

Lej. 108
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



**CRITERIOS DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA
DE CONCRETO DE 6 NIVELES EN LA CIUDAD
DE MEXICO**

TESIS PROFESIONAL

JUAN ANTONIO MONTALVO GOCHICOA

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA

AL Pasante señor JUAN ANTONIO MONTALVO GOCHICOA,
P a s a n t e .

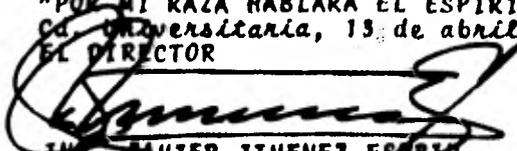
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección - propuso el Profesor Ing. Agustín Demeneghi Colina, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CI VII.

"CRITERIOS DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO DE 6 NIVELES EN LA CIUDAD DE MEXICO"

- I. Introducción.
 - II. Proyecto arquitectónico y estudio del subsuelo.
 - III. Estructuramiento.
 - IV. Análisis estático de la estructura.
 - V. Análisis sísmico de la estructura.
 - VI. Diseño de secciones típicas.
- Apéndice
- A. Método del área de momentos.
 - B. Método de pendiente-deformación (Slope-Deflection).
 - C. Método de distribución de momentos (Cross).
 - D. Método de la analogía de la columna.

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
C. Universitaria, 13 de abril de 1981
EL DIRECTOR


ING. XAVIER JIMENEZ ESPINO

CONTENIDO**I.- INTRODUCCION**

- a) Objetivo de la Tesis
- b) Comentarios al Reglamento

II.- PROYECTO ARQUITECTONICO Y ESTUDIO DEL SUBSUELO

- a) Proyecto Arquitectónico
- b) Estudio del Subsuelo
 - 1.- Condiciones Estratigráficas e Hidráulicas del lugar
 - 2.- Propiedades Índice y Mecánicas

III.- ESTRUCTURAMIENTO

- a) Losas
- b) Trabes Secundarias
- c) Marcos
- d) Muros
- e) Cimentación

IV.- ANALISIS ESTATICO DE LA ESTRUCTURA

- a) Especificaciones de Carga
- b) Planos de Carga
- c) Método de Análisis
- d) Análisis de Losas y Trabes Secundarias
 - 1.- Losa
 - 2.- Trabes Secundarias
- e) Análisis de Marcos

V.- ANALISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA

- a) Período Fundamental de vibración del Suelo
- b) Interacción Cimentación-Estructura, Período y Amortiguamiento Crítico Equivalente del Sistema
- c) Módulo de Rotación de la Cimentación
- d) Período Fundamental de Vibración de la Estructura
- e) Espectro de Respuesta
 - 1.- Método del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
 - 2.- Método Racional
 - 3.- Comparación de los Métodos
- f) Análisis de Marcos

VI.- DISEÑO DE SECCIONES TÍPICAS

- a) Métodos de Diseño
 - 1.- Trabes
 - 2.- Columnas
- b) Diseño de Losas
- c) Diseño de Trabes Secundarias
- d) Diseño de Trabes Principales de Marcos
- e) Diseño de Columnas
- f) Criterios de Colocación de Armados en los Nudos

APÉNDICES

Apéndice A.- Método del Área de Momentos

Apéndice B.- Método de Pendiente-Deformación (Slope-Deflection)

Apéndice C.- Método de Distribución de Momentos (Cross)

Apéndice D.- Método de la Analogía de la Columna

REFERENCIAS**LISTA DE FIGURAS**

I INTRODUCCION

a) Objetivo de la Tesis.

El diseño de estructuras que trabajan a base de marcos de concreto es una actividad que el ingeniero que acaba de salir de la escuela puede llevar a cabo, utilizando los conceptos, principios y herramientas que se enseñan durante los años de estudio al paso por la Unidad.

Los conocimientos necesarios para poder diseñar una estructura se enseñan al estudiante poco a poco en las distintas materias. Por ejemplo, para el área de estructuras de concreto primero se enseñan los principios de resistencia de materiales, enfocados principalmente al concreto y al acero; posteriormente se enseña el dimensionamiento y proporcionamiento de secciones de concreto armado; a continuación se conocen los métodos de análisis, y por último se lleva a cabo el diseño de alguna estructura sencilla utilizando todos los conocimientos acumulados hasta ese momento, siguiendo los lineamientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en lo que respecta a normas de análisis y diseño.

Al salir de la escuela el estudiante de ingeniería conoce --

los conceptos, los principios básicos, conoce algunos de los métodos de análisis y también el uso de computadoras, pero -- todo esto lo tiene como un conjunto de ideas aisladas que -- tiene que aprender a correlacionar y utilizar para sacarles -- el mayor provecho.

Ya en la práctica profesional se utilizan los conocimientos -- adquiridos y se desarrolla un proceso de diseño de estructu -- ras, el cual se va ajustando de acuerdo a la dificultad o -- sencillez del proyecto, de acuerdo a los conocimientos y ex -- periencias del ingeniero y muchas veces también de acuerdo -- al presupuesto con que se cuenta.

En esta tesis se va a describir el proceso de diseño de una -- estructura de concreto, utilizando los principios y métodos -- que se han enseñado en la escuela y siguiendo el procedimien -- to que se usa en la práctica profesional. Se va a partir de -- la información que en la práctica profesional generalmente -- se proporciona para el desarrollo de un proyecto: a) un es -- tudio de Mecánica de Suelos y b) un Proyecto Arquitectónico.

A partir del Proyecto Arquitectónico para un edificio de ofi -- cinas con estructura de concreto de 6 niveles, se propondrá -- la solución estructural y se realizará el análisis estático --

y sísmico así como el diseño de los elementos principales: -
losas, traveses y columnas.

El edificio en cuestión se construirá en la ciudad de México -
co, donde se tienen malas condiciones del subsuelo para apo-
yo de estructuras además de que la zona es sísmica, haciendo
aún más difícil por esto el diseño de ellas.

Es importante hacer notar que el diseño de una estructura no
se puede aislar de su cimentación y ésta del subsuelo donde
se apoya, porque durante el proceso de consolidación del sub-
suelo, del hundimiento regional y durante la ocurrencia de -
los sismos el suelo cimentación-estructura actúan como un --
conjunto sujeto a las sollicitaciones estáticas y sísmicas. -
El fenómeno de interacción aún no está incluido en el Regla-
mento y la práctica general en México es suponer la estruc -
tura articulada o empotrada en su cimentación, y las reaccio-
nes del suelo uniformes bajo la cimentación, ambas cosas ale-
jadas de la realidad.

Uno de los problemas que se tomarán en cuenta en esta tesis-
será la interacción sísmica suelo-cimentación-estructura pa-
ra el cálculo de los períodos de vibración y obtención de la
aceleración en la base del edificio durante un sismo, datos-

que serán utilizados en el diseño de la estructura. El efecto de interacción suelo-cimentación por concepto de los hundimientos, se sale del estudio de esta tesis, sólomente se-
va a estudiar el comportamiento sísmico de la cimentación -
en lo que respecta a su influencia con la estructura pero -
no se hará análisis ni diseño de sus elementos. Por lo tanto la información de Mecánica de Suelos que se proporciona es la relacionada con datos de estratigrafía, esfuerzos --
efectivos, propiedades índice y las pruebas dinámicas necesarias para el cálculo sísmico del subsuelo.

b) Comentarios al Reglamento.

Para poder diseñar una estructura es necesario conocer la -
reglamentación del lugar, en lo que se refiere principalmente a las limitaciones de proyecto y resistencia de materiales, para poder cumplir con las disposiciones legales. En -
nuestro caso se utilizará el Reglamento de Construcciones -
para el Distrito Federal por lo que se refiere a las sollicitaciones estáticas y sísmicas sobre la estructura, y en -
lo que se refiere a las recomendaciones de diseño se complementará este reglamento con el ACI 63 y 77.

Los reglamentos se dictan en base a investigaciones y obser

vaciones de especialistas nacionales y extranjeros, tomando generalmente en cuenta lo mínimo indispensable para que un diseño quede dentro de la seguridad. Además, ésta enfocada a los problemas más comunes que se pueden encontrar en la construcción y diseño, sin llegar a profundizar en problemas especiales o muy complicados.

El que suscribe piensa que los reglamentos deben ser tomados únicamente como el límite mínimo de un marco legal, el cual establece la norma a la que deberá sujetarse un diseño pero nunca debe ser tomado como manual de diseñadores o constructores. Se deben resolver los problemas de una manera racional y verificar lo que se obtiene con lo que marca el Reglamento. Por ejemplo: si en el caso que un diseño analizado racionalmente quedara falto con respecto a lo que norma el reglamento entonces deberá tomarse como mínimo lo que el reglamento marca. Por el contrario si ese diseño racional quedase sobre lo que marca el reglamento, entonces deberá aceptarse el diseño racional, porque el reglamento sólo nos ha marcado el límite inferior del problema.

Por supuesto que el reglamento en algunos casos admite cambios a sus especificaciones si se justifica en forma racio-

nal que lo que pide el reglamento en un determinado caso, -
éste no procede.

II PROYECTO ARQUITECTONICO Y ESTUDIO DEL SUBSUELO

a) Proyecto Arquitectónico

El proyecto arquitectónico que se proporciona se muestra en las figs. II.1 a II.6. De las figuras II.1 a II.4 se muestran las plantas de sótano, planta baja, planta tipo y planta de azotea respectivamente, y en las figuras II.5 y II.6 se muestra un corte arquitectónico y la fachada lateral principal del edificio.

El área del predio es de 688 m² con 16 m de frente por 43 m de fondo; en las colindancias existen construcciones con cimentaciones superficiales. El sótano ocupará toda el área del predio, con medidas a ejes de 14.5 m x 42 m . Será utilizado como estacionamiento al cual se dará acceso por una rampa, ver figuras II.1 y II.2 También en el sótano se localiza la casa de máquinas y los cubos de elevadores.

La planta baja tendrá su acceso por la fachada lateral principal. Lo anterior ocasiona que la planta baja del edificio tenga un área con medidas a ejes de 10.5 m x 42 m, fig. II. 2. Nótese en el corte que la estructura ocupa una parte del predio solamente, pero el sótano ocupa toda la superficie,-

originándose una excentricidad del edificio con respecto a su cimentación.

Los cubos de elevadores se encuentran entre los ejes 4-5 y A-B, los servicios de escaleras, baños y ductos se alojan entre los ejes 5-6 y A-B.

En las colindancias norte y este se encuentra un muro ciego de piso a techo en todas las plantas; las fachadas sur y oeste serán con ventanería de piso a techo también en todos los niveles del edificio, ver fig. II.6

La planta baja deberá tener una altura libre de 3.5 m. Las demás plantas tendrán la misma área que la planta baja, y los mismos servicios, solamente que se necesita una altura libre de entrepiso de 2.6 m, fig. II.5

La azotea con la misma área que las plantas tipo alojará entre los ejes 4-5 y A-B el cuarto de máquinas de los elevadores, fig. II.4.

Los acabados de todos los niveles serán de loseta vinílica en los pasillos y alfombrado en las zonas de ventas y oficinas. En los baños el acabado será de mosaico para el piso y azulejos en las paredes.

Las instalaciones eléctricas, lámparas y ductos se localizarán en los techos y quedarán cubiertas con falso plafón. -- Las instalaciones de agua potable y drenaje pasarán por los ductos que se muestran en las plantas al lado de la zona -- de servicio, figs. II. 2 a II.4

Arquitectónicamente se fijan 7 ejes en sentido transversal, ejes de números 1 a 7, con distancias entre ejes de 7.3 m -- a excepción del último entre eje de 5.3 m. En el sentido -- longitudinal se dan dos ejes de letras A y C, con distancia entre eje de columnas de 10.5 m.

La dimensión para dar cabida al estructuramiento de piso se propone de 90 cm pudiendo variar esta de acuerdo a las necesidades estructurales del proyecto.

b) Estudio del Subsuelo.

Con el fin de conocer las condiciones del subsuelo en el lugar donde se construirá el edificio se llevó a cabo un sondeo de muestreo inalterado hasta 27 m de profundidad, localizado en el centro del predio.

De este sondeo se obtuvieron muestras inalteradas representativas de los materiales del suelo, las que fueron analizadas

zadas en un laboratorio para obtener sus propiedades índice y mecánicas.

Con objeto de averiguar las condiciones hidráulicas en el lugar se instalaron 4 piezómetros a diferentes profundidades para medir la elevación piezométrica del agua y poder calcular por medio de esta información las presiones efectivas -- que obran en el subsuelo.

1) Condiciones estratigráficas e hidráulicas del lugar.

La estratigrafía obtenida del pozo de muestreo se encuentra en el perfil geológico de la figura II.7 y está definido -- como sigue: de la superficie del suelo y hasta 1.5 m se localizan materiales de demolición. Entre 1.5 y 4.3 m de profundidad se encuentran depósitos de limos arenosos y arcillosos de color gris oscuro que contienen poros de raíces y carbonatos de calcio. A continuación y hasta 6.0 m de profundidad se encuentra un depósito de limos arcillosos gris-verdoso, intercalado con arena de pómez. Este depósito presenta gran cantidad de poros dejados por plantas lacustres, rellenos con limos y carbonatos.

A partir de 6.0 m y hasta 25.0 m de profundidad se encuentran series de depósitos lacustres de arcilla de origen vol

cánico de muy alta compresibilidad. Los depósitos arcillosos lacustres de arcilla volcánica tienen un alto contenido de agua, el cual alcanza a 8 m de profundidad 400 % respecto al peso de materia sólida, es decir un volumen de materia sólida por 10 volúmenes de agua.

Estos depósitos se encuentran interceptados por numerosas estratificaciones delgadas de limos, arenas de conchas microscópicas y cenizas volcánicas; estos estratos sirven como superficies de dren en los procesos de consolidación de los depósitos de arcilla.

A 26 m de profundidad se encuentra el primer manto resistente correspondiente a la Arena I de la formación Tarango, -- (Ref 1) formada por limos y arenas finas andesíticas en estado compacto con un alto contenido de carbonatos, con poros y huellas de raíces.

Por lo que respecta a las condiciones hidráulicas puede decirse de la observación de la figura II.7 que existen fuertes depresiones en los niveles piezométricos, los que han sido ocasionados por el fuerte bombeo del agua del subsuelo, produciendo incremento en los esfuerzos efectivos y por lo tanto hundimientos regionales de consideración.

Con los niveles piezométricos graficados en la columna 2 de la figura II.7 se pudo obtener la curva de presiones efectivas que se encuentra en la columna 1 de la misma figura.

2) Propiedades Índice y Mecánicas

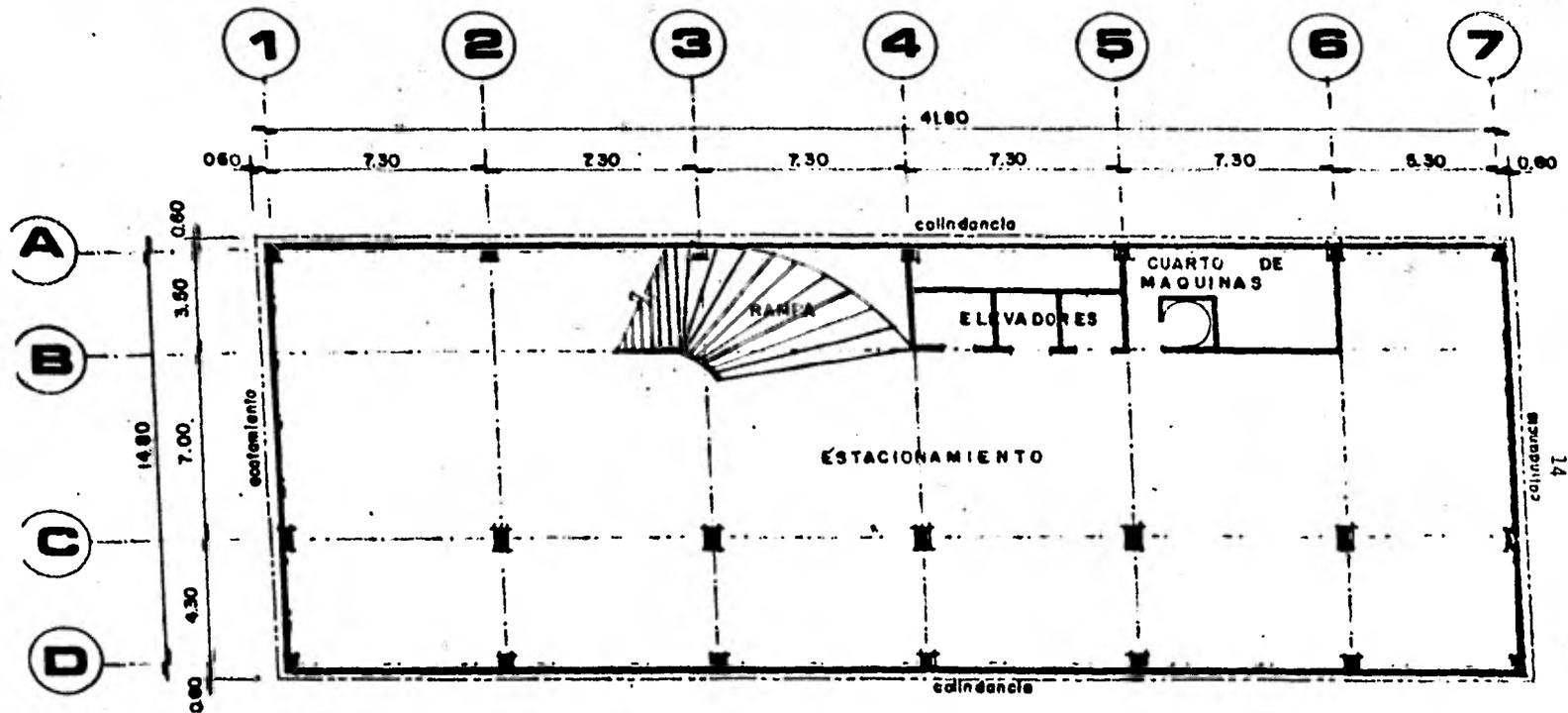
En la columna 3 de la figura II.7 se encuentra representado en forma gráfica el perfil de contenidos de agua y en la -- tabla de la figura II.8 se consignan las propiedades índice de los materiales representativos de los estratos como son: contenido de agua y peso volumétrico, así como el esfuerzo efectivo representativo del estrato y la descripción detallada de las muestras representativas.

Por lo que respecta a la resistencia al esfuerzo cortante - en los estratos arcillosos y limo arcillosos se efectuaron pruebas de compresión no confinada en probetas inalteradas, cuya resistencia máxima se reporta en la columna 4 de la fi gura II.7 en forma gráfica y en la tabla de la figura II.8. Para materiales arcillosos, la resistencia al esfuerzo cortante puede tomarse como 1/2 de la resistencia máxima a la compresión simple. En el perfil se observa un aumento de la resistencia con la profundidad. Se tienen sin embargo, es-- tratos en que existe mayor cantidad de limo y por lo tanto

la resistencia no confinada baja.

De lo anterior se recomienda tomar un valor mínimo de resistencia al esfuerzo cortante de 0.5 kg/cm^2 a 5 m de profundidad, aumentando erráticamente hasta un valor mínimo -- de 1 kg/cm^2 a 25 m de profundidad.

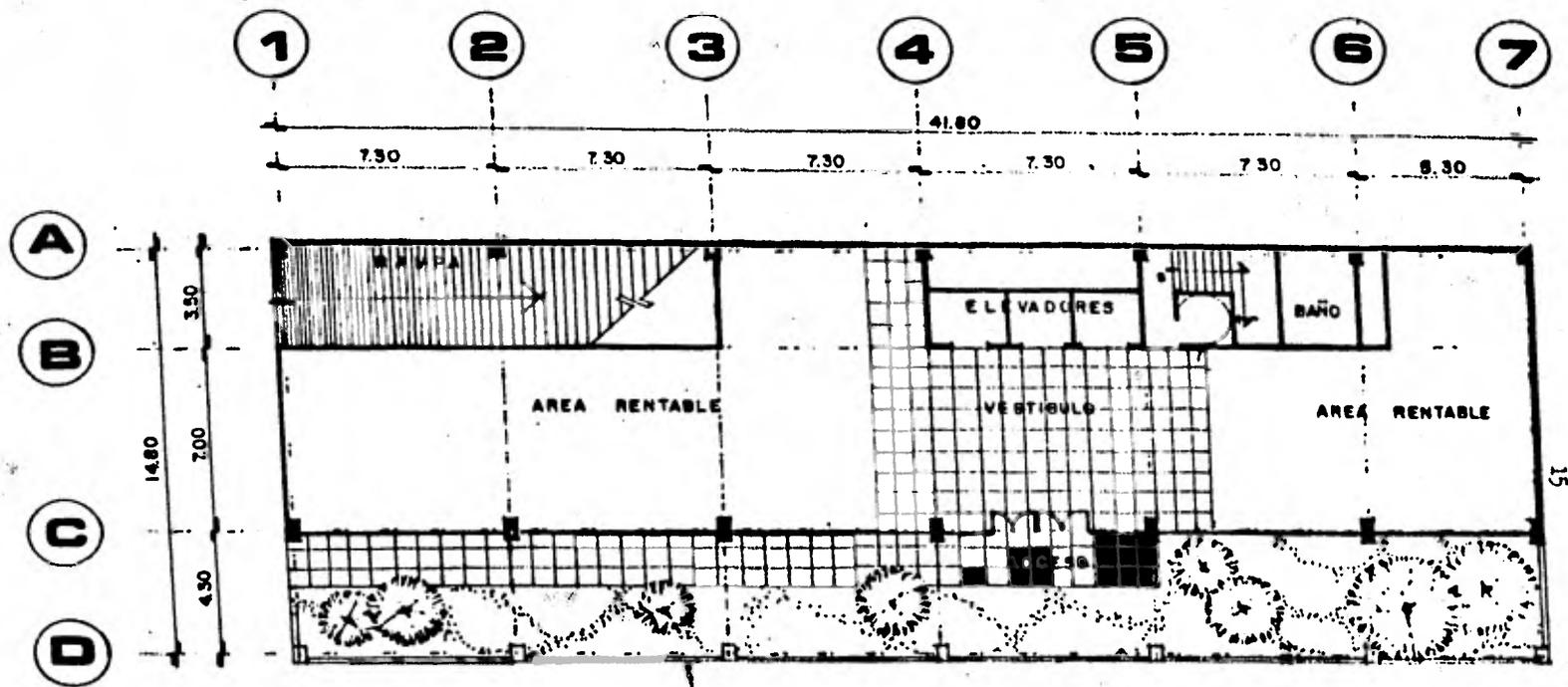
Para conocer la respuesta sísmica de los sedimentos y consecuentemente el período de resonancia del suelo, así como para poder entrar al espectro normalizado de diseño, se -- determinó el módulo de rigidez o módulo dinámico de elasticidad al esfuerzo cortante por medio del péndulo de torsión libre. (Ref. 1). Los resultados obtenidos se reportan en forma gráfica en la figura II.10, donde se muestran las leyes de variación del módulo de rigidez de la muestra con tra el esfuerzo de confinamiento actuante, en la fig. II.9 se encuentra la descripción y propiedades índice de las pro betas estudiadas.



PLANTA SOTANO

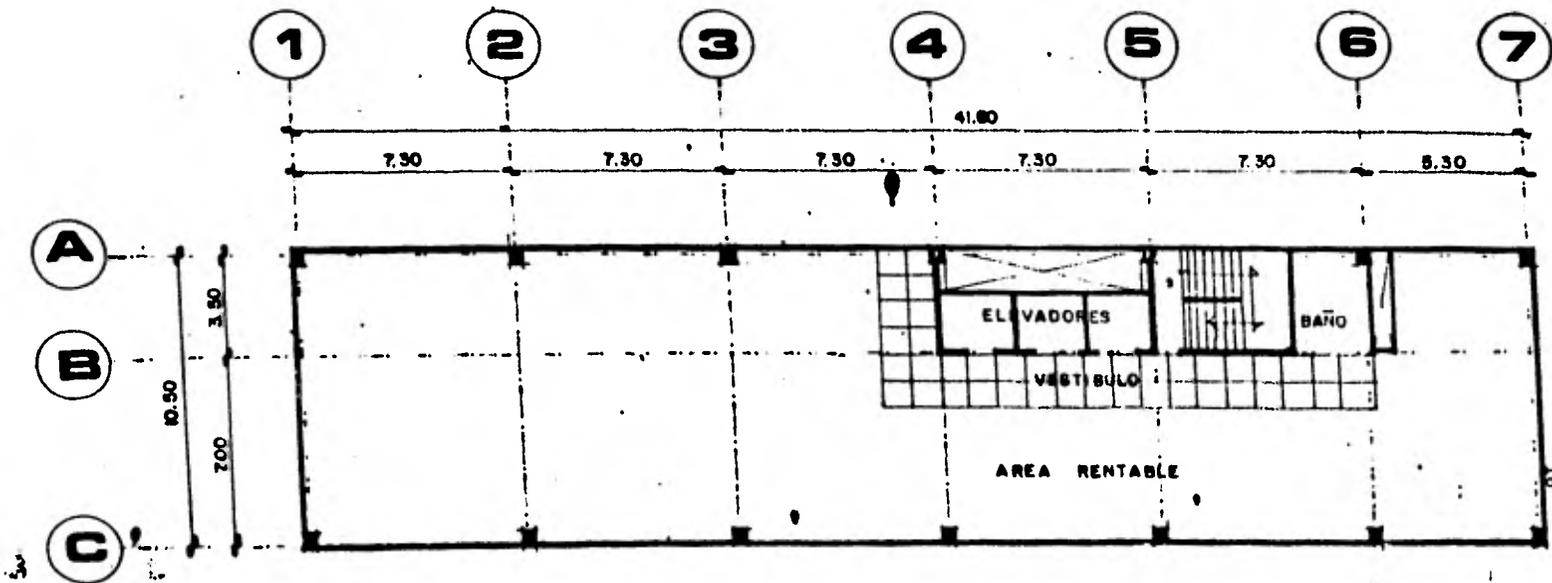
11.1
FIGURA No.

NOTA: TODAS LAS ACOTACIONES EN METROS



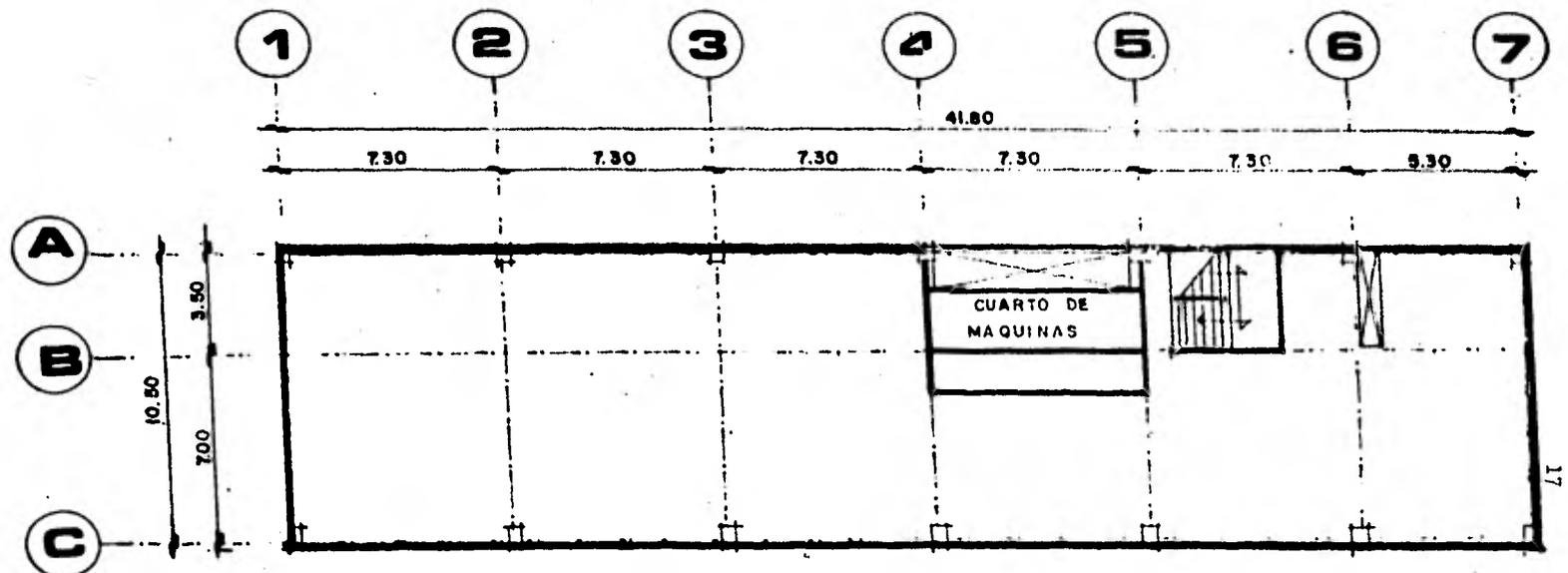
PLANTA BAJA

11.2
FIGURA No.



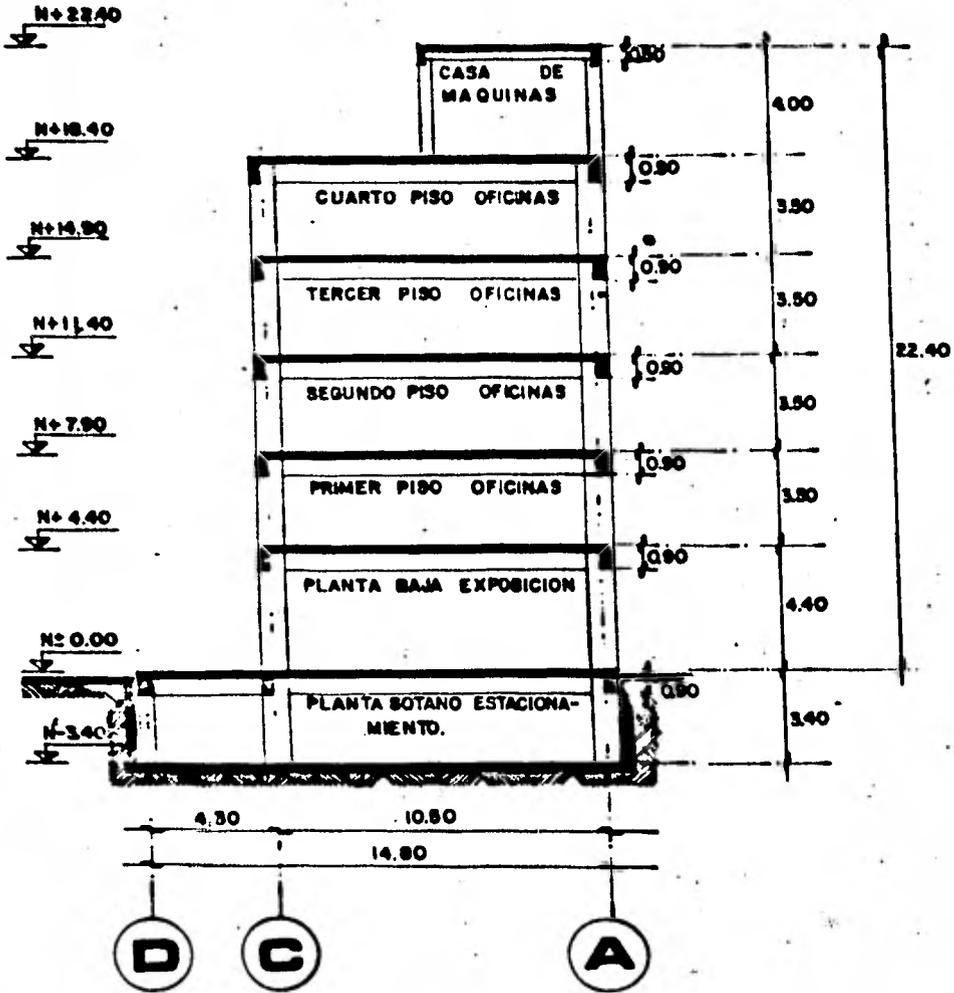
PLANTA TIPO

11.3
FIGURA No.



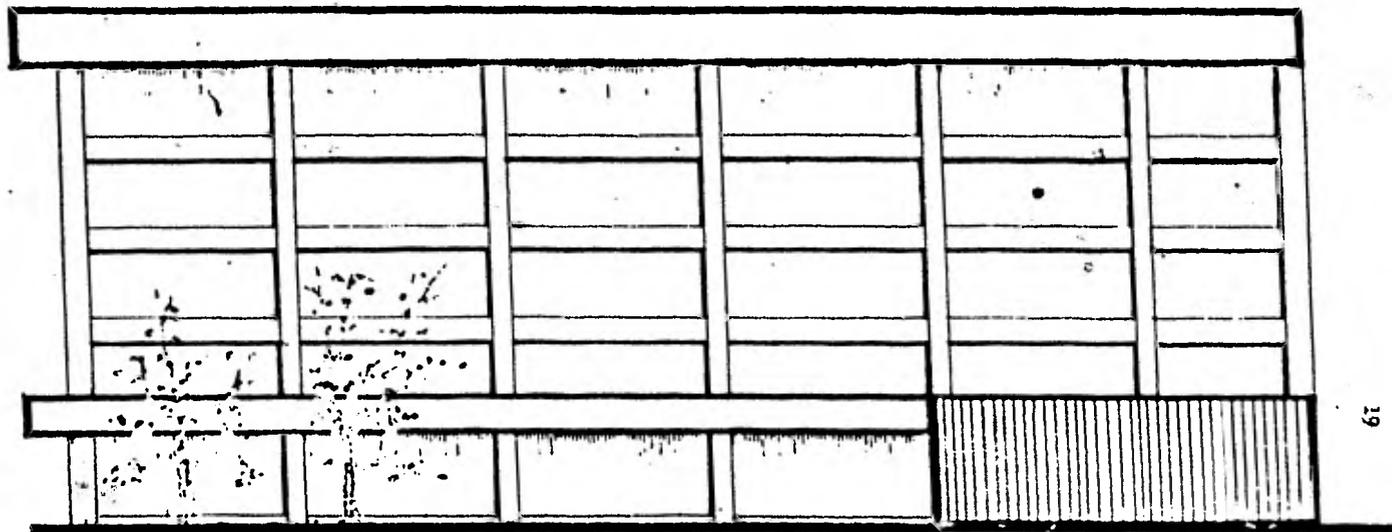
PLANTA AZOTEA

11.4
FIGURA No.

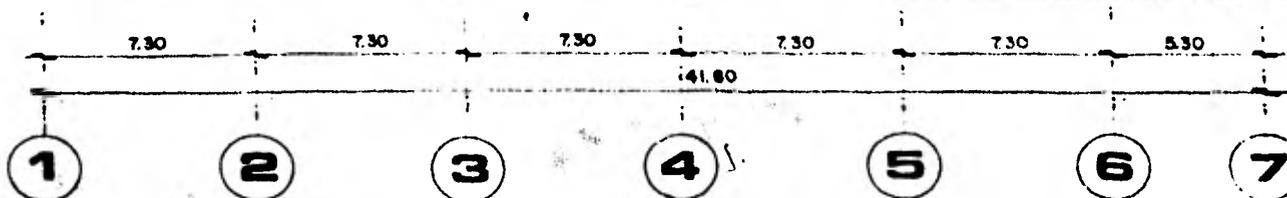


CORTE TRANSVERSAL

11.5
FIGURA No.



19



FACHADA SUR

11.6
FIGURA No

POZO DE MUESTREO.

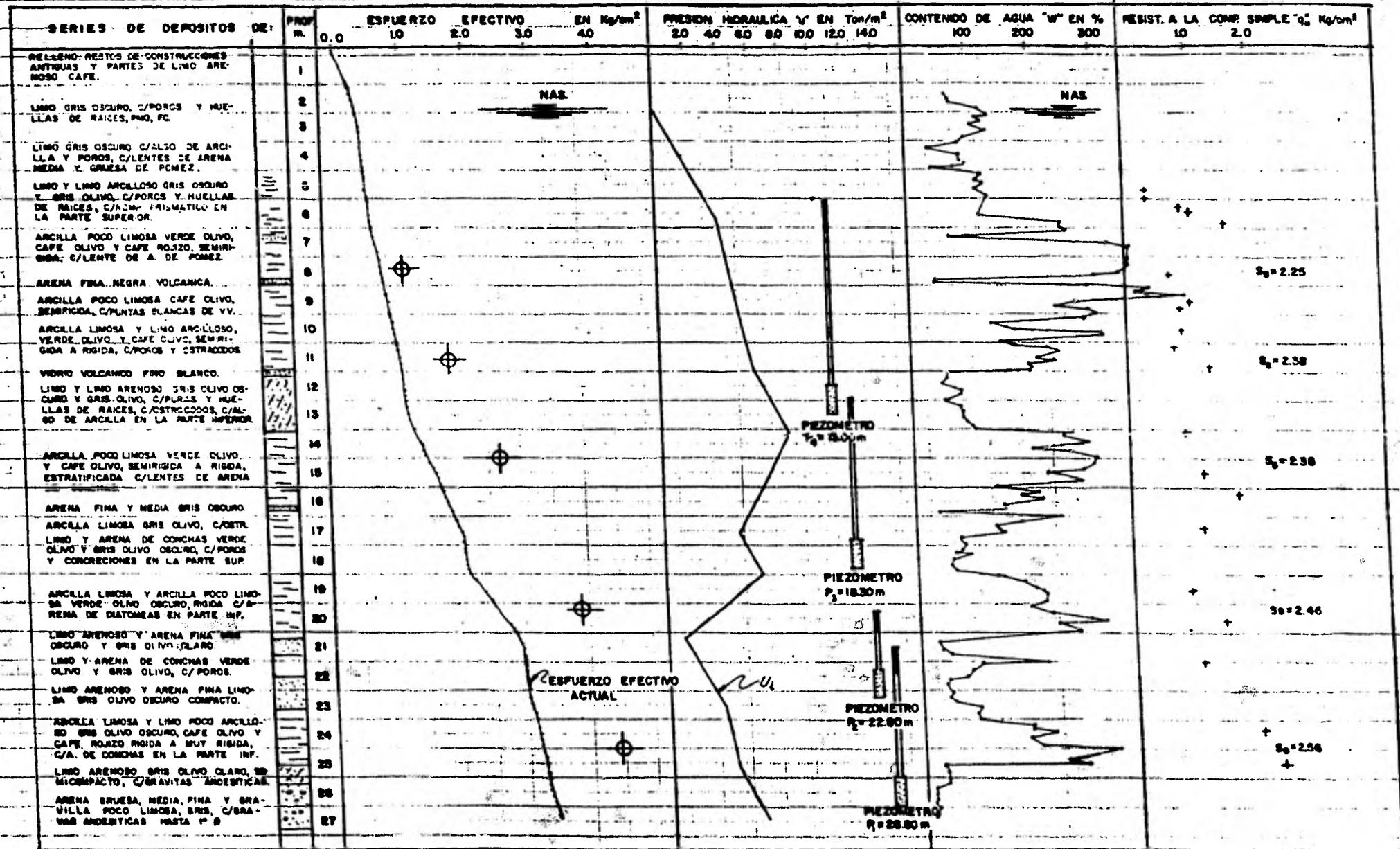


FIG-11.7

PROF b	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	γ_n ton/m ³	γ_o kg/cm ²	γ_u kg/cm ²
8.05	Arcilla café rojizo con vetas de limo gris	301	1.19	0.64	0.71
9.05	Arcilla poco limosa ca- fé olivo, rígida	250	1.20	0.73	1.02
9.30	Arcilla poco limosa ver- de olivo, semirígida	294	1.17	0.75	0.86
10.05	Arcilla limosa verde olivo, semirígida	308	1.18	0.81	0.89
10.65	Arcilla poco limosa gris olivo claro	223	1.22	0.86	0.74
11.30	Arcilla poco limosa ca- fé olivo, rígida	193	1.27	0.91	1.31
13.60	Arcilla poco limosa ver- de olivo claro	259	1.22	1.10	0.89
15.00	Arcilla limosa café oli- vo claro con conchas	214	1.25	1.37	1.15
15.75	Arcilla limosa verde olivoclaro, rígida	171	1.32	1.52	1.73
16.95	Limo poco arcilloso ver- de olivo con conchas	140	1.35	1.75	1.12
18.10	Limo arcilloso gris oli- vo claro, semirígido	202	1.27	1.83	0.90
20.10	Arcilla poco limosa ver- de olivo oscuro, rígida	301	1.17	2.42	1.45
21.55	Limo gris olivo claro con conchas y arcilla	207	1.39	2.71	1.08
23.90	Arcilla limosa gris oli- vo claro, rígida	179	1.30	2.88	1.97
25.00	Limo poco arcilloso y arena de diatomeas	231	1.23	2.98	2.30

PROPIEDADES INDICE DE LOS MATERIALES PROBADOS A LA COMPRESION
SIMPLE

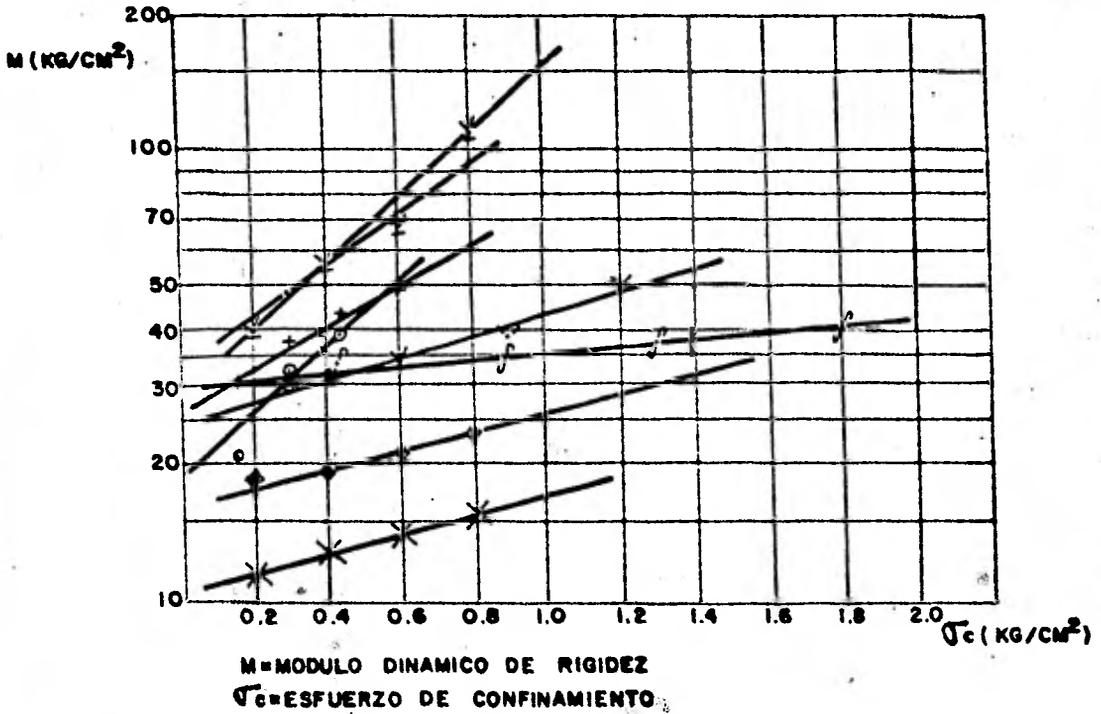
SIGNO	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	S_g -	S %	γ_n ton/m ³	σ_0 kg/cm ²
•	2.55	Limo gris oscuro con algo de arcilla con poros	116	2.50	92	1.30	0.33
◉	4.40	Limo poco arcilloso gris oscuro semirígido	100	2.53	92	1.35	0.48
+	5.20	Limo poco arcilloso gris olivo oscuro con poros	120	2.50	96	1.34	0.45
∩	7.25	Limo poco arcilloso gris oscuro c/poros y conchas	131	2.55	100	1.38	0.61
X	8.65	Arcilla poco limosa café olivo claro suave	365	2.38	100	1.16	0.70
◊	10.25	Arcilla poco limosa café olivo claro semirígida	380	2.47	100	1.15	0.73
✓	18.65	Arcilla limosa verde olivo rígido con conchas	350	2.58	98	1.14	1.13
∩	24.35	Arcilla poco limosa verde olivo oscuro, rígida	290	2.48	98	1.14	1.56

NOMENCLATURA

ω contenido de agua
 S_g gravedad específica
 S por ciento de saturación
 γ_n peso volumétrico
 σ_0 esfuerzo efectivo

DESCRIPCION DE MUESTRAS UTILIZADAS EN PRUEBAS DEL PENDULO DE TORSION

FIG.-II.9



MODULO DINAMICO DE RIGIDEZ

FIG.-11.10

III ESTRUCTURAMIENTO

El primer paso para diseñar una estructura es definir la forma en que van a trabajar sus elementos ante las sollicitaciones estáticas y sísmicas, siendo así mismo necesario definir cuando actuarán como elementos aislados y cuando como elementos continuos entre ellos.

La estructura de este edificio se resolverá por medio de elementos de concreto reforzado colados en el sitio y cada elemento trabajará en la forma en que se especifica a continuación.

a) Losas

Las losas son los elementos que soportan y transmiten las cargas estáticas gravitacionales vivas y muertas sobre la estructura resistente. El funcionamiento de las losas principalmente queda definido por el análisis estático. Pero si los marcos difieren en rigidez en forma importante, a la hora que sucede un sismo las losas en su plano trabajan como elementos de distribución que uniformizan las deformaciones de la estructura.

En nuestro caso, como se tienen todos los marcos de igual-

geometría, las diferencias en su rigidez son muy pequeñas, - por lo tanto los esfuerzos ocasionados en las losas durante los sismos serán bastante menores que los esfuerzos de cortante y flexión producidos por las cargas estáticas. En el caso de esta estructura que consta de solo 6 niveles, es si métrica y no estará sujeta a cargas grandes, se pueden despreciar los efectos sísmicos sobre las losas.

Las distancias entre ejes definidas en el proyecto arquitectónico de 7.3 m y 10.5 m son muy grandes para apoyar una losa perimetral, por lo tanto con el fin de obtener un peralte pequeño de losa, se colocarán en el sentido de los ejes de letras dos apoyos intermedios, fig. III.1, dejando así la losa trabajando en un solo sentido con claros de 3.5 m. La dimensión de 3.5 m además de darnos una modulación en los apoyos de la losa, corresponde con los huecos que se necesitan para el cubo de elevadores y las rampas de escaleras del proyecto arquitectónico.

b) Trabes secundarias

La función de las trabes secundarias es transmitir las cargas de la losa a los marcos, sirviendo como apoyos intermedios que disminuyen los claros de apoyo de las losas.

Como se vió anteriormente los apoyos de las losas son las --
trabes secundarias y se colocarán en los ejes B y B'. Ha --
ciendo que casi la totalidad del peso de los pisos se trans --
mita a los ejes de números como se puede ver en la figura --
III.1

El funcionamiento de las trabes secundarias queda regido --
por el análisis estático ya que no pueden absorber esfuer --
zos sísmicos al no quedar ligadas por columnas, que son las
que transmiten las fuerzas laterales que se producen entre --
los entrepisos durante un sismo.

c) Marcos

Los marcos son los que representan la parte resistente de --
la estructura principalmente para las fuerzas laterales más --
que las gravitacionales. Son además los elementos encarga --
dos de transmitir las solicitaciones estáticas y sísmicas --
de la estructura a la cimentación, están formados por las --
trabes principales y columnas actuando como elementos con --
tinuos. En la planta de la figura III.1 se puede ver que --
por la simetría del edificio quedan perfectamente definidos
los ejes de los marcos, teniendo dos marcos longitudinales,

el A y el C con 10.5 m de claro entre ellos y siete marcos transversales del 1 al 7, con claro uniforme entre ellos - de 7.3 m a excepción del último entreaje de 5.3 m. En las figs. III.2 y III.3 se muestran los cortes de los marcos - transversales y longitudinales típicos.

Las solicitaciones estáticas de la estructura de piso se - transmiten a las trabes principales de los ejes de números por medio de las trabes secundarias y a las trabes principales de los ejes de letras por medio de las losas. Finalmente por las columnas bajan a la cimentación las cargas - que transmiten todos los pisos.

Las solicitaciones sísmicas sobre la estructura quedan perfectamente definidas porque se tienen los marcos en dos direcciones ortogonales, por lo que las dos componentes del sismo serán tomadas cada una por el sistema de marcos que le corresponda.

d) Muros

Los muros ciegos de los ejes A y 7 que van en todos los -- niveles no se harán trabajar estática ni sísmicamente, --

porque no están localizados simétricamente en la estructura y durante un sismo se ocasionarían problemas de torsión al edificio debido a la mayor rigidez de estos con respecto -- a la rigidez de los marcos.

por lo que respecta a los muros de la zona de servicios, -- si estos se hicieran trabajar ocasionarían problemas de --- concentraciones de esfuerzos en ellos, produciendo también torsiones indeseables en el edificio durante los movimien - tos sísmicos.

Por lo tanto todos los muros quedarán desligados de la es-- tructura resistente actuando como muros flotantes apoyados-- firmemente sobre las losas.

e) Cimentación

La cimentación del edificio, como se puede ver en los cor-- tes de las figuras III.2 y III.3, es una caja rígida celu - lar, que ocupará toda el área del predio, quedará desplanta da a 6 m de profundidad y será necesario construirle un vo-- lado lastrado, para eliminar así la excentricidad que exis-- te entre la estructura y el área de apoyo de la cimentación ver fig. III.2.

El funcionamiento de la cimentación se explica a continuación: La losa de cimentación transmite las cargas del edificio al suelo y se apoya en las trabes transversales y longitudinales; la losa de sótano transmite así mismo las cargas del estacionamiento a las trabes de cimentación.

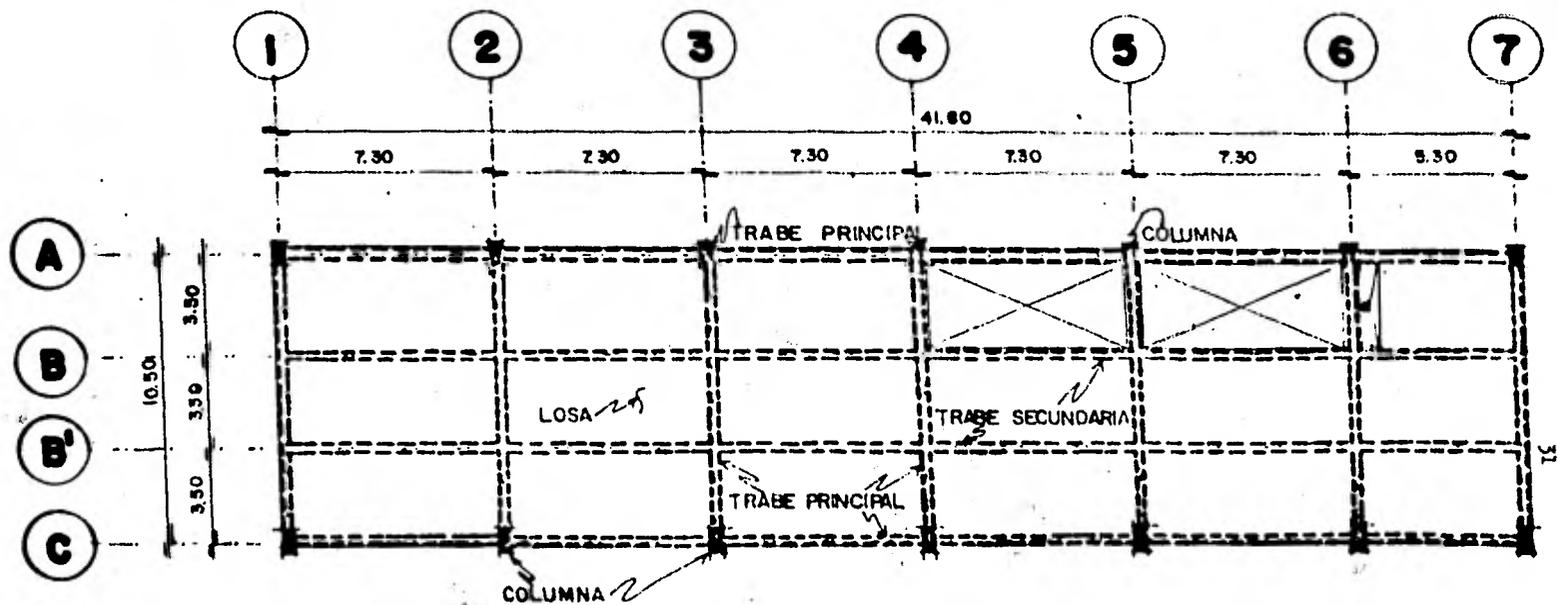
Las trabes transversales que se localizan bajo cada marco de números son las que reciben las cargas de la estructura y las reacciones del suelo, y las transmiten a las trabes longitudinales, éstas trabajando de conjunto con las losas forman una gran caja que absorberá los esfuerzos cortantes, momentos flexionantes y momentos torsionantes generales de la cimentación.

Los muros de retención perimetrales que llegan hasta el nivel de planta baja son los que por su gran rigidez absorberán las sollicitaciones sísmicas de la estructura en las dos direcciones y las transmitirán a la cimentación.

Las trabes transversales y longitudinales en la cimentación son vigas de gran peralte, 3.0 m, por lo que se puede suponer a las columnas de los marcos como empotradas en las trabes de cimentación.

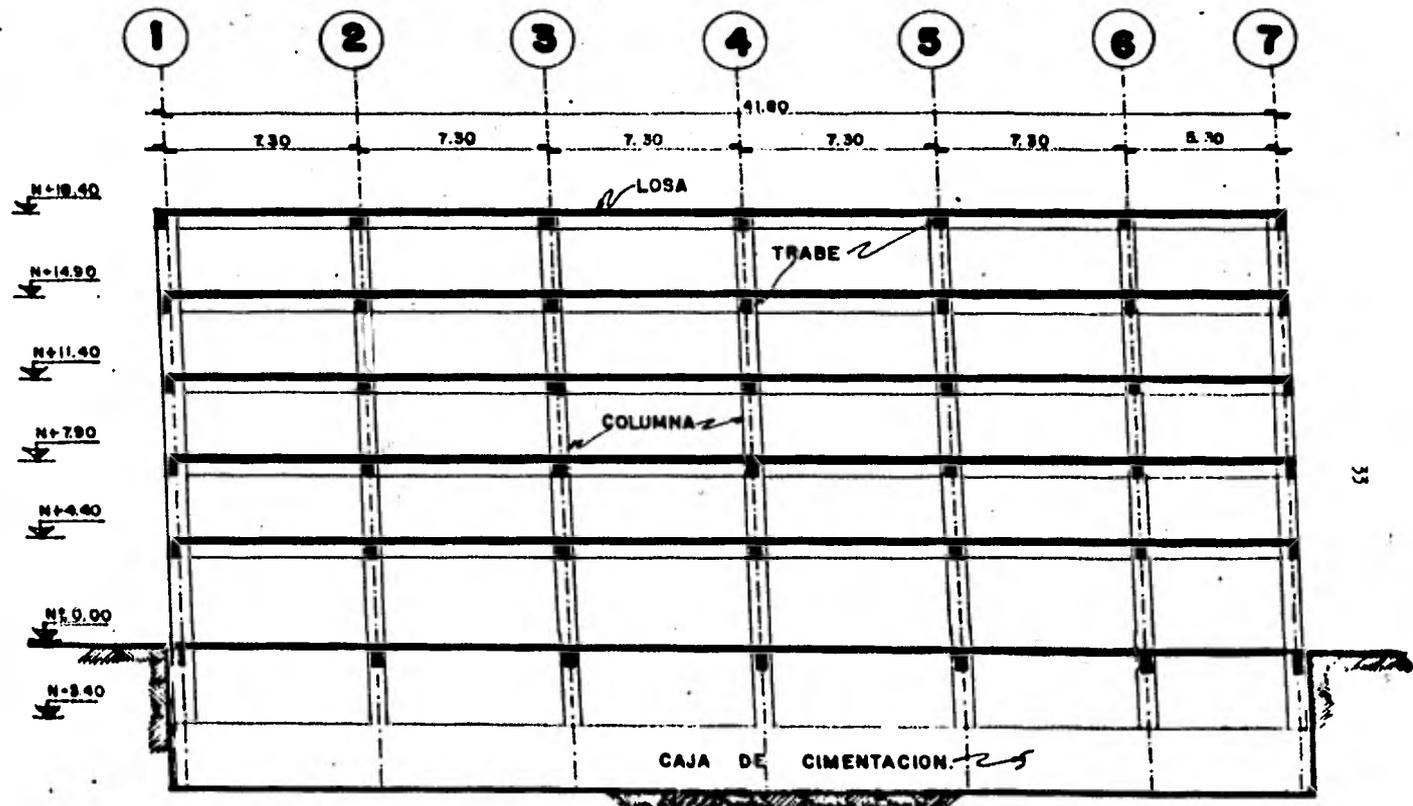
El funcionamiento de la cimentación sirve para tener una ---

idea del conjunto cimentación-estructura que será de utilidad en el momento de la idealización y diseño de los marcos, así como también en el cálculo de la interacción suelo-cimentación-estructura durante los movimientos sísmicos.



ESTRUCTURAMIENTO DE
PISO TIPO

FIG.- III.1



CORTE MARCO LONGITUDINAL

FIG.- III. 3

IV. ANALISIS ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA

a) Especificaciones de Carga

Con objeto de conocer la magnitud de las cargas sobre el -
estructuramiento definido en el capítulo anterior, es necesario
especificar las cargas muertas y vivas que actuarán-
sobre la estructura.

Las cargas muertas son las que se producen por los pesos -
propios de los elementos resistentes y por las cargas de--
los acabados arquitectónicos que actúan permanentemente so
bre la estructura.

Las cargas vivas son las cargas que obran sobre la cons --
trucción, y no tienen el carácter de permanentes. Estas -
cargas vivas se pueden fijar a un valor dado si se conoce-
cual será la magnitud de la carga que actuará en el piso.-
Como generalmente no se conoce la localización ni la mag--
nitud real de estas cargas no permanentes, el Reglamento -
ha fijado una carga mínima de diseño por metro cuadrado --
para los distintos usos de los pisos.

Para conocer los pesos propios de los elementos resisten -
tes como son: losas, traveses y columnas, es necesario lle -

var a cabo un análisis preliminar con el fin de definir secciones geométricas.

Las acciones mecánicas preliminares se pueden obtener fácilmente de manuales en donde se encuentran resueltas vigas -- con distintas condiciones de cargas y apoyos. Este análisis preliminar para definir secciones debe ser realizado con su posiciones ideales de cargas y apoyos de donde rápidamente se obtengan las secciones que puedan soportar las acciones mecánicas calculadas.

En esta tesis se partirá con las dimensiones de los elementos resistentes ya definidas, son:

ELEMENTO	SECCION (cm)
losa de entrepiso	espesor 12
losa de sótano	espesor 20
trabe principal eje letras	30 x 90
trabe principal eje números	40 x 90
trabe secundaria	30 x 60
columna	40 x 80

Para cuantificar las cargas muertas que producirán los elementos resistentes y los acabados arquitectónicos -- se utilizarán los pesos volumétricos que especifica el Re -

glamento de Construcciones en su Capítulo XXXV artículos - 223 y 224. Las cargas vivas mínimas que actúan en las distintas áreas serán las especificadas en el Capítulo XXXVI - artículos 226 y 227.

Con las cargas antes mencionadas se hizo el cálculo de las especificaciones de carga para las distintas áreas de la estructura, las que se desglosan en la fig. IV.1, de donde se obtienen las siguientes cargas de diseño:

AREA	CARGA PARA DISEÑO ESTATICO (ton/m ²)	CARGA PARA DISEÑO ESTATICO+SISMICO (ton/m ²)
Azotea	0.80	0.75
Planta tipo y Planta baja	0.85	0.60
Baños	1.00	0.85
Escaleras	0.90	0.55
Sótano	0.75	0.70

b) Planos de cargas

Los planos de cargas se hacen con el objeto de localizar y cuantificar las cargas que obran sobre los elementos resistentes de cada una de las plantas, así como para conocer la descarga total de la estructura sobre la cimentación.

La transmisión de las cargas se hizo por áreas tributarias de elementos; ver esquema tipo en la fig. IV.2

En esta figura, se observa que la descarga de la losa sobre las trabes secundarias y principales de ejes de letras es uniformemente distribuida con valor de 3.41 t/m y 2.79 t/m respectivamente. Las cargas sobre las trabes ejes de números son: la carga uniforme que produce su peso propio de 0.75 t/m y las concentradas que descargan las trabes secundarias de 24.9 ton.

por último, todo el piso descarga por área tributaria sobre las columnas con cargas concentradas de 49.2 ton y 45.56 ton, en los ejes A y C respectivamente. Ver como actúan cada una de las cargas antes mencionadas en la fig. IV.2.

Con el mismo criterio descrito anteriormente se lleva a cabo el plano de cargas de cada nivel. Sumando las cargas que produce cada nivel sobre las columnas se hace el plano de cargas sobre la planta baja, el cual se muestra en la fig. IV.3. Estas son las cargas que transmite la estructura a la cimentación. En esta figura se muestra sobre cada columna la carga muerta, carga viva para diseño estático--

y la carga total, en toneladas.

c) Método de Análisis.

Los métodos de análisis de marcos se han desarrollado durante este siglo, que es cuando se ha utilizado el acero y el concreto armado como material principal de construcción de estructuras de edificios altos, puentes y techos, entre otros. Primero se desarrollaron métodos numéricos manuales que podían ser calculados con reglas de cálculo, como es el método de Cross o el de Kani. Con la aparición de las computadoras electrónicas se desarrollaron métodos matriciales como el de las flexibilidades o el de las rigideces.

Tomaría mucho tiempo el calcular estos métodos matriciales si se tuviera que hacer con calculadoras de bolsillo por la gran cantidad de operaciones que es necesario hacer, pero con el uso de las computadoras los cálculos se hacen en segundos.

Actualmente el tener acceso a las grandes computadoras es difícil para el ingeniero común, pues las grandes computadoras son muy caras, y las que existen pertenecen a grandes instituciones, teniendo solo acceso a ellas los ingenieros-

de esas mismas instituciones.

Aun más, actualmente existe el problema que los ingenieros que no desarrollaron los programas de cálculo, solamente saben meter datos y obtener respuestas, sin conocer el procedimiento de los programas, ni los conceptos básicos de los métodos.

para el análisis de los marcos de esta tesis se va a utilizar un método de análisis comunmente conocido: el método de Cross, el cual es un método que se enseña en la escuela y está al alcance de cualquier ingeniero.

El método de Cross es un método de aproximaciones sucesivas popularizado por Hardy Cross (Ref. 3), Ver Apéndice -- C.

El método de Cross se puede resumir de la siguiente forma:

1° - Se supone que todos los nudos son rígidos y se calculan los momentos de empotramiento perfecto para cada extremo de las vigas, consideradas como vigas empotradas en sus extremos. Los momentos de empotramiento se pueden calcular con la expresión B.7 y B.8 del método de pendiente -

Deformación, Apendice B.

2°- Se deja girar libremente a cada nudo y se distribuye el momento no equilibrado entre todas las barras adyacentes, - por medio de los factores de distribución.

$$FD = \frac{K}{\sum K} \quad (IV. 1)$$

donde K - rigidez de la viga

$\sum K$ - suma de todas las rigideces que concurren en un nudo

A continuación se vuelve a bloquear el nudo contra el giro.

3°- Una vez distribuido el momento no equilibrado, se transmite su mitad al otro extremo de la barra.

Esto completa un ciclo de distribución. El 2° y 3° pasos -- se repetirán en general, debido al nuevo desequilibrio producido por los momentos transmitidos. La iteración se sigue hasta que los momentos transmitidos sean despreciables.

d) Análisis de Losas y Trabes Secundarias.

1.- Losas

En este edificio de oficinas el estructuramiento de todos los niveles es el mismo, así como las cargas en las plantas

tipo también son las mismas. Por lo tanto todas las losas están sujetas a las mismas condiciones de trabajo en lo que corresponde a cargas y apoyos. Entonces, con analizar una franja de un metro de ancho de losa en el sentido corto de sus apoyos, se habrán resuelto prácticamente todas las losas. Estas losas están trabajando en un solo sentido porque la relación que existe entre la longitud de sus apoyos es de $3.5/7.3 = 0.48 < 0.5$, donde 0.5 es la relación máxima que debe tener una losa para trabajar en un solo sentido.

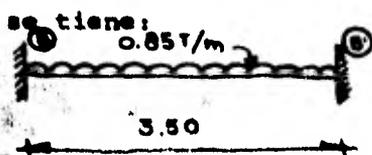
El análisis de las losas constará de los siguientes pasos:

- a) Idealización de cargas y apoyos
- b) Cálculo de momentos de empotramiento y rigideces
- c) Cálculo de factores de distribución y factores de transporte
- d) Desarrollo del Método de Cross.
- e) Dibujo de diagramas de fuerzas cortantes y momentos flexionantes

Los pasos antes mencionados se llevarán a cabo para una franja de losa unitaria localizada entre los ejes -

2 y 3; el proceso se muestra en la fig. IV.4, donde en a) - se encuentra el corte estructural de la losa, observándose ésta con sus apoyos que son: Las trabes secundarias al centro y las trabes principales ejes A y C en sus extremos. -- Los claros de la losa son 3 de 3.5 m cada uno; en b) se -- muestra la idealización de cargas y apoyos. La carga para esta franja de losa de 1 m de ancho es de 0.85 ton/m uniformemente distribuida, al ser 0.85 ton/m² la carga de diseño en el área de oficinas. Los apoyos de la losa que son las trabes secundarias y principales se idealizan como apoyos simples que le permiten el giro a la losa, pero no el desplazamiento.

Los momentos de empotramiento en cada apoyo necesarios para desarrollar el método de Cross, se pueden obtener por -- ejemplo por el método de Pendiente-Deformación o por el método del Área de momentos entre otros, ver Apéndice A y B. -- Los momentos de empotramiento en esta tesis se calcularán -- por las expresiones B.7 y B.8 del Apéndice B, Método de Pendiente-Deformación. (Ref. 4) Por ejemplo para obtener los -- momentos de empotramiento en el claro intermedio de la losa



ME_{ss'}, ME_{s'a'} → Momento de Empotramiento
 (M₀)_s, (M₀)_{s'} → Momentos Estáticos del Área de Empotramiento.
 Expresión (B.7) → $ME_{ss'} = \frac{2}{3} [(M_0)_s - 2(M_0)_{s'}]$

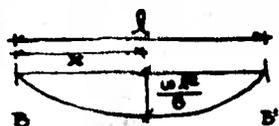


Diagrama de Momentos como viga apoyada.

Momento Estático del Área de Momentos en respecto a B:

$$(M_0)_B = (M_0)_{B'} = A_{M_0} \cdot \bar{x}$$

$$(M_0)_B = 2 \times \frac{wl^2}{8} \times \frac{l}{2} = \frac{wl^3}{24}$$

$$ME_{BB'} = \frac{2}{l^3} \left[\frac{wl^4}{24} - 2 \frac{wl^4}{24} \right] = -\frac{wl^2}{12} \quad (IV. 2)$$

$$ME_{BB'} = \frac{0.85 \times 35^2}{12} = 0.87 \text{ T. m.}$$

Los valores de los momentos de empotramiento se consignan en la parte baja de la idealización de la losa en la fig. -- IV.4 b), donde así mismo se han consignado las rigideces de las vigas; estas rigideces han sido calculadas por las expresiones C-2 y C-3 (Apéndice C, Método de Cross) para la zona central y para las zonas extremas respectivamente.

Rigidez para la zona central de la losa (expresión C-2)

$$K_1 = \frac{4EI}{L}$$

Rigidez para las zonas extremas de la losa: (expresión C-3)

$$K_2 = \frac{3EI}{L}$$

Como EI es constante en la losa

$$\frac{K_1}{EI} = \frac{4}{L}$$

$$\frac{K_2}{EI} = \frac{3}{L}$$

$$\frac{K_1}{EI} = \frac{4}{3.5}$$

$$\frac{K_2}{EI} = \frac{3}{3.5}$$

$$\frac{K_1}{EI} = 1.14$$

$$\frac{K_2}{EI} = 0.86$$

En la parte c) de la misma figura se muestra el procedimiento de Cross paso a paso; en la parte superior de la tabla se encuentra el factor de distribución calculado de acuerdo a la fórmula IV.1 y se ha utilizado el factor de transporte igual a 0.5 de acuerdo a la deducción en C-1, por ser las losas elementos que no cambian su sección.

A continuación en la tabla se desarrolla el método de Cross efectuando las distribuciones de los momentos desequilibrados en cada nudo, y posteriormente se efectúan los transportes entre los nudos de los momentos distribuidos. Por último, una vez hechas 3 distribuciones se tiene la suficiente precisión en los resultados y se obtienen los momentos finales en los extremos de cada miembro, así como las fuerzas cortantes finales. En d) en forma gráfica están los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante.

Existe la posibilidad de que la carga viva no actúe simultáneamente en todos los claros, por lo tanto será necesario -

efectuar el análisis de la losa con variación de carga viva en los claros, ver fig. IV.5a). La variación de carga viva que produce los mayores momentos positivos y negativos, es la alternada. Por lo tanto, siguiendo el mismo proceso de cálculo que para la losa con carga viva en todos los claros, se analiza la losa con la carga viva alternada en los claros. En la fig. IV.5 a) se muestra la idealización de cargas y apoyos, y en b) se muestra el resultado gráfico, por medio de los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.

Debido a que las cargas supuestas en los dos análisis pueden actuar indistintamente sobre las losas y para cada condición se obtienen fuerzas cortantes y momentos flexionantes diferentes, es necesario encontrar los diagramas envolventes para los que debe realizarse el diseño de las losas, los diagramas envolventes se muestran en la fig. IV.5 c).

2- Traveses Secundarias

Las traveses secundarias son dos por planta en el sentido longitudinal del edificio, localizadas entre los ejes A y C. Al igual que las losas, las traveses secundarias están sujetas a las mismas condiciones de cargas y apoyos en todas-

las plantas tipo.

El procedimiento de análisis de la trabe secundaria es el mismo que se enumeró para las losas: a) idealización de cargas y apoyos, b) cálculo de momentos de empotramiento y rigideces relativas, c) cálculo de factores de distribución y factores de transporte, d) desarrollo del método de Cross y e) dibujo de diagramas de momento flexionante y fuerza cortante. Todas las fórmulas que se utilizan son las mismas ya descritas para el análisis de las losas.

En la fig. IV.6 a) se muestra el corte estructural de una trabe secundaria. Tiene 5 claros de 7.3 m y un claro de 5.3 m. En b) se muestra la idealización de cargas y apoyos de la trabe secundaria; donde la carga uniformemente distribuida la produce la reacción más desfavorable de la losa que es de 3.28 ton/m (fig. IV.4d) y el peso propio de la trabe de 0.36 ton/m lo que nos da un total de 3.64 ton/m de carga. La idealización de los apoyos es como apoyos simples que permiten el giro pero no el desplazamiento, que es la condición que le producen las trabes principales ejes de núms a las trabes secundarias.

En la fig. IV. 6 c) se muestra la tabla del procedimiento del método de Cross y en d) se muestra el resultado gráfico en forma de diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.

Al igual que en las losas, en las traveses secundarias puede suceder que la carga viva varíe en los claros de la trabe, por lo que es necesario el análisis de la trabe con carga viva alternada en los claros.

En la fig. IV.7 a) siguiendo el mismo procedimiento ya descrito se resuelve la viga hasta obtener las fuerzas cortantes y momentos flexionantes que se grafican en forma de diagramas en b).

Finalmente en c) se dibujan los diagramas envolventes de acciones mecánicas que deberán tomarse en cuenta para el diseño de las traveses secundarias.

El análisis aquí mostrado fué para la trabe secundaria del eje B', el análisis de la trabe eje B sería el mismo, solamente que las cargas sobre la trabe entre los ejes 4-5-6 deberá incrementarse por los pesos de los muros y las condiciones que producen los elevadores, escaleras y baños.

e) Análisis de Marcos

Al momento de analizar las estructuras se acostumbra tomar las medidas a ejes de elementos y tomar éstas como las longitudes para el cálculo de las acciones mecánicas y rigideces de los elementos. Esto es cierto mientras las juntas entre elementos sean pequeñas, pero al ser las juntas grandes en comparación de la longitud del elemento, ya no es posible calcular las acciones mecánicas ni las rigideces sin tomar en cuenta las dimensiones de la junta.

En este análisis se van a considerar las trabes y columnas como piezas de sección constante tomando en cuenta el incremento de rigidez y la alteración del factor de transporte que le produce el hecho de que las juntas entre trabes y columnas giren sin deformarse. Al incremento de rigidez y alteración del factor de transporte se le llama "efecto de junta". El análisis se lleva a cabo tomando las medidas de la estructura a ejes de los elementos.

El análisis del marco consistirá de los siguientes pasos:

- 1- Idealización de Cargas y Apoyo del Marco.
- 2- Cálculo de momentos de empotramiento

- 3- Cálculo de rigideces, factores de distribución y factores de transporte
- 4- Desarrollo del Método de Cross
- 5- Dibujo de diagramas de fuerza cortante y momento flexionante en trabes y columnas y diagramas de fuerza axial en las columnas.

En la fig. IV.8 se muestra el corte estructural del marco que se va a analizar, es el marco tipo Eje 3. Se puede observar que el marco consiste de dos ejes de columnas unidas por una trabe en cada nivel, son cinco niveles sobre la planta baja y el nivel de sótano bajo el nivel natural del terreno.

La trabe transversal de cimentación de 3 m de peralte también se ve en este corte. Por último, se localizan en corte las trabes secundarias de cada nivel, y las trabes principales de los marcos longitudinales de los ejes de letras A y C.

1.- Idealización de Cargas y Apoyos.

En la fig. IV.9 se muestra la idealización del marco; este consiste en un solo entre eje de columnas con claro de --

10.5 m desde la planta baja al 5° nivel, y con un entreeje más en el nivel del sótano a planta baja de 4.30 m de claro. Las alturas de entrepiso son: 2.95, 4.4 y 3.5 m para el sótano, planta baja y planta tipo respectivamente. Todas las medidas son a ejes de elementos.

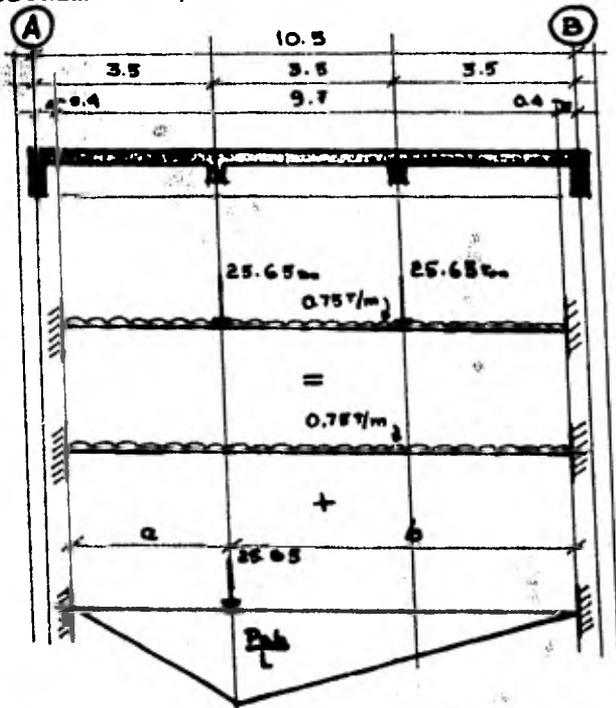
El marco se ha supuesto con las columnas empotradas al nivel de la cimentación, porque la sección de las trabes de cimentación es bastante más grande que la sección de las columnas. Debido a que el entrepiso de sótano a planta baja se encuentra bajo el nivel natural del terreno, se va a suponer que el suelo restringe las deformaciones laterales del marco por medio de un apoyo simple en el nivel de planta baja que le impida al marco deformaciones horizontales.

Las cargas que actúan sobre el marco en cada nivel son las dos cargas concentradas que transmiten las trabes secundarias de 25.65 ton cada una (fig. IV.6d) y la uniformemente distribuida que produce el peso propio de la trabe de 0.75-ton/m. La trabe en el entreeje C-D al nivel de planta baja solamente recibe la carga uniforme de 2.2 ton/m que le produce la losa y su peso propio.

2.- Cálculo de Momentos de Empotramiento.

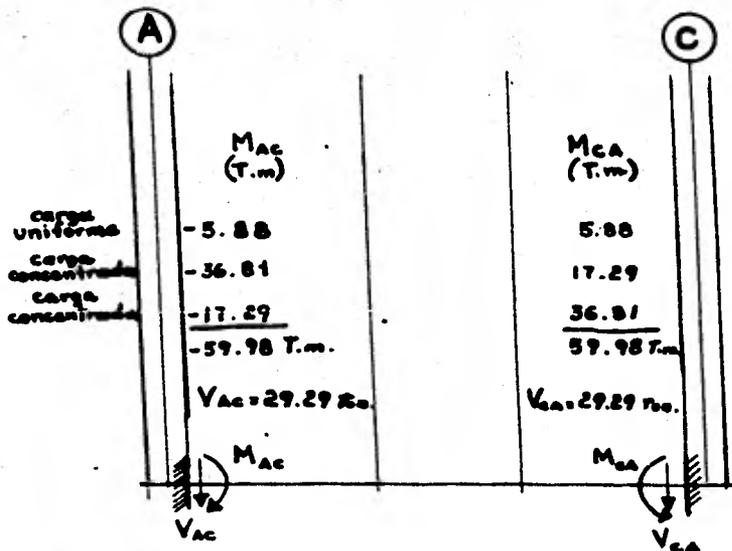
Para el cálculo del momento de empotramiento se seguirá el procedimiento que muestra la Ref. 5, Cap VIII.3. El procedimiento consiste en empotrar la trabe al paño de la columna, encontrar en ese lugar la cortante y momento de empotramiento y finalmente transportar estas acciones mecánicas al eje de la columna como si fuera un cuerpo rígido.

Como ejemplo los momentos de empotramiento para la trabe del 3° nivel se calcularán a continuación utilizando el método de pendiente-deformación y se transportarán al eje por el procedimiento antes mencionado:



Corte Estructural

Idealización con empotramientos a paño de columnas.



Transportando el cortante y el momento al eje de columna:

$$M_{EF} = 29.29 \times 0.4 + 59.98 = 71.7 \text{ T.m.}$$

$$V_F = 29.29 \text{ kn.}$$

Calculo de Momento de Empotramiento.

$$ME_{AC} = ME_{CA} = \frac{\omega l^2}{12} \quad (\text{IV. 2})$$

$$ME_{CA} = \frac{0.78 \times 9.7^2}{12} = 5.88 \text{ T.m.}$$

$$ME_{AC} = -5.88 \text{ T.m.}$$

$$(M_0)_A = \frac{P_0 b}{L} \left[\frac{a}{2} \left(\frac{2a}{3} \right) + \frac{1}{2} \left(a + \frac{1}{3} \right) \right] = \frac{P_0 b}{L} (2a + b)$$

$$(M_0)_C = \frac{P_0 b}{L} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{2b}{3} \right) + \frac{a}{2} \left(b + \frac{2}{3} \right) \right] = \frac{P_0 b}{L} (2b + a)$$

$$ME_{AC} = \frac{P_0}{L} \left[\frac{P_0 b}{L} (2a + b) - 2 \frac{P_0 b}{L} (2b + a) \right] = -\frac{P_0^2 b^2}{L^2}$$

$$ME_{CA} = \frac{P_0}{L} \left[2 \frac{P_0 b}{L} (2a + b) - \frac{P_0 b}{L} (2b + a) \right] = +\frac{P_0^2 b}{L^2}$$

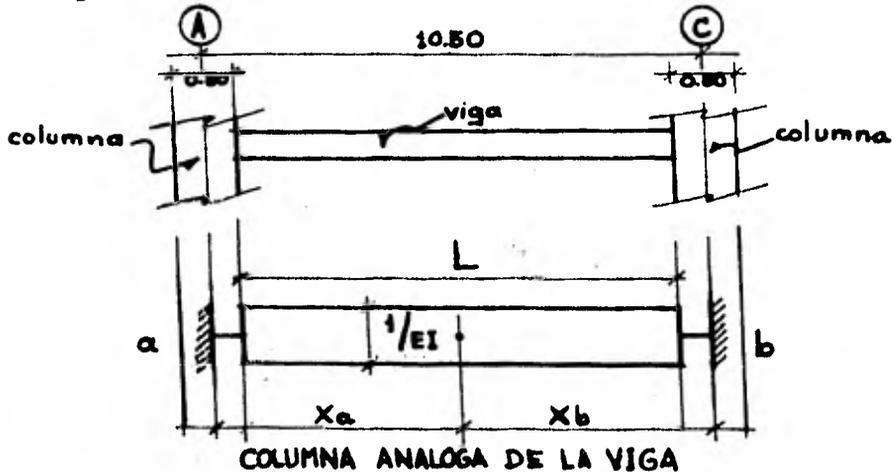
$$ME_{AC} = \frac{-25.65 \times 9.7^2}{9.7^2} = -26.81 \text{ T.m.}$$

$$ME_{CA} = \frac{25.65 \times 9.7}{9.7^2} = 17.29 \text{ T.m.}$$

3) Cálculo de Rigidez, Factores de Transporte y de Distribución.

La rigidez y el factor de transporte de las vigas tomando en cuenta el efecto de junta se puede obtener utilizando la Analogía de la Columna (Apéndice D) de la siguiente forma:

Se dibuja primero la viga y su columna análoga, tomando en cuenta las distancias entre ejes y la longitud que tiene la viga entre los paños de las columnas.



El área y el momento de inercia de la columna análoga son propiedades de la sección

$$A_c = \frac{L}{EI}$$

$$\bar{\Phi} = \frac{bh^3}{12} = \frac{L^3}{12EI}$$

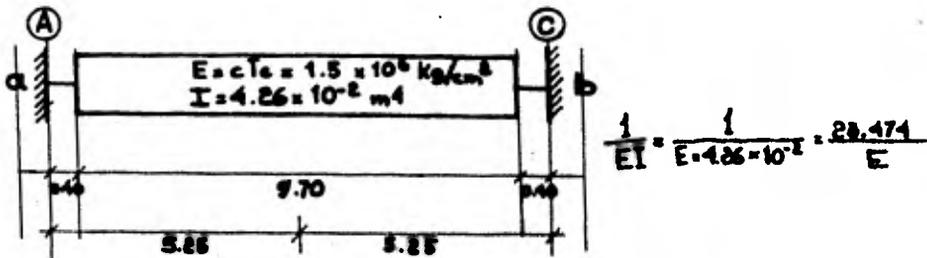
La rigidez de la viga que es el momento por unidad de giro, se obtiene aplicando una carga unitaria al centro de la columna análoga y obteniendo los esfuerzos en la sección que se desee, Para encontrar la rigidez en A

$$r_{ab} = \frac{1}{A} + \frac{X_a \cdot X_a}{\bar{\Phi}_y}$$

Y el factor de transporte que es la relación entre los momentos, se puede obtener sacando la relación entre los momentos en A y B

$$t_{ab} = - \frac{\frac{1}{A} + \frac{X_a \cdot X_a}{\bar{\Phi}_y}}{r_{ab}}$$

A continuación se hace el cálculo para la trabe del 3° nivel:



$$A_c = 9.70 \times \frac{23.474}{E} + \frac{227.70}{E}$$

$$r_{ab} = \frac{E}{227.70} + \frac{5.25^2 E}{1785.34}$$

$$r_{ab} = \frac{8061.322E}{406522.196} = 0.0198E$$

$$r_{ab} = 0.0198 \times 1.5 \times 10^6 = 29744.8 \text{ Tm.}$$

$$\bar{F}_y = \frac{23.474}{E} \times \frac{9.7^3}{12} = \frac{1785.34}{E}$$

$$t_{ab} = -\frac{\frac{E}{227.70} + \frac{(5.25)(-5.25)E}{1785.34}}{29700}$$

$$t_{ab} = \frac{0.0110E}{29700} = \frac{0.0110 \times 1.5 \times 10^6}{29700} = 0.56$$

Siguiendo el mismo procedimiento se hace el cálculo de los factores de transporte y rigideces de las demás traveses y columnas del marco, los resultados se han tabulado en la fig. IV.10. En el marco idealizado de la fig. IV.9 se han colocado las rigideces de cada elemento así como su factor de transporte.

El factor de distribución en los nudos para efectuar el método de Cross se calcula por medio de la fórmula IV.1 donde para la travesa en el nudo e

$$FD = \frac{K_i}{\sum K}$$

$$FD = \frac{29725.9}{2 \times 63548.9 + 29725.9} = 0.19$$

Por el mismo procedimiento se calculan los factores de distribución en los demás nudos que son los que se utilizan para el desarrollo del método de Cross.

4) Desarrollo del Método de Cross

Debido a que el desarrollo del Método de Cross para el marco es el mismo ya mostrado para la losa y la trabe secundaria no será incluido en esta tesis.

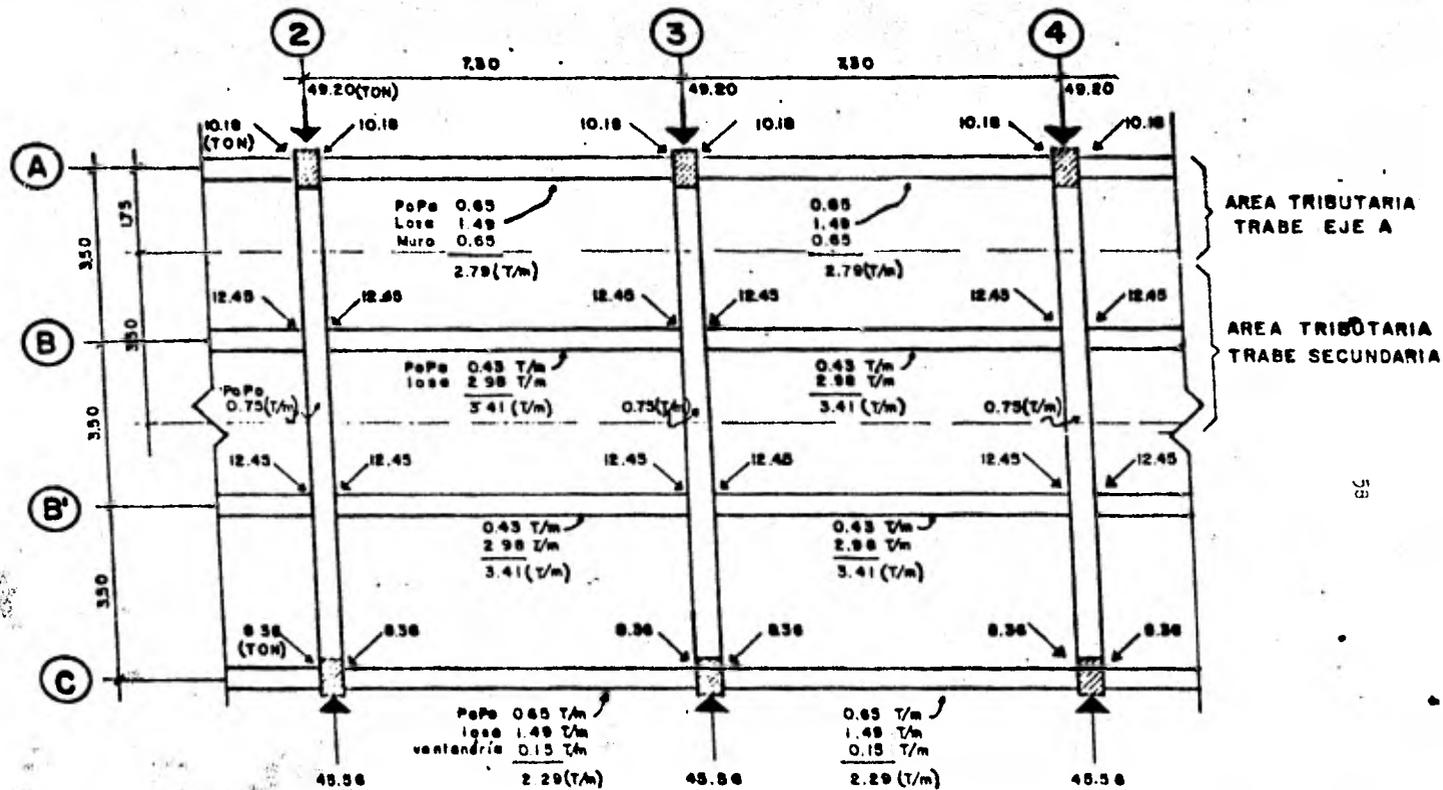
5) Diagramas de fuerza cortante, momento flexionante y fuerza axial.

El resultado del Método de Cross son las acciones mecánicas, las que fueron graficadas en forma de diagramas de fuerza cortante, momento flexionante y fuerza axial en las figs. IV, 11, 12 y 13.

TABLA DE ESPECIFICACIONES DE CARGA

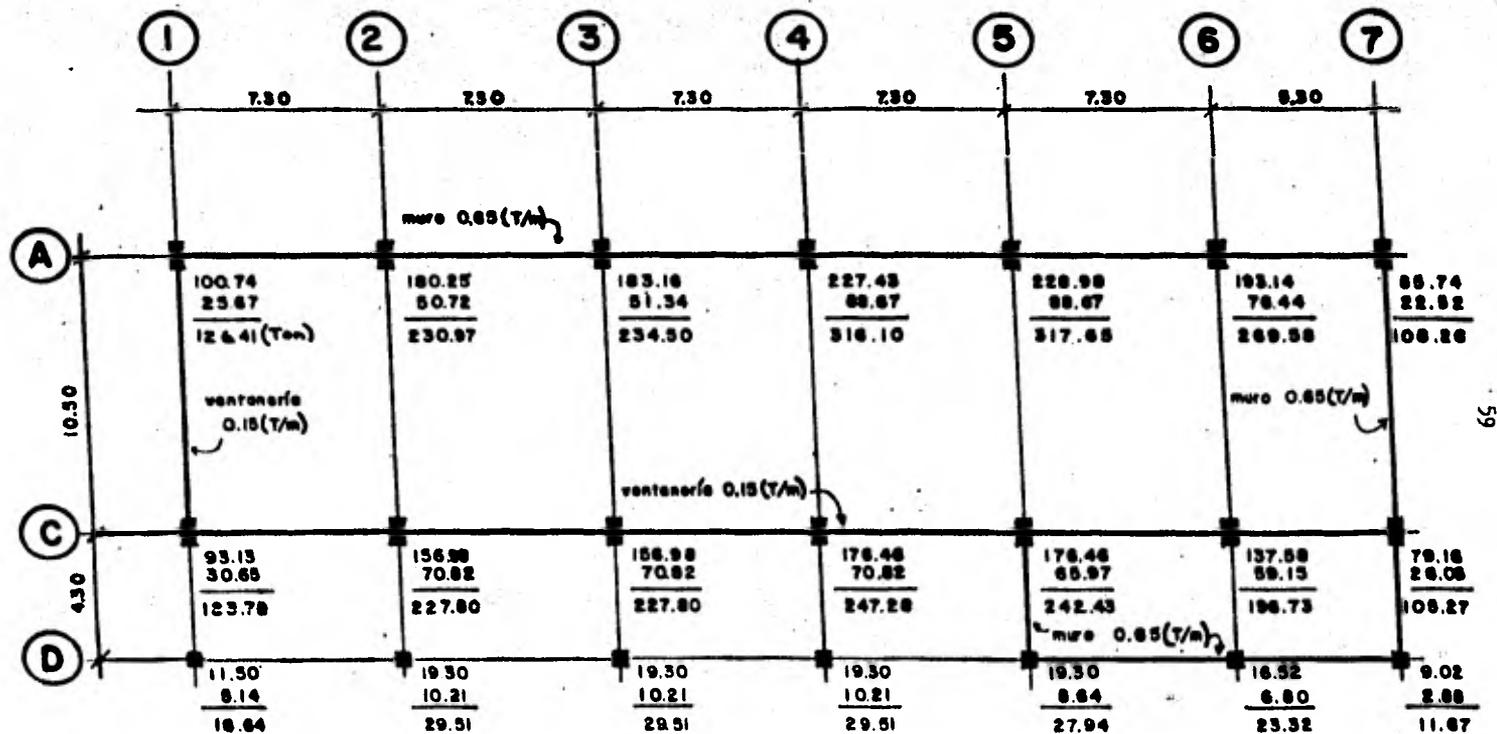
CONCEPTO	ESPESOR m	PESO Volumetrico, T/m ³	CARGA MUERTA T/m ²	ANALISIS	ANALISIS	ANALISIS	ANALISIS
				ESTATICO	ESTATICO + SISMICO	ESTATICO	ESTATICO + SISMICO
				CARGA VIVA T/m ²	CARGA VIVA T/m ²	CARGA TOTAL T/m ²	CARGA TOTAL T/m ²
<u>AZOTEA</u>							
2 CAPAS DE LAJOLLO	0.03	1.68	0.05				
MORTERO CEMENTO-ARENA	0.02	2.00	0.04				
ENTORTADO	0.05	1.80	0.09				
RELLENO TEZONTLE	0.10	1.35	0.14				
FALSO PLAFON SUSPENDIDO	0.04	1.50	0.06				
LOSA DE CONCRETO	0.12	2.40	0.29				
			<u>0.57</u>	0.10	0.07	0.77	0.84
CARGA DE DISEÑO						≈ 0.80	≈ 0.84
<u>PLANTA TIPO Y BAJA</u>							
ALFOMBRA O LOSETA	—	—	0.02				
FINO INTEGRAL A LA LOSA	0.05	2.0	0.10				
FALSO PLAFON SUSPENDIDO	0.04	1.5	0.06				
LOSA DE CONCRETO	0.12	2.4	0.29				
CANCELERIA LIBERA	—	—	0.05				
			<u>0.52</u>	0.50	0.09	0.92	0.91
CARGA DE DISEÑO						≈ 0.95	≈ 0.90
<u>BAÑOS</u>							
MOSAICO	—	—	0.04				
MORTERO CEMENTO-ARENA	0.02	2.0	0.04				
RELLENO	0.20	1.35	0.27				
FINO INTEGRAL A LA LOSA	0.02	2.0	0.04				
FALSO PLAFON SUSPENDIDO	0.04	1.5	0.06				
LOSA DE CONCRETO	0.12	2.4	0.29				
			<u>0.74</u>	0.25	0.10	0.99	0.84
CARGA DE DISEÑO						≈ 1.0	≈ 0.84
<u>ESCALERAS</u>							
LOSETA	—	—	0.01				
FINO INTEGRAL A LA LOSA	0.02	2.0	0.04				
LOSA DE CONCRETO	0.15	2.4	0.36				
			<u>0.41</u>	0.50	0.19	0.91	0.56
CARGA DE DISEÑO						≈ 0.91	≈ 0.56
<u>SOTANO</u>							
FINO INTEGRAL A LA LOSA	0.05	2.0	0.10				
LOSA DE CONCRETO	0.20	2.4	0.46				
			<u>0.56</u>	0.15	0.10	0.79	0.69
CARGA DE DISEÑO						≈ 0.75	≈ 0.7

FIG. - IV.1



ESQUEMA TIPO DE BAJADA DE CARGAS

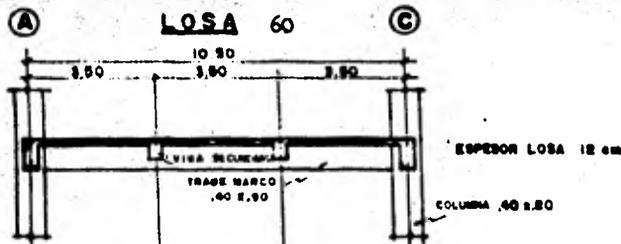
FIG. - IV. 2



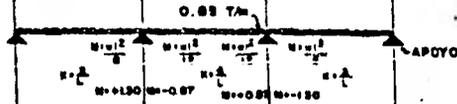
PLANO DE CARGAS
A NIVEL DE PLANTA BAJA

- CARGA MUERTA
- CARGA VIVA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL
- CARGA TOTAL

FIG.- IV. 3



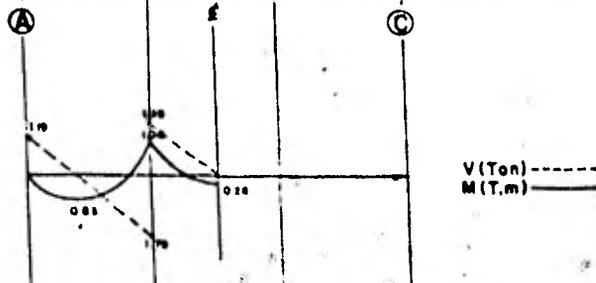
g) CORTE DE LOSA ENTRE EJES 2 Y 3 EN PLANTA TIPO



b) IDEALIZACION DE UNA FRANJA DE LOSA DE ANCHO UNITARIO CON CARGA VIVA EN TOCOS LOS CLAROS.

	T ₀	T ₁	T ₂	T ₃	UNIDADES
RIGIDEZ RELATIVA		0.88		1.19	1/m
FACTOR DE DISTRIBUCION		0.43	0.87		—
FACTOR DE TRANSPORTE		0.88	0.88		—
MOMENTO EMPOTRAMIENTO		+1.30	-0.87		T.m
1a. DISTRIBUCION TRANSMISION		-0.18	-0.25		T.m
2a. DISTRIBUCION TRANSMISION		-0.08	+0.13		T.m
3a. DISTRIBUCION TRANSMISION		-0.02	+0.04		T.m
MOMENTO FINAL Σ		0	+1.04	-1.04	T.m
CORTANTE ESTATICA	+1.48	+1.48	+1.48		Ton
CORTANTE EMPOTRAMIENTO	-0.30	+0.30	0		Ton
CORTANTE FINAL Σ	+1.18	+1.78	+1.48		Ton
REACCION EN APOYO	1.19		3.28		Ton

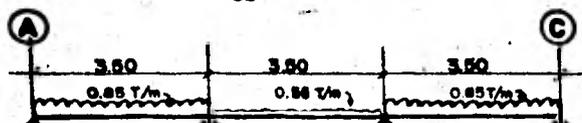
c) DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR EL METODO DE CROSS.



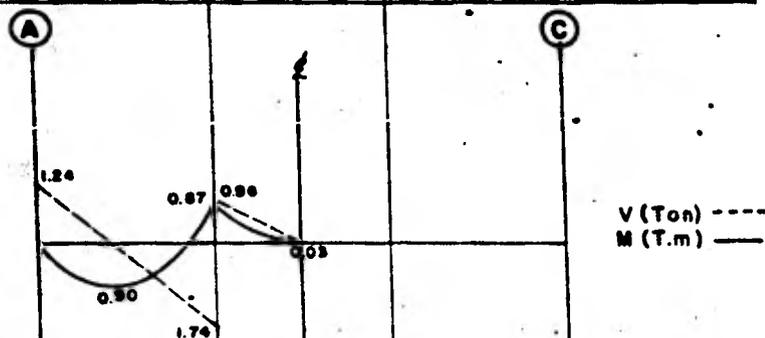
d) DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTE CON CARGA VIVA EN TODOS LOS CLAROS.

FIG - IV.4

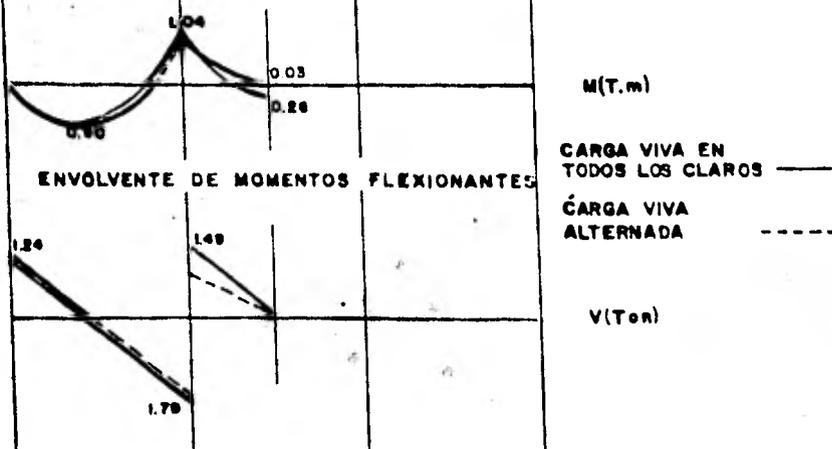
ANALISIS FRANJA UNITARIA DE LOSA CARGA VIVA EN TODOS LOS CLAROS



a) IDEALIZACION DE UNA FRANJA DE LOSA DE ANCHO UNITARIO CON CARGA VIVA ALTERNADA.



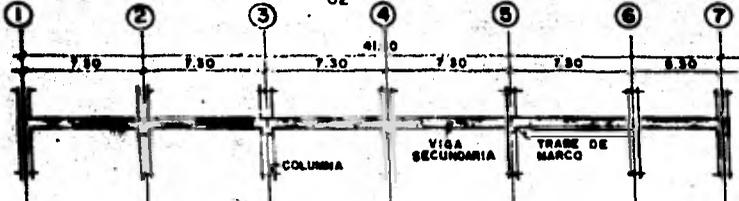
b) DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES CON CARGA VIVA ALTERNADA.



c) ENVOLVENTE DE FUERZAS CORTANTES

ANALISIS FRANJA UNITARIA DE LOSA CARGA VIVA ALTERNADA Y DIAGRAMAS ENVOLVENTES.

FIG-IV.5



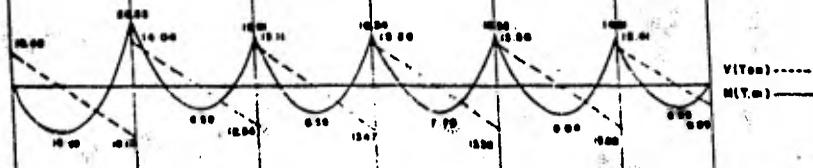
g) CORTE DE UNA VIGA SECUNDARIA EN PLANTA TIPO.



h) IDEALIZACION DE LA VIGA SECUNDARIA CON CARGA VIVA EN TODOS LOS CLAROS.

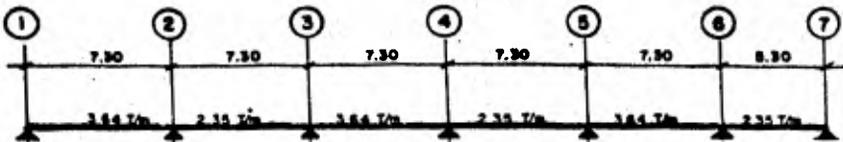
	T0	T1	UNIDADES									
SUBSEZ RELATIVA	0.41		0.58		0.58		0.58		0.58		1/m	
FACTOR DISTRIBUCION	0.42	0.37	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.49	0.31	—	
MOD. EMPOTRAMIENTO	-24.25	+16.16	+16.16	-16.16	-16.16	+16.16	+16.16	-16.16	-16.16	+12.78	T.m	
NO. DISTRIBUCION	-3.48	+4.61	0	0	0	0	0	0	-1.28	+1.72	T.m	
TRANSICION	—	—	-2.33	—	—	—	—	—	-0.63	—	T.m	
SO. DISTRIBUCION	—	—	+1.15	—	—	—	—	—	+0.48	—	T.m	
TRANSICION	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	T.m	
SO. DISTRIBUCION	-0.23	-0.33	—	—	—	—	—	—	-0.10	-0.11	T.m	
MOMENTO FINAL	-10.22	-20.32	+16.01	+16.01	+16.01	+16.01	+16.01	+16.01	+16.01	+16.01	T.m	
CORRANTE ESTATICO	+3.29	+13.29	+13.29	+13.29	+13.29	+13.29	+13.29	+13.29	+13.29	+9.63	Ton	
COR. EMPOTRAMIENTO	-2.81	+0.78	-0.78	-0.18	+0.18	-0.03	+0.03	+0.27	-0.27	+2.76	Ton	
CURTANTE FINAL	+0.68	+18.10	+16.04	+12.84	+13.11	+13.47	+13.26	+13.38	+13.26	+13.02	+12.41	Ton
REACCION EN APOYO	10.46	30.14	25.68		26.73		26.88		25.43	6.89	Ton	

c) DISTRIBUCION DE MOMENTOS POR EL METODO DE CROSS. DE CROSS.

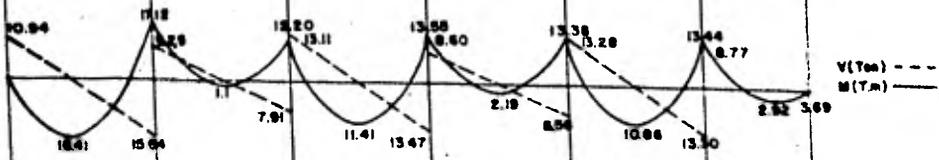


d) DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES CON CARGA VIVA EN TODOS LOS CLAROS.

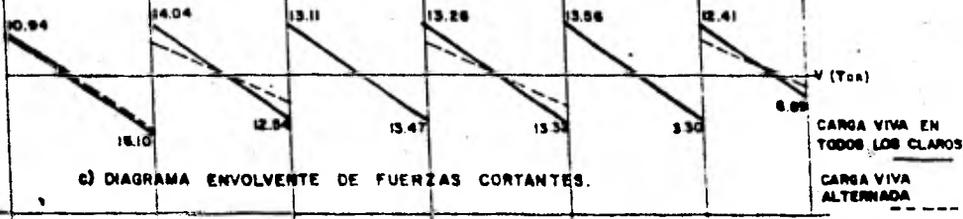
ANALISIS TRABE SECUNDARIA CON CARGA VIVA EN TODOS LOS CLAROS



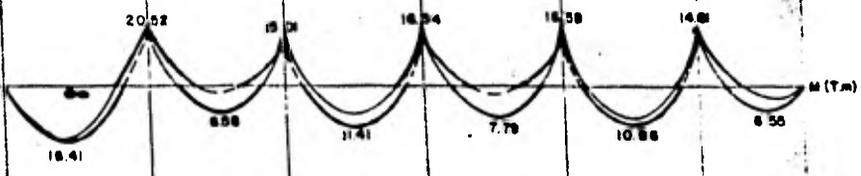
a) IDEALIZACION DE LA VIGA SECUNDARIA CON CARGA ALTERNADA.



b) DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES



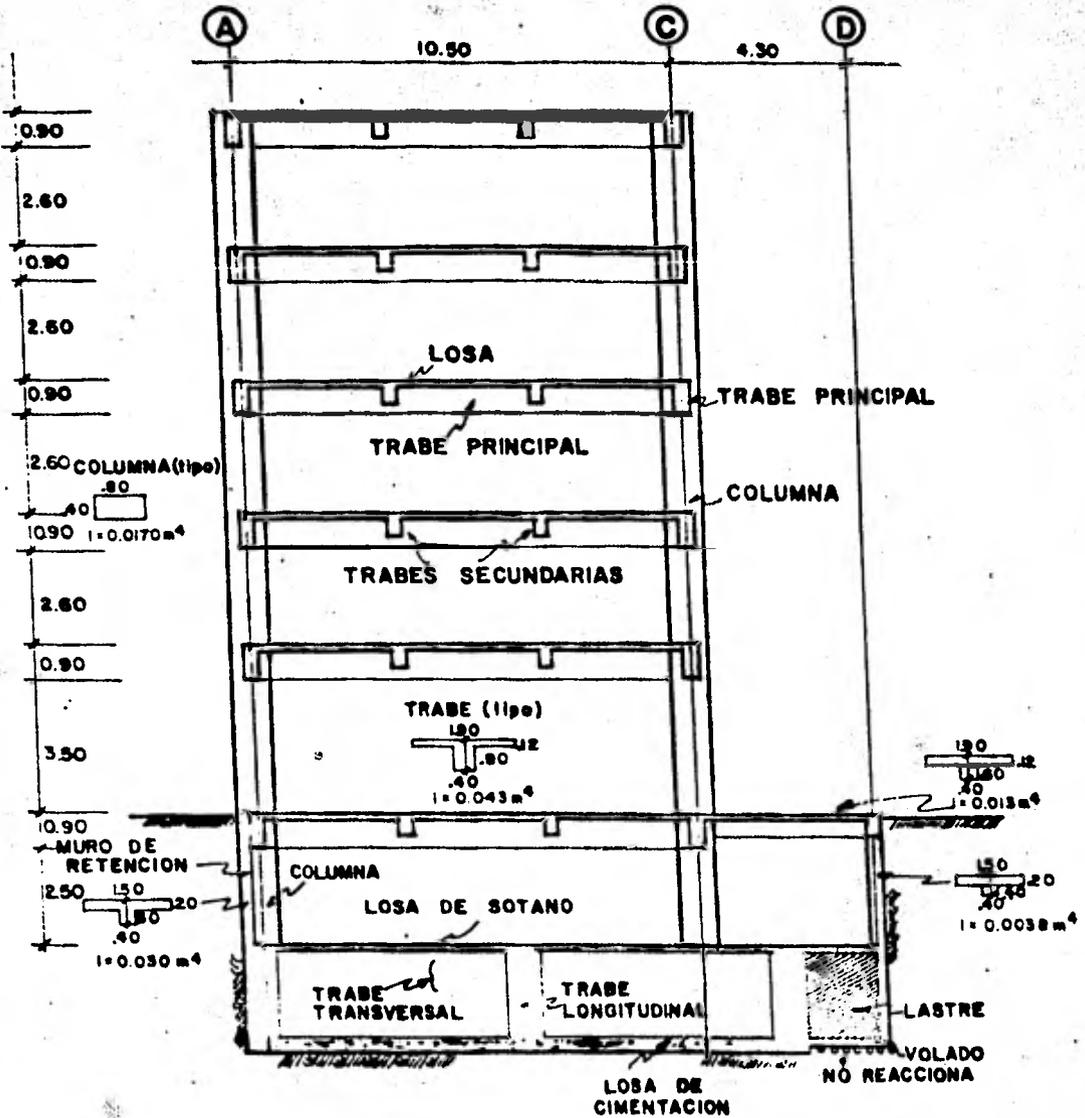
c) DIAGRAMA ENVOLVENTE DE FUERZAS CORTANTES.



d) DIAGRAMA ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLEXIONANTES.

ANALISIS TRABES SECUNDARIAS CON CARGA VIVA ALTERNADA Y DIAGRAMAS ENVOLVENTES

FIG.-IV.7



CORTE ESTRUCTURAL MARCO 3

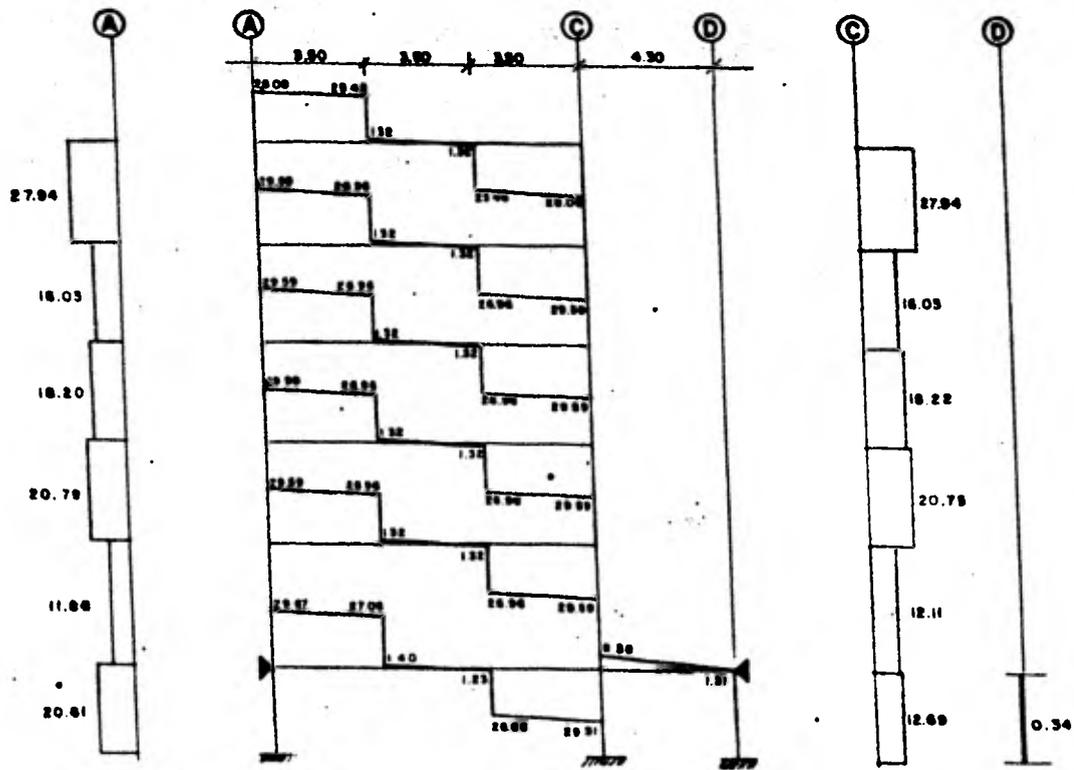
FIG.- IV.8

ELEMENTO	MOMENTO DE INERCIA m^4 $\times 10^{-2}$	RIGIDEZ $\frac{V_{ab}}{T.m}$	FACTOR DE TRANSPORTE $\frac{I_{ab}}{I_{cb}}$
TRABE A-C (todos los niveles)	4.257	29723.85	0.56
COLUMNA (altura 3.50 m)	1.708	63348.94	0.69
COLUMNA (altura 4.40 m)	1.708	41976.55	0.85
COLUMNA EJE A (altura 2.95 m)	2.969	116680.32	0.47
COLUMNA EJE C (altura 2.95 m)	0.379	11011.58	0.49
TRABE C-D	1.339	29517.06 25424.95	0.56 0.65

-RIGIDECES Y FACTORES DE TRANSPORTE DE TRABES Y

COLUMNAS TOMANDO EN CUENTA EL EFECTO DE JUNTA-

FIG.-IV.10



V(Ton)

DIAGRAMA FUERZAS CORTANTES ESTATICAS

FIG.-IV.II

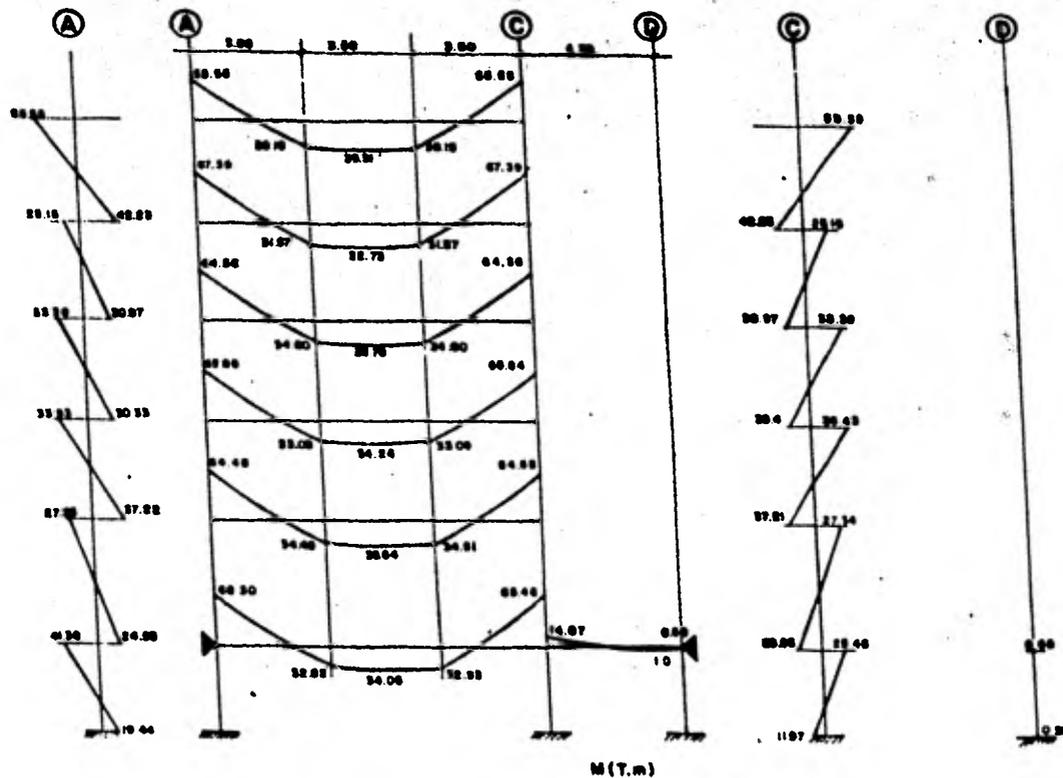
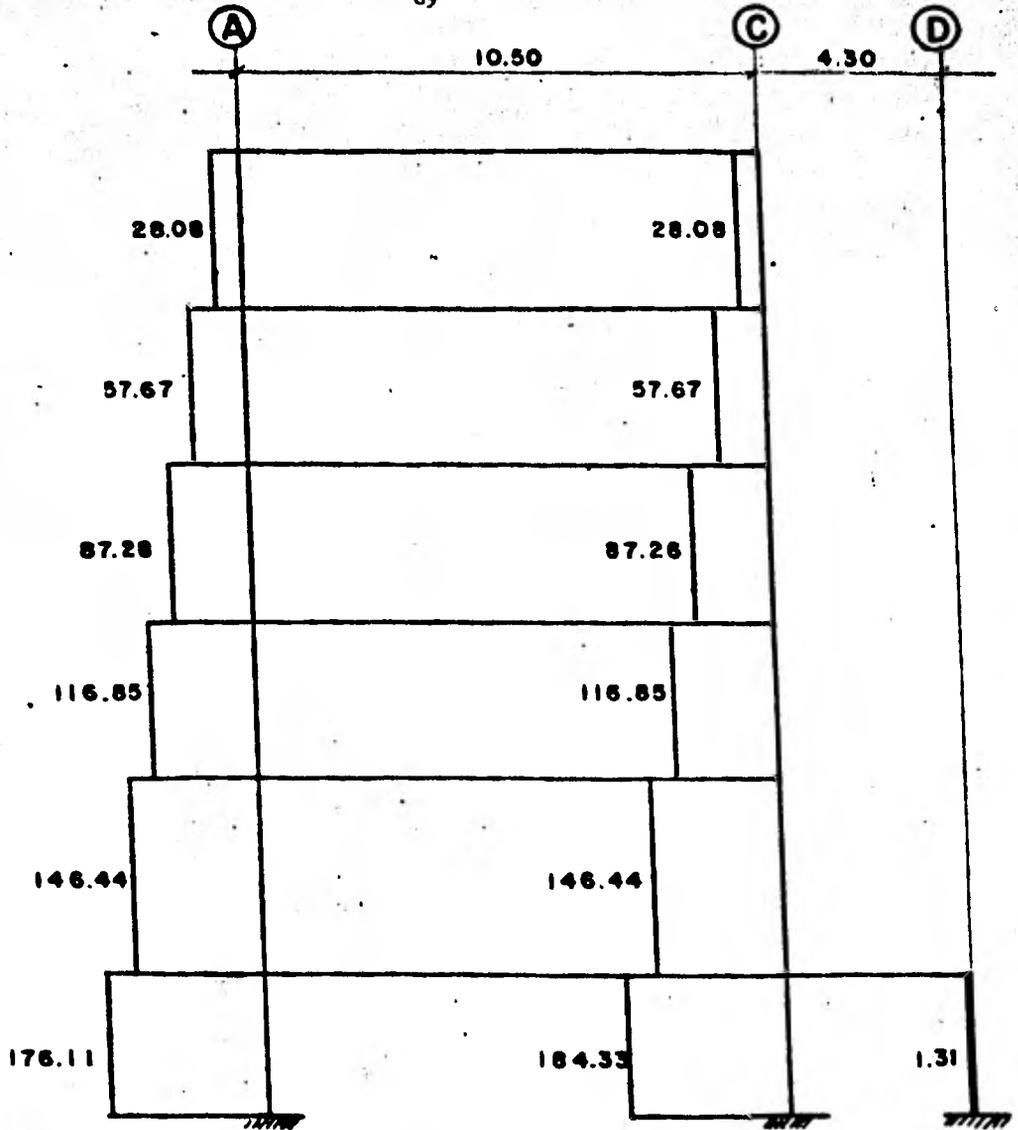


DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES ESTATICOS

FIG.-IV.12



* INCLUYE PESO PROPIO COLUMNA

DIAGRAMA FUERZAS AXIALES EN LAS
COLUMNAS

FIG.-IV.13

V.- ANALISIS SISMICO DE LA ESTRUCTURA

Como se vió en el Capitulo II el predio se encuentra sobre los depósitos compresibles de arcillas y arcillas limosas que forman el fondo del lago de Texococo.

El valle de México se encuentra en la zona sísmica # 1 de la regionalización de la República Mexicana.

En el centro de la ciudad de México durante fuertes sismos se han medido aceleraciones de la superficie del suelo del orden de 50 cm/sec.²

El depósito lacustre de arcilla saturada, de consistencia blanda, con espesor de 23 m sobre la primera capa dura, -- vibra al ser excitada la base dura por las ondas sísmicas que llegan al valle desde las zonas de falla donde se producen los disparos sísmicos. A la base firme del lago llegan ondas con distintos períodos, distintas longitudes y distintas velocidades todas estas producirán movimientos -- pero solamente las ondas que tengan el mismo período que el subsuelo lograrán que este entre en resonancia motivando entonces los máximos desplazamientos y máximos esfuerzos cortantes.

Por otro lado, todas las construcciones ya sean edificios, casas, chimeneas, etc. tienen períodos propios de vibración, y al quedar desplantadas sobre los depósitos compresibles del lago, se generan en ellas respuestas máximas -- si las ondas que le transmite el suelo corresponden con -- algún modo de vibrar de la estructura. Entendiéndose aquí por estructura, el conjunto cimentación-superestructura, - el cual como conjunto tiene sus propios modos de vibrar.

Las ondas sísmicas le producen una aceleración al suelo, y ésta se transmite a las estructuras sufriendo una magnificación si existe el fenómeno de resonancia. Por lo tanto, -- lo esencial en el análisis sísmico será valorizar las fuerzas laterales que se producen en la estructura cuando el - suelo se mueve en la ocurrencia de un sismo.

a) Período Fundamental de Vibración del Suelo

En una zona sísmica como es la que nos ocupa, para poder - estudiar el fenómeno de vibración del suelo, deben conocerse las propiedades dinámicas de los estratos representativos hasta la base firme. La propiedad del suelo para valorizar el movimiento sísmico es el módulo de rigidez o módulo dinámico de elasticidad al esfuerzo cortante (Ref. 1 y-

2). Este módulo es función del esfuerzo de confinamiento a que se encuentra sujeto el material.

En la fig. II.10 se encuentra la gráfica de μ vs $\sqrt{\sigma_c}$, módulo dinámico de rigidez contra esfuerzo de confinamiento -- to. Estas gráficas fueron obtenidas realizando pruebas en el "péndulo de torsión libre" (Ref. 1 y 2), en materiales representativos de cada estrato. Se encontró un valor del módulo de rigidez para cada esfuerzo de confinamiento aplicado. El esfuerzo medio de confinamiento en cada estrato -- se puede determinar por la expresión.

$$\sqrt{\sigma_c} = \frac{1}{3} (1 + 2 K_0) \sqrt{\sigma_v} \quad (\text{V. 1})$$

Este valor es necesario para entrar en la gráfica de la fig. II 10; $\sqrt{\sigma_v}$ es el esfuerzo efectivo a la profundidad media del estrato; K_0 representa la relación de esfuerzo horizontal a esfuerzo vertical y puede ser estimado conociendo la relación de Poisson ν , esto es:

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

para arcillas el valor de ν es aproximadamente igual a 0.43 y para limos $\nu = 0.33$.

Tomando en cuenta el perfil geológico y de contenidos de agua de la fig. II.7 se efectuó la selección de estratos representativos del subsuelo para poder llevar a cabo el cálculo de los módulos de rigidez de cortante para cada estrato, este cálculo se muestra en la tabla de la fig. - v.i.

Durante un sismo se generan en la interfase de los estratos ondas de compresión y dilatación y ondas de distorsión en la masa del suelo, conocidas como ondas equivolumétricas de esfuerzo cortante.

Las ondas compresionales requieren para su propagación un cambio de volumen del suelo. Sin embargo, en sedimentos saturados como el subsuelo de la Ciudad de México -- dicho cambio de volumen no puede ocurrir instantáneamente, lo que ocasiona altas presiones de poro y consecuentemente, la amplitud de la onda es pequeña. No ocurre lo mismo con las ondas de esfuerzo cortante, las cuales se propagan sin producir cambio de volumen, ocasionando -- grandes distorsiones en la masa del suelo y en la superficie. Del estudio de estos dos tipos de ondas puede demostrarse que los efectos que producen las ondas compres-

sionales son despreciables comparados con los que ocasionan las ondas de esfuerzo cortante en suelos saturados.

El período fundamental de vibración libre de la masa del suelo puede encontrarse en función de la velocidad de onda de cortante. Las ondas de esfuerzo cortante se trasladan en sentido vertical del estrato firme hacia la superficie con una velocidad

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (Y. 2)$$

donde μ representa el módulo dinámico de rigidez de un estrato del suelo y ρ es la masa unitaria del mismo.

Nótese de la expresión v.2 que la velocidad de la onda de esfuerzo cortante es una propiedad dinámica intrínseca del suelo, y es función únicamente del módulo dinámico y de la masa unitaria.

Si se conocen los valores μ , representativos de cada estrato desde la base firme hasta la superficie, se podrá calcular el tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar cada estrato con módulo dinámico μ_i y espesor, d_i .

$$\Delta T_i = \frac{d_i}{v_{si}}$$

El tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar to --

dos los estratos es $1/4$ del período fundamental del suelo T_{st} , por consiguiente

$$T_{st} = 4 \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}} \quad (X. 3)$$

Aplicando este método se encontró el período fundamental de vibración del suelo reportado en la tabla de la fig. -- V.2, donde se obtuvo un período de 1.86 seg. hasta el primer manto resistente a 23 m de profundidad.

Es importante desde el punto de vista del comportamiento del suelo estimar los desplazamientos horizontales máximos relativos y esfuerzos cortantes que se producen en la masa del suelo durante un sismo. Los esfuerzos cortantes que se generan durante el sismo sumado a los producidos por la -- carga del edificio transmitida al subsuelo pueden ocasionar la falla de la cimentación al rebasar la resistencia -- al esfuerzo cortante del material

El problema de la determinación de los desplazamientos relativos y esfuerzos cortantes en el suelo puede resolverse empleando el método "paso a paso" y por medio de las siguientes expresiones (Ref. 1, Cap X)

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \zeta_i \quad (\text{V. 4})$$

$$\zeta_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \zeta_i \quad (\text{V. 5})$$

donde :

$$A_i = \frac{1 - N_i}{1 + N_i} ; \quad B_i = \frac{1}{1 + N_i} \cdot \frac{d_i}{R_i}$$

$$C_i = \frac{1}{2} \rho_i d_i \cdot \omega_n^2 ; \quad N_i = \frac{\rho_i \cdot d_i \cdot \omega_n^2}{4 R_i}$$

Los coeficientes A_i , B_i y C_i son función de las características geométricas y de propiedades mecánicas de los estratos y pueden obtenerse para un valor dado de la frecuencia circular ω_n .

La integración de las expresiones V.4 y V.5 puede efectuarse paso a paso conociendo que en la superficie del suelo $\zeta_i = 0$; $\delta_{30} = a_m / \omega_n^2$ en donde a_m es la aceleración máxima en la superficie del suelo. Conociendo las condiciones de frontera y aplicando la expresión V.4 para el primer estrato se obtiene el valor δ_{i+1} , sustituyendo este valor en la expresión V.5 se obtiene ζ_{i+1} . Con este valor y aplicando nuevamente la expresión V.4 se calcula el valor δ_{i+2} en la frontera inferior del segundo estrato e

igualmente se obtiene el valor ζ_{i+1} . El procedimiento anterior se continúa hasta el estrato firme donde los desplazamientos relativos deben ser nulos y los esfuerzos cortantes alcanzan su valor máximo. Si se obtiene un valor diferente de cero para el desplazamiento en la interfase del estrato firme y los sedimentos suaves, deberá corregirse el valor de ω_n a un valor que satisfaga las condiciones de frontera.

Empleando el método anterior se calcularon los desplazamientos relativos y esfuerzos cortantes para el problema en estudio; el cual también se utilizó para obtener el modo fundamental de vibración del suelo.

En la tabla de la fig V.3 se presenta el cálculo respectivo, utilizando las expresiones V.4 y V.5. Como primera aproximación de ω_n se tomó el valor $T_1 = 1.86$ seg obtenido del cálculo de la tabla V.2 y utilizando una aceleración de la superficie $a_m = 1m/seg^2$. En la misma figura se muestran los resultados del cálculo en forma gráfica, los cuales se han corregido para una aceleración de la superficie de $50 \text{ cm}/seg^2$.

Por facilidad de cálculo se llevó a cabo el procedimiento-

antes expuesto utilizando una aceleración unitaria de 1 m/seg^2 pero una vez que van a graficarse los resultados hay que corregirlos con la aceleración real del suelo, la cual ha sido medida en el centro de la ciudad de México durante sismos importantes por medio de acelerografos.

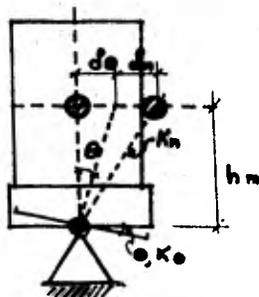
En la Ref. 1 se encuentran los siguientes valores:

11 de mayo de 1962	$a_m = 38 \text{ cm/seg}^2$
19 de mayo de 1962	$a_m = 32 \text{ cm/seg}^2$
28 de julio de 1957	$a_m = 50 \text{ cm/seg}^2$

Por lo tanto se utiliza 0.50 m/seg^2 como la aceleración en la base del suelo.

b) Interacción Cimentación-Estructura, Período y Amortiguamiento Crítico Equivalente del Sistema

Considérese un edificio sujeto a un temblor, cuya cimentación es rígida, el cual puede representarse por un sistema equivalente de un grado de libertad tal como se muestra en la figura (Ref. 1 y 2)



El desplazamiento de la masa a la elevación h_m será

$$\delta_0 = \delta_0 + \delta_n \quad (\text{V. 6})$$

donde δ_0 es el desplazamiento de la masa debido a la rotación de la cimentación y δ_n es la deflexión en el centro de la masa debido a la flexibilidad de la estructura.

Con base en lo anterior puede escribirse:

$$O_T = K_0 \frac{\delta_0}{h_m} \quad (\text{V. 7})$$

$$V_0 = K_n \cdot \delta_n \quad (\text{V. 8})$$

Aquí K_0 representa el módulo de rotación de la cimentación o módulo de cimentación por giro de ésta, K_n es la constante de resorte del péndulo invertido que está representado la estructura del edificio.

Si ω_0 es la frecuencia circular del sistema cimentación--

estructura, la fuerza de inercia máxima será

$$I_0 = M \omega_0^2 (d_0 + d_n) \quad (\text{V. 9})$$

y el momento de volteo

$$O_T = M \omega_0^2 (d_0 + d_n) h_m \quad (\text{V. 10})$$

De las expresiones V.7 a V.10 puede obtenerse

$$\omega_0^2 = \frac{O_T}{M(d_0 + d_n)h_m} = \frac{K_0}{M h_m^2} \cdot \frac{d_0}{d_0 + d_n} \quad (\text{V. 11})$$

o bien

$$\frac{1}{\omega_0^2} = \frac{M h_m^2}{K_0} \left(1 + \frac{d_n}{d_0}\right) \quad (\text{V. 12})$$

de V.7 y V.8

$$\frac{d_n}{d_0} = \frac{K_0}{K_n h_m^2}$$

sustituyendo en V.12 se obtiene

$$\frac{1}{\omega_0^2} = \frac{M h_m^2}{K_0} + \frac{M}{K_n} \quad (\text{V. 13})$$

En donde los términos del segundo miembro representan:

-La frecuencia circular de giro de la cimentación

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{K_0}{M \cdot h_m^2}}$$

-La frecuencia circular de la estructura

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_n}{M}}$$

y recordando que $\omega = \frac{2\pi}{T}$ la expresión V.13 puede transformarse a

$$T_0^2 = T_e^2 + T_n^2 \quad (\text{V.14})$$

Esto es, el período fundamental de vibración del sistema -- puede obtenerse conociendo los períodos de vibración libre-individuales de la cimentación y estructura.

Así mismo la fracción del amortiguamiento crítico equivalente del sistema ξ_0 puede obtenerse a partir de la expresión general: $\omega_d^2 = g\omega^2$ o bien $T_d^2 = \frac{1}{g} T^2$ donde ω_d y T_d representan la frecuencia circular amortiguada y el período de vibración amortiguado.

Utilizando las expresiones anteriores para obtener las correspondientes a la estructura y cimentación y sustituyéndolas en la expresión (V.14), puede obtenerse, después de -- arreglar términos:

$$g_0 = \frac{g_e \cdot g_n \cdot T_e^2}{g_n \cdot T_e^2 + g_e \cdot T_n^2} \quad (\text{V.15})$$

donde en general

$$g = 1 - \xi^2 \quad (\text{V.16})$$

c) Módulo de Rotación de la Cimentación

El período de balanceo de la cimentación puede obtenerse por medio de la expresión

$$T = 2\pi h_m \sqrt{\frac{M}{K_\theta}} \quad (\text{V. 17})$$

En donde K_θ es el módulo de giro de la cimentación, que de acuerdo a la expresión v.7

$$K_\theta = \frac{O_T}{\Theta}$$

Θ es la amplitud del ángulo del movimiento de rotación - y O_T es el momento de volteo. Este momento de volteo de la estructura es tomado parte por los muros de retención y parte por la base de la cimentación

$$O_T = O_{T_w} + O_{T_\theta} \quad (\text{V. 18})$$

resulta entonces

$$K_\theta = K_{\theta_w} + K_{\theta_b} \quad (\text{V. 19})$$

donde el módulo para los muros

$$K_{\theta_w} = \frac{O_{T_w}}{\Theta}$$

y el módulo para la base

$$K_{\theta_b} = \frac{O_{T_b}}{\Theta}$$

El módulo dinámico para los muros puede determinarse en -- forma aproximada por medio de la expresión (Ref. 2)

$$K_{\theta_w} = (1 + \nu) d^3 \mathcal{M} \quad (\text{V. 20})$$

El módulo dinámico de cimentación por lo que respecta a la base de la cimentación consiste en encontrar el giro que sufrirá la cimentación al aplicarle un momento. Para esto habrá que calcular primeramente los esfuerzos que se generan en la base de la cimentación al producirse el giro; -- con los esfuerzos se puede calcular la deformación bajo -- la cimentación; y por último con las deformaciones se puede calcular el giro que se produjo con el momento aplicado.

Entonces el módulo dinámico de cimentación por lo que respecta a la base de la cimentación se puede calcular por el siguiente procedimiento: (REF. 2)

Obtención de las influencias en la masa del suelo debidas a la aplicación de una carga unitaria en las áreas tributarias de la cimentación. Para esto la cimentación se ha dividido en un número determinado de áreas tributarias. Las influencias I_{ij} se determinan al centro de cada estrato -- utilizando redes de esfuerzos o soluciones basadas en la -- fórmula de Fröhlich.

[I_i]

Obtención de los parámetros de deformación de los estratos, que son

$$\alpha_i = M_{ei} d_i \quad (\text{V. 21})$$

donde: $M_{ei} = \frac{1}{2(1+\nu)k_i}$ para $\nu = 0.5$ $M_{ei} = \frac{1}{3k}$

Cálculo de los desplazamientos unitarios en todos los puntos del desplante de la cimentación debido a las cargas unitarias; para una carga unitaria en un área tributaria se tiene

$$|\bar{J}_{ji}| = [I_{ji}]^T \cdot |\alpha^N| \quad (\text{V. 22})$$

de la misma forma se hace para cada área tributaria obteniendo la matriz de desplazamientos para cargas unitarias

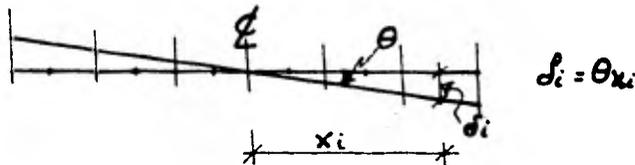
$$[\bar{J}_{ji}]$$

Obtención del vector de desplazamientos el cual se calcula multiplicando la matriz transpuesta de los desplazamientos unitarios $[\bar{J}_{ji}]$ por el vector de las reacciones en las áreas tributarias $\frac{x_i}{a} = \Delta q_i$, donde x_i es la reacción en toneladas y a el área tributaria, y se obtiene la ecuación matricial de desplazamientos verticales para el caso del movimiento sísmico

$$|d_i| = [\bar{d}_{ji}]^T \cdot \left| \frac{x_i}{a} \right|$$

$$|d_i| = [\bar{d}_{ji}]^T \cdot |\Delta q_i| \quad (\text{V. 23})$$

Como se trata de una cimentación rígida, a la hora del sismo la superficie de contacto de la cimentación gira en un plano un ángulo Θ con respecto al centro de la cimentación, por lo tanto las deformaciones al centro de cada área tributaria d_i se pueden tomar en función de las distancias que tienen al centro de las áreas tributarias con respecto al centro de la cimentación.



entonces;

$$|\Theta x_i| = [\bar{d}_{ji}]^T |\Delta q_i|$$

$$|x_i| = [\bar{d}_{ji}]^T \left| \frac{\Delta q_i}{\Theta} \right| \quad (\text{V. 24})$$

Como el vector de distancias $|x_i|$ y la matriz $[\bar{d}_{ji}]$ de desplazamientos unitarios son datos, se resuelve el sistema de ecuaciones para obtener los valores de $\left| \frac{\Delta q_i}{\Theta} \right|$

Una vez conociendo estos valores se puede encontrar el valor de $K_{\Theta\Theta}$ porque:

$$O_{\Theta\Theta} = a \sum_1^n \Delta q_i x_i \quad (\text{V. 25})$$

y de la expresión v.7

$$K_{oe} = \bar{a} \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_i}{\theta} x_i \quad (\text{V. 26})$$

Ya conocidos los módulos de rotación por la base y por los muros la expresión (v.17) queda:

$$T_0 = 2\pi h_m \sqrt{\frac{M}{K_{ow} + K_{oe}}} \quad (\text{V. 27})$$

Siguiendo el procedimiento antes descrito, se calculará el módulo de cimentación para los muros:

La cimentación tiene en total 6 m de profundidad y cruza cuatro estratos, para utilizar la expresión (v.20) se obtendrá el promedio pesado de los valores del módulo dinámico.

Estrato	Espesor d (m)	μ (t/m ²)	μd	μ promedio =
A	1.60	700	1120	
B	1.90	420	798	
C	0.90	700	630	523
D	<u>1.60</u>	<u>370</u>	<u>592</u>	
	6.0		3140	

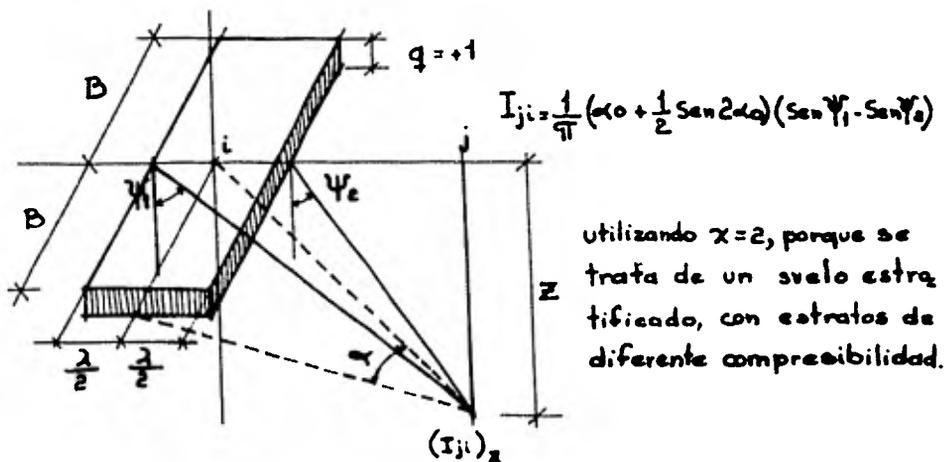
Expresión
(v.20)

$$K = (1+\nu)d^3 \mu \times L$$

$$K_{ow} = (1+0.5)6^3 \times 523 \times 42.2 = 1191812 \text{ t.cm.}$$

También siguiendo el procedimiento para el cálculo del módulo de cimentación para la base, en la tabla de la fig. V.4 se hace el cálculo de los parámetros de deformación de los estratos por medio de la expresión V.21

En la fig. V.5 se muestra la matriz de influencias al centro de los estratos, para la carga unitaria aplicada en la primera área tributaria de la cimentación, utilizando la fórmula deducida en la (Ref. 2)



En la fig. V.6 se muestra la obtención del vector de deformaciones unitarias para la matriz de influencias cuando la carga está en la primera área tributaria, siguiendo la expresión V.22

En la fig. V.7 se establece la ecuación matricial V.23 y se reduce el sistema porque:

$$\begin{aligned} \Delta q_1 &= -\Delta q_6 & \delta_1 &= -\delta_6 \\ \Delta q_2 &= -\Delta q_5 & \delta_2 &= -\delta_5 \\ \Delta q_3 &= -\Delta q_4 & \delta_3 &= -\delta_4 \end{aligned}$$

La solución de la ecuación es:

$$\frac{1}{\Theta} \begin{vmatrix} \Delta q_1 \\ \Delta q_2 \\ \Delta q_3 \\ \Delta q_4 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 0.980 \\ 0.336 \\ 0.219 \\ 0.065 \end{vmatrix} \times 10^3 \frac{T}{m^2} / \text{rad.}$$

Por lo tanto el valor de K_{ew} será utilizando la expresión

(V.26)

$$K_{ew} = \bar{\alpha} \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta q_i}{\Theta} \right) x_i$$

$$\begin{vmatrix} 71.74 \\ 71.74 \\ 71.74 \\ 71.74 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 0.980 \\ 0.336 \\ 0.219 \\ 0.065 \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} 5.95 \\ 4.25 \\ 2.55 \\ 0.85 \end{vmatrix} \times 2 = \begin{vmatrix} 836.63 \\ 204.89 \\ 80.13 \\ 7.73 \end{vmatrix} \times 10^3$$

$m^2 \quad \frac{T}{m^2} / \text{rad} \times 10^3 \quad m. \quad \pm 1129.58 \times 10^3 T.m / \text{rad.}$

Entonces el módulo total de rotación de la cimentación será

$$\begin{aligned} K_e &= K_{ew} + K_{ee} \\ K_e &= 1191812 + 1129583 = 2321392 T.m / \text{rad.} \end{aligned}$$

Para poder utilizar la fórmula (V.27) es necesario encontrar la masa que forman la estructura más la cimentación, además de la altura al centro de gravedad del conjunto:

CONCEPTO	W (ton)	h_i (m)	Wh
Estructura	2482.0	17.95	44551.90
Planta Baja	659.6	6.0	3957.60
Cimentación	<u>1735.3</u>	1.40	<u>2429.42</u>
	4876.90		50938.92

$$h_m = 10.45m \quad M = \frac{W}{g} = \frac{4876.90}{9.81} =$$

$$497.14 \text{ T. seg}^2/m$$

Sustituyendo los valores antes encontrados en la fórmula (V.27) para encontrar el período de balanceo de la cimentación

$$T_0 = 2\pi h_m \sqrt{\frac{M}{K_{ew} + K_{es}}}$$

$$T_0 = 2\pi \times 10.45 \times \sqrt{\frac{497.14}{8321392}}$$

$$T_0 = 0.9 \text{ seg.}$$

d) Período Fundamental de vibración de la Estructura

El siguiente paso es encontrar el modo de vibrar de la estructura. La idealización del marco es la misma que se hizo

en el análisis estático.

El modo de vibrar de la estructura se obtendrá por el método de Holzer, este es un método de aproximaciones sucesivas para encontrar los modos de vibrar de las estructuras, consiste en igualar las energías máximas cinética y potencial del sistema, donde la energía cinética está dada por las fuerzas de inercia de las masas:

$$F = \frac{W}{g} \omega^2 y$$

$$F = M \omega^2 y \quad (\text{V. 28})$$

donde F = fuerza de inercia

M = masa

W = peso

g = aceleración de la gravedad.

ω = frecuencia natural circular

y = desplazamiento.

y la energía potencial está dada por las fuerzas en los resortes

$$Q = \Delta y K \quad (\text{V. 29})$$

Q = fuerza en el resorte

Δy = incremento de desplazamiento

K = rigidez

Al momento que las energías totales cinética y potencial son iguales se tiene la frecuencia que produce un modo natural de vibración de la estructura, el procedimiento es como sigue:

- 1° Supóngase arbitrariamente un valor de ω^2
- 2° Supóngase arbitrariamente la amplitud del movimiento -- de la primera masa a partir del apoyo. $y_1 =$ dato su puesto
- 3° Calcúlese la fuerza en el primer resorte y la fuerza de inercia de la primera masa (ambas son función de la amplitud supuesta)

$$y_1 = \Delta y_1 \quad F_1 = \frac{W_1}{g} \omega^2 y_1 \quad Q = k_1 \Delta y_1$$

- 4° Satisfaciendo el equilibrio calcúlese la fuerza en el siguiente resorte

$$Q_2 = Q_1 + F_1$$

- 5° Obténgase la deformación de este último y la amplitud de la siguiente masa. Con esta calcúlese su fuerza de inercia

$$\Delta y_2 = \frac{Q_2}{K_2} \quad y_2 = y_1 + \Delta y_2 \quad F_2 = \frac{W_2}{g} \omega^2 y_2$$

- 6° Satisfaciendo el equilibrio obténgase la fuerza en el siguiente resorte

$$Q_3 = Q_2 + F_2$$

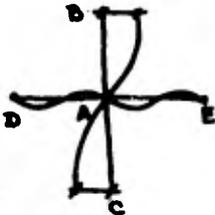
- 7° Continúese el proceso hasta llegar a la última masa. Si se satisface el equilibrio entre la fuerza del último resorte y la fuerza de inercia de la última masa, la frecuencia elegida y la forma calculada corresponden a un modo natural de vibración.

Se encuentra que, si la ω , inicialmente supuesta se halla suficientemente cerca de una de las frecuencias circulares naturales, la siguiente ω_i que deberá suponerse constituye una aproximación más precisa a dicha frecuencia si se toma

$$\omega_i^2 = \omega^2 \frac{\sum Q \Delta y}{\sum F y} \quad (Y. 30)^2$$

La convergencia del proceso requiere que el valor de que se parta no difiera en exceso de la frecuencia natural a la que desea aproximarse.

La constante de los resortes es la rigidez lineal de las columnas a la fuerza cortante, esta se puede obtener por medio de la fórmula del método del factor (Ref. 13)



Giro en el nudo
y desplazamiento
de las columnas.

$$k_c = \frac{1}{h^2} [C_A r_{AB} (1 + t_{AB}) + C_B r_{BA} (1 + t_{BA})] \quad (\text{V. 31})$$

donde:

k_c = rigidez lineal de la columna.

h = altura de entrepiso.

r_{AB} = rigidez angular.

t_{AB} = factor de transporte.

$$C_A = \frac{\sum Z_A}{\sum Q_A + \sum Z_A}$$

$$\sum Z_A = \sum Z_{AD} + Z_{AE}$$

$$Z_{AD} = r_{AD} + r_{DA} t_{DA}$$

$$Z_{AE} = r_{AE} + r_{EA} t_{EA}$$

$$\sum Q_A = Q_{AB} + Q_{AC}$$

$$Q_{AB} = r_{AB} + r_{BA} t_{BA}$$

$$Q_{AC} = r_{AC} + r_{CA} t_{CA}$$

En la fig. V.9 se muestra el marco 3, en el cual se han colo
cado los valores:

t - factor de transporte

r - rigideces angulares

z - factor de trabe

Q - factor de columna

y sustituyendo los valores en la expresión (V.31) se encuen
tra la rigidez a la cortante de cada entrepiso, el cual tam
bién se ha colocado en cada columna de la fig. V.9.

Entrepiso	Rigidez lineal a cortante k_c
PB - 1°	2014.16
1° - 2°	3373.47
2° - 3°	3111.28
3° - 4°	3111.28
4° - A ₂ °	4194.99

En la fig. V.8 se encuentra el marco idealizado, con las cargas que actúan sobre el. Con las rigideces de entrepiso y -- las masas por piso se puede llevar a cabo el análisis modal-- por el método de Holzer antes descrito. En la fig. V.10 se encuentra el desarrollo del método, de donde se encuentra-- que el primer modo de vibrar de la estructura es $T_0 = 0.96$ - seg. Por lo tanto ya conocidos los períodos individuales de la estructura y balanceo de la cimentación se puede encon -- trar el período acoplado del conjunto de acuerdo a la expresi-- ón (V.14)

$$T_0^2 = T_0^2 + T_n^2$$

$$T_0^2 = 0.96^2 + 0.96^2 = 1.84$$

$$T_0 = 1.36 \text{ seg.}$$

e) Espectro de Respuesta

Se va a valorizar la magnificación de la aceleración en la superficie del suelo por medio de dos métodos y se van a comparar los resultados:

1.- Método del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En el capítulo XXXVII se encuentran los criterios que se deben seguir para llevar a cabo el Diseño por Sismo de las estructuras, siguiendo los pasos ahí descritos se tiene:

Clasificación de la zona. El D.F. ha sido dividido en cuatro zonas dependiendo del espesor del material compresible:

Zona I Espesor de material compresible menor de 3 m

Zona II Espesor de material compresible entre 3 y 20 m

Zona III Espesor de material compresible mayor de 30 m

Zona IV zona poco conocida desde el punto de vista de mecánica de suelos

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos realizado, nos encontramos en la zona III, porque se tiene un espesor de material compresible mayor de 20 m.

Clasificación de las construcciones según su uso. En esta clasificación que hace el reglamento se ha tomado en cuenta

el daño que pudiera sufrir la sociedad si la estructura fallara:

Grupo A: estaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos públicos, hospitales, etc.

Grupo B: Plantas industriales, bodegas, gasolineras, comercios, bancos, edificios de habitación y oficinas, hoteles, etc.

Grupo C: Bardas con altura menor de 2.5 m, bodegas provisionales.

El edificio por ser para oficinas se clasifica en el Grupo B.

Clasificación de las construcciones según el tipo de Estructura:

TIPO 1 Estructuras a base de marcos continuos, diafragmas o muros, o una combinación de estos, péndulos invertidos.

TIPO 2 Tanques

TIPO 3 Muros de Retención

TIPO 4 Otras estructuras

Debido a que el edificio de esta tesis se resolvió a base-

de marcos de concreto queda dentro de la estructura TIPO 1.

Coefficiente Sísmico: el coeficiente sísmico (c) es el cociente de la fuerza cortante horizontal (V_h) en la base de la construcción sin reducir por ductilidad, y el peso de la construcción (W) sobre dicho nivel

$$C = \frac{V_h}{W}$$

De acuerdo al reglamento para la Zona III se tiene un valor del coeficiente $c=0.24$

Y el factor de ductilidad puede tomarse también del reglamento con un valor de 4, porque "La resistencia en todos los niveles se suministra exclusivamente por marcos no contraventados de concreto," (Ref. 9)

Una vez definido el coeficiente sísmico se calcula el espectro para diseño sísmico por medio de las siguientes expresiones

$$\begin{array}{ll} T < T_1 & a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_1} \\ T_1 < T < T_2 & a = c \\ T > T_2 & a = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r \end{array}$$

donde para la zona III se adquieren los siguientes valores:

$$T_1 = 0.8$$

$a =$ fracción de la aceleración de la gravedad sin reducción por ductilidad

$$T_2 = 3.3 \quad a_0 = \text{adimensional.}$$

$$r = 1 \quad C = \text{coeficiente sísmico.}$$

$T_1, T_2 = \text{periodos característicos de los periodos de diseño.}$

$r = \text{exponente.}$

En la fig. V.11 se encuentra el espectro de periodos naturales de la estructura (T) contra (a) fracción de la aceleración de la gravedad sin reducción por ductilidad.

Como el período natural de nuestra estructura calculado en el inciso d) es 0.96 seg, se entra en el espectro de la fig. V.11 con ese valor y se obtiene la fracción de la aceleración $a = 0.24$. Este valor puede ser afectado por el factor de ductilidad admitido en el reglamento, entonces la fracción de la aceleración de la gravedad en la base de la estructura será

$$a' = \frac{a}{Q} = \frac{0.24}{4} = 0.06$$

por lo tanto la aceleración en la base de la estructura será:

$$a_m = a' \times g = 0.06 \times 9.81 = 0.6 \text{ m/seg}^2$$

2.- Método Racional (Ref. 2)

La fuerza cortante en la base del edificio que se ocasiona al llegar las ondas sísmicas puede obtenerse por medio de la expresión:

$$V_B = M (R_a/a_m) a_m$$

donde M es la masa total del edificio incluyendo su cimentación, R_a/a_m es el factor de magnificación de la pseudo-aceleración para la respuesta de un sistema de un grado de libertad y a_m es la aceleración máxima de la superficie del suelo.

El factor $f_a = \frac{R_a}{a_m}$ puede ser obtenido del espectro de respuesta normalizado que se muestra en la fig. V.12, donde el factor f_a está contra la relación T_0/T_{s1} para diferentes grados de amortiguamiento crítico ξ_0 .

T_0 y ξ_0 son el período y amortiguamiento crítico equivalentes del sistema cimentación-estructura, T_{s1} es el período dominante del suelo.

La forma en que ha sido obtenido este espectro de respuesta-normalizado y sus deducciones se encuentra en la (Ref. 2)

En el transcurso de este capítulo se han obtenido todos los datos necesarios para entrar en el espectro normalizado, --- entonces se tiene:

$$\begin{aligned} T_0 &= 1.36 \text{ seg} \\ T_{s1} &= 1.86 \text{ seg} \\ \frac{T_0}{T_{s1}} &= 0.73 \end{aligned}$$

Para obtener el valor del amortiguamiento crítico del sistema se utilizan las ecuaciones (V.15 y 16) donde

$$\text{Amortiguamiento estructura} \quad \xi_n = 5\% \quad g_n = (1 - \xi_n^2) = 0.9975$$

$$\text{Amortiguamiento suelo} \quad \xi_o = 15\% \quad g_o = (1 - \xi_o^2) = 0.9775$$

$$g_o = \frac{g_n \cdot g_o T_o^2}{g_n T_o^2 + g_o T_n^2} = \frac{0.9975 \times 0.9775 (1.36)^2}{0.9975 (0.96)^2 + 0.9775 (0.96)^2} = 0.99$$

$$\xi_o = \sqrt{1 - 0.99} = 0.10 = 10\%$$

Entrando al espectro normalizado con la relación T_o/T_{s1} y con el amortiguamiento crítico del sistema $\xi_o = 0.10$ se obtiene un factor $f_a = 2.5$, por lo tanto, conociendo la aceleración máxima en la superficie del suelo de $0.5/\text{seg}^2$ se tiene

$$\left(\frac{R_a}{a_m}\right) a_m = 2.5 \times 0.5 = 1.25 \text{ m/seg}^2$$

Utilizando un factor de ductilidad de 2 a la estructura se tiene que la aceleración de diseño debe ser

$$a_m = \frac{1.25}{2} = 0.625 \text{ m/seg}^2$$

3) Comparación de los métodos.

Los dos métodos utilizados toman en cuenta los espectros de pseudo aceleración que han sido obtenidos en sismos ocurridos en México, pero cada uno de ellos interpreta los espec-

tros a su manera y llega a la obtención de las aceleraciones de diseño por un camino distinto.

El método mostrado en el Reglamento funciona como manual de diseño donde se le tienen que ir dando valores a las variables que van apareciendo. Estas variables tienen valores dados de acuerdo a los espectros de pseudo aceleración estudiados, pero son valores que no están justificados y no se sabe como se llegó a ellos. Al momento de encontrar los valores de las variables uno tiene que interpretar lo que dice el -- Reglamento. El valor de la ductilidad es donde se tiene que hacer la mayor interpretación y en general los valores admitidos en el Reglamento el suscrito piensa que son altos.

Un problema importante dentro del método del Reglamento es -- que dentro de todo el procedimiento incluye el valor del -- amortiguamiento crítico como una constante, siendo que esta es una variable que puede adquirir distintos valores y todo el espectro de respuesta varía dependiendo de ella. Se puede ver la variación de los espectros de respuesta de acuerdo -- al amortiguamiento, en la fig. V. 12

Por otro lado, el método Racional también sigue un procedi --

miento dado, y los valores de la variable mas importante -- se van dando de acuerdo a la experiencia del ingeniero, por ejemplo en la obtención de los factores de amortiguamiento de la estructura y el factor de ductilidad.

Este procedimiento tiene una base racional de cada una de las ecuaciones y tablas que se utilizan. Además, se pueden usar factores de amortiguamiento y ductilidad del lado de la seguridad, obteniendo así resultados en la aceleración de diseño dentro de los limites de lo aceptable, siendo que si se hace lo mismo con el método del Reglamento se obtienen valores muy sobrados, por ejemplo:

Ductilidad = 2

$$a' = \frac{a}{Q} = \frac{0.24}{2} = 0.12$$

$$a_m = a'g = 0.12 \times 9.81 = 1.18 \text{ m/seg}^2$$

Por la experiencia se sabe que este valor se sale de lo esperado en la ciudad de México.

En esta tesis se han seguido los dos métodos independientemente y se ha llegado prácticamente a los mismos resultados de aceleración de diseño. Pero en cada caso se le ha dado un valor muy distinto a la ductilidad siendo que es una misma propiedad. Esta propiedad debe ser estudiada para que se le puedan dar valores más significativos de los que se dan-

actualmente.

Si se estudia más a fondo la ductilidad en las estructuras durante los movimientos sísmicos posiblemente cambien un poco los valores que actualmente se dan. Y si cambiaran, estos nuevos valores pueden entrar directamente dentro del procedimiento racional antes expuesto sin cambiar el método pero si estos nuevos valores de ductilidad se utilizarán en el método del Reglamento, se obtendrían valores de aceleración de diseño faltos o sobrados, siendo necesario cambiar todo el procedimiento para obtener valores de diseño que queden dentro de lo esperado en el Distrito Federal.

Por último, en la opinión del que esto escribe, la forma de saber si los resultados obtenidos en la aceleración de diseño son los reales, se deben hacer los dos análisis y comparar los resultados para utilizar el que se considere más razonable de acuerdo a la experiencia.

a) Análisis de marcos

Una vez que ha sido obtenida la aceleración de la base del suelo se pueden valorizar las fuerzas horizontales que actuarán en el marco.

En el inciso d) de este capítulo se calculó el primer modo de vibrar de la estructura por el método de Holzer, utilizando desplazamientos unitarios y obteniendo fuerzas en -- cada entrepiso debido a los desplazamientos unitarios. Hay que corregir estas fuerzas para obtener las fuerzas reales en cada entrepiso ocasionadas por la aceleración encontrada. La cortante en la base del edificio:

$$V_B = M \cdot a_m$$

$$V_B = 43.77 \times 0.625 = 25.36 \text{ Ton.}$$

Como la cortante debida a los desplazamientos unitarios es de 117.14 ton el factor por el que deberán multiplicarse -- las fuerzas de cada nivel será

$$F = \frac{27.36}{117.14} = 0.233$$

e igualmente se hace para los desplazamientos unitarios:

	Cortante por desplazamiento unitario (ton)	Cortante Real (ton)	Fuerzas Reales (ton)	Desplazamiento unitario (m)	Desplazamiento Real (m)
<i>P.B.</i>	33.34	7.89			
1			27.47	0.010	0.0023
	30.17	7.05			
2			19.58	0.014	0.0033

	Cortante por desplazamiento Unitario (ton)	Cortante Real (ton)	Fuerzas Reales (ton)	Desplazamiento Unitario (m)	Desplazamiento Real (m)
2	24.93	5.82			
3	18.23	4.26	12.53	0.018	0.0042
4	10.47	2.45	6.71	0.021	0.0049
5			2.45	0.023	0.0054
<hr/>					
	$\Sigma = 117.14$	$\Sigma = 27.47$			

El análisis del marco se llevará a cabo por el método de Factor, este es un método aproximado cuyo desarrollo se obtiene planteando las ecuaciones de pendiente-deformación (slope-deflection) y haciendo las siguientes hipótesis:

1° Para el cálculo de los desplazamientos lineales y angulares en un piso se considera que el valor de ψ en dos entrepisos consecutivos es igual. Se entiende por ψ la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos dividida entre la altura del entrepiso.

2° El desplazamiento angular de un nudo y de los extremos opuestos de todas las barras que concurren al mismo nudo -- son iguales.

Estas Hipótesis conducen al siguiente procedimiento:

1° Cálculése en cada nudo el factor de trabe:

$$G_n = \frac{\sum K_c}{\sum K_n}$$

$\sum K_c$ = la suma de rigideces de las columnas que concurren al nudo

$\sum K_n$ = la suma de rigideces de todas las piezas que concurren al nudo

2° Calcúlese en cada nudo el factor de columna, C_n

$$C_n = 1 - G_n$$

3° Obténgase para cada pieza, trabe o columna, en cada extremo, el valor de la suma de su factor más la mitad del factor correspondiente al extremo opuesto de la misma pieza. Los momentos en los extremos de las columnas del mismo entrespaño son proporcionales a los valores de $K(c + c'/2)$ para cada extremo de cada columna. Los momentos en los extremos de trabes que concurren a un mismo nudo son proporcionales a los valores de $K(G + G'/2)$ correspondientes.

En la fig. V.13 se muestra el cálculo de los coeficientes para el desarrollo del método.

En la fig. V.14 se muestra el marco con las fuerzas horizontales que actúan sobre él, así como los momentos finales en los elementos de los nudos, por ejemplo para el 4° piso los momentos serán

$$V_h = 6.31 \times 3.50 = 23.485$$

$$A = \frac{V_h}{\Sigma C} = \frac{23.485}{16272} = 0.00030791$$

$$M = AC = 0.00030791 \times 19068 = 5.87 \text{ T.m.}$$

Y así de la misma manera se obtienen los momentos de cada columna, los momentos de las trabes se encuentran por equilibrio de los nudos, donde la suma de momentos deberá ser igual a cero.

Por último en las fig. V.15, 16 y 17 se dibujan los diagramas de fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos flexionantes de cada elemento debido a las solicitaciones sísmicas.

ESTRATO	ESPESOR m	ESFUERZO EFECTIVO kg/cm ²	μ ton/m ²
A	1.60	0.10	700
B	1.90	0.30	420
C	0.90	0.38	700
D	1.70	0.44	370
E	2.00	0.58	120
F	3.30	0.80	195
G	2.20	0.97	1100
H	3.50	1.44	250
I	1.40	1.85	1380
J	2.30	2.27	430
K	2.30	2.72	900
L	2.00	2.90	540

μ = Módulo Dinámico de Rigidez al Cortante

CALCULO DE LOS MODULOS DE RIGIDEZ AL

CORTANTE EN CADA ESTRATO

FIG.-V.1

ESTRATO	ESPESOR m	μ ton/m ²	ν ton/m ³	ρ T. seg ² /m ⁴	v_{si} m/seg	ΔT seg	T seg
A	1.60	700	1.70	0.173	63.61	0.101	0.101
B	1.90	420	1.30	0.133	56.20	0.140	0.240
C	0.90	700	1.32	0.135	72.01	0.050	0.290
D	1.70	370	1.34	0.137	51.97	0.130	0.420
E	2.00	120	1.19	0.121	31.48	0.250	0.870
F	3.30	195	1.20	0.122	38.98	0.330	1.000
G	2.20	1100	1.22	0.124	84.19	0.090	1.090
H	3.50	250	1.29	0.131	43.69	0.320	1.410
I	1.40	1350	1.27	0.129	102.30	0.050	1.470
J	2.30	430	1.17	0.119	60.11	0.150	1.620
K	2.30	900	1.39	0.142	79.61	0.120	1.740
L	2.00	540	1.27	0.129	64.70	0.120	1.860

PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION EN FUNCION DE LA VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTANTE

TABLA DE CALCULO

ESTRATO	ρ $\frac{T \cdot 100^2}{m}$	d m	μ T/m^2	$\bar{\sigma}$ T/m^2	δ m
				0	0.000
A	0.173	1.60	700	0.277	0.088
B	0.153	1.80	420	0.528	0.086
C	0.135	0.90	700	0.846	0.085
D	0.137	1.70	370	0.868	0.082
E	0.121	2.00	120	1.071	0.085
F	0.128	3.30	198	1.325	0.045
G	0.124	2.20	1100	1.461	0.042
H	0.131	3.50	250	1.627	0.021
I	0.129	1.40	1350	1.668	0.019
J	0.119	2.30	430	1.713	0.010
K	0.142	2.30	900	1.743	0.008
L	0.129	2.00	540	1.750	0

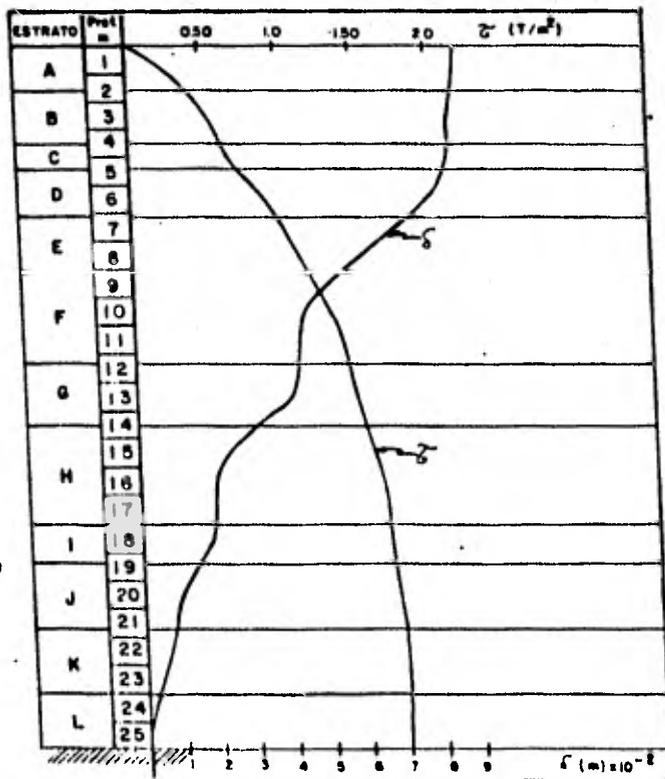
$\omega = \frac{2\pi}{T}$, Tomando $T = 1.88 \text{ seg}$ (CALCULO POR VELOCIDAD DE ONDA DE CORTANTE)

$$\omega = \frac{2\pi}{1.88} = 3.38 \frac{1}{\text{seg}} \cdot \delta_{50} = \frac{0.9}{\omega^2}, \text{ si } G = 1.0 \frac{m}{\text{seg}} \cdot \delta_{50} \cdot \frac{1.0}{338^2} = 0.000 \text{ m}$$

NOMENCLATURA

- ρ = MASA
- d = ESPESOR DEL ESTRATO.
- μ = MODULO DINAMICO DE RIGIDEZ.
- $\bar{\sigma}$ = ESFUERZO CORTANTE EN EL SUELO.
- δ = DESPLAZAMIENTOS DEL SUELO.

GRAFICA DE ESFUERZOS CORTANTES Y DESPLAZAMIENTOS



CALCULO DEL PERIODO FUNDOAMENTAL, DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA MASA DEL SUELO

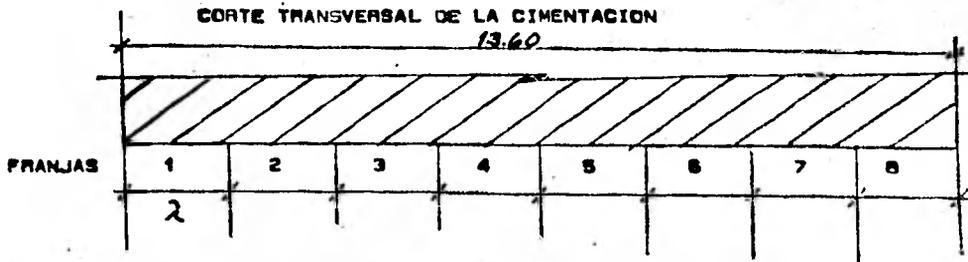
Fig. X 3

ESTRATO	ESPEJOR d m	μ ton/m ²	M_e m ² /ton	α_s m ³ /ton
A	1.60	700	0.476	0.762
B	1.90	420	0.794	1.508
C	0.90	700	0.476	0.429
D	1.70	370	0.901	1.532
E	2.00	120	2.778	5.556
F	3.30	195	1.709	5.641
G	2.20	1100	0.303	0.667
H	3.50	250	1.333	4.667
I	1.40	1350	0.247	0.346
J	2.30	430	0.775	1.783
K	2.30	900	0.370	0.852
L	2.00	540	0.617	1.235

$$M_e = \frac{1}{2(1+\nu)\mu} ; \quad \alpha_s = M_e d$$

M_e = Módulo Dinámico de Rebote Elástico

CALCULO DE PARAMETROS DE DEFORMACION DE LOS ESTRATOS



$$\lambda = \frac{13.60}{8} = 1.70 \text{ m}$$

Area de Franja $1.70 \times 42.20 = 71.74 \text{ m}^2$

Area de Cimentación $13.60 \times 42.20 = 573.92 \text{ m}^2$

Prof

ESTRATO	Prof m	1	2	3	4	5	6	7	8
E	1.10	0.611	0.153	0.025	0.008	0.003	0.002	0.001	0.001
F	3.75	0.221	0.170	0.093	0.048	0.026	0.015	0.009	0.006
G	6.50	0.128	0.116	0.090	0.063	0.042	0.028	0.019	0.013
H	9.35	0.088	0.084	0.073	0.059	0.046	0.035	0.026	0.020
I	11.80	0.068	0.066	0.060	0.052	0.043	0.035	0.028	0.022
J	13.65	0.059	0.056	0.052	0.047	0.040	0.034	0.028	0.023
K	15.95	0.048	0.047	0.044	0.041	0.036	0.032	0.027	0.023
L	18.10	0.041	0.040	0.038	0.036	0.033	0.029	0.026	0.022

MATRIZ DE INFLUENCIAS PARA CARGA UNITARIA EN LA PRIMERA FRANJA DE LA CIMENTACION

FIG.-V.5

$$[I_{ji}]^T \cdot \alpha_j^N = \bar{f}_{ji}$$

E S T R A T O S

E	F	G	H	I	J	K	L		
0.611	0.221	0.128	0.088	0.068	0.058	0.048	0.041	5.556	5.358
0.153	0.170	0.116	0.084	0.066	0.056	0.047	0.040	5.641	2.491
0.025	0.093	0.090	0.073	0.060	0.052	0.044	0.038	0.667	1.262
0.008	0.048	0.063	0.059	0.052	0.047	0.041	0.036	4.667	0.814
0.003	0.026	0.042	0.046	0.043	0.040	0.036	0.033	0.346	0.564
0.002	0.015	0.028	0.035	0.035	0.034	0.032	0.029	1.783	0.414
0.001	0.009	0.019	0.026	0.028	0.028	0.027	0.026	0.852	0.305
0.001	0.006	0.013	0.020	0.022	0.023	0.023	0.022	1.235	0.237
								$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$
								m ³ /ton	m ³ /ton

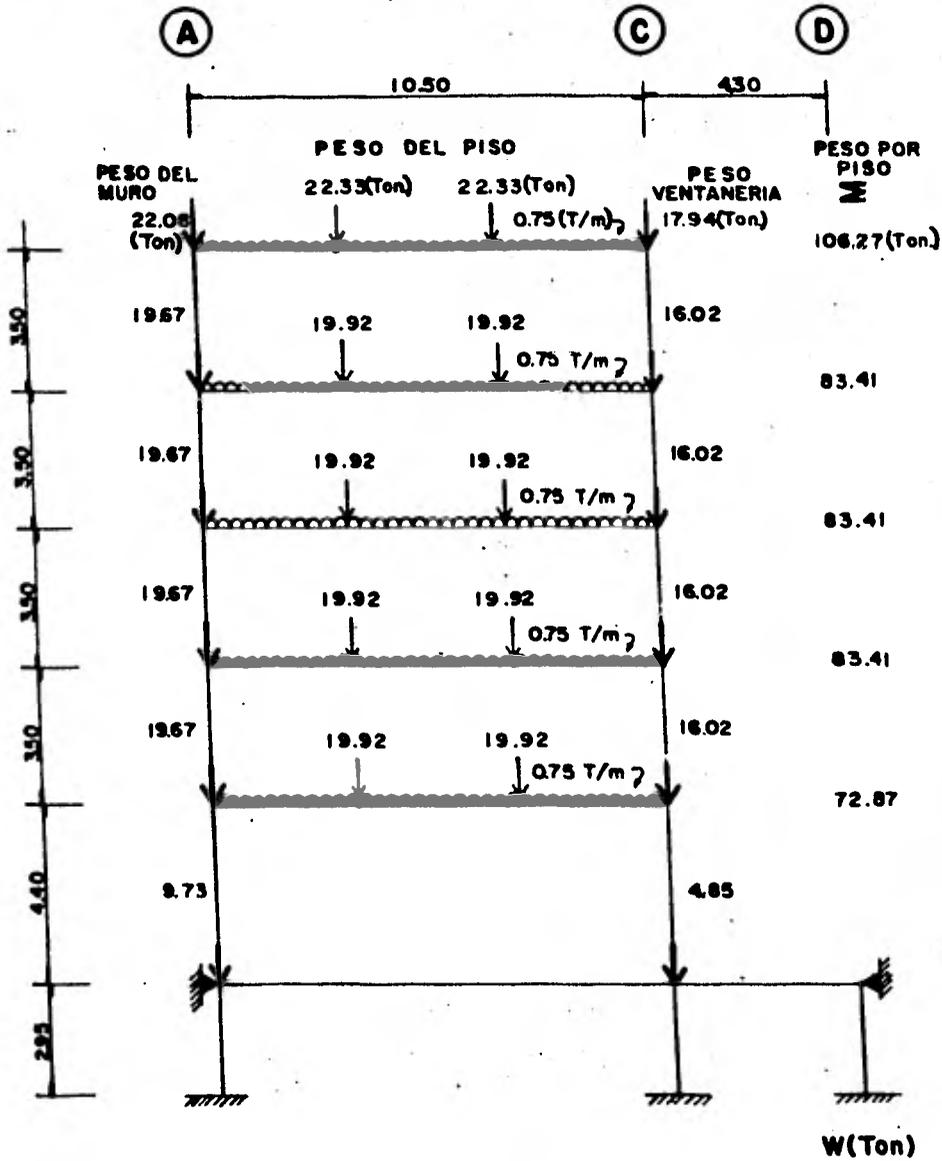
MATRIZ TRASPUESTA DE INFLUENCIAS

VECTOR DE
PARAMETROS
DE
DEFORMACION

VECTOR DE
DEFORMACIONES
UNITARIAS

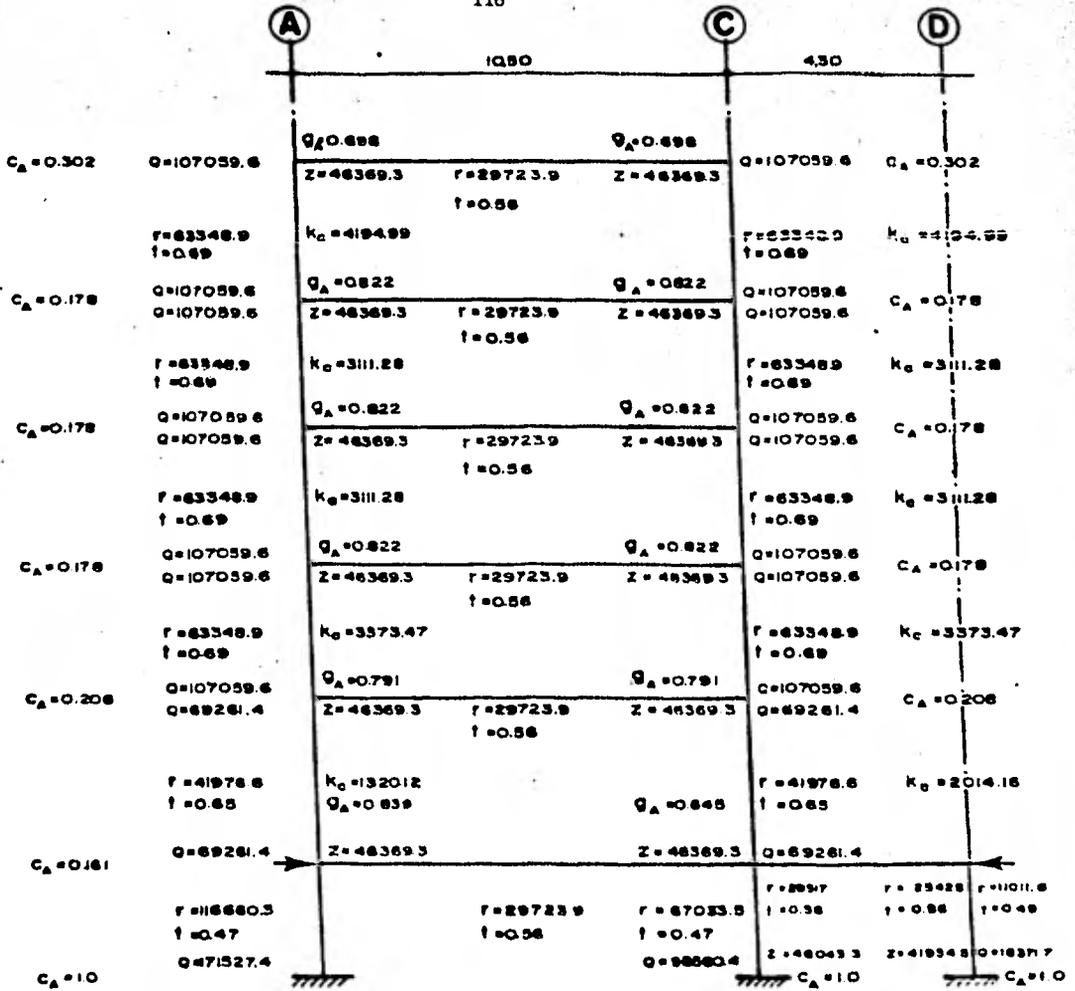
OBTENCION DEL VECTOR DE DEFORMACIONES UNITARIAS

FIG.-V.6



IDEALIZACION DEL MARCO EJE 3 PARA ANALISIS SISMICO

Fig-V.8



☞ VER NOMENCLATURA EN EL CAPITULO V

CALCULO DE LA RIGIDEZ A CORTANTE DE ENTREPISO.

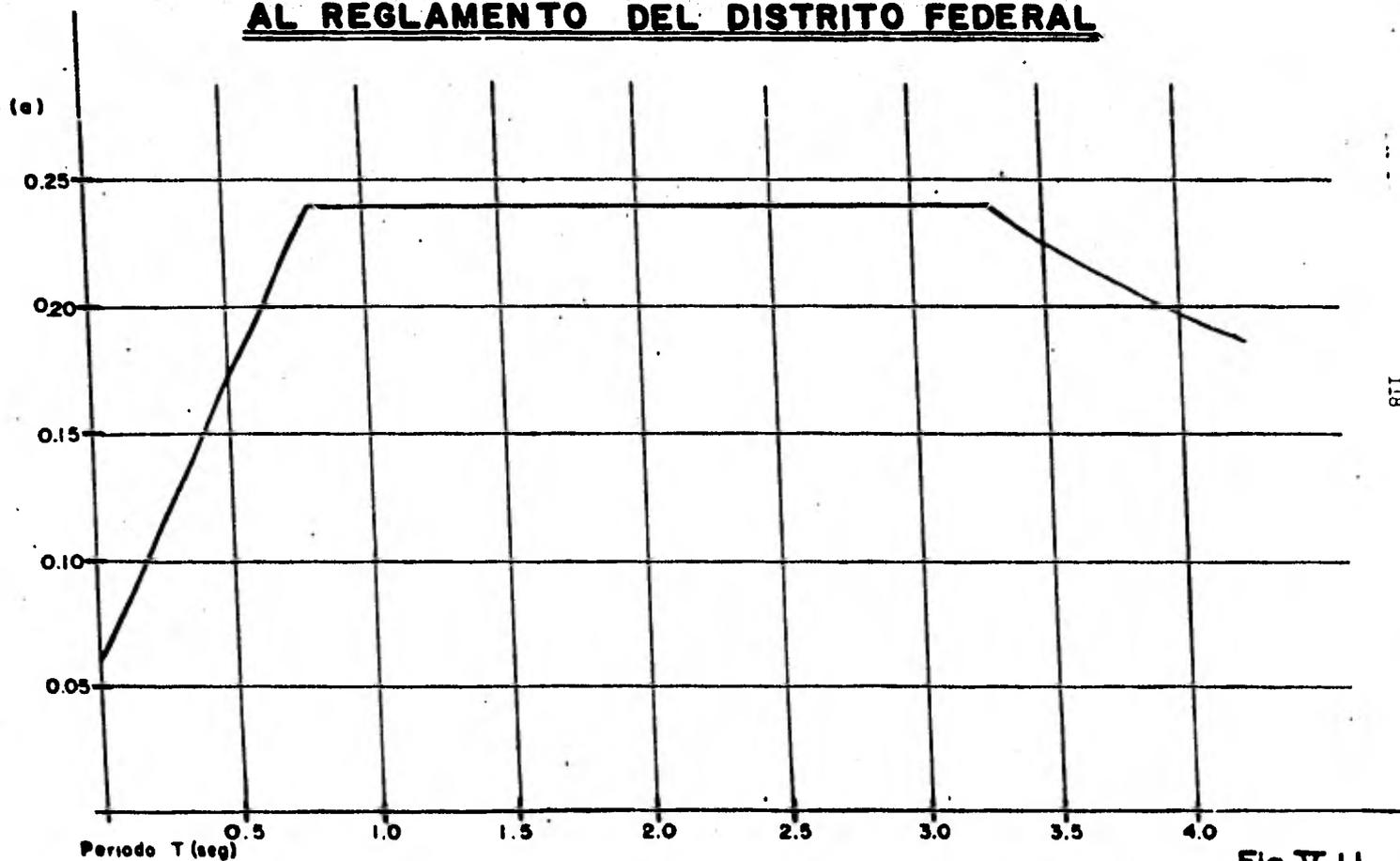
FIG. - V . 9

		PB	1° NIVEL	2° NIVEL	3° NIVEL	4° NIVEL	5° NIVEL	UNIDADES
			M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	
MASA			7.428	8.503	8.503	8.503	10.835	T. seg ² /m
RIGIDEZ		3534	6747	6223	6223	8390		T/m
PRIMERA APROXIMACION		FRECUENCIA NATURAL CIRCULAR (SUPUESTA)					$\omega_0^2 = -43.0$	1/Seg
	y	+0.010	+0.014	+0.018	+0.021	0.023	m.	
	v	+33.34	+30.148	+24.858	+18.108	+10.292	Ton.	
	F _y	-0.032	-0.077	0.125	-0.187	0.238	Ton.	
		FRECUENCIA NATURAL CIRCULAR (FINAL)					$\omega_1^2 = 42.84$	1/Seg
SEGUNDA APROXIMACION		FRECUENCIA NATURAL CIRCULAR (INICIAL)					$\omega_1^2 = -42.64$	1/Seg $\omega_1^2 = \omega_0^2$
	y	+0.010	+0.014	+0.018	+0.021	+0.023	m.	$\omega_1^2 = 42.84$
	v	+33.34	+30.173	+24.928	+18.228	10.488	Ton.	$T = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2\pi}{8.53}$
	F _y	-0.032	-0.078	0.124	0.188	0.237	Ton.	$T_1 = 0.96 \text{ Seg.}$
		FRECUENCIA NATURAL CIRCULAR (FINAL)					$\omega_1^2 = 42.64$	1/Seg ✓

PRIMER MODO DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA POR METODO DE HOLZER.

FIG. - V.10

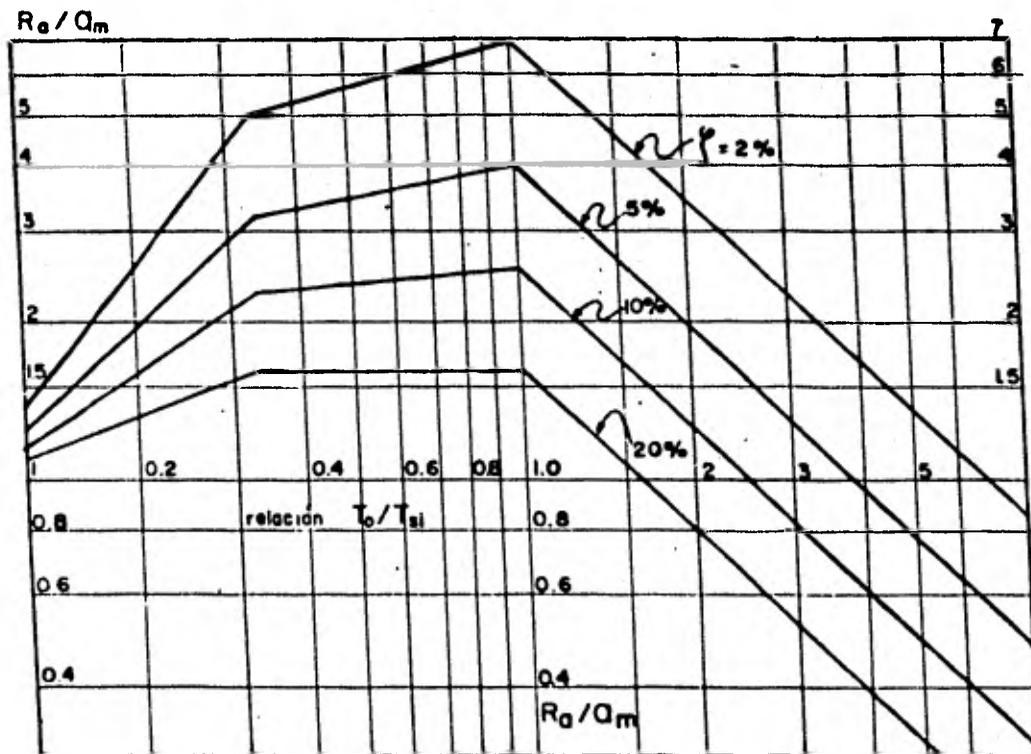
ESPECTRO DE DISEÑO PARA ZONA III DE ACUERDO
AL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL



118

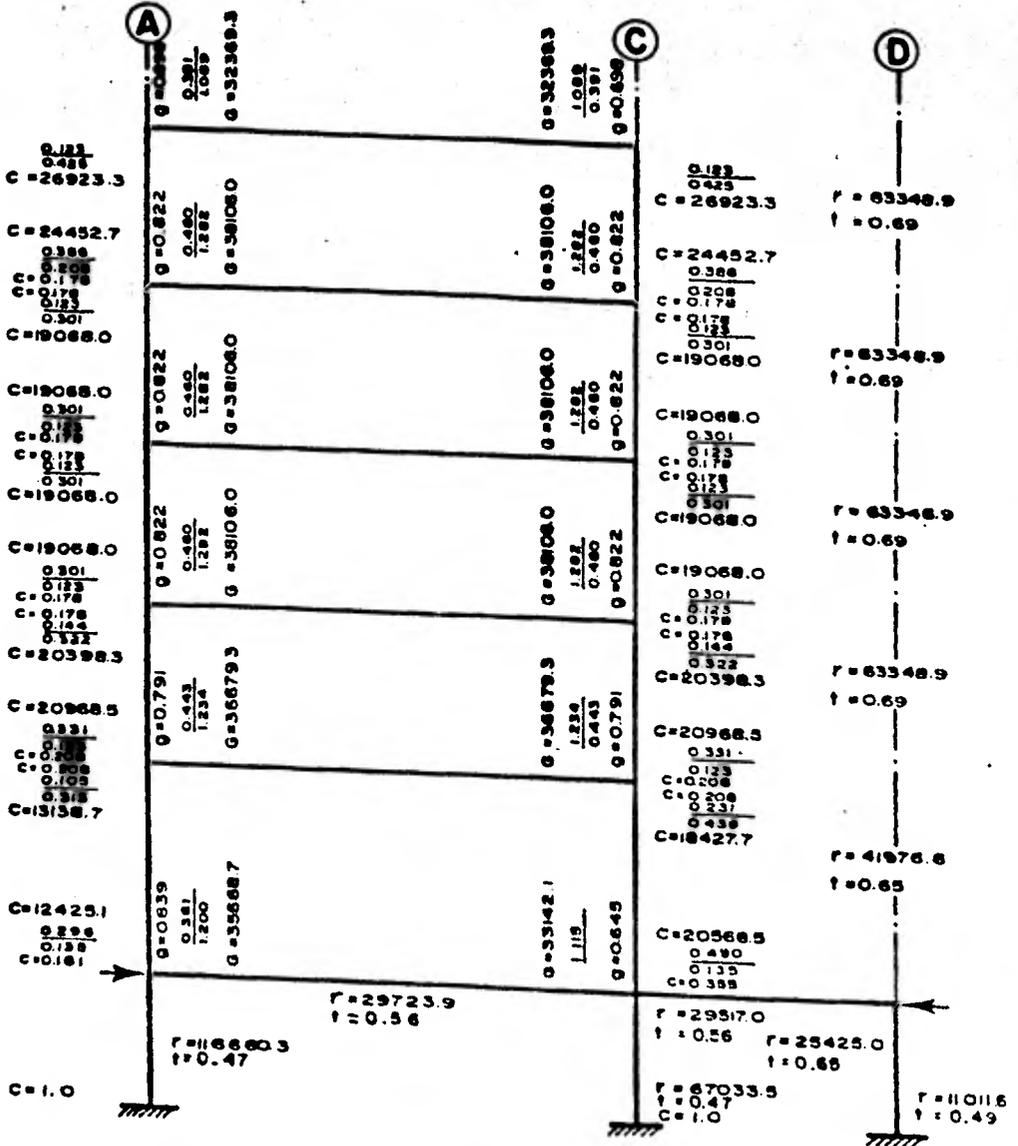
Fig.-V.11

ESPECTRO DE RESPUESTA NORMALIZADO



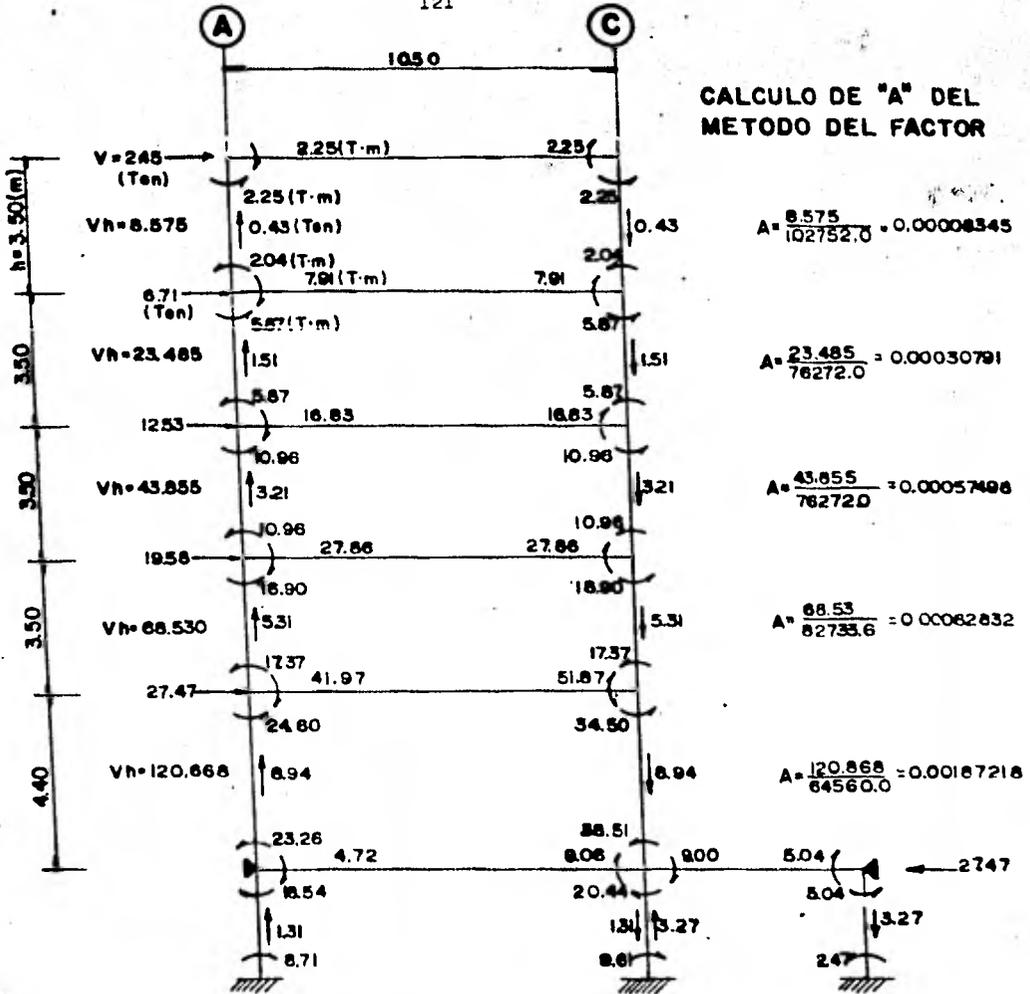
119

Fig.-V.12



CALCULO DE COEFICIENTES C y G DEL METODO DEL FACTOR.

FIG. - V .13



MARCO CON FUERZAS HORIZONTALES Y MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS ELEMENTOS

Fig.-V.14

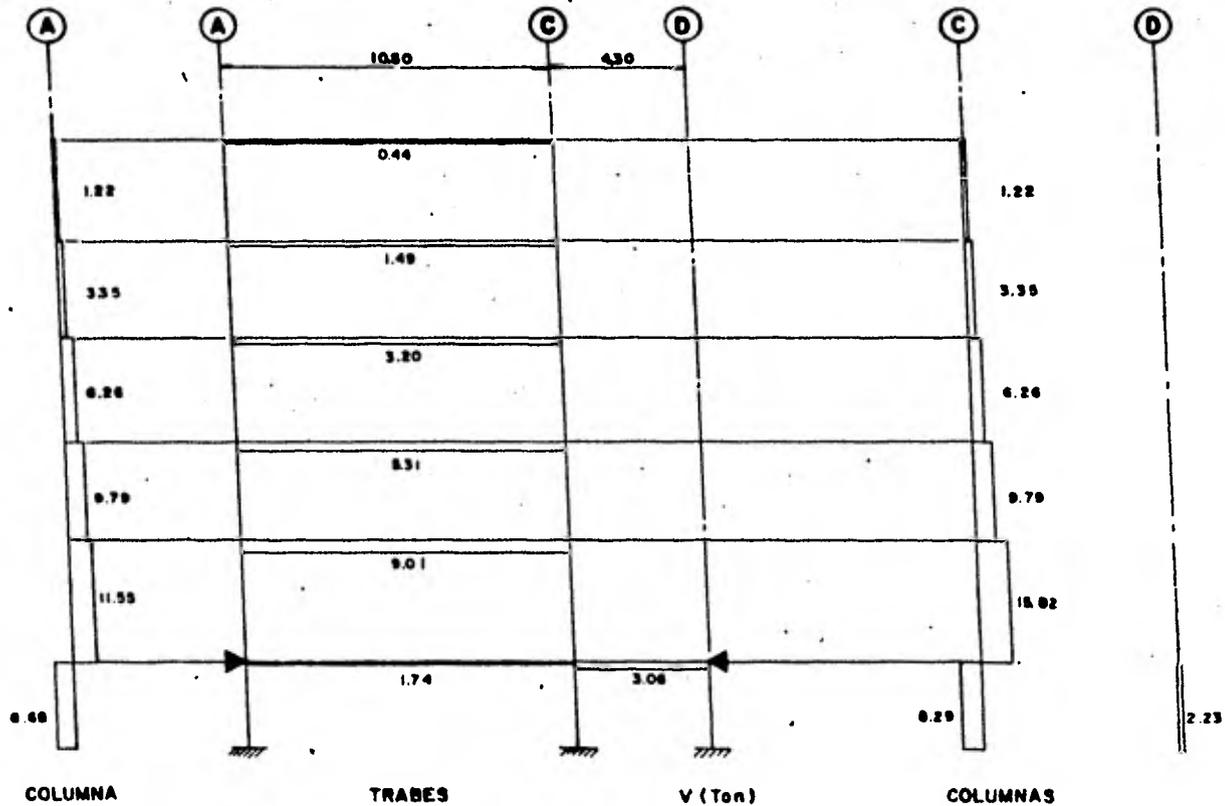


DIAGRAMA DE FUEZAS CORTANTES SISMICAS

Fig. X15

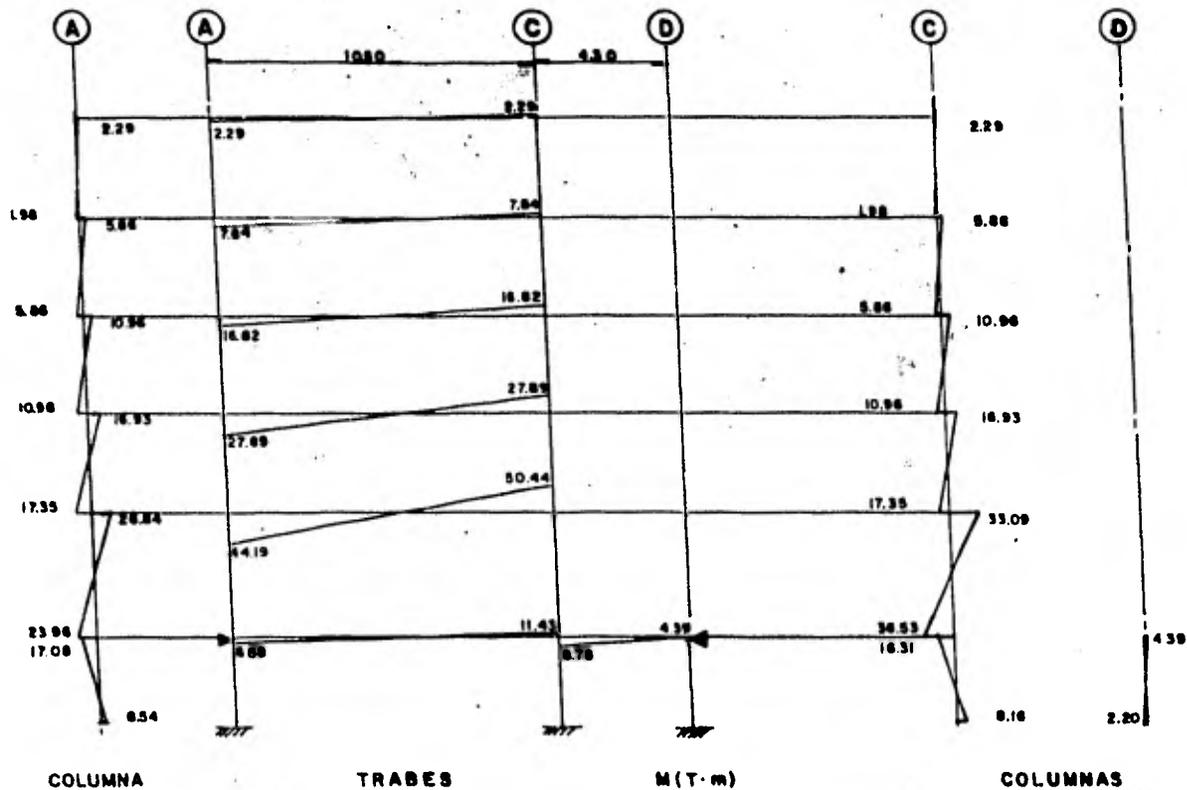


DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES SISMICOS

Fig.-X.16

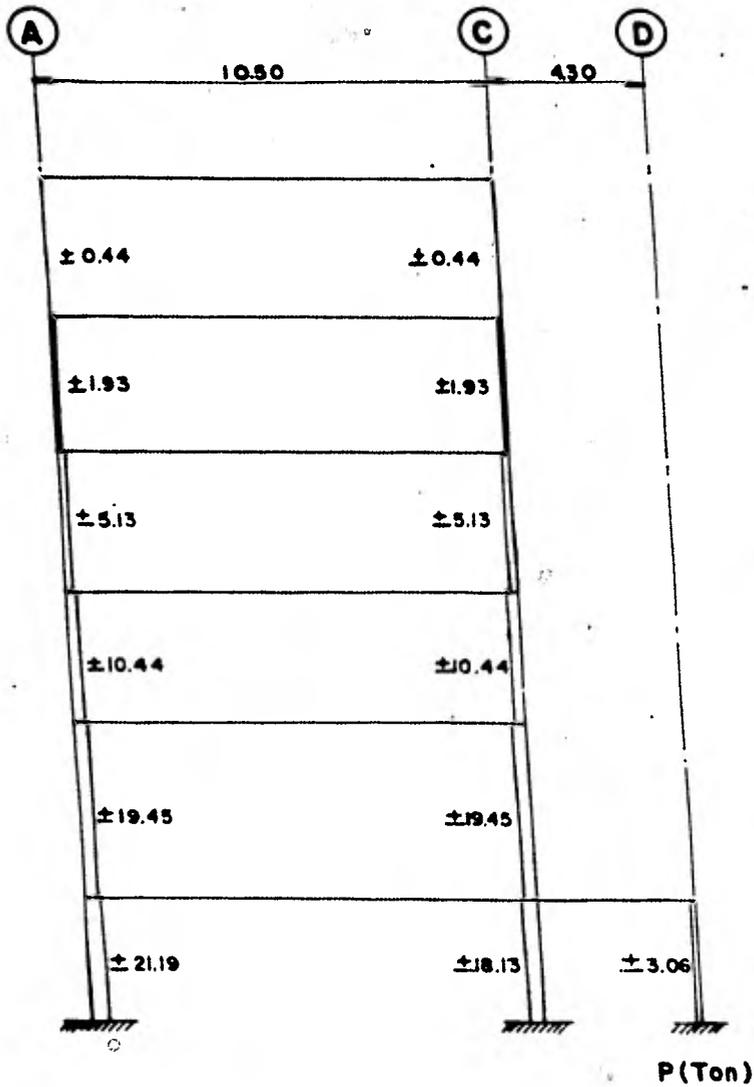


DIAGRAMA FUERZAS AXIALES EN LAS COLUMNAS

VI.- DISEÑO DE SECCIONES TÍPICAS

a) Método de Diseño

El reglamento en vigor en el Distrito Federal admite llevar a cabo el diseño de secciones por el diseño al límite o por valores admisibles. En esta tesis se opta por diseñar las secciones típicas por valores admisibles. Según este criterio las estructuras de concreto reforzado deben diseñarse de manera que las acciones internas, o esfuerzos, en condiciones de servicio no excedan de ciertos valores admisibles. Las acciones internas o los esfuerzos en condiciones de servicio son los que resultan del análisis de la estructura bajo acciones que no han sido multiplicadas por factores de carga, que es como se ha llevado a cabo el análisis de los elementos de esta tesis.

Los esfuerzos en las secciones y las expresiones de diseño se van a encontrar utilizando la teoría elástica, la cual es explicada a continuación para las trabes:

1.- Trabes

La teoría elástica de la flexión en trabes tiene las siguientes suposiciones:

1° el material con que está construida la trabe es homogéneo e isótropo.

2° la trabe es recta y de sección uniforme en toda su longitud.

3° las fuerzas externas están en equilibrio y están aplicadas de una manera tal que se pueden considerar equivalentes a un sistema de fuerzas que actúan en un plano llamado plano de cargas

4° el plano de cargas interseca a la sección de la trabe -- en uno de sus ejes de simetría.

5° la longitud de la viga es larga en proporción con la -- dimensión mayor de su sección, y la diferencia entre ancho y espesor de la viga no es excesiva.

Para deducir las expresiones de la flexión se hacen las -- siguientes consideraciones:

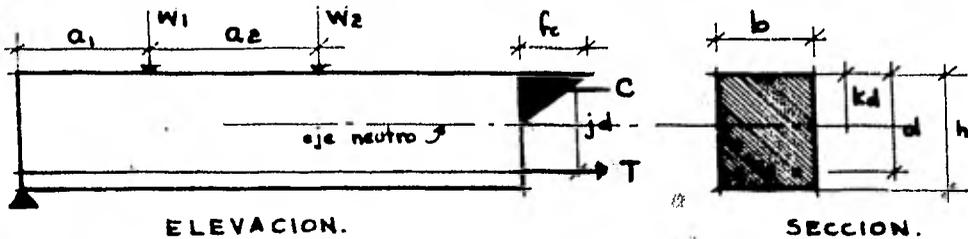
1° las secciones planas permanecen planas y normales a las fibras longitudinales después de la flexión.

2° el material obedece la ley de Hooke, esto es, los es -- fuerzos son proporcionales a las deformaciones.

3° cada fibra longitudinal puede extenderse o contraerse -- bajo los esfuerzos como si esta estuviera separada de las

demás fibras.

Ahora tomemos la elevación y corte de una porción de viga rectangular apoyada en su extremo izquierdo para definir la nomenclatura



donde:

b = ancho de la sección

h = altura total de la sección

d = distancia entre la fibra extrema en compresión y el centro de gravedad del acero a tensión

jd = brazo del par de fuerzas internas

kd = distancia entre la fibra extrema en compresión y el eje neutro

E_c = módulo de elasticidad del concreto

E_s = módulo de elasticidad del acero

n = relación de módulos, E_s/E_c

f_c = esfuerzo máximo en el concreto

f_s = esfuerzo medio en el acero

M = momento externo en la sección

M_c = momento resistente expresado en terminos del concreto

M_s = momento resistente expresado en terminos del acero

A_s = área de acero

P_s = relación de acero A_s/bd

Se deducirán a continuación las relaciones entre el momento interno, los esfuerzos en el concreto y el acero, el -- área de acero y las dimensiones de la sección.

Para que la sección del corte de la figura este en equilibrio se necesita:

$$\sum V = 0 \quad \sum H = 0 \quad \sum M = 0$$

La suma de la fuerza verticales, $\sum V = 0$, nos da la fuerza cortante en la sección, Dato que por el momento no será utilizado. Las fuerzas horizontales en la sección son: C, -- distribución de esfuerzos en compresión que varían uniformemente y T, fuerza de tensión en el acero. Se supone que el concreto que se encuentra bajo el eje neutro no toma -- tensiones. Por lo tanto $\sum H = 0$, $C = T$, donde estas dos -- fuerzas forman un par, con brazo igual a jd . "j" tiene valores que se encuentran entre 0.85 y 0.95.

De acuerdo con la primera consideración de que las secciones planas permanecen planas después de la flexión, los esfuerzos de cualquier partícula serán proporcionales a la distancia de esta al eje neutro. La deformación de la fibra extrema en compresión es ϵ_c y la deformación en el acero ϵ_s donde:

$$\epsilon_c = \frac{f_c}{E_c} \quad \text{y} \quad \epsilon_s = \frac{f_s}{E_s}$$

Obteniendo la relación entre ellas

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{\frac{f_c}{E_c}}{\frac{f_s}{E_s}} = \frac{f_c E_s}{f_s E_c} = n \frac{f_c}{f_s} \quad (\text{VI-1})$$

También, por relación de triángulos

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{kd}{d-kd} = \frac{k}{1-k} \quad (\text{VI-2})$$

igualando

$$\begin{aligned} \frac{nf_c}{f_s} &= \frac{k}{1-k} \\ k &= \frac{nf_c}{nf_c + f_s} \\ k &= \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_c}} \end{aligned} \quad (\text{VI-3})$$

La ecuación VI-3 nos da la localización del eje neutro fijando determinados valores admisibles a los esfuerzos en el concreto y acero. El valor de "k" generalmente adquiere

valores entre 0.15 y 0.45. La relación de módulos se puede obtener como $2 \times 10^6 / 10\ 000$.

Con las expresiones ya encontradas se pueden deducir las relaciones del momento flexionante. Como "C" es el resultado de una distribución triangular de esfuerzos, la resultante actúa a $2/3 kd$ del eje neutro, por lo tanto

$$d = jd + \frac{kd}{3}$$

$$jd = d - \frac{kd}{3} ; \quad j = 1 - \frac{k}{3} \quad (\text{VI-4})$$

En términos de los esfuerzos en el concreto el momento flexionante será:

$$M_c = Cjd = \frac{f_c bkd}{2} jd = \frac{f_c}{2} j kb d^2 \quad (\text{VI-5})$$

En términos de los esfuerzos en el acero, el momento flexionante será:

$$M_s = Tjd = f_s A_s jd = f_s P_g j b d^2 \quad (\text{VI-6})$$

Igualando expresiones

$$\frac{f_c}{2} j kb d^2 = f_s P_g j b d^2$$

$$\frac{f_c}{2} j k = f_s P_g = K \quad (\text{VI-7})$$

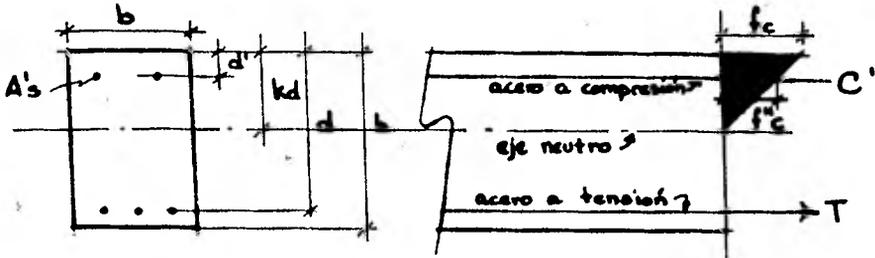
En términos del concreto el momento resistente de la sección será:

$$M_c = K b d^2 \quad (\text{VI-8})$$

Y el área de acero necesaria para la sección cuando se --
desarrollan los esfuerzos permisibles en el concreto y el --
acero es, de la expresión (VI-6)

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} \quad (\text{VI-9})$$

Cuando los esfuerzos en el concreto son mayores que los --
permisibles, se puede colocar acero a compresión para to --
mar la diferencia de esfuerzos entre los actuantes y los --
resistentes del concreto, el área de acero necesaria se --
puede obtener de la siguiente forma, supongamos la viga --



donde:

$A's$ = área de acero a compresión

d' = distancia entre la fibra extrema en compresión y el
centro de gravedad del acero a compresión

$f''c$ = esfuerzo en el concreto en la zona donde se encuen-
tra el acero a compresión

f'_s = esfuerzo a compresión en el acero

C' = fuerza a compresión en el acero

M'_s = momento resistente expresado en términos del acero -
a compresión

Una vez mas, de acuerdo con la consideración de que las sec
ciones planas permanecen planas después de la flexión, se
justifica que los esfuerzos son proporcionales a su distan
cia al eje neutro, por lo tanto

$$\frac{f'_c}{k d - d'} = \frac{f_c}{k d} \quad f'_c = \frac{k d - d'}{k d} f_c \quad (\text{VI} - 10)$$

Para obtener los esfuerzos a compresión del acero se admi-
te en el ACI una relación modular de $(2n - 1)$ entonces:

$$f'_s = (2n - 1) f'_c \quad (\text{VI} - 11)$$

donde este valor f'_s debe ser menor o igual a 1600 kg/cm^2

Por lo tanto la diferencial entre el momento actuante y el
momento resistente del concreto será tomado por el par --
adicional que genera el acero a compresión. El área nece-
saria de acero a compresión es

$$M - M_c = A'_s f'_s (d - d') \quad (\text{VI} - 12)$$

$$A'_s = \frac{M - M_c}{f'_s (d - d')} \quad (\text{VI} - 13)$$

Hasta aquí se han obtenido expresiones para los esfuerzos --
 producidos por momento flexionante, en lo que respecta a --
 los esfuerzos producidos por la fuerza cortante pueden ser --
 calculados por la expresión:

$$v_c = \frac{V}{bd} \quad (\text{VI} - 14)$$

donde el esfuerzo cortante en el concreto (v_c) es igual a la --
 fuerza cortante (V) entre el área de la sección transversal --
 que la resiste (bd).

Cuando la fuerza cortante de servicio (V) es mayor que la --
 fuerza cortante que puede resistir la sección de concreto, --
 se requiere refuerzo por tensión diagonal, donde la separa --
 ción de este se determina con la expresión siguiente de acuer --
 do con las: Normas Técnicas Complementarias del Reglamento --
 exp. (9.3)

$$S = \frac{0.9 A_v f_s d (\text{Sen } \Theta + \text{Cos } \Theta)}{V - V_c} = \frac{A_v f_s}{2.8 b} \quad (\text{VI} - 15)$$

donde A_v es el área transversal del refuerzo por tensión --
 diagonal comprendido en una distancia S , Θ es el ángulo --
 que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

Las formulas hasta aquí presentadas se pueden utilizar para --

secciones rectangulares como traveses y losas de concreto.

2- Columnas

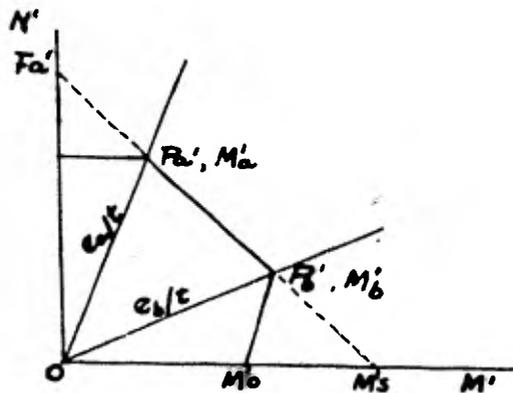
Las columnas se diseñan siempre para una carga axial y un momento. Si a la columna no le llega momento por análisis, es necesario aplicarle una excentricidad mínima a la carga, la cual es especificada en el reglamento. En la mayoría de los casos prácticos las columnas siempre soportan momentos por la naturaleza de las cargas de las vigas y losas, que producen rotación de los nudos de los marcos curvando las columnas.

Para diseñar las columnas se acostumbra utilizar los diagramas de interacción entre la carga y el momento aplicados. Estos diagramas son obtenidos utilizando los diagramas de esfuerzos en las columnas donde se supone que las columnas están de tal manera cargadas que la deformación en el concreto es de 0.003 y la deformación en el acero está en su punto de fluencia, teniendo una condición de esfuerzos máximos para cada carga única combinada con una excentricidad única.

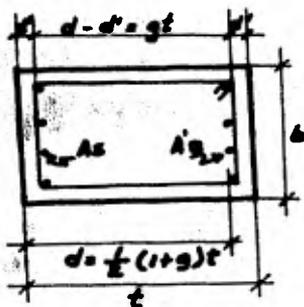
Los diagramas de interacción que serán utilizados en esta tesis se obtienen de las expresiones del ACI-63, las cuales

son fórmulas que toman en cuenta una distribución de esfuerzos elásticos en la sección de concreto y el acero en su punto de fluencia. Fijando para una condición de armados el eje neutro en un determinado lugar se obtiene la P y la e que los ocasiona. Se varía de nuevo el eje neutro, se llevan al máximo los esfuerzos y se vuelve a encontrar la P y e que los ocasionan.

Graficando estos se obtienen los diagramas para una determinada distribución y porcentaje de acero. El reglamento ACI - propone las siguientes curvas de interacción:



donde los valores característicos se obtienen de expresiones empíricas admitidas en el ACI-63 para las distintas zonas y toman los siguientes valores:



$$A_{sr} = A_s + A'_s \quad (\text{VI-16})$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c} \quad (\text{VI-17})$$

De la ecuación 14-10 (ACI) el esfuerzo permisible para carga axial solamente:

$$F_a = 0.34 (1 + \rho_g m) f_c$$

$$F_a' = \frac{F_a}{f_c} = 0.34 (1 + \rho_g m) \quad (\text{VI-18})$$

el esfuerzo permisible para flexión solamente

$$F_b = 0.45 f_c \quad F_b' = \frac{F_b}{f_c} = 0.45 \quad (\text{VI-19})$$

Además de la ecuación (14-1) y usando el 85% para la carga axial máxima permisible en columnas reforzadas y utilizando (VI-17)

$$P_a = 0.85 A_g (0.25 f_c + f_s \rho_g)$$

$$P_a = A_g 0.85 (0.25 f_c + 0.4 f_y \rho_g)$$

$$P_a = A_g 0.85 (0.25 f_c + 0.4 m 0.85 f_c \rho_g)$$

$$P_a = A_g f_c (0.2125 + 0.289 \rho_g m)$$

$$P_a' = \frac{P_a}{A_g f_c} = (0.2125 + 0.289 \rho_g m) \quad (\text{VI-20})$$

Por otro lado, el momento de inercia del concreto y el refuerzo con respecto al eje Y

$$I_y = \frac{bt^3}{12} + A_s(2n-1)\left(\frac{gt}{2}\right)^2 + A'_s(2n-1)\left(\frac{gt}{2}\right)^2$$

$$I_y = \frac{bt^3}{12} + A_s T (2n-1)\left(\frac{gt}{2}\right)^2 \quad \text{pero } P_g = \frac{A_s t}{bt}$$

$$I_y = \frac{bt^3}{12} + b T P_g (2n-1) \frac{g^2 T^2}{4}$$

$$I_y = \frac{bt^3}{12} [1 + 3 P_g (2n-1) g^2] \quad (\text{VI-21})$$

El módulo de sección será

$$S = \frac{I_y}{\frac{t}{2}} = \frac{bt^2}{6} [1 + 3 P_g (2n-1) g^2] \quad (\text{VI-22})$$

El coeficiente S' será

$$S' = \frac{S}{bt^2} = \frac{1}{6} [1 + 3 P_g (2n-1) g^2] \quad (\text{VI-23})$$

Utilizando la ecuación 14-9(ACI) para columnas controladas por la compresión

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1$$

sabiendo que

$$f_a = \frac{N}{A_s}; \quad F_a = F'_a f'_c; \quad f_b = \frac{M}{S} = \frac{Ne}{S} \quad \text{y} \quad F_b = 0.45 f'_c$$

sustituyendolos en 14-9 del ACI-63

$$\frac{\frac{N}{A_g}}{F_a' f_c'} + \frac{\frac{M}{S}}{0.45 f_c'} = 1$$

$$\frac{\frac{N}{A_g}}{F_a' f_c'} + \frac{\frac{M}{s' b t^2}}{0.45 f_c'} = 1$$

Para obtener e_c/t sustitúyase P_a' por $\frac{N}{f_c' A_g}$ e iguálase $\frac{e_c}{t} = \frac{e_c}{t}$

$$\frac{\frac{N}{A_g}}{F_a'} + \frac{\frac{M}{s' b t^2} f_c'}{0.45} = 1$$

$$\frac{P_a'}{F_a'} + \frac{\frac{N}{A_g f_c'} \frac{e_c}{t}}{s' \cdot 0.45} = 1$$

$$\frac{P_a'}{F_a'} + \frac{P_a' \left(\frac{e_c}{t} \right)}{0.45 s'} = 1$$

$$\frac{e_c}{t} = \left(\frac{1}{P_a'} - \frac{1}{F_a'} \right) 0.45 s' \quad (\text{VI-24})$$

Y el momento M_a correspondiente a P_a' será:

$$M_a = P_a' \left(\frac{e_c}{t} \right) = \frac{M_a}{f_c' b t e} \quad (\text{VI-25})$$

En forma similar, para encontrar P_b' y haciendo las siguientes sustituciones.

$$P_b' = \frac{N}{f_c' A_g} \quad \text{y} \quad \frac{e_c}{t} = \frac{e_c}{t}, \text{ entonces}$$

$$\frac{P_b'}{F_a'} + \frac{P_b' \left(\frac{e_c}{t} \right)}{0.45 s'} = 1$$

$$P_b' \left(\frac{1}{F_a'} + \frac{e_c/t}{0.45 s'} \right) = 1$$

$$P_b' \left[1 + \frac{F_a' \left(\frac{e_c}{t} \right)}{0.45 s'} \right] = F_a'; \quad P_b' = \frac{F_a'}{1 + F_a' \left(\frac{e_c}{t} \right)} \quad (\text{VI-26})$$

El momento $M'b$, correspondiente a $P'b$

$$M'b = \frac{M_b}{f_c b t^2} = F_b \left(\frac{e_b}{t} \right) \quad (\text{VI-27})$$

El valor de $\frac{e_b}{t}$ se puede obtener de la ecuación 14-7 del ACI

$$\frac{e_b}{t} = (0.67 P_{gm} + 0.17) \frac{d}{t}$$

Para obtener el valor de $M's$, sustitúyase en la ec 14-9 del --
ACI las siguientes expresiones

$$f_a = \frac{N}{A_g} = 0; \quad f_b = \frac{M_s}{S} = \frac{M_s}{s' b t^2}, \quad F_b = 0.45 f'_c$$

$$0 + \frac{\frac{M_s}{s' b t^2}}{0.45 f'_c} = 1$$

$$M's = \frac{M_s}{f'_c b t^2} \quad (\text{VI-28})$$

Por último para obtener $M'o$ de la ecuación 14-12 del ACI ---
cuando existe solamente momento

$$M_o = 0.40 A_s f_y (d - d')$$

y sustituyendo

$$A_s = 0.5 P_g b t, \quad d - d' = g t \quad \text{y} \quad f_y = 0.85 m f'_c$$

$$M_o = (0.17 P_g m g) f'_c b t^2$$

entonces

$$M'o = \frac{M_o}{f'_c b t^2} = 0.17 P_g m g \quad (\text{VI-29})$$

Como se puede observar las expresiones VI-18, 20, 24, 25, 26, 27, 28 y 29, todas están en función de "m" y "ps". Por lo tanto para un determinado valor de cada uno se obtiene una curva, al variar el "Pg" para un determinado momento se obtiene una familia de curvas como la que se muestra en la fig. VI-1, en la cual se utiliza un concreto con $f'_c = 225 \text{ Kg/cm}^2$

y un acero con $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

Por último, los esfuerzos permisibles que especifica el Reglamento para el concreto y el acero son:

- Flexión

Compresión en el concreto $0.45 f'_c$

Tensión o compresión en el acero $0.5 f_y$

- Fuerza cortante en el concreto

Vigas $0.2 \sqrt{f'_c}$, si se proporcionan estribos -
no debe ser mayor $0.6 \sqrt{f'_c}$

Losas $0.4 \sqrt{f'_c}$

- Por tensión diagonal el esfuerzo admisible del refuerzo --
transversal será $0.5 f_y$

Estos valores pueden incrementarse un 33% cuando se trate --
de análisis por carga accidental.

b) Diseño de losas

El diseño de la losa está regido por el análisis estático -- realizado en el capítulo IV, la sección se diseñará para -- cubrir los diagramas envolventes de fuerza cortante y momento flexionante de la fig. IV-5, los cuales han sido de nuevo dibujados en la fig. VI-2a.

El primer paso es obtener el valor de las constantes del -- concreto: n , k , j y K .

$$n = \frac{2 \times 10^6}{10,000 \sqrt{f'_c}} = \frac{2 \times 10^6}{10,000 \sqrt{225}} = 13$$

$$\text{exp. VI-3. } k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{20,000}{13 \times 107.25}} = 0.397$$

$$\text{exp. VI-4. } j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.397}{3} = 0.868$$

$$\text{exp. VI-7. } K = \frac{f_c}{2} \cdot j \cdot k = \frac{107.25}{2} \times 0.868 \times 0.397 = 17.4$$

Las formulas para la revisión del concreto y el acero para la sección de losa $h=12$ cm, $d=9$ cm, serán:

Momento resistente de la sección unitaria de losa de con -- creto:

$$\text{exp. VI-8. } M_c = K b d^2 = 17.4 \times 100 \times 9^2 = 140,940 \text{ K}\cdot\text{cm} = 1.41 \text{ T.m.}$$

Revisando los valores de momentos flexionantes actuantes de la fig VI-2a se observa que todos son menores que el resistente de la sección, por lo tanto la sección de concreto es capaz de resistir las flexiones. Cortante resistente de la sección unitaria de losa de concreto:

$$\text{exp. VI-14} \quad V_c = v_c b d = 0.4 \sqrt{225} \times 100 \times 9 = 5.4 \text{ ton.}$$

Igualmente comparando este valor con las cortantes de los diagramas de la fig. VI-2a, la sección es capaz de resistir la cortante aplicada. Ya que la sección de concreto es capaz de resistir las acciones mecánicas solo resta proporcionar el acero para tomar las tensiones que se producen por el momento flexionante:

$$\text{exp. VI-9} \quad A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M \times 100,000}{2,000 \times 0.868 \times 9} = 6.4 \text{ M}$$

Por lo tanto, multiplicando por 6.4 todos los momentos flexionantes negativos y positivos del diagrama envolvente se encuentra el área de acero necesaria en cada sección, esta se muestra en VI-2b. El área de acero necesaria por flexión no debe ser menor que $0.002 b d$ por efectos de contracción y temperatura, siendo por lo tanto necesario un área de acero mínima de $0.002 \times 100 \times 9 = 1.8 \text{ cm}^2 / \text{m} = \emptyset 3 @ 40$, la cual ha sido necesario colocarla en el entreje central de la losa como se puede observar en la fig. VI-2b.

El área de acero mostrada en VI-2b es teórica, y es necesario hacer algunos ajustes en la separación de las varillas para que puedan ser colocadas fácilmente en la obra y sean también fácilmente supervisadas, la distribución ajustada de varillas se muestra en VI-2c.

Por último en VI-2d se muestra un croquis de la losa con su armado, donde se ha colocado el acero en las zonas de tensiones de la losa. Las distancias a las que se han cortado las varillas se define utilizando la expresión VI-9, donde se pone como dato el área de acero proporcionada y la incognita ahora es el momento que esta área cubre.

c) Diseño de Trabes secundarias

El diseño de las trabes secundarias lo rige el análisis estático realizado en el capítulo IV, y las secciones se diseñarán para cubrir los diagramas de la fig. IV-7, los cuales han sido dibujados también en la fig. VI 3a, para la fuerza cortante y momento flexionante. Utilizando las mismas constantes del concreto calculadas en el análisis

lisis de las losas, se procede a la revisión y proporcionamiento de la sección de la trabe secundaria de 30 x 60 cm.

Momento resistente de la sección de concreto:

$$\text{exp. VI-8. } M_c = Kbd^2 = 17.4 \times 30 \times 55^2 = 1,577,050 \text{ Kg}\cdot\text{cm} = 15.77 \text{ T. m.}$$

Comparando el momento resistente de la sección con los -- momentos flexionantes actuantes se puede ver que tres de los momentos negativos y uno de los positivos son mayores que el resistente, por lo tanto en esos lugares será necesario poner acero a compresión para que tome la diferencia del momento flexionante.

Cortante resistente de la sección de concreto:

$$\text{exp. VI-14. } V_c = V_c bd = 0.2 \sqrt{225} \times 30 \times 55 = 5,000 \text{ Kg} = 5.0 \text{ Ton.}$$

Como a la trabe se le colocarán estribos, la cortante máxima que la sección puede resistir es:

$$V = 0.6 \sqrt{225} \times 30 \times 55 = 15,000 \text{ Kg} = 15 \text{ Ton.}$$

Comparando este valor con las cortantes actuantes se ve - que todas son menores, por lo tanto la sección con estribos es capaz de resistir la fuerza cortante.

A continuación se va a proporcionar: el acero en las zonas de tensión ocasionadas por el momento flexionante --- de acuerdo a la expresión VI-9 y el acero a compresión -- ocasionado por la diferencial entre el momento flexionante y momento resistente de la sección de concreto de --- acuerdo a la expresiones VI-10, 11 y 12

$$\text{exp. VI-9.} \quad A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{100,000 \text{ M}}{2,000 \times 0.868 \times 55} = 1.05 \text{ M}$$

$$\text{exp. VI-10.} \quad f'_c = \frac{k d - d'}{k d} f_c = \frac{0.397 \times 55.5}{0.397 \times 55} \times 101.25 = 78.06 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{exp. VI-11. } f'_s = (2n-1)f'_c = (2 \times 13-1) 78.06 = 1,873.44 \leq 1,600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

por lo tanto se utilizará en la expresión VI-12

$$\text{exp. VI-12 } A'_s = \frac{M - M_c}{f'_s (d - d')} = \frac{(M - 15.79) 100,000}{1,600 (55 - 5)}$$

Utilizando las expresiones VI-9 y 12 se encuentra el área de acero necesaria, la que se puede ver en la fig VI-3b. En VI-3c se ha colocado el armado en el croquis de la trabe.

Como ya se vio en la revisión por cortante hay que proporcionar acero por estribos, donde su separación (S) se obtiene por medio de la expresión VI-15

$$\text{exp VI-15. } s = \frac{0.9 A_v f_s d}{V - V_c}$$

donde para estribos de $\frac{3}{8}$ "

$$s = \frac{0.9 \times 0.71 \times 2 \times 2,000 \times 55}{V - 5,000} = \frac{140,580}{V - 5,000}$$

En esta fórmula la única incógnita es (S), la (V) fuerza cortante se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes. La separación máxima a la que pueden colocarse los estribos también de acuerdo a VI-15

$$\frac{A_v f_s}{2.8 b} = \frac{s \times 0.71 \times 2,000}{2.8 \times 30} = 33.8 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm.}$$

En VI-3c se ha proporcionado el acero por estribos.

d) Diseño de Trabes principales de marcos

Las trabes de los marcos resisten esfuerzos estáticos y sísmicos. Por lo tanto es necesario hacer la superposición de los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante para los casos estático y sísmico, los que se encuentran dibujados en la fig VI-4a para la trabe del primer nivel del marco eje 3.

Utilizando de nuevo las constantes del concreto ya calculadas, se revisará la sección de concreto para las acciones mecánicas de los diagramas estáticos y de los diagramas superpuestos. Momento resistente de la sección rectangular -- de 40 x 90 cm.

$$\text{ESTÁTICO. exp. VI-8} \quad M_c = Kbd^2 = 17.4 \times 40 \times 85^2 = 5,029,600 \text{ Kgcm} = 50.3 \text{ T.m.}$$

$$\text{ESTÁTICO + SÍSMICO.} \quad M_{cs} = M_c \times 1.33 = 50.3 \times 1.33 = 66.9 \text{ T.m.}$$

De los diagramas de momentos flexionantes se puede observar que los momentos positivos para el caso estático y para el caso de la superposición pueden ser tomados por la sección, pero en ambos casos para los momentos negativos es necesi-

rio poner acero a compresión.

Cortante resistente de la sección de concreto:

$$\text{ESTÁTICO. exp. XI-14. } V_c = 0.2 \sqrt{225} \times 40 = 85 = 10.2 \text{ Ton.}$$

$$\text{ESTÁTICO + SÍSMICO. } V_{cs} = V_c \times 1.33 = 13,566 \text{ Kg} = 13.6 \text{ Ton.}$$

Como la trabe llevará estribos, la carga máxima que puede soportar es:

$$\text{ESTÁTICO. } V = 0.6 \sqrt{225} \times 40 \times 85 = 30.6 \text{ Ton.}$$

$$\text{ESTÁTICO + SÍSMICO. } V_s = V \times 1.33 = 30.6 \times 1.33 = 40.7 \text{ Ton.}$$

Del diagrama de fuerzas cortantes para ambos casos: estático y superposición, se ve que la sección puede resistir la cortante actuante.

A continuación se proporciona el acero de refuerzo en las zonas de tensión que produce el momento flexionante, utilizando las expresiones VI-9, 10, 11 y 12 para el caso estático y aplicando un incremento del 33% para el caso de la superposición estática más sísmica.

ACERO A TENSION.

$$\text{ESTÁTICO. exp. VI-9. } A_s = \frac{M}{f_{sjd}} = \frac{100,000 \text{ M}}{2,000 \times 0.868 \times 85} = 0.68 \text{ M}$$

$$\text{ESTÁTICO + SÍSMICO } A_{ss} = \frac{A_s}{1.33} = 0.51 \text{ M}$$

ACERO A COMPRESION.

$$\text{ESTÁTICO. exp. VII-10. } f_c^m = \frac{k_d - d'}{k_d} f_c = \frac{0.397 \times 85 - 5}{0.397 \times 85} \times 101.25 = 86.25 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{exp. VI-11. } f'_s = (2n-1)f'_c = (2 \times 13-1) 86.25 = 2155.25 \leq 1,600 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{exp. VI-12 } A'_s = \frac{M - M_c}{f'_s(d-d')^2} = \frac{(M - 50.3) 100,000}{1,600 (85-5)^2} = 0.78 (M - 50.3)$$

$$\text{ESTÁTICO + SÍSMICO. } A'_{s2} = \frac{0.78 (M - 66.9)}{1.33}; A'_{s3} = 0.59 (M - 66.9)$$

Utilizando estas fórmulas para cada uno de los dos casos, -- se obtienen las áreas de acero necesarias, las que se muestran en VI-4b. De donde se puede observar que prácticamente el diseño estático mas sísmico es el que rige el diseño de la sección.

Por lo que respecta a la cortante se van a proporcionar los estribos para los dos casos utilizando la expresión VI-15

$$\text{ESTÁTICO. exp. VI-15 } s = \frac{0.9 A_v f_{sv} l}{V - V_c}$$

DONDE PARA ESTRIBOS 3/8"

$$s = \frac{0.9 \times 2 \times 0.71 \times 2,000 \times 85}{V - 10,200} = \frac{217,260}{V - 10,200}$$

Para el caso de la superposición estático + sísmico

$$s = \frac{0.9 \times 2 \times 0.71 \times 2,000 \times 1.33 \times 85}{V - 13,566} = \frac{288,955.8}{V - 13,566}$$

Utilizando las dos expresiones se proporciona el armado mas desfavorable y en VI-4c se coloca el armado en el croquis - de la trabe.

Siendo la separación mínima de estribos

$$\text{exp VI-15. } \frac{A_y f_s}{2.8b} = \frac{P \times 0.71 \times 2000}{2.8 \times 40} = 25 \text{ cm.}$$

Con línea punteada sobre los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante se puede ver lo que cubren los armados por flexión y por estribos.

e) Diseño de columnas

En las columnas se tiene el efecto de carga axial y momento estático, además también se tiene efecto sísmico. Por lo tanto, se hace la superposición de las acciones mecánicas en la tabla siguiente:

Columna	entre piso	Carga estática	Carga sísmica	Carga est+sis	Momento estático	Momento sísmico	Momento est+sis
eje	piso	ton	ton	ton	t. m	t. m	t. m
A	PB-1°	146.44	19.40	165.84	27.25	24.60	51.85
C	PB-1°	146.44	19.40	165.84	27.34	38.51	65.85
A	1°-2°	116.85	10.46	127.31	37.22	17.37	54.59
C	1°-2°	116.85	10.46	127.31	37.21	17.37	54.59

Los diagramas de interacción deducidos de acuerdo a las fórmulas de la sección VI a), y que se muestran en la fig. VI-1, se pueden utilizar para los dos casos, porque los diagramas fueron calculados con el concreto a su máxima deformación y el acero en su límite de fluencia.

Por lo tanto, la sección de la columna será diseñada para -- las acciones mas desfavorables que son las de la superposición de efectos estáticos mas sísmicos. Para poder entrar -- a las gráficas se necesita definir

$$g_f = 70$$

$$g = \frac{70}{80} = 0.88 \approx 0.9$$

Para la columna del eje A entre planta baja y primer piso -- se tiene

$$\frac{P}{f'_c A_g} = \frac{165,840}{225 \times 40 \times 80} = 0.23$$

$$\frac{M}{f'_c t A_g} = \frac{5,185,000}{225 \times 80 \times 40 \times 80} = 0.09$$

Entrando a la gráfica de la fig VI-1 se encuentra el porcentaje de acero

$$P_g = 0.025$$

$$\text{como } P_g = \frac{A_{st}}{A_g}$$

$$A_{st} = 0.025 \times 40 \times 80 = 80 \text{ cm}^2 \quad 10 \text{ } \phi 10.$$

Para la columna eje C entre la planta baja y primer nivel

$$\frac{P}{f_c A_s} = \frac{165,840}{225 \times 40 \times 80} = 0.23$$

$$\frac{M}{f_c t A_s} = \frac{6585000}{225 \times 80 \times 40 \times 80} = 0.11$$

entrando a la gráfica de la fig. VI-1 se encuentra el porcentaje de acero

$$P_g = 0.033$$

$$\therefore A_{sT} = 0.033 \times 40 \times 80 = 105.6 \text{ cm}^2 \quad 10 \phi 12.$$

Para la columna eje A y C entre el primer y segundo nivel

$$\frac{P}{f_c A_s} = \frac{127310}{225 \times 40 \times 80} = 0.18$$

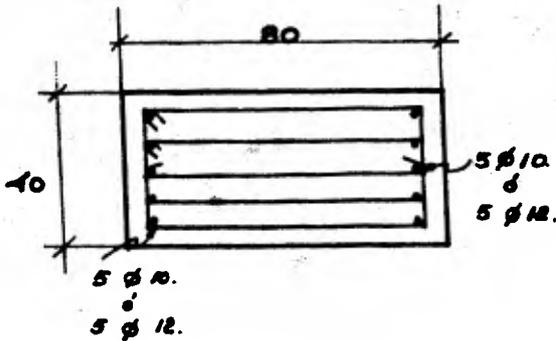
$$\frac{M}{f_c t A_s} = \frac{5459000}{225 \times 80 \times 40 \times 80} = 0.09$$

se obtiene de la grafica de la fig. VI-1

$$P_g = 0.023$$

$$\therefore A_{sT} = 0.023 \times 40 \times 80 = 73.6 \text{ cm}^2 \quad 10 \phi 10.$$

Como se puede observar de los resultados, se va a armar con 10 varillas ya sean del número 10 o 12 con el siguiente --- arreglo:



El refuerzo transversal de las columnas se proporciona por esfuerzo cortante siendo la columna del eje C entre primer y segundo piso la de mayor fuerza cortante, proporcionándole estribos se tiene:

Cortante Estático	12.11 Ton
Cortante Sísmico	<u>16.59 Ton</u>
Superposición	28.70 Ton

Cortante Resistente de la columna

$$\text{Estático exp (VI-14)} \quad V_c = \sqrt{c b d} = 0.2 \sqrt{225} \times 40 \times 80 = 9.6 \text{ Ton.}$$

$$\text{Estático + sísmico} \quad V_{cs} = 9.6 \times 1.33 = 12.77 \text{ Ton.}$$

Colocando estribos ϕ 4/8" de acuerdo a VI-15

$$\text{Estático exp VI-15} \quad s = \frac{0.9 \times 1.24 \times 2 \times 2000 \times 75}{12,110 - 9,600} = 133 \text{ cm.}$$

$$\text{Estático + sísmico} \quad s = \frac{0.9 \times 1.24 \times 2 \times 2000 \times 1.33 \times 75}{28,700 \times 12,770} = 28 \text{ cm.}$$

Por lo tanto rige la separación de estribos por los efectos estático mas sísmico.

f) Criterios de colocación del armado en los nudos.

Una vez que ya ha sido proporcionado el acero que debe absorber las tensiones que se producen en los elementos de concreto, es necesario especificar su localización, anclajes, dobleces, etc. para que el acero trabaje eficientemente.

Una de las juntas mas importantes es el nudo que se forma en la unión de las trabes con las columnas de los marcos, porque aquí será donde se generen los esfuerzos más grandes para las condiciones estáticas y aún mas para las condiciones estáticas mas sísmicas. También en este nudo es donde se debe generar la ductilidad de la estructura principalmente.

Para lograr que una junta entre la trabe y la columna que de bien armada se recomienda lo siguiente, ver fig. VI.5:

1.- Pasar el armado principal y los estribos de la columna-corridos a través de la junta. Se ha visto que si no se colocan estribos en la junta, la sección falla al doblarse -

las varillas principales de la columna botando los recubrimientos por tener éstas una longitud de pandeo grande.

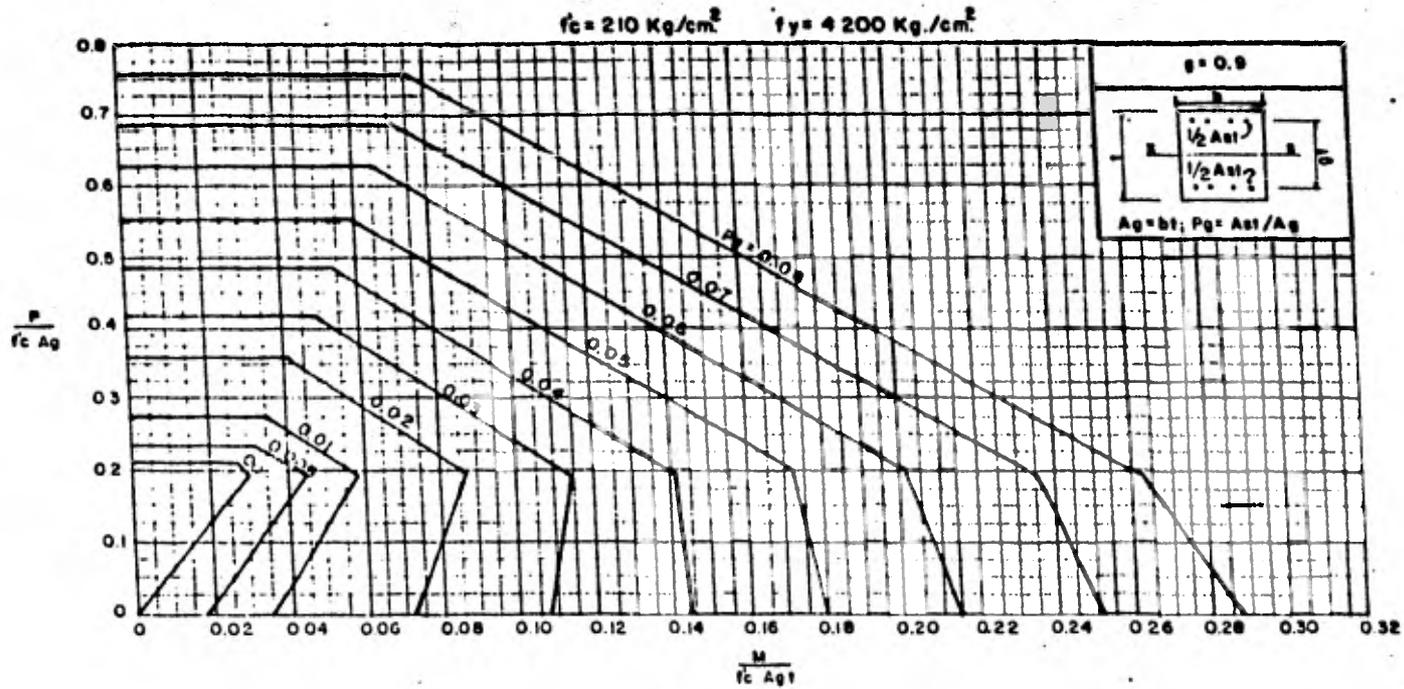
2.- Anclar las varillas de tensión de la trabe con un dobles dentro de la columna y lo mas pegado posible al armado del paño exterior de la columna. Al momento que se generen las tensiones en la trabe, principalmente durante los movimientos sísmicos es necesario que las tensiones se transmitan a la columna y esto solo se logra con un buen anclaje de las varillas de la trabe. Como los movimientos sísmicos ponen en tensión indistintamente el lecho superior e inferior del armado de la trabe es necesario que ambos lechos queden perfectamente anclados dentro de la columna.

En ocasiones es necesario continuar el armado de la trabe mas allá de la junta para lograr la continuidad en la transmisión de los esfuerzos.

3.- Poner los estribos de la trabe al paño de la columna. Las cortantes se generan fuera de la columna y es ahí donde tiene que estar armada la trabe para soportar las fuerzas cortantes que actúan sobre ella.

4.- Para lograr la ductilidad en las juntas de los marcos-

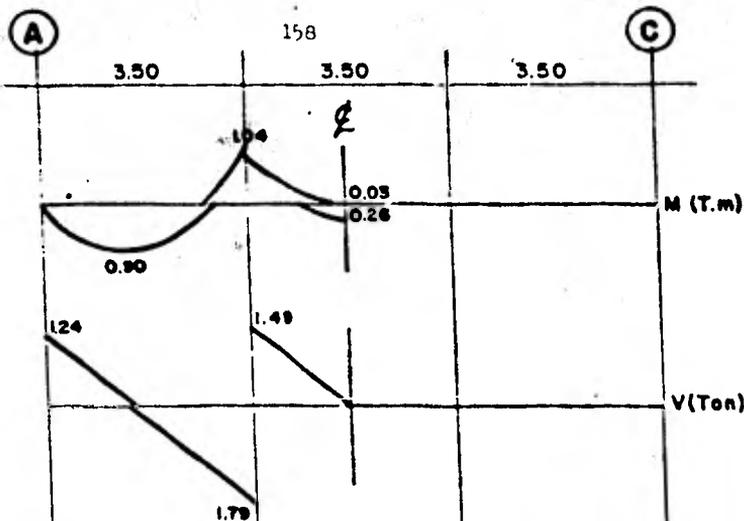
es necesario colocarle acero por ser este un material dúctil. En el reglamento se prevee que para dar ductilidad a las juntas deben colocarse los estribos de las columnas y las trabes a la mitad de la separación especificada por el proporcionamiento en una longitud tal que sea la mayor de las siguientes tres limitantes: no menor que la dimensión transversal máxima de la columna, un sexto de la altura libre, o 60 cm, arriba y abajo de cada unión de columna con trabes o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección.



P = Carga Axial.
M = Momento Flexionante.

GRAFICA DE INTERACCION DE CARGA AXIAL Y
MOMENTO FLEXIONANTE EN COLUMNAS

Fig- VI. I



d) ENVOLVENTES DE DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES

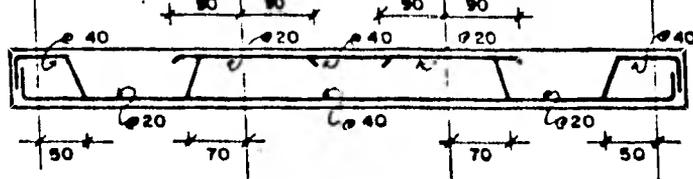
6.7 Ø 4Ø19	0.20 min Ø 3Ø40	6.7 Ø 4Ø19
6.0 Ø 4Ø22	1.7 min Ø 3Ø40	6.0 Ø 4Ø22
As (cm ²)		

b) AREA DE ACERO NECESARIA POR FLEXION

Ø 4Ø20	Ø 4Ø40	Ø 4Ø20
Ø 4Ø20	Ø 4Ø40	Ø 4Ø20
As		

c) AJUSTE DEL AREA NECESARIA

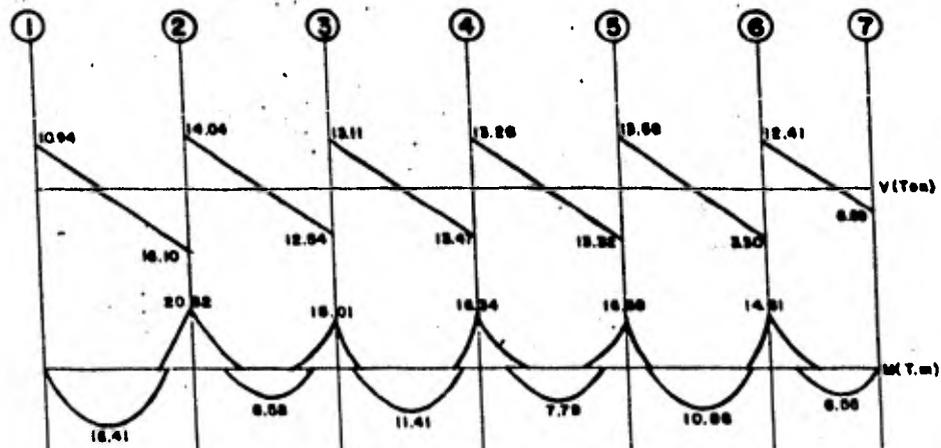
ARMADO
Ø 4



d) COLOCACION DEL ACERO

CRITERIO DE PROPORCIONAMIENTO DE UNA LOSA

FIG.-VI.2



a) ENVOLVENTES DE DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES

0.78	21.98	19.78	12.18	12.41	13.34	
2.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
17.23	0.00	0.00	11.58	0.18	0.00	11.48
0.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.00

A_c (cm²)

b) AREA DE ACERO NECESARIA POR FLEXION

SECCION
30 x 60

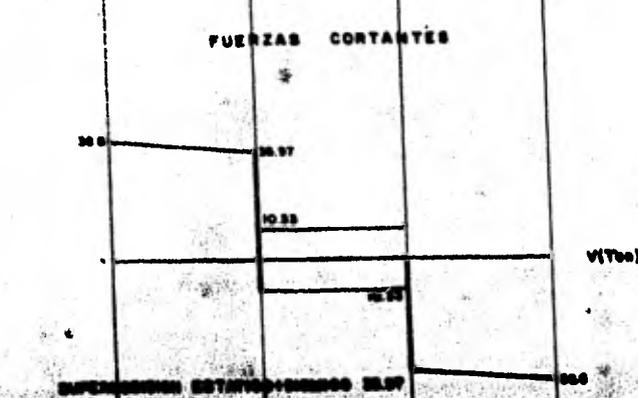
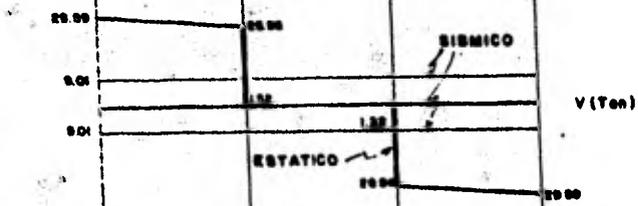
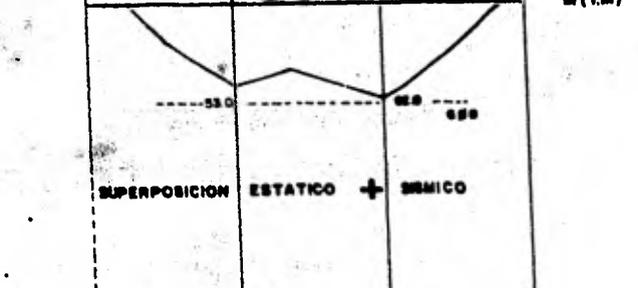
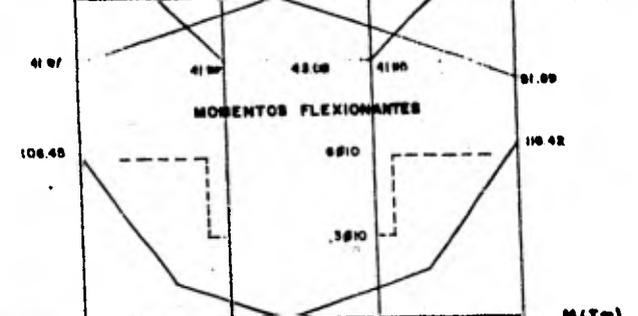
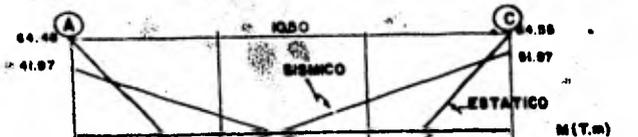
ESTRIBOS
3

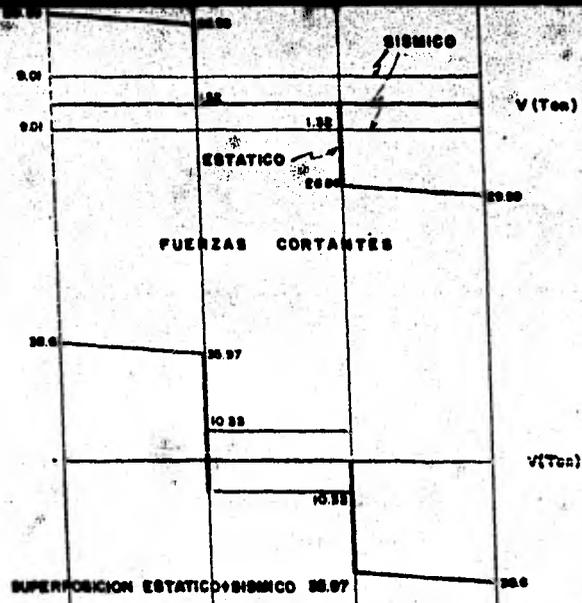


c) COLOCACION DEL ACERO

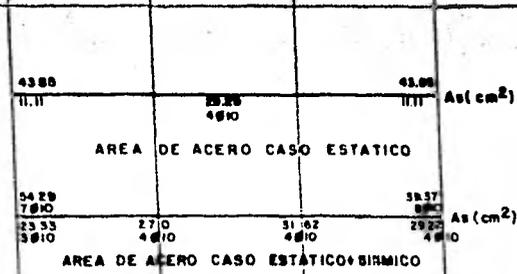
CRITERIO DE PROPORCIONAMIENTO DE UNA TRABE SECUNDARIA

FIG.-VI.3

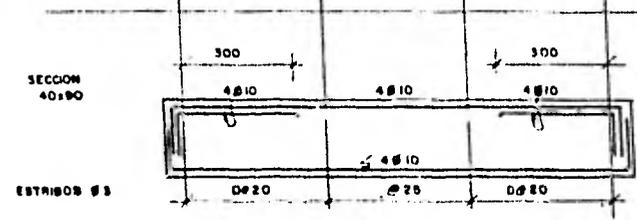




g) DIAGRAMAS DE FUERZAS CORTANTES Y MOMENTOS FLEXIONANTES



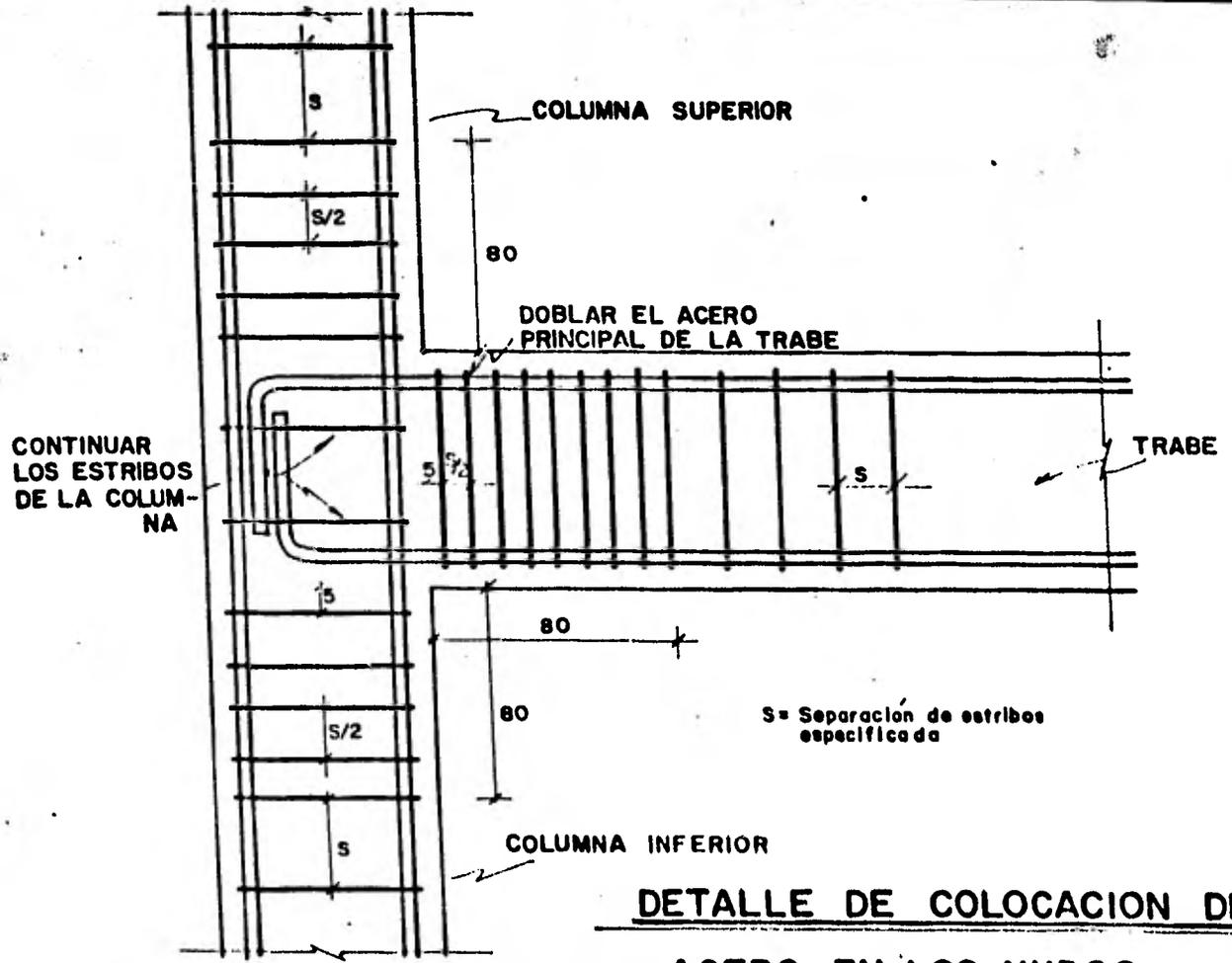
b) AREA DE ACERO NECESARIA POR FLEXION



c) COLOCACION DEL ACERO

**CRITERIO DE PROPORCIONAMIENTO DE
UNA TRABE DE MARCO**

FIG.-VI.4



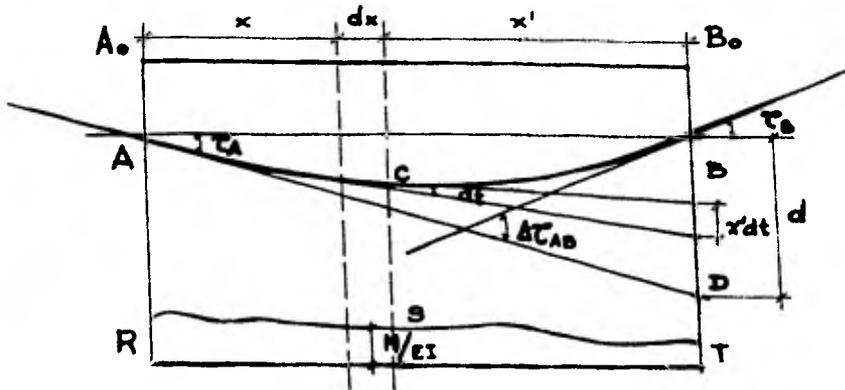
DETALLE DE COLOCACION DEL
ACERO EN LOS NUDOS

FIG.-VI.5

APENDICE A METODO DEL AREA DE MOMENTOS

Este es un método para encontrar pendientes y deformaciones de vigas. Se basa en la geometría de la curva elástica de la viga y en la relación entre el cambio de pendiente y el momento flexionante en cualquier punto de la curva elástica.

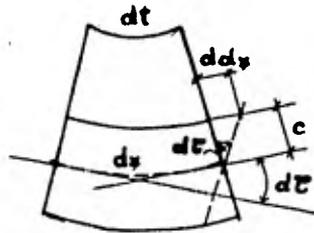
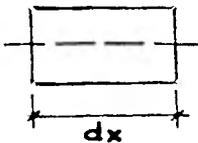
Considérese una porción ABC de la curva elástica de una viga que originalmente fué recta A_0B_0 sin estar cargada.



Dibújese las tangentes a la curva en los puntos A y B. La tangente de A interseca a la vertical que parte de B en D. El ángulo $\Delta\tau_{AB}$ es el cambio de pendientes entre las tangentes de A y B.

El dibujo está muy exagerado, pero realmente la inclinación de cualquier tangente a la curva elástica es muy pequeña y τ_A es aproximadamente igual a su seno y a su tangente; su coseno es aproximadamente igual a la unidad.

Ahora considérese un elemento diferencial con proyección horizontal dx y dibujense las tangentes en cada uno de sus extremos. El cambio de pendientes entre esas tangentes es dt



El esfuerzo generado por la deformación

pero

$$E = \frac{d\sigma}{d\epsilon} ; d\epsilon = \frac{d\sigma}{E}$$

por lo tanto

$$d\epsilon = \frac{fc}{E} dx$$

Como el dibujo es exagerado dt es muy pequeño enton --

ces

$$\begin{aligned} \text{Tan. } dt &= d\tau \\ d\tau &= \frac{\frac{fc}{E} dx}{c} \\ d\tau &= \frac{fc}{E} dx \end{aligned}$$

Por la fórmula de la Escudría

$$d\tau = \frac{Mc}{EIc} dx = \frac{M}{EI} dx$$

Entonces el cambio total de pendiente entre las tangentes - en A y B es la suma de todos los ángulos $d\tau$ para todos -- los elementos dx a lo largo de la curva ACB, o

$$\Delta\tau_{AB} = \int_A^B d\tau = \int_A^B \frac{M}{EI} dx \quad (A.1)$$

La curva de momentos RST para la porción AB esta en la fi - gura, esta ha sido dividida entre EI y la curva se llama -- M/EI.

La integral significa el área bajo la curva M/EI entre A y B, de donde se deduce el primer teorema del método.

TEOREMA 1.- La variación o incremento de la pendiente en - tre las tangentes trazadas a la elástica en dos puntos cua - lesquiera A y B es igual al producto de $1/EI$ por el área - del diagrama de momentos flectores entre estos dos puntos.

Por otro lado debido a que las distorsiones y pendientes - son muy pequeñas la distancia d será igual a la suma de -- las $x'dt$

$$d = \int_A^B x'dt = \int_A^B \frac{M}{EI} x'dx \quad (A.2)$$

Esta integral debe ser interpretada como el momento estático a partir del punto B del área bajo la curva M/EI entre los puntos A y B y de aquí se deduce el segundo teorema del método.

TEOREMA 2.- La desviación de un punto cualquiera B respecto de la tangente trazada a la elástica en otro punto cualquiera A, en dirección perpendicular a la inicial de la viga, es igual al producto de $1/EI$ por el momento respecto de B del área de la porción del diagrama de momento entre los puntos A y B.

APENDICE B METODO DE PENDIENTE-DEFORMACION (SLOPE-DEFLECTION)

Este fué un método presentado en 1915 por el Prof. G. A. Maney como un método general para el análisis de estructuras de nudos rígidos. Las ecuaciones fundamentales se derivan de los teoremas del Método del Área de Momentos. Estas ecuaciones -- consideran la deformación por la flexión y desprecian la deformación por cortante y fuerza axial.

La ecuación fundamental del método es una expresión para encontrar los momentos en los extremos de los elementos en términos de 4 cantidades: la rotación de la tangente a la curva elástica en cada extremo de la viga, la rotación de la cuerda que une los extremos de la curva elástica y las cargas externas aplicadas en el miembro.

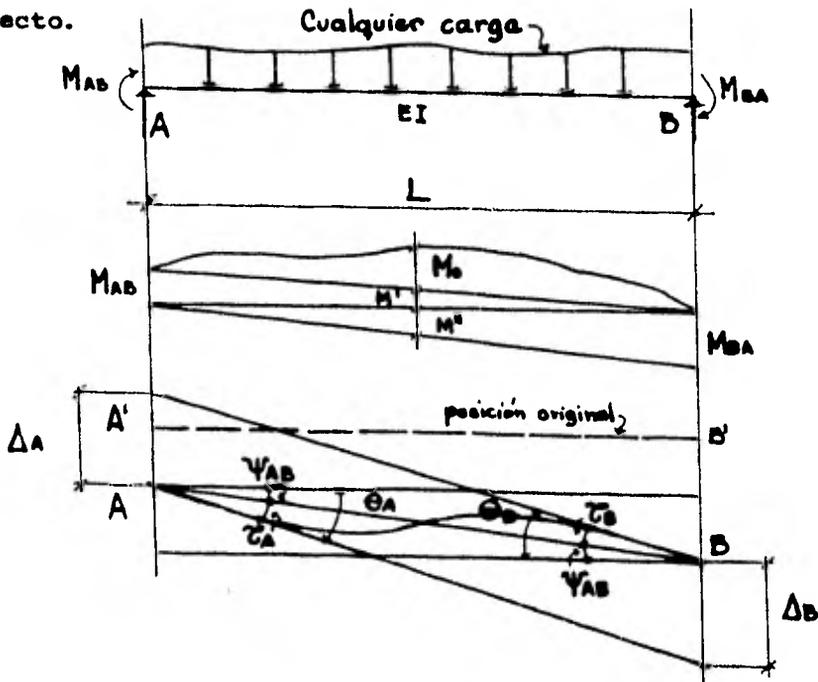
Para la deducción de la ecuación se usará la siguiente convención de signos:

- 1.- Los momentos que actúan en los extremos del miembro son positivos si actúan en dirección al giro de las manecillas -- del reloj.
- 2.- θ será la rotación de la tangente a la curva elástica en

los extremos de la viga referida a la posición original del miembro. El ángulo θ será positivo cuando la tangente haya girado en sentido de las manecillas del reloj con respecto a su posición original.

3.- ψ será la rotación de la cuerda que une los extremos de la curva elástica referida a la dirección original del miembro. El ángulo ψ será positivo cuando la cuerda haya girado en la dirección de las manecillas del reloj.

Usando la notación antes descrita, consideremos un miembro AB con EI constante en toda su longitud y que inicialmente es recto.



A B es la curva elástica de la viga y A' B' representan su posición original. Θ_A , Θ_B y Ψ_{AB} son positivos.

El diagrama de momentos flexionantes se puede considerar como la superposición de tres distintos efectos: la contribución de los dos momentos en los extremos actuando por separado, los que están dados por los diagramas triangulares M' y M'' , y la contribución de las cargas sobre la viga sin momentos en los extremos que esta dada por las ordenadas M_0 . El momento flexionante total en cada punto será la suma algebraica de M' , M'' y M_0 .

Si el diagrama de momentos se convierte a un diagrama de M/EI , entonces por el segundo teorema del área de momentos se puede encontrar Δ_A tomando momentos con respecto a A del diagrama de M/EI .

$$\Delta_A = -\frac{M_{AB}}{EI} \times \frac{1}{2} \times \frac{L}{6} + \frac{M_{BA}}{EI} \times \frac{1}{2} \times \frac{2L}{3} - \frac{(M_0)A}{EI}$$

$$\Delta_A = -\frac{L^2}{6EI} M_{AB} + \frac{L^2}{3EI} M_{BA} - \frac{(M_0)A}{EI} \quad (B.1)$$

de la misma forma para encontrar Δ_B se toman momentos con respecto a B del diagrama de M/EI y se tiene:

$$\Delta_B = \frac{L^2}{3EI} M_{AB} - \frac{L^2}{6EI} M_{BA} + \frac{(M_0)B}{EI} \quad (B.2)$$

En las ecuaciones B.1 y B.2 $(M_0)_A$ y $(M_0)_B$ son los momentos estáticos con respecto a A y B que produce el diagrama de $--M/EI$ como si fuera una viga simplemente apoyada.

Los ángulos han sido dibujados muy exagerados, pero realmente son muy pequeños y por lo tanto el ángulo, su seno y su tangente se pueden considerar iguales, y se puede concluir de la figura:

$$\frac{\Delta_A}{L} = \tau_B \cdot \theta_B - \psi_{AB} \quad (B.3)$$

$$\frac{\Delta_B}{L} = \tau_A \cdot \theta_A - \psi_{AB} \quad (B.4)$$

Resolviendo simultáneamente las expresiones B.1 y B.2 se encontrará el valor de M_{AB} y M_{BA}

Multiplicando B.1 por 2 y sumándola a B.2

$$2\Delta_A = -\frac{L^2}{3EI} M_{AB} + \frac{2L^2}{3EI} M_{BA} - \frac{2(M_0)_A}{EI}$$

$$2\Delta_A + \Delta_B = \frac{L^2}{2EI} M_{BA} + \frac{2(M_0)_A}{EI} + \frac{(M_0)_B}{EI}$$

Despejando M_{BA}

$$\frac{L^2}{2EI} M_{BA} = 2\Delta_A + \Delta_B + \frac{2(M_0)_A}{EI} - \frac{(M_0)_B}{EI}$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{L} \left(\frac{2\Delta_A}{L} + \frac{\Delta_B}{L} \right) + \frac{2EI}{L^2} \left(\frac{2(M_0)_A}{EI} - \frac{(M_0)_B}{EI} \right)$$

Arreglando términos y utilizando ecuaciones B.3 y B.4

$$M_{BA} = \frac{2EI}{L} (2\theta_B - 2\psi_{AB} + \theta_A - \psi_{AB}) + \frac{2}{L^2} [2(M_0)_A - (M_0)_B]$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{L} (2\theta_B + \theta_A - 3\psi_{AB}) + \frac{2}{L^2} [2(M_0)_A - (M_0)_B] \quad (B.5)$$

De la misma forma se obtiene el valor de M_{AB}

$$M_{AB} = \frac{2EI}{L} (2\theta_A + \theta_B - 3\psi_{AB}) + \frac{2}{L^2} [(M_0)_A - 2(M_0)_B] \quad (B.6)$$

Hasta ahora la condición de carga sobre la viga no ha sido definida y las ecuaciones B.5 y B.6 son válidas para cualquier condición de carga. El último término de las ecuaciones dentro de los paréntesis rectangulares es función del tipo de carga a que esté sujeta la viga y es importante -- visualizar su significado físico. Supongamos que θ_A , θ_B y ψ_{AB} son iguales a cero. Entonces el último término de las ecuaciones B.5 y B.6 serán los momentos en los extremos -- de la viga. Y que θ_A , θ_B y ψ_{AB} sean igual a cero significa que ambos extremos están empotrados porque impiden la rotación o traslación de los extremos de la viga y es lo que se llama momentos de empotramiento

$$ME_{AB} = \frac{2}{L^2} [(M_0)_A - 2(M_0)_B] \quad (B.7)$$

$$ME_{BA} = \frac{2}{L^2} [2(M_0)_A - (M_0)_B] \quad (B.8)$$

Sustituyendo B.7 y B.8 en B.5 y B.6

$$M_{AB} = \frac{2EI}{L} (2\theta_A + \theta_B - 3\psi_{AB}) + ME_{AB} \quad (B.9)$$

$$M_{BA} = \frac{2EI}{L} (2\theta_B + \theta_A - 3\psi_{AB}) + ME_{BA} \quad (B.10)$$

De la observación de estas ecuaciones se concluye que se puede obtener una ecuación general poniendo los subíndices N -- para el extremo cercano de la viga y F para el extremo lejano. Si además se utiliza el factor de rigidez

$$K_{NF} = \frac{INF}{LNF} \quad (B.11)$$

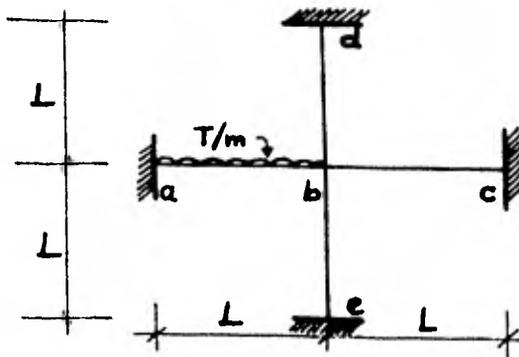
se obtiene la ecuación fundamental del método de Pendiente--Deformación

$$M_{NF} = 2EK_{NF} (2\theta_N + \theta_F - 3\psi_{NF}) + M_{ENF} \quad (B.12)$$

APENDICE C METODO DE DISTRIBUCION DE MOMENTOS (Cross)

Este método es también conocido como método de distribución de momentos y es usado para analizar estructuras de juntas-rígidas. El método consiste en una serie de ciclos, donde - cada uno converge en un resultado final exacto; el cálculo - terminará en la serie donde se tenga la precisión deseada - para el problema que se esté estudiando. El método ha sido - explicado en el Capítulo IV, c) y en este Apendice se da - una explicación teórica de los principios de este.

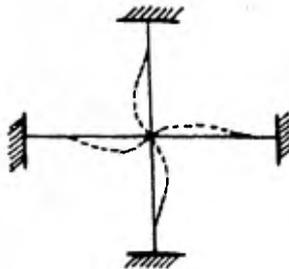
Consideremos la siguiente estructura:



Como los apoyos a, d, c y e son empotramientos no habrá -- giro en ninguno de ellos, sólomente el nudo b sufrirá un -- giro al aplicar la carga.

Supongamos a la estructura inicialmente sin carga y también con un empotramiento en b, ahora, si aplicamos la carga se generarán momentos de empotramiento en el miembro ab, los que pueden ser calculados por medio de las expresiones B.7 y B.8.

El momento de empotramiento ME_{ba} causa un giro contra las manecillas del reloj en la junta b si se libera el nudo del empotramiento que se le había supuesto. Cuando la junta tiene rotación, se generan momentos en toda la longitud de todos los miembros que llegan a ese nudo (momentos distribuidos). La junta girará hasta que se hayan generado los momentos suficientes en los miembros que llegan a b para equilibrar el ME_{ba} . Por supuesto, en los extremos de todos los miembros se habrán generado también ciertos momentos (momentos transmitidos). Cuando la junta b queda en equilibrio la estructura tomará su posición final deformada.



y los momentos finales en los extremos de los miembros serán igual a la suma algebraica de los momentos de empotramiento y los momentos causados por la rotación de la junta b. La descripción hecha es esencialmente el método de distribución de momentos; ahora se van a deducir dos conceptos importantes básicos del método: momento transmitido y rigidez de la viga:

1.- Momento transmitido: considerese cualquier miembro, donde el extremo b haya rotado Θ_b por la acción del momento M_{bm}



Nótese que a la junta b se le permitió girar, pero la junta m permanece empotrada, por lo tanto $\Theta_m = 0$. Como la cuerda que une ambos extremos de la viga no ha girado tampoco $\psi_{bm} = 0$, por lo tanto utilizando la ecuación B.12 del método de pendiente-deformación.

$$M_{bm} = 2EK_{bm} (2\Theta_b) - 4EK_{bm} \Theta_b \quad (a)$$

y

$$M_{mb} = 2EK_{bm} (\Theta_b) - 2EK_{bm} \Theta_b \quad (b)$$

despejando θ_b de las dos ecuaciones e igualándolos

$$\text{de (a)} \\ \theta_b = \frac{M_{bm}}{4EK_{bm}}$$

$$\text{de (b)} \\ \theta_b = \frac{M_{mb}}{2EK_{bm}}$$

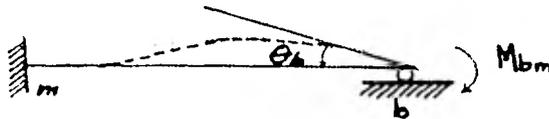
$$\frac{M_{bm}}{4EK_{bm}} = \frac{M_{mb}}{2EK_{bm}}$$

$$M_{mb} = \frac{1}{2} M_{bm} \quad (c-1)$$

lo que significa que el momento transmitido (M_{mb}) es --
igual a la mitad de su correspondiente momento distribuido--
(M_{bm}), y tiene el mismo signo. $1/2$ es lo que se llama --
el factor de transporte.

2.- Rigidez de la viga: es el momento por unidad de giro.

a) Rigidez para una viga empotrada: supóngase que tenemos--
de nuevo el miembro mb



Al aplicar el momento M_{bm} en el extremo articulado se --
produce un giro θ_b permaneciendo el extremo m empotrado. --
De la ecuación B.12 se tiene el valor del momento.

$$M_{bm} = 4EK_{bm} \theta_b$$

donde el momento por unidad de giro es

$$\frac{M_{bm}}{\theta_b} = 4EK_{bm}$$

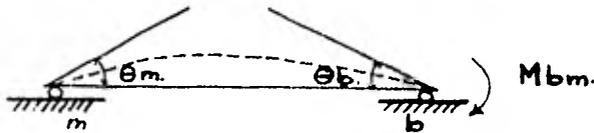
Utilizando (B.11)

$$\frac{M_{bm}}{\theta_b} = \frac{4EI_{bm}}{L_{bm}}$$

Haciendo $\theta_b = 1$ radián se obtiene el valor de la rigidez -- angular para una viga con empotramiento

$$K = \frac{4EI_{bm}}{L_{bm}} \quad (c - 2)$$

b) Rigidez para una viga apoyada: supongamos ahora que tenemos la viga mb con dos articulaciones



A la hora de aplicar el momento M_{bm} se produce en el extremo b un giro θ_b , pero al mismo tiempo se ha producido un -- giro θ_m en el otro extremo. Para encontrar el valor del momento M_{bm} se utiliza la ecuación B.12

$$M_{bm} = 2EK_{mb} (2\theta_b + \theta_m) \quad (a)$$

$$M_{mb} = 2EK_{mb} (2\theta_m + \theta_b) \quad (b)$$

Por ser m articulación M_{mb} es igual a cero

$$0 = 4EK_{mb} \theta_m + 2EK_{mb} \theta_b$$

$$4EK_{mb} \theta_m = -2EK_{mb} \theta_b$$

$$\theta_m = -\frac{1}{2} \theta_b \quad (c)$$

sustituyendo c en a

$$M_{bm} = 2E K_{mb} \left(2\theta_b - \frac{1}{2} \theta_b \right)$$

$$M_{bm} = 3E K_{mb} \theta_b$$

El momento por unidad de giro será

$$\frac{M_{bm}}{\theta_b} = 3E \frac{I_{mb}}{L_{mb}}$$

Haciendo $\theta_b = 1$ radián se obtiene el valor de la rigidez angular para una viga con articulación.

$$K = 3E \frac{I_{mb}}{L_{mb}} \quad (C-3)$$

Utilizando los conceptos aquí enunciados se desarrolló el método de Cross, el cual se describe paso a paso en el --
Cap. IV, c)

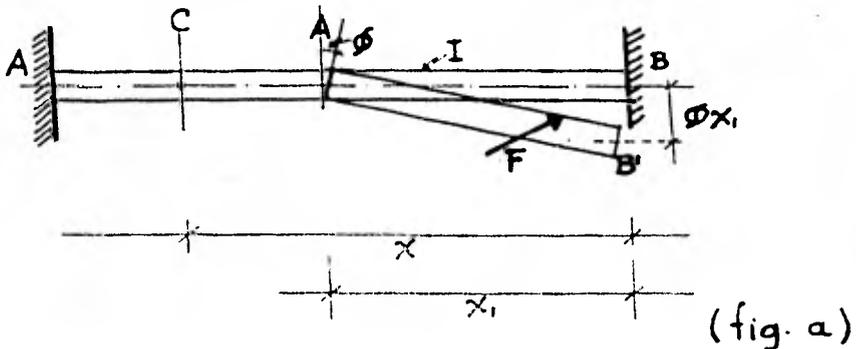
APENDICE D ANALOGIA DE LA COLUMNA

La analogía de la columna fue deducida y dada a conocer por Hardy Cross,

La analogía de la columna es una identidad matemática entre los momentos producidos por la continuidad de una viga y los esfuerzos producidos en una columna corta por una carga -- aplicada excéntricamente.

Esta analogía se utiliza comunmente para determinar momentos flexionantes en vigas. En esta tesis se usará también-- para obtener la rigidez y factor de transporte de vigas tomando en cuenta el efecto de junta.

Para deducir la analogía tomemos la siguiente viga:



En la sección A se hace un corte y los dos tramos se hacen girar un pequeño ángulo ϕ . Si el extremo B se dejara libre, este se movería a B' y entonces se ocasionará:

una rotación = ϕ

un desplazamiento vertical = $\phi \chi_1$

Si en B, la viga no esta libre de moverse, se generará una fuerza F que restrinja el giro y entonces se producirán momentos flexionantes a lo largo de la viga.

La posición y magnitud de la fuerza F debe ser tal que produzca desplazamientos en B iguales y opuestos a los producidos por ϕ .

Ahora, hagamos que el momento en C producido por F sea m_i

Este producirá una rotación en una pequeña sección de viga en C igual a $m_i \frac{ds}{EI}$

y este momento también producirá en B

$$\text{una rotación} = m_i \frac{ds}{EI}$$

$$\text{un desplazamiento vertical} = m_i \frac{ds}{EI} \chi$$

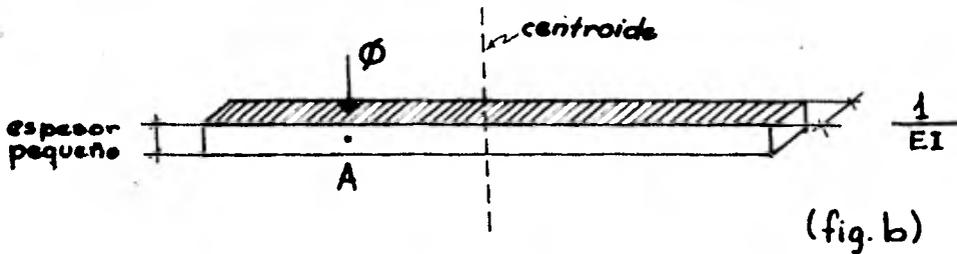
Si B permaneciera fijo

$$\int m_i \frac{ds}{EI} = - \phi$$

$$\int m_i \frac{ds}{EI} \chi = - \phi \chi_1$$

El valor de m_i depende directamente de χ , por que m_i es igual a F por el brazo de palanca.

Por otro lado, considérese un pequeño tramo de columna, -- el cual tiene la misma forma que la viga de la fig. a, con un espesor pequeño y un ancho igual a $1/EI$. Además tiene una carga con valor de ϕ en A.



Los esfuerzos en la base de este bloque estan dados por la fórmula general de la flexión para una sección simétrica.

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_x}{I_x} x$$

donde:

- P es la carga en la sección
- M_x es el momento de la carga con respecto al centroide
- I_x es el momento de inercia centroidal
- A es el área de la sección
- x es la coordenada de cualquier punto de la sección

Esta fórmula general de la flexión consiste de dos partes:

$f = \frac{P}{A}$ expresión que sirve para encontrar esfuerzos en una sección cargada en su centroide; y la expresión de la flexión en las vigas $f = \frac{M}{I} c$

Estas dos expresiones son derivadas de los siguientes conceptos:

- 1.- f se supone que es una función lineal de x
- 2.- $\int f dA = -P$ ($\sum V = 0$)
- 3.- $\int f dAx = -M_x$ ($\sum M_v = 0$)

Si nosotros tomamos en este caso m_i en vez de f , podemos establecer lo siguiente:

- 1.- m_i es una función lineal de x
- 2.- $\int m_i \frac{ds}{EI} = -\Phi$
- 3.- $\int m_i \frac{ds}{EI} x = -\Phi x,$

Estas son las expresiones que gobiernan m_i en la viga, -- Se puede observar que las expresiones para f en la columna y m_i en la viga son las mismas.

Entonces, se pueden encontrar los momentos de empotramiento de una viga (momentos indeterminados designados como m_i) a partir de los esfuerzos que se producen en una columna --

corta, con carga ϕ , que tiene las mismas dimensiones de la viga, excepto que su ancho es igual a $1/EI$. E e I son propiedades de la viga.

La columna de la fig b, que tiene cualquier espesor, el ancho de $1/EI$ de la viga y la misma longitud que esta, se llama columna análoga de esa viga.

Las rotaciones ϕ , pueden ser debidas a muchas causas. Algunas veces son rotaciones que pueden ser medidas, algunas otras son rotaciones imaginarias, como por ejemplo cuando se desea encontrar la rigidez y factor de transporte de una viga, pero en la mayoría de los casos son debidas a las cargas de la estructura.

Si las rotaciones ϕ son debidas a cargas en la estructura - estas valen

$$\phi = m_s \frac{d_s}{EI}$$

donde m_s es el momento en cualquier sección producido por las cargas que actuan en la estructura cuando esta estaticamente determinada.

Pero como se puede observar, la columna análoga se puede -- cargar con m_s en lugar que con ϕ . Entonces, para encon-

trar los momentos indeterminados debido a las cargas, se di
buja cualquier curva conveniente de momentos en la viga de-
bido a esas cargas, considérense entonces estos momentos --
como presiones en la columna análoga y encuéntrense los es-
fuerzos en esta. El momento total en cualquier punto es la-
diferencia entre los momentos estáticamente determinados --
 M_s . y los momentos indeterminados M_i .

REFERENCIAS

- 1.- Zeevaert, L. FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS, second Edition, Van Nostrand Reinhold Company, New York. 1973.
- 2.- Zeevaert, L. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACION, Primera Edición, Editorial Limusa, S.A. México, D.F. 1980.
- 3.- Cross, H. and Morgan, N. CONTINUOUS FRAMES OF REINFORCED CONCRETE, Chapman & Hall, Limited, London. 1947 . Cap. 3
- 4.- Wilbur, J. and Norris, Ch. ELEMENTARY STRUCTURAL ANALYSIS. McGraw-Hill Book Company, Inc, New York. 1948. Cap 14.
- 5.- Castillo, H. ESTABILIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES. Facultad de Ingeniería, UNAM, 1957.
- 6.- Peabody, D. THE DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES. John Wiley & Sons, Inc, New York. 1960 Cap. 1, 2 y 5.
- 7.- Singer, F. RESISTENCIA DE MATERIALES. Harper & Row Publishers Inc. México. 1971.
- 8.- Folleto para efectuar el análisis y diseño de acuerdo con el Reglamento de las Construcciones en el Distrito Federal, según la revisión propuesta en 1961. Primer Simposio Panamericano de Estructuras, Zacatenco, D.F. 1961.
- 9.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, -- 1977.
- 10.- Manual de Diseño por Sismo según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Julio 1977. UNAM.
- 11.- Esteva, L. DUCTILIDAD Y COMPORTAMIENTO SISMICO. Revista de Ingeniería Sísmica, Núm. 18. Mayo-Agosto 1977.
- 12.- Lopez, G. Tesis Profesional, Diseño de una cimentación -- compensada para un edificio de 9 pisos localizado en la zona de alta compresibilidad de la ciudad de México. 1977 UNAM.

13.- Ramirez, E. Tesis Profesional. Efectos de junta en la rigidez de entrepiso de marcos. 1968. UNAM.

LISTA DE FIGURAS

- II.1 PLANTA SOTANO
 II.2 PLANTA BAJA
 II.3 PLANTA TIPO
 II.4 PLANTA AZOTEA
 II.5 CORTE TRANSVERSAL
 II.6 FACHADA SUR
 II.7 POZO DE MUESTREO
 II.8 PROPIEDADES INDICE DE LOS MATERIALES PROBADOS A LA COMPRESION SIMPLE
 II.9 DESCRIPCION DE MUESTRAS UTILIZADAS EN PRUEBAS - DEL PENDULO DE TORSION
 II.10 MODULO DINAMICO DE RIGIDEZ
- III.1 ESTRUCTURAMIENTO DE PISO TIPO
 III.2 CORTE ESTRUCTURAL MARCO 3
 III.3 CORTE MARCO LONGITUDINAL
- IV.1 TABLA DE ESPECIFICACIONES DE CARGA
 IV.2 ESQUEMA TIPO DE BAJADA DE CARGAS
 IV.3 PLANO DE CARGAS A NIVEL DE PLANTA BAJA
 IV.4 ANALISIS FRANJA UNITARIA DE LOSA CARGA VIVA EN TODOS LOS CIAROS
 IV.5 ANALISIS FRANJA UNITARIA DE LOSA CARGA VIVA ALTERNADA Y DIAGRAMAS ENVOLVENTES
 IV.6 ANALISIS TRABE SECUNDARIA CON CARGA VIVA EN TODOS LOS CIAROS
 IV.7 ANALISIS TRABES SECUNDARIAS CON CARGA VIVA ALTERNADA Y DIAGRAMAS ENVOLVENTES
 IV.8 CORTE ESTRUCTURAL MARCO 3
 IV.9 IDEALIZACION MARCO ESTATICO EJE 3
 IV.10 RIGIDECES Y FACTORES DE TRANSPORTE DE TRABES Y COLUMNAS TOMANDO EN CUENTA EL EFECTO DE JUNTA
 IV.11 DIAGRAMA FUERZAS CORTANTES ESTATICAS
 IV.12 DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES ESTATICOS
 IV.13 DIAGRAMA FUERZAS AXIALES EN LAS COLUMNAS
- V.1 CALCULO DE LOS MODULOS DE RIGIDEZ AL CORTANTE EN CADA ESTRATO
 V.2 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION EN FUNCION DE LA VELOCIDAD DE LA ONDA DE CORTANTE
 V.3 CALCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL, DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA MASA DEL SUELO

- V.4 CALCULO DE PARAMETROS DE DEFORMACION DE LOS ESTRATOS
- V.5 MATRIZ DE INFLUENCIAS PARA CARGA UNITARIA EN LA PRIMERA FRANJA DE LA CIMENTACION
- V.6 OBTENCION DEL VECTOR DE DEFORMACIONES UNITARIAS
- V.7 FORMACION DE LA ECUACION MATRICIAL DE HUNDIMIENTOS Y SOLUCION DE LA ECUACION
- V.8 IDEALIZACION DEL MARCO EJE 3 PARA ANALISIS SISMICO
- V.9 CALCULO DE LA RIGIDEZ A CORTANTE DE ENTREPISO
- V.10 PRIMER MODO DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA POR METODO DE HOLZER
- V.11 ESPECTRO DE DISEÑO PARA ZONA III DE ACUERDO AL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
- V.12 ESPECTRO DE RESPUESTA NORMALIZADO
- V.13 CALCULO DE COEFICIENTES C Y G DEL METODO DEL FACTOR
- V.14 MARCO CON FUERZAS HORIZONTALES Y MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOS ELEMENTOS
- V.15 DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES SISMICAS
- V.16 DIAGRAMA MOMENTOS FLEXIONANTES SISMICOS
- V.17 DIAGRAMA FUERZAS AXIALES EN LAS COLUMNAS
- VI.1 GRAFICA DE INTERACCION DE CARGA AXIAL Y MOMENTO FLEXIONANTE EN COLUMNAS
- VI.2 CRITERIO DE PROPORCIONAMIENTO DE LA LOSA
- VI.3 CRITERIO DE PROPORCIONAMIENTO DE UNA TRABE SECUNDARIA
- VI.4 CRITERIO DE PROPORCIONAMIENTO DE UNA TRABE DE MARCO
- VI.5 DETALLE DE COLOCACION DEL ACERO EN LOS NUDOS