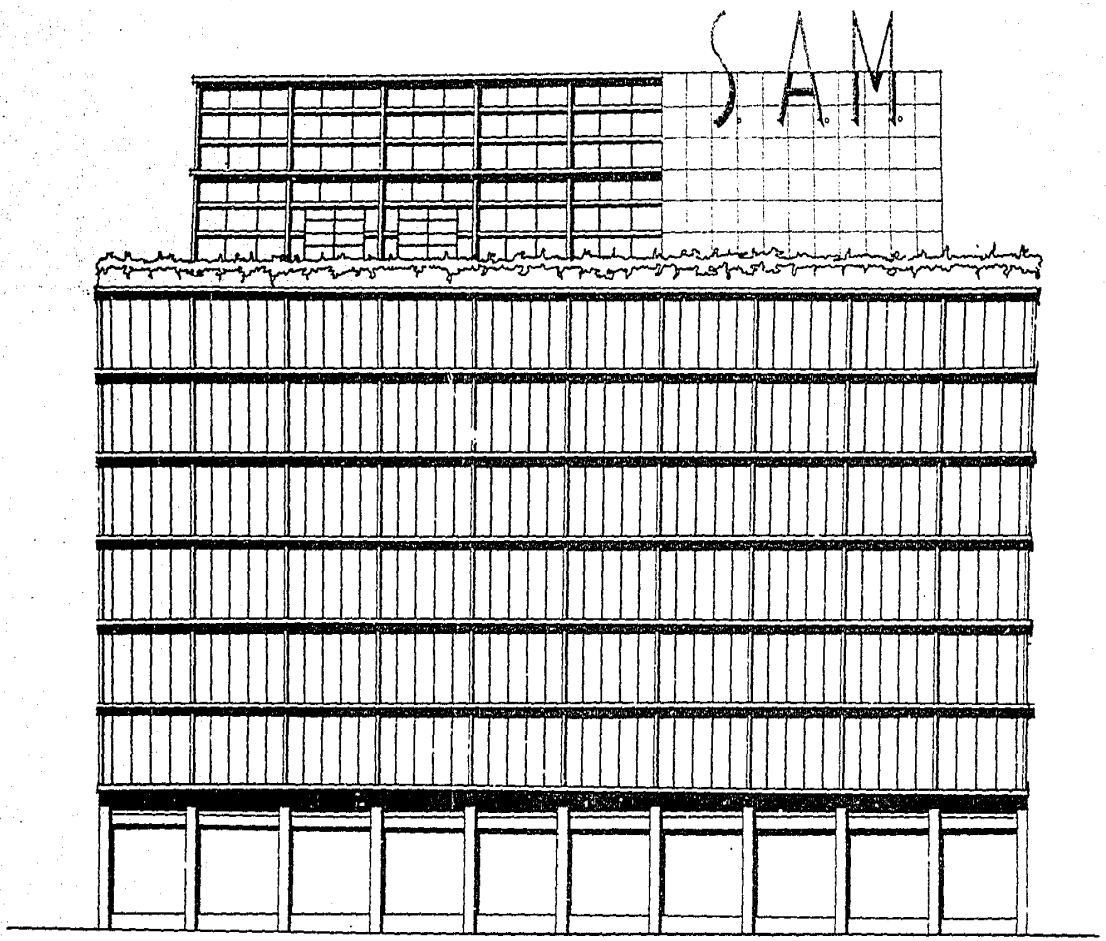


PLANTA BAJA SOCIEDAD

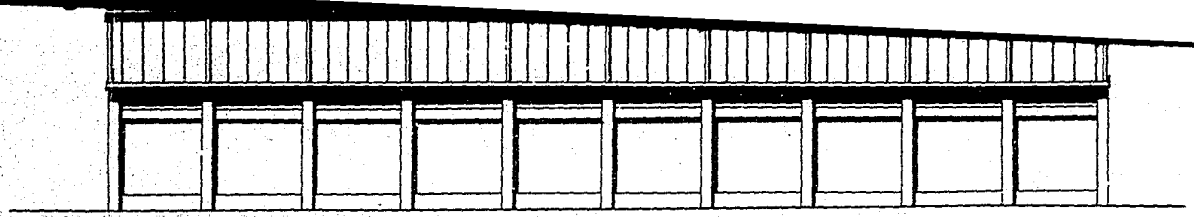


PLANTA ALTA SOCIEDAD

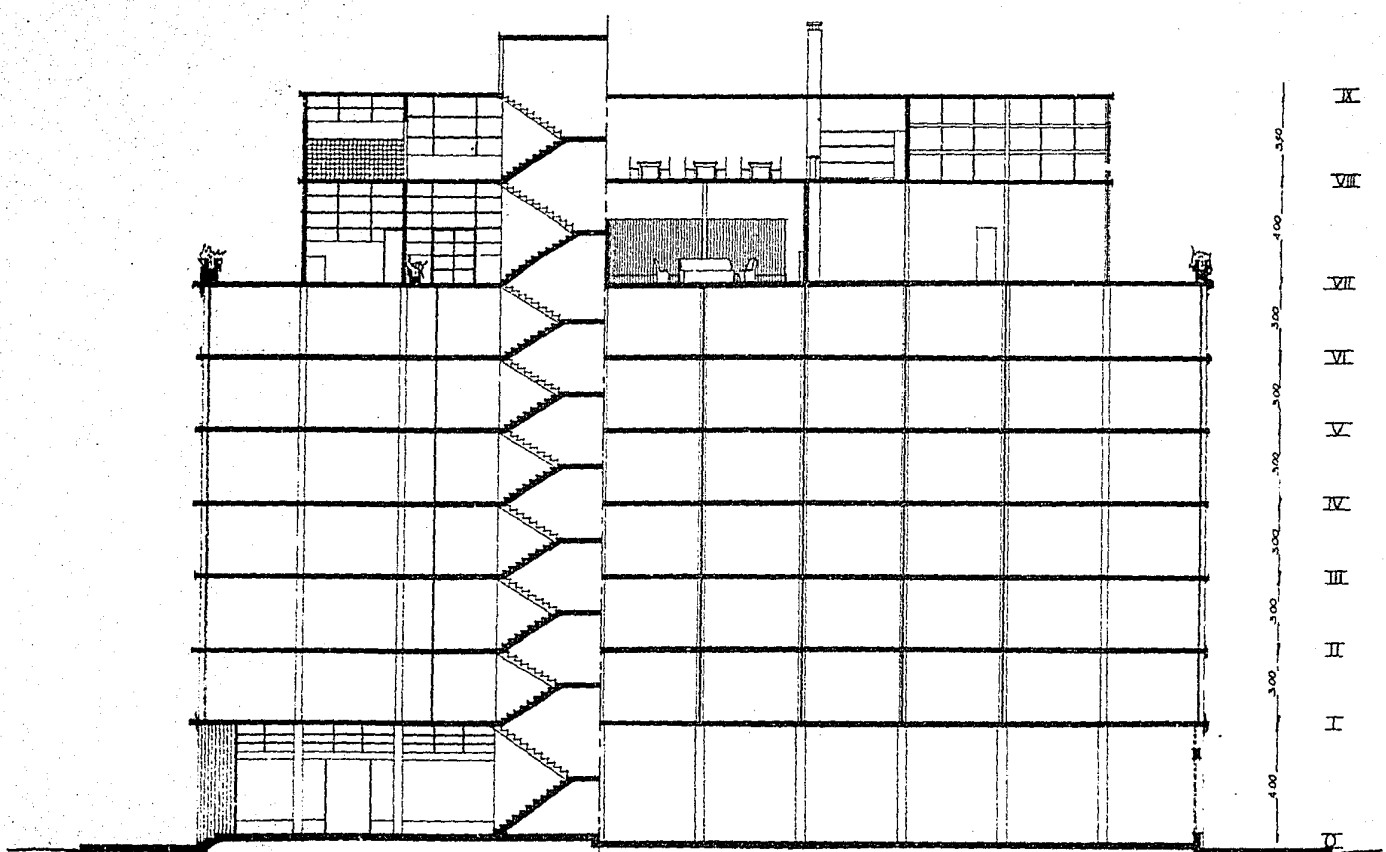
EDIFICIO PARA LA S.A.M.



FACHADA



FACHADA



CORTE A-B