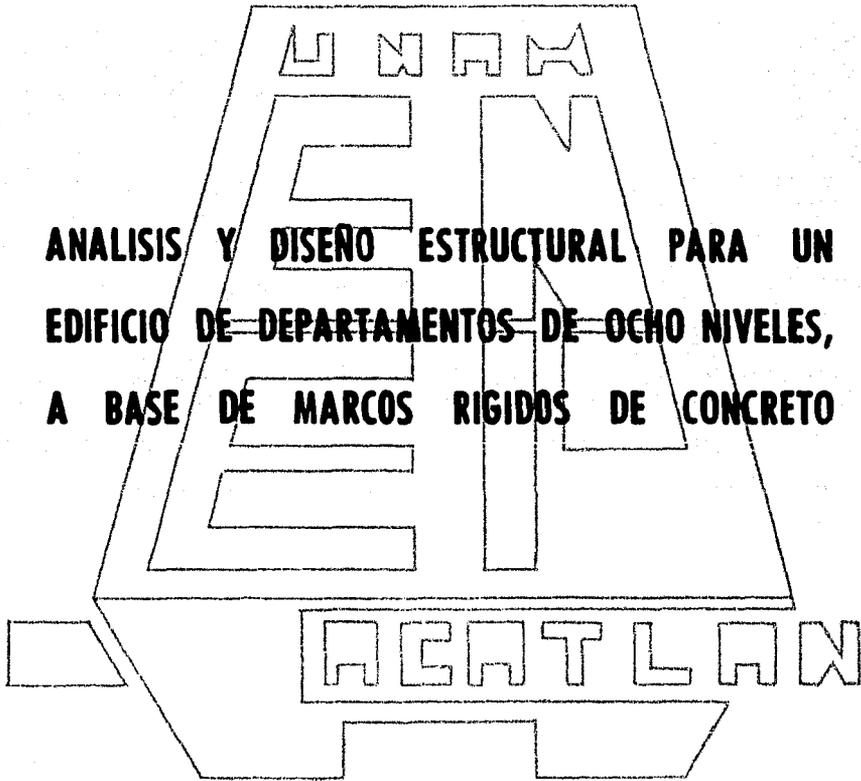


5) *Lijento*



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
ACATLAN



ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA UN EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS DE OCHO NIVELES, A BASE DE MARCOS RIGIDOS DE CONCRETO

TESIS PROFESIONAL

Que para Obtener el Título de
INGENIERO CIVIL

Presentan:

JUAN JIMENEZ MATA
JOSE LUIS GONZALEZ ALAMILLA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

- 1 .- DESCRIPCION
 - 1.1.- Del edificio.
 - 1.2.- De la estructura.

- 2 .- ESTRUCTURACION
 - 2.1.- Criterios de dimensionamiento preliminar.
 - 2.2.- Planta estructural.
 - 2.3.- Flujo de cargas.

- 3 .- ESPECIFICACIONES DE CARGA
 - 3.1.- Cargas verticales.
 - 3.2.- Cargas horizontales.

- 4 .- RIGIDECES
 - 4.1.- De marcos.
 - 4.2.- De entrepiso.
 - 4.3.- Centro de rigideces.

- 5 .- ANALISIS POR CARGA VERTICAL
 - 5.1.- Vigas.
 - 5.2.- Marcos.
 - 5.3.- Bajada de cargas a cimentación.
 - 5.4.- Centro de cargas.

- 6 .- ANALISIS POR CARGAS HORIZONTALES
 - 6.1.- Especificaciones de Reglamento del Departamento de Construcciones del Distrito Federal.

- 6.2.- Cortante sísmico estático por nivel.
- 6.3.- Cortante sísmico dinámico por nivel.
- 6.4.- Cortante sísmico de diseño por nivel.
- 6.5.- Cortante sísmico de diseño por marco.
- 6.6.- Análisis de marcos.

7 .- ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO

- 7.1.- Bajo condición estática de cargas.
- 7.2.- Bajo condición dinámica de cargas.
- 7.3.- Bajo combinación estática y dinámica de cargas.

8 .- DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- 8.1.- Losas.
- 8.2.- Vigas y trabes.
- 8.3.- Columnas.

9 .- CIMENTACION

- 9.1.- Cimentaciones más comunes.
- 9.2.- Selección del tipo de cimentación.
- 9.3.- Análisis por carga vertical.
- 9.4.- Análisis por carga horizontal.
- 9.5.- Elementos mecánicos para diseño:
 - Bajo condición estática de carga.
 - Bajo condición dinámica de carga.
 - Bajo combinación estática y dinámica de cargas.
- 9.6.- Diseño de elementos estructurales.

I N T R O D U C C I O N

Son varios y de cierta complicación los problemas que presenta el análisis y diseño de una estructura. Es pues el objeto del presente trabajo, estudiar el comportamiento de las estructuras de concreto reforzado, sujetas a diversas acciones o solicitaciones, que debe servir de base para establecer su buen funcionamiento.

Un Estudio de este tipo no consiste solamente en la determinación de los esfuerzos producidos por las diferentes cargas en los elementos estructurales, sino que debe tenerse en cuenta la correcta distribución de éstos, con objeto de obtener la mejor y más económica de las soluciones que definan su buen funcionamiento, teniendo en cuenta la calidad del material que se use, así como la mano de obra que se emplee en la erección de la estructura.

La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de tal manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio, además de mantener el costo dentro de la economía, así como cuidar la estética de la misma .

Una vez planteado el problema, en el cual se han supuesto ciertas solicitaciones bien fundamentadas y un dimensionamiento muy aproximado, es en esta fase cuando la intuición y experiencia del Ingeniero juegan un papel muy importante cuya labor no está enfocada únicamente a tomar en cuenta factores que se encuentran dentro de la física y de las matemáticas, sino que debe aprovechar al máximo la información y métodos científicos disponibles.

La fase última del diseño es comunicar los resultados a las personas que van a ejecutar la obra, mediante planos, especificaciones y notas. Esta información debe ser lo más clara y explícita posible.

C A P I T U L O 1

D E S C R I P C I O N

1.1.- DESCRIPCION DEL EDIFICIO

Antes de iniciar este Trabajo, se estima conveniente describir la geometría del edificio destinado para departamentos, en la forma siguiente: La estructura se localiza sobre un terreno cuya superficie es de 483.75 m² de forma rectangular, consta de ocho niveles y se localizan en ella tres grandes claros que servirán para dar luz natural a cada uno de los departamentos.

Las dimensiones en planta de la estructura y basadas en el proyecto arquitectónico son las siguientes:

Ancho = 14.90 m

Largo = 32.17 m

La altura total es de 20.80 m., con entrepisos de 2.60 m. de altura, más 2.40 m.; de los cuartos de servicio, alojados en la azotea.

La planta baja está destinada para estacionamiento de automóviles y en los niveles superiores, plantas tipo con tres departamentos cada una, la azotea, como se dijo anteriormente, será destinada para los servicios del edificio.

1.2.- DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

El análisis y diseño de la estructura parte y se basa en el proyecto arquitectónico buscando la máxima economía posible, para esto se aplican las recomendaciones necesarias del Reglamento de las

Construcciones del Departamento para el Distrito Federal, del Manual de Diseño de Obras Civiles de la C.F.E. y de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal.

La estructura es a base de marcos rígidos formados por columnas y trabes. Se analizan y diseñan dos tipos de losas: del nivel N+1 al nivel N+5 las losas son nervuradas; del nivel N+6 al nivel N+8 las losas son macizas. Esta combinación se hace con el fin de mostrar los métodos que se aplican para el análisis y diseño de estos tipos de losas.

La estructura consta de cinco marcos longitudinales numerados del 1 al 5 y de nueve marcos transversales nombrados de la A a la I.

C A P I T U L O 2

E S T R U C T U R A C I O N

2.1.- CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR.

2.1.1.- DIMENSIONAMIENTO DE LOSAS. Para encontrar el espesor de losa maciza requerido y en base al reglamento (A.C.I. 318-63, art.-2002), se considera el tablero más crítico que se encuentra localizado entre los ejes G-H y 1-2, por lo tanto:

$$\text{Area} : 4.35 \times 3.95 = 17.18 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{\text{Perímetro}}{180}$$

por lo tanto:
$$h = \frac{2 (435) + 2 (395)}{180} = 9.22 = 10 \text{ cm.}$$

es decir que en los niveles N+6, N+7 y N+8 así como los cuartos de servicio, tienen losas macizas con espesores totales de 10 cm.

Para el dimensionamiento de la losa reticular se supone un peralte total de 25 cm., la cual incluye una capa de compresión de 5 cm., para rigidizar las nervaduras. El ancho de los nervios varía pero el menor no sobrepasa el límite de 10 cm., según lo especifica el reglamento (A.C.I 318-63 , art.-2001 Inciso a).

Este tipo de losas se utiliza actualmente para varios propósitos fundamentales a saber: Salvar grandes claros con un espesor uniforme en toda su área: facilitar la instalación de ductos en su interior siempre y cuando éstas cumplan con los requisitos establecidos en el Artículo 703 del Reglamento (A.C.I. 318-63), de tal manera que no disminuya la resistencia de la estructura; impedir la vibración y la propagación del ruido que se produce de un nivel a otro, etc.

Se apoya directamente sobre columna sin necesidad de trabes de carga, por lo cual resulta una estructura funcional. Puede estar formada por elementos prefabricados (Blocks de cemento-arena), con nervaduras de concreto reforzado colocadas de tal manera que formen retículas con los blocks; o bien puede suceder el caso de que el --block sea reemplazado por el uso de casetones de plástico, de vitre cimbra o bien de poliestireno, de tal manera que resulta una losa a ligerada al máximo.

Las ventajas que presenta este sistema son:

- a).- Los esfuerzos de flexión y cortante son tales, que repartidos entre el número total de nervios proporcional a su sección, resultan bajos.
- b).- Para el caso de fuerzas horizontales, producidas por viento o sismo, se presentan grandes esfuerzos en la unión de columna a entrepiso, que pueden ser contrarrestados por la resistencia del material proporcionada -- por la subpresión del capitel.
- c).- El entrepiso, es capaz de resistir fuertes concentraciones de carga en cualquier punto del tablero, ya que los esfuerzos son transmitidos a nervaduras vecinas en ambas direcciones.
- d).- Este sistema ofrece una rápida erección de la estructura, que repercute en el costo de la obra, debido en -- primer lugar a la cimbra plana que puede hacerse rápida y fácilmente, el volumen del colado es más reducido y se ahorra tiempo en la habilitación y colocación del acero de refuerzo.

2.1.2.-DIMENSIONAMIENTO DE TRABES. Para el dimensionamiento de las trabes en las que se apoyan las losas macizas se considera - la Tabla 1 (Manual de diseño de obras civiles de la C.F.E., Tabla R. 5.1) que se muestra a continuación:

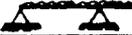
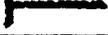
USOS DE LA VIGA		PERALTES MINIMOS SIN COMPROBAR	ADMISIBLES COMPROBAR	EN VIGAS DE DEFLEXIONES	CONCRETO REFORZADO
SOPORTA MUROS DIVISORIOS & ESTA LIGADA A ELLOS					
EN TECHOS		L/12	L/16	L/19	L/5
EN PISOS		L/10	L/13	L/15	L/4

TABLA No. 1

Para nuestro caso (en el tablero crítico):

$$\frac{L}{10} = \frac{435}{10} = 43.5 = 45$$

$$\frac{L}{13} = \frac{395}{13} = 30.38 = 30$$

$$\frac{L}{15} = \frac{435}{15} = 29 = 30$$

Se puede notar que en la planta estructural únicamente se encuentra una trabe con dos apoyos libres (eje 3 entre G y H), en este tramo la sección será de 45 cm. de peralte y en todos los demás de 35 cm, debido a que las condiciones de apoyo son más favorables y no sobrepasan el límite propuesto de 35 cm.

$$h = 35 \text{ cm}; \text{ pero } b = \frac{h}{2} = 17.5 = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la sección propuesta será de 35 x 20 cm.

Los muros divisorios son de relleno en todos los niveles, -- por lo que la rigidez de los mismos no es tomada en cuenta al hacer el análisis sísmico.

2.1.3.- DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS. En el dimensionamiento de las columnas vamos a considerar la más crítica en forma y carga, con respecto a las demás; en base a esto se aplica la siguiente fórmula:

$$P = 0.85 (0.25 f_c' A_g + f_s A_s)$$

donde:

P = Peso del área tributaria.

f_c' = Resistencia del concreto.

A_g = Área total de la sección.

f_s = Esfuerzo del acero.

A_s = Área del acero longitudinal = 1 %

Si se utiliza un concreto con $f_c' = 200 \text{ Kg/cm}^2$ y acero con $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$, entonces aplicando la fórmula, se tiene:

$$A_g = 0.02353 P - 0.42$$

Con la cual se encuentra una sección diferente para cada nivel.

Tomando en cuenta que el realizar esto, repercute, tanto en la ejecución como en la economía de la obra, se opta por considerar únicamente dos tipos de sección a todo lo alto de la estructura.

El primer tipo se localiza entre los niveles N+0 y N+6, el segundo entre los niveles N+6 y N+8.

2.2.- PLANTA ESTRUCTURAL.

A continuación veremos las diferentes plantas estructurales que componen el sistema de pisos de la estructura:

Fig.1.- Planta de azotea incluyendo los cuartos de servicio (losa maciza).

Fig.2.- Planta de entrepiso en niveles N+6 y N+7 (losa Maciza).

Fig.3.- Planta de entrepiso entre niveles N+1 y N+5 (losa nervurada).

2.3.- F L U J O D E C A R G A S

Siempre que se va a efectuar el análisis por carga vertical, es necesario saber como se presenta el flujo de cargas. La fig. 4 nos presenta una planta estructural en donde se muestra el área -- tributaria de losa que le corresponde a cada trabe, y cómo éstas a su vez, descargan en las columnas.

En base a esto tenemos varios tipos de trabes a saber:

- a).- Trabes Principales.- Son aquellas en las que el flujo de cargas va directamente a las columnas.
- b).- Trabes Primarias.- Son aquellas en las que el flujo de cargas va directamente a la trabe principal.
- c).- Trabes Secundarias.- Son aquellas en las que el flujo de cargas va directamente a la trabe primaria.

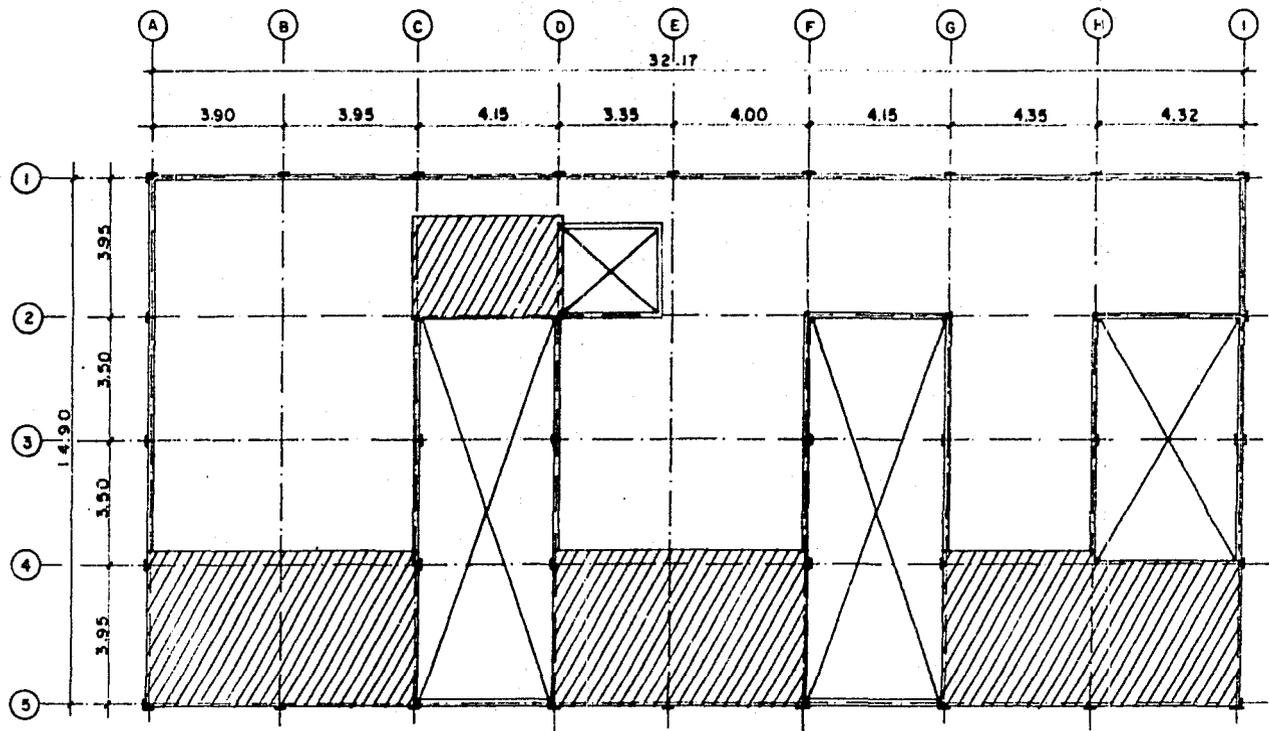
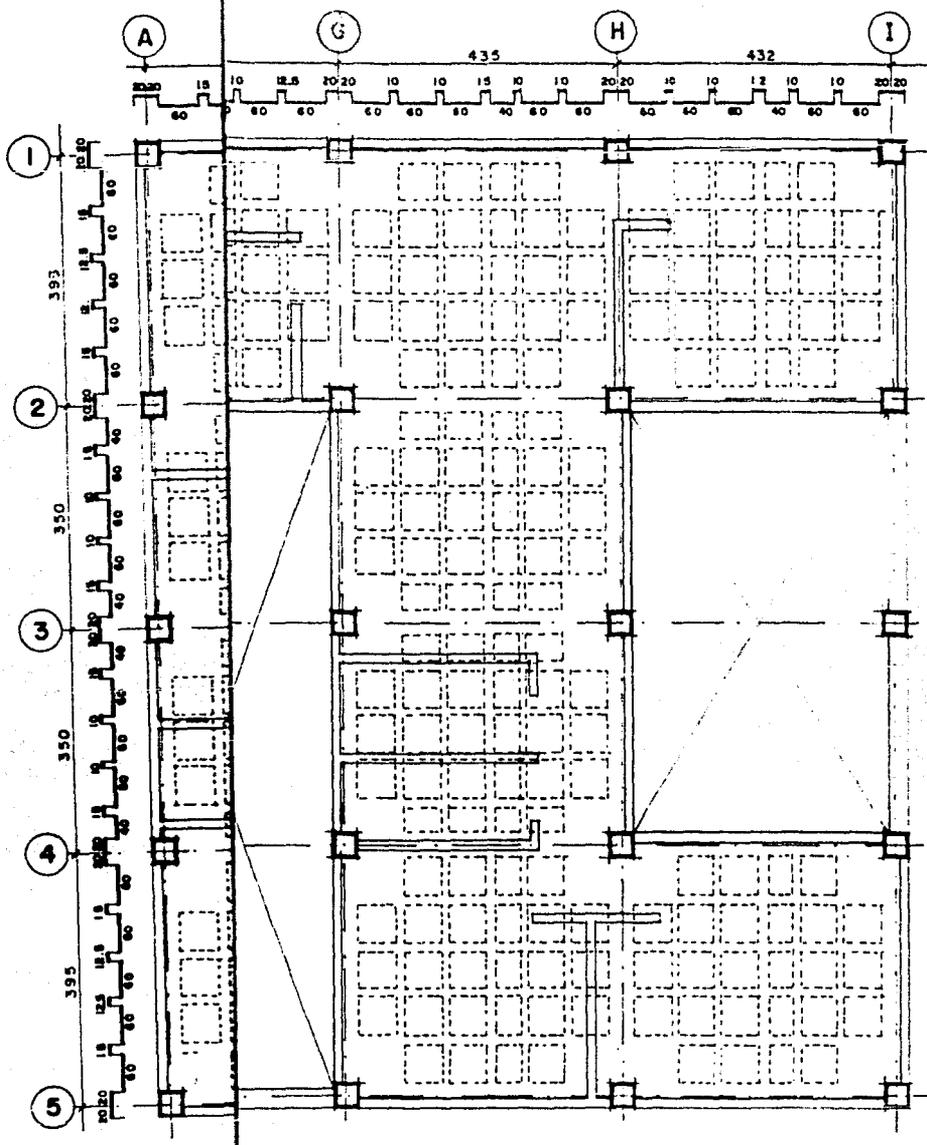


Fig. 1 PLANTA DE AZOTEA EN NIVEL N + 8
(LOSA MACIZA)



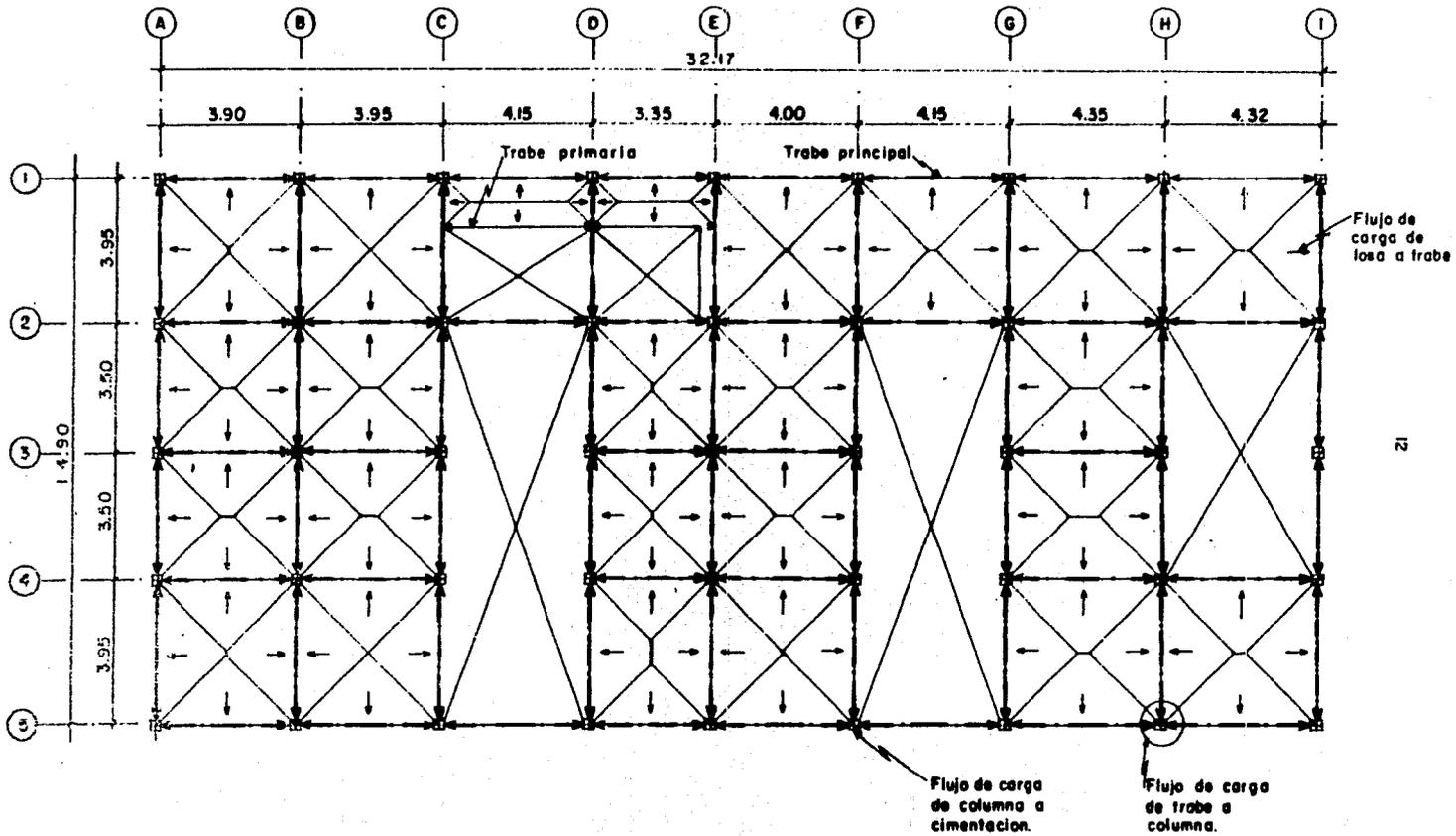


Fig. 4 FLUJO DE CARGAS

C A P I T U L O 3

E S P E C I F I C A C I O N E S D E C A R G A

3.0.1.- CRITERIOS PARA CONSIDERAR LAS CARGAS. En el diseño de una estructura se considera el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

3.0.2.- CLASIFICACION DE CARGAS.- Se consideran tres categorías de acciones de acuerdo con la duración en que obran sobre la estructura con su intensidad máxima.

a).- Acciones Permanentes.- Son las que obran en forma con tínua sobre la estructura y cuya intensidad puede con siderarse que no varía con el tiempo.

Esta categoría comprende:

La carga muerta: debida al peso propio de los elementos estructurales y al peso de los elementos no es --
 tructurales incluyendo las instalaciones, al peso del
 equipo que ocupe una posición fija y permanente en la
 construcción, y al peso estimado de futuros muros di-
 visorios y de otros elementos no estructurales que --
 puedan colocarse posteriormente.

b).- Cargas Variables- Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable en el tiempo.

Esta categoría comprende:

I).- La carga viva, que representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente.

II).- Los efectos causados en las estructuras por -- los cambios de temperatura y por contracciones

III).-Las deformaciones impuestas y los hundimien - tos diferenciales que tengan una intensidad va riable con el tiempo.

c).- Acciones Accidentales.- Son las que no se deben al - funcionamiento propio de la construcción y que pue - den alcanzar valores significativos solo durante lap sos breves.

Se consideran acciones accidentales las siguientes:

I).- Sismo.

II).- Viento.

III).-Otras acciones accidentales.- Estas serán: ex plosiones, incendios y otras acciones que pue dan ocurrir en casos extraordinarios. En gene ral no será necesario incluirlas en el diseño formal sino únicamente tomar precauciones, en la estructuración y en los detalles constructi vos, para evitar comportamientos catastróficos de la construcción en caso de ocurrir tales ac cidentes.

3.0.3.- DETERMINACION DE LOS EFECTOS DE LAS CARGAS. Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones en las estructuras se determinan mediante un análisis estructural.

3.0.4.-COMBINACIONES DE CARGAS. La seguridad de una es tructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir si multáneamente.

Se consideran dos categorías de combinaciones:

I).- Combinaciones que incluyen acciones permanentes y acciones variables. Se consideran todas las acciones permanentes que actúan en la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se toma con su intensidad máxima y el -- resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para este tipo de combinación se revisan todos los posibles estados límite, tanto de falla como de servicio.

Entran en este tipo de combinación la de carga muerta más carga viva, considerándola uniformemente repartida sobre toda el -- área.

II).- Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales.

3.1.- C A R G A S V E R T I C A L E S

A continuación se hace un análisis detallado de las cargas que actúan sobre la estructura: Peso propio de la construcción (muros, techos, pisos, cualquiera que sea la constitución de ellos) su intensidad depende de las dimensiones y del peso volumétrico de los materiales usados. También actúan sobre la estructura aquellas cargas, que sin ser parte integrante gravitan sobre la construcción y además actúan en ésta de modo continuo.

3.1.1.- LOSA DE AZOTEA.- Espesor $h=10$ (en cuartos de servicio).

- | | | | | |
|---------------------------------|--------------------|--------------------|----------|------------------|
| a).- Losa de concreto..... | 0.10×2.40 | Ton/m ³ | $=0.240$ | T/m ² |
| b).- Relleno para dar pendiente | 0.1×1.55 | Ton/m ³ | $=0.155$ | T/m ² |
| c).- Enladrillado, entortado e- | | | | |
| impermeabilizante..... | | | $=0.125$ | T/m ² |
| d).- Plafond | | | $=0.010$ | T/m ² |

C.M. $=0.530$ T/m²

CONDICION DE CARGA $W_o = (C.M. + C.V.)$
 "ESTATICA"

$$C.M. = 0.530 \text{ T/m}^2$$

$$C.V. = 0.100 \text{ T/m}^2$$

$$W_o = \underline{0.630 \text{ T/m}^2}$$

CONDICION DE CARGA $W_o = C.M. + C.V.)$
 "ESTATICA+SISMO"

$$C.M. = 0.530 \text{ T/m}^2$$

$$C.V. = 0.040 \text{ T/m}^2$$

$$W_o = \underline{0.570 \text{ T/m}^2}$$

3.1.2.-LOSA DE AZOTEA. Espesor $h=10$ cm.(en nivel N+8)

a).- Losa de concreto..... $0.10 \times 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 0.240 \text{ T/m}^2$

b).- Relleno para dar pend... $0.10 \times 1.55 \text{ Ton/m}^3 = 0.155 \text{ T/m}^2$

c).- Enladrillado, entortado e impermeabili-

zante $= 0.125 \text{ T/m}^2$

d).- Falso plafond..... $= 0.030 \text{ T/m}^2$

$$C.M. = \underline{0.550 \text{ T/m}^2}$$

CONDICION DE CARGA $W_o = (C.M. + C.V.)$
 "ESTATICA"

$$C.M. = 0.550 \text{ T/m}^2$$

$$C.V. = 0.100 \text{ T/m}^2$$

$$W_o = \underline{0.650 \text{ T/m}^2}$$

CONDICION DE CARGA $W_o = (C.M. + C.V.)$
 "ESTATICA+SISMO"

$$C.M. = 0.550 \text{ T/m}^2$$

$$C.V. = 0.040 \text{ T/m}^2$$

$$W_o = \underline{0.590 \text{ T/m}^2}$$

3.1.3.- LOSA DE ENTREPISO. Espesor $h = 10$ cm. (en niveles - N+6 y N+7)

a).- Losa de concreto.....	0.10×2.40 Ton/m ³	$= 0.240$ T/m ²
b).- Mortero	0.03×2.10 Ton/m ³	$= 0.063$ T/m ²
c).- Loseta de terrazo		$= 0.055$ T/m ²
d).- Falso plafond		$= 0.030$ T/m ²
		$C.M. = 0.388$ T/m ²

CONDICION DE CARGA $W_o = (C.M. + C.V.)$
"ESTATICA"

$$\begin{aligned} C.M. &= 0.388 \text{ T/m}^2 \\ C.V. &= 0.250 \text{ T/m}^2 \\ W_o &= \underline{0.638 \text{ T/m}^2} \end{aligned}$$

CONDICION DE CARGA $W_0 = (C.M. + C.V.)$
"ESTATICA+SISMO"

$$\begin{aligned} C.M. &= 0.388 \text{ T/m}^2 \\ C.V. &= 0.110 \text{ T/m}^2 \\ W_o &= \underline{0.498 \text{ T/m}^2} \end{aligned}$$

3.1.4.- LOSA RETICULAR DE ENTREPISO. Espesor $h = 25$ cm. (en niveles N+1, N+2, N+3, N+4 y N+5).

Este análisis se hace en uno de los tableros críticos -- (más pesados) haciendo comparación objetiva de los tableros cuyos -- claros sean los más pronunciados y cuyo ancho de nervios tengan do minio sobre los demás. En base a ésto optamos por el tablero localizado entre los ejes E-F y 1-2.

Area del tablero: $4.00 \times 3.95 = 15.80 \text{m}^2 \times 0.25 \text{m}$.	$= 3.95$ m ³
Volúmenes de casetones: 60×60 cm.	
21 piezas $\times 0.60 \times 0.60 \times 0.20$	$= \frac{1.51}{2.44}$ m ³
Peso del concreto: $2.44 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ T/m}^3$	$= 5.86$ Ton

Peso de casetones: 21 piezas x 0.62 T/pza... = $\frac{1.30 \text{ Ton}}{7.16 \text{ Ton}}$

$$W L = \frac{7.16}{15.80} = 0.453 \text{ T/m}^2$$

a).- Losa de concreto	= 0.453 T/m ²
b).- Mortero cemento-arena	= 0.063 T/m ²
c).- Loseta de terrazo	= 0.055 T/m ²
d).- Falso plafond	= 0.030 T/m ²
	C.M. = 0.601 T/m ²

CONDICION DE CARGA $W_o = (C.M. + C.V.)$
"ESTATICA"

$$C.M. = 0.601 \text{ T/m}^2$$

$$C.V. = 0.250 \text{ T/m}^2$$

$$W_o = \frac{0.601 + 0.250}{1} = 0.851 \text{ T/m}^2$$

CONDICION DE CARGA $W_o = (C.M. + C.V.)$
"ESTATICA+SISMO"

$$C.M. = 0.601 \text{ T/m}^2$$

$$C.V. = 0.110 \text{ T/m}^2$$

$$W_o = \frac{0.601 + 0.110}{1} = 0.711 \text{ T/m}^2$$

3.1.5.- DENSIDAD DE MUROS.

Para distribuir uniformemente el peso de los muros en cada uno de los tableros, se analizan dos métodos que se describen a continuación:

- a).- Según "Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal" - (sección 4.3.3), especifica unos factores equivalentes (tabla 2) por los que deben multiplicarse la carga de muros, obteniendo finalmente una carga uniforme repartida por cada tablero.

RELACION DE LADOS a_1/a_2	0.5	0.8	1.0
MURO PARALELO A LADO CORTO	1.3	1.5	1.6
MURO PARALELO A LADO LARGO	1.5	1.7	1.8

TABLA No. 2

donde:

a_1 = lado corto en m

a_2 = lado largo en m

N O T A: Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayor de 0.5. Se podrá interpolar linealmente entre valores tabulados.

Como ejemplo analizaremos el tablero comprendido entre los ejes G-H y 3-4, el cual es uno de los que presentan mayor concentración de carga de muros:

$a_1 = 3.50$ m ; $a_2 = 4.35$ m.

$a_1 / a_2 = 3.50 / 4.35 = 0.80$

muros paralelos a lado corto = 2.00 m.

muros paralelos a lado largo = 6.00 m.

altura del muro = 2.15 m.

peso unitario del muro = 0.250 Ton/m²

Factor de equivalencia:

muro paralelo a lado corto : 1.5

muro paralelo a lado largo : 1.7

área del tablero : $3.50 \times 4.35 = 15.23$ m².

peso del muro paralelo a lado corto:

$P = 2.00\text{m} \times 2.20\text{m} \times 0.250 \text{ Ton/m}^2 = 1.100 \text{ Ton.}$

peso del muro paralelo a lado largo:

$P = 6.00 \times 2.20\text{m} \times 0.250 \text{ Ton/m}^2 = 3.300 \text{ Ton.}$

La carga uniformemente distribuida por tablero será:

$$\text{Paralelo a lado corto : } W = \frac{1.10 \times 1.50}{15.23} = 0.108 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Paralelo a lado largo : } W = \frac{3.30 \times 1.70}{15.23} = 0.368 \text{ Ton/m}^2$$

$$W = 0.476 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo tanto, la carga uniformemente distribuida en el tablero será de 0.476 Ton/m².

b).- El segundo análisis considera el peso unitario y el área total de los muros que se encuentran dentro de los tableros.

Como ejemplo ilustrativo, analizaremos el tablero anterior

altura del muro : h = 2.20 m.

peso unitario del muro : Pu = 0.250 Ton/m².

longitud del muro: L = 8.00 m.

área del tablero : A = 15.23 m².

peso de la losa : W = 0.650 Ton/m².

área total del muro L x h = 8.00 x 2.20 = 17.60 m².

peso total del muro en el tablero:

17.60 m² x 0.250 Ton/m² = 4.40 Ton

densidad del muro en el tablero : $\frac{4.40 \text{ Ton.}}{15.23 \text{ m}^2} = 0.289 \text{ Ton/m}^2$.

por lo tanto 0.289 Ton/m² + 0.650 Ton/m² = 0.939 Ton/m².

Que será la carga uniformemente distribuida en el tablero.

De igual forma se procede a analizar los demás tableros -- que se encuentran numerados en la figura 5. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 3:

3.1.6.- ANALISIS DE CARGA DE ESCALERA.

Analizando un tramo unitario de 1.00 m x 1.00 m se tiene - (ver Fig. 6 a y 6 b).

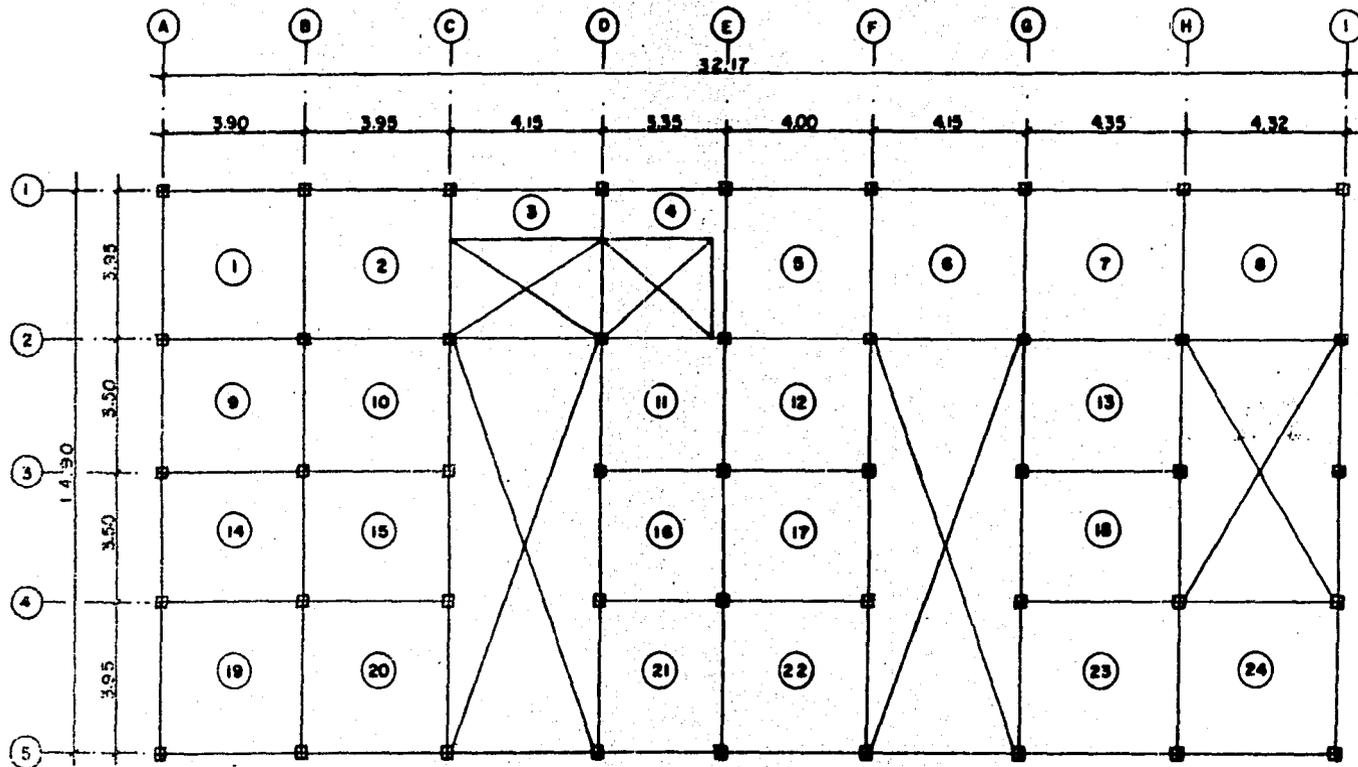


Fig. 5 NUMERACION DE TABLEROS EN PLANTA

DENSIDAD DE MUROS							
TABLERO	$w_0=0.650$ NIVEL 6	$w_0=0.638$ NIVEL 6-7	$w_0=0.651$ NIVEL 1a5	TABLERO	$w_0=0.650$ NIVEL 6	$w_0=0.638$ NIVEL 6-7	$w_0=0.651$ NIVEL 1a5
1	0.0	0.0	0.280	13	0.0	0.0	0.235
2	0.0	0.0	0.224	14	0.0	0.302	0.510
3	0.0	0.0	0.353	15	0.0	0.167	0.348
4	0.0	0.0	0.656	16	0.0	0.366	0.445
5	0.0	0.122	1.166	17	0.0	0.0	0.165
6	0.0	0.151	0.468	18	0.0	0.289	0.476
7	0.0	0.0	0.176	19	0.0	0.0	0.328
8	0.0	0.029	0.424	20	0.0	0.0	0.314
9	0.0	0.161	0.332	21	0.0	0.0	0.343
10	0.0	0.103	0.362	22	0.0	0.028	0.263
11	0.0	0.940	0.415	23	0.0	0.138	0.410
12	0.0	0.0	0.128	24	0.0	0.019	0.368

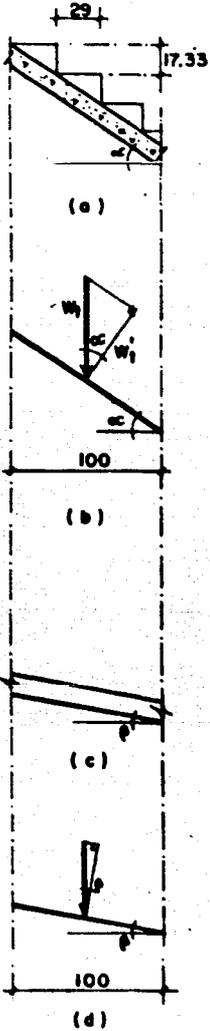
w_0 en Ton/m²

TABLA 3

No. de huellas = $\frac{100}{29} = 3.45'$

$\tan \alpha = \frac{17.33}{29} = 30.87^\circ = 30^\circ 52'$

$\cos 30.87^\circ = 0.858$



CARGAS QUE GRAVITAN

Losa (h= 10 cm.)	0.240 T/m ²
Plafond	0.010 T/m ²
Mortero	0.021 T/m ²
Granito	0.072 T/m ²
	<u>C.M.=0.343 T/m²</u>
por especificación:	<u>C.V.=0.500 T/m²</u>
	<u>W_t =0.843 T/m²</u>

$$\begin{aligned} \cos \alpha &= \frac{W'_t}{W_t} \dots W'_t = W_t \cos \alpha \\ &= (0.843)(0.858) \\ &= 0.723 \text{ Ton/m}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tan \beta &= \frac{17.33}{100} = 0.1733 = 9.83^\circ = 9^\circ 50' \\ \cos 9.83^\circ &= 0.985 \text{ (Fig. 6c y 6d)} \end{aligned}$$

CARGAS QUE GRAVITAN

Losa (h=10 cm.)	0.240 Ton/m ²
Plafond	0.010 Ton/m ²
Mortero	0.021 Ton/m ²
Granito	0.053 Ton/m ²
	<u>C.M.=0.324 Ton/m²</u>
por especificación	<u>C.V.=0.500 Ton/m²</u>
	<u>W_t =0.824 Ton/m²</u>

Fig. 6

$$\cos \beta = \frac{W'_t}{W_t} \dots W'_t = W_t \cos \beta = (0.824)(0.985) = 0.812 \text{ Ton/m}^2$$

3.2.- C A R G A S H O R I Z O N T A L E S

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (Desplazamientos y fuerzas internas) se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales.

El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- I.- La influencia de fuerzas laterales se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales que sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura, así como la continuidad de los mismos.
- II.- Se revisará la seguridad contra los estados límite de la cimentación. Se supondrá que no obran tensiones entre las subestructuras y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos totales calculados.
- III.- Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos.
- IV.- Cuando los muros divisorios no se consideren como parte integrante de la estructura, deberán sujetarse a ésta, de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro.
Otras especificaciones, que se aplican cuando actúan fuerzas horizontales, se presentan posteriormente en el Capítulo 6.

C A P I T U L O 4

R I G I D E C E S

4.1.- RIGIDECES DE MARCOS

4.1.1.- INTRODUCCION.- Antes de entrar al cálculo de las rigideces de cada uno de los marcos, es conveniente ver algunos conceptos fundamentales.

Consideremos el caso de una viga empotrada en un extremo y articulada en el otro, (Fig. 7a) a la cual aplicamos un momento en el extremo articulado; es decir, si aplicamos un momento en el extremo en que puede girar la pieza, en el otro extremo, si está empotrado, aparece otro momento cuya intensidad es la mitad del primero y que es conocido como momento de transporte. En el caso de una pieza recta de sección constante, el factor de transporte vale $1/2$, es decir:

$$\theta_A = 0 \text{ y } \theta_B = \theta_M - \theta_{M1}$$

$$\theta_M = \frac{R_{Ai1}}{EI} = \frac{ML}{2} \frac{1}{3} \frac{L}{L} \frac{1}{EI} = \frac{ML}{6EI}$$

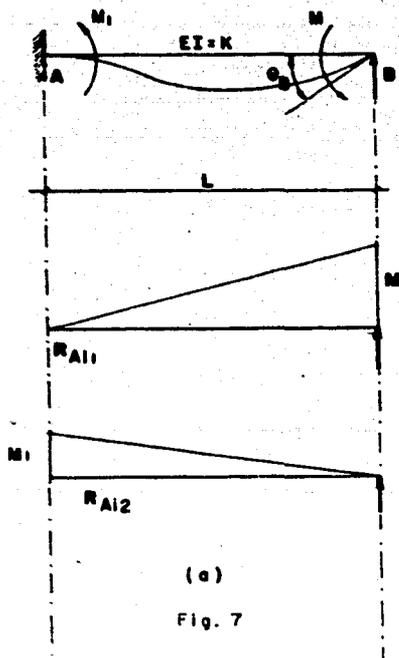
$$\theta_{M1} = \frac{R_{Ai2}}{EI} = \frac{ML}{2} \frac{2}{3} \frac{L}{L} \frac{1}{EI} = \frac{ML}{3EI}$$

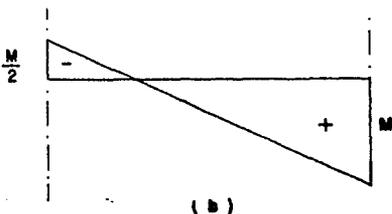
$$\theta_B = \frac{ML}{6EI} - \frac{ML}{3EI} = 0$$

$$M_1 = \frac{M}{2}$$

Además podemos notar que el momento que aparece en el empotramiento tiene el mismo sentido de rotación, que el momento que lo ha provocado, es decir, que si tomamos en cuenta el sentido de giro para obtener los signos de los momentos, dichos momentos son del mismo signo.

Pero si observamos el diagrama de momentos (fig.7b) vemos que en cuanto a las fuerzas





(b)

Fig. 7

elásticas que provocan, son de signo contrario, es decir, si uno de ellos provoca las tensiones de algún lado de la viga, el otro las provocaría del lado contrario o sea que sus diagramas son de signo contrario.

Para valuar la rigidez de las piezas sujetas a la acción de momentos aplicados en sus extremos, nos valemos de las deformaciones que sufren las vigas. Es decir, utilizaremos este criterio: si disponemos de 2 piezas, y para provocarle a una de ellas una deformación angular cualquiera θ , utilizamos un momento de intensidad M_1 y para provocarle a la 2a. la misma deformación angular θ necesitamos un momento M_2 , aquella que requiera un momento mayor para provocar la misma deformación, será la más rígida, y su rigidez estará en función directa del momento, es decir, si $M_1 = 2M_2$ querrá decir esto que la rigidez de la pieza 1a. es el doble de la pieza 2a. El ángulo θ que provocaremos en todas las piezas, será $\theta = 1$, por ser esto lo más sencillo.

De acuerdo a lo anterior, se define la rigidez angular de la siguiente manera:

Rigidez angular es el momento que es necesario aplicar en el extremo de una pieza, para provocar en dicho extremo una deformación angular unitaria.

Calculemos la rigidez angular de las piezas del tipo siguiente (Fig. 8):

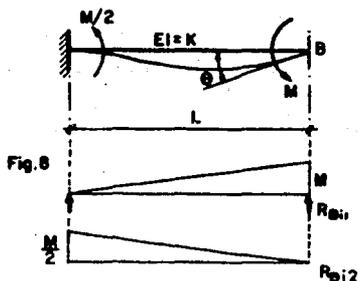


Fig. 8

$$\theta = \theta_1 - \theta_2 = \frac{RB1_1}{EI} - \frac{RB1_2}{EI}$$

$$\theta = \frac{ML}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{L}{EI} - \frac{M}{2} \cdot \frac{L}{EI} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{L}{EI}$$

$$\theta = \frac{ML}{3EI} - \frac{ML}{12EI}$$

$$\theta = \frac{ML}{4EI}$$

De acuerdo con nuestra definición si: $\theta = 1$ y $M = r$

$$1 = \frac{rL}{4EI} \therefore r = \frac{4EI}{L}$$

Consideremos una estructura continua cualquiera (Fig.9)

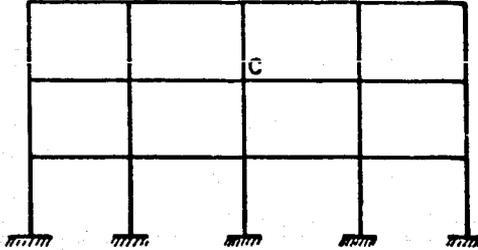


Fig. 9

En dicha estructura considerando cada uno de los miembros como doblemente empotrados, podemos obtener los momentos que aparecen en los extremos de cada miembro.

Observemos lo que ocurre en el nudo C, en el que consideramos que la estructura es continua, pero los extremos de los miembros que a él concurren los seguimos considerando como empotramientos (Fig. 10)

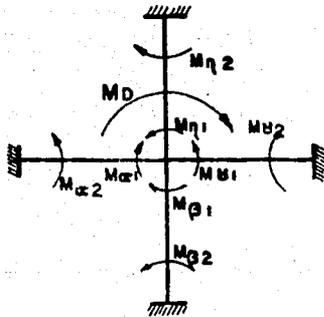


Fig. 10

Los momentos: M_{α} , M_{β} , M_{η} y M_{η} , son los momentos que aparecen en los miembros considerando cada uno como empotrado.

Si efectuamos la suma de momentos en el Nudo, que debe --

ser igual a cero para que el nudo esté en equilibrio, observamos -- que los momentos de empotramiento difícilmente pueden ser igual a -- cero, por lo que en general:

$$M_{\alpha_1} + M_{\phi_1} + M_{\gamma_1} + M_{\eta_1} \neq 0$$

$$M_{\alpha_1} + M_{\phi_1} + M_{\gamma_1} + M_{\eta_1} = M_D$$

Al sumar los momentos de empotramiento en el nudo, sabemos que sobre ese nudo obra un momento, resultante de los anteriores y al que llamaremos momento de disequilibrio M_D .

4.1.2.- MOMENTOS DE INERCIA.- Para el análisis y diseño de los marcos, únicamente se muestra, a manera de ejemplo ilustrativo, un marco en el sentido transversal (marco B).

En los niveles +6, +7, +8 sabemos que los marcos están -- formados por columnas y traveses continuas y el cálculo del momento -- de Inercia se hace por medio de la expresión:

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

En los niveles +1, +2, +3, +4 y +5 los marcos se forman -- por columnas, y traveses equivalentes que están en función de los nervios de la losa nervurada que se encuentra dentro del área tributaria de cada marco (Fig.11) y el cálculo del momento de inercia se -- hace por medio de la expresión:

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Donde:

B = Ancho tributario de losa.

b = Sumatoria de nervios dentro del área tributaria.

e = Espesor de la capa de compresión de la losa.

h = Peralte total de la losa.

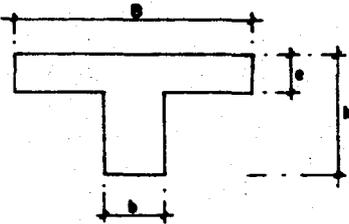


Fig. 11

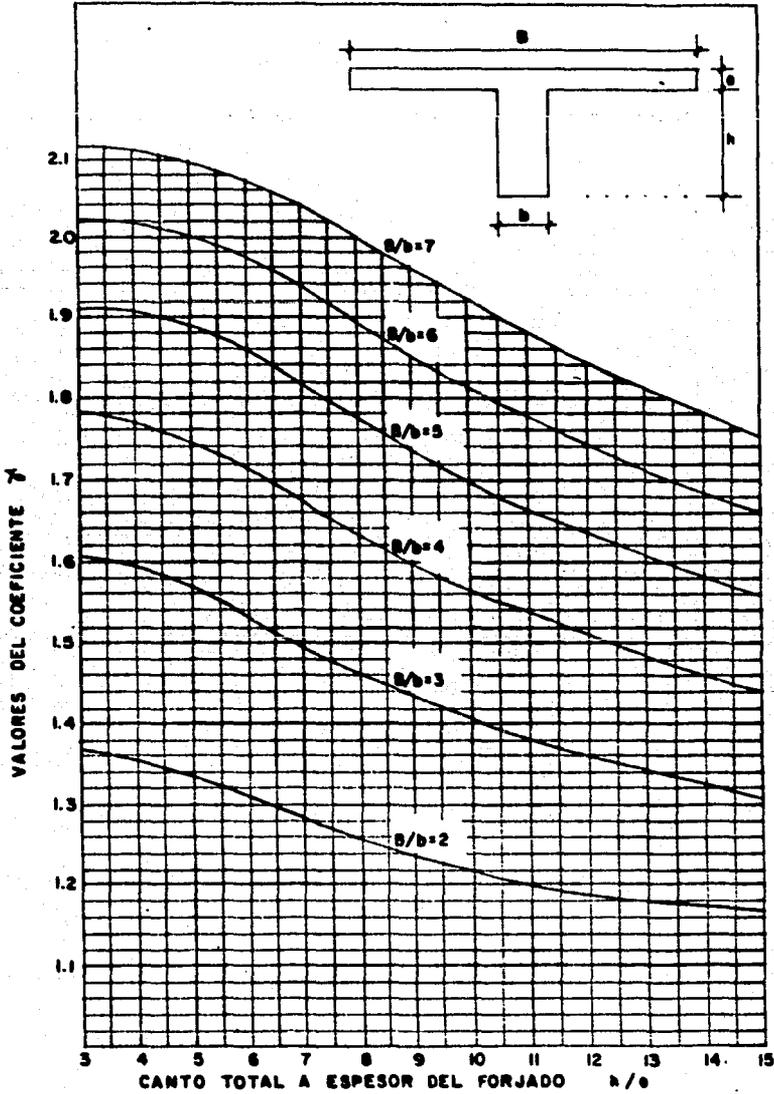


FIG. 12.- COEFICIENTES γ PARA LA EXPRESION DE MOMENTO DE INERCIA

Para encontrar la variable (γ), nos auxiliamos de la Fig. 12 en la que se entra con la relación h/e como abscisa, y verticalmente buscamos el punto de intersección con la curva que tenga la relación B/b , localizado este punto, nos desplazamos horizontalmente a la izquierda en donde encontraremos el valor de γ .

CALCULO DE LOS MOMENTOS DE INERCIA DEL MARCO B.

NIVELES +1, +2, +3, +4 y +5
(Fig. 13)

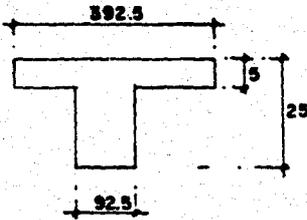


Fig. 13

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{e} &= \frac{25}{5} = 5 \\ \frac{B}{b} &= \frac{392.5}{92.5} = 4.24 \end{aligned} \right\} \gamma = 1.782$$

$$I = 1.782 \frac{(92.5)(25)^3}{12}$$

$$I = 214,629 \text{ cm}^4$$

NIVELES +6, +7 y +8
(fig.14)

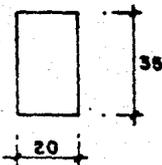


Fig. 14

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(35)^3}{12} = 71,458 \text{ cm}^4$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS DE INERCIA de las columnas de N+0 a N+6 (Fig.15)

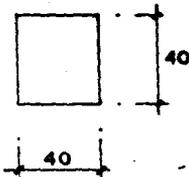
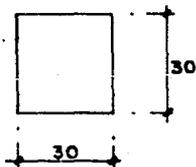


Fig. 15

$$I = \frac{40(40)^3}{12} = 213,333 \text{ cm}^4$$

de N+6 a N+8 (Fig.16)



$$I = \frac{30 (30)^3}{12} = 67,500 \text{ cm.}^4$$

Fig. 16

Una vez calculados los momentos de inercia se procede al cálculo de las rigideces de cada uno de los elementos, por medio de la expresión que se dedujo anteriormente:

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

Pero se pueden dividir todas las rigideces angulares en -tre 4 E, con lo que las rigideces angulares para piezas con un factor de transporte igual a 1/2, se calcularán ya no como $\frac{4 EI}{L}$ sino únicamente como:

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

Donde:

r = rigidez del miembro en cuestión.

I = momento de Inercia de la sección.

L = Longitud del miembro entre nudo y nudo.

Anteriormente se dijo que si se efectúa la suma de momentos en el nudo, ésta debe ser igual a cero para que exista el equilibrio, pero como en los momentos de empotramiento, difícilmente - puede existir el equilibrio entonces aparece un momento de desequilibrio M_D .

Desde luego que para lograr el equilibrio de momentos en-

el nudo debe actuar en éste, un momento (M), de igual intensidad y sentido contrario al momento desequilibrado M_D .

El valor de M, se calculará multiplicando al momento de desequilibrio M_D un factor de distribución (fd), que será el cociente que resulta de dividir la rigidez angular del miembro entre la suma de las rigideces angulares de los miembros que concurren al nudo ($fd = \frac{r_i}{\sum r_n}$)

Es decir:

$$M = M_D \cdot fd$$

Por lo tanto, si existe un momento desequilibrado en un nudo, los momentos equilibrantes que aparezcan en los miembros serán de sentido contrario al momento desequilibrado y su valor, para cada miembro, será igual al momento desequilibrado multiplicado por el factor de distribución de dicho miembro.

Al actuar los momentos de equilibrio M_{ec} , M_p , M_y , y M_q en el nudo C, (fig.10) hay que recordar que en los otros extremos de los miembros actúan momentos cuyo valor es la mitad de los primeros y en cuanto al giro, son del mismo signo del momento que los provoca.

Una vez teniendo conocimiento de todo lo anterior, se presenta a continuación, el marco B (Fig.17), donde se muestran los momentos de inercia y rigideces para cada tramo de trabe y columna, así como los factores de distribución que corresponden a cada nudo y que servirán posteriormente para equilibrarlo.

4.2.- RIGIDEZ DE ENTREPISO DE MARCOS DE EDIFICIOS.

GENERALIDADES

El análisis sísmico de edificios se refiere a la distribución de las fuerzas cortantes sísmicas entre elementos que resisten

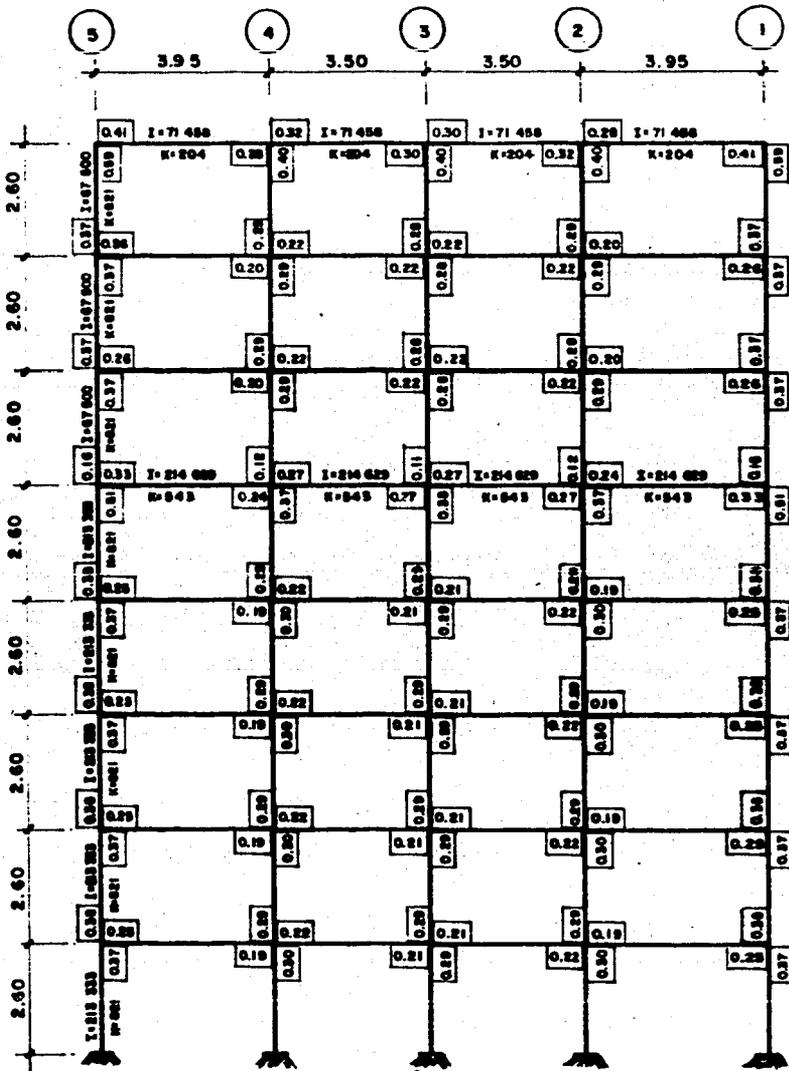


Fig.17 RIGIDECES Y MOMENTOS DE INERCIA - MARCO B -

fuerzas laterales. Para llevar a cabo tal distribución es necesario calcular la rigidez, en cualquier entrepiso, de todos los marcos o muros que forman el edificio.

LA RIGIDEZ DE ENTREPISO es la relación entre la fuerza -- cortante resistida por un marco, muro o contraviento en un entrepiso y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles -- consecutivos. La rigidez así definida no es independiente del sistema de fuerzas laterales. Por tanto para calcularla con rigor de be conocerse tal sistema con anterioridad, lo cual en general no es posible.

En marcos ordinarios de edificios el empleo de los sistemas de carga que no son estrictamente proporcionales al definitivo de análisis, introduce errores de poca importancia, y usualmente -- las rigideces calculadas a partir de hipótesis simplificadoras sobre la forma del sistema de fuerzas laterales son satisfactorias. En muros, contravientos y ciertos marcos es indispensable tener en -- cuenta la variación de la carga lateral.

FORMULAS DE WILBUR. Estas son aplicables a marcos regula res formados por miembros con momento de inercia constante. Las hi pótesis son las siguientes:

1.- Los giros en todos los nudos de un nivel y de los dos niveles adyacentes son iguales (excepto en el nivel de desplante, en donde puede suponerse empotramiento o articulación según el caso).

2.- La fuerza cortante en los dos entrepisos adyacentes -- al que interesa son iguales a la de éste.

NOMENCLATURA A USAR :

m, n, o = NIVELES CONSECUTIVOS DE ABAJO HACIA ARRIBA.

h_m, h_n, h_o = ALTURA DE LOS ENTREPISOS m, n, o .

$K_{m,n}$ = RIGIDEZ RELATIVA (I/h_n) DE LAS COLUMNAS, DEL ENTREPISO n .

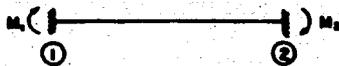
$K_{m,n}, K_{n,m}, K_{n,o}$ = RIGIDEZ RELATIVA (I/L) DE LAS TRABES, DE LOS NIVELES m, n, o .

R_n = RIGIDEZ DEL ENTREPISO n .

V_n = FUERZA CORTANTE EN EL ENTREPISO n .

PARA LA DEDUCCION DE LAS FORMULAS DE WILBUR, SE HACE USO DEL 2° TEOREMA DE MOHR :

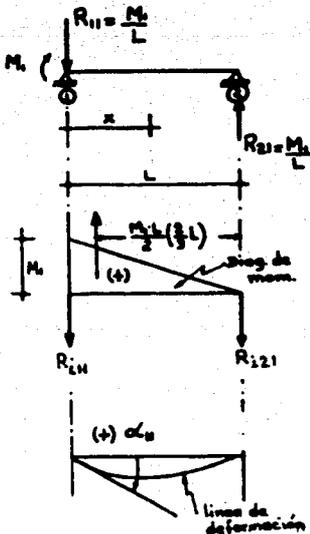
SEA LA BARRA 1-2 QUE SE MUESTRA EN LA FIGURA, SOMETIDA A LOS MOMENTOS DE REACCION M_1 Y M_2 .



EL GIRO EN ① (α_1), SERA : $\alpha_1 = \alpha_{11} + \alpha_{12}$

DISCRETIZANDO LA ESTRUCTURA Y APLICANDO EL 2° TEOREMA, SE TIENE :

a) - DEBIDO A LA REACCION DE M_1 :



$$\sum M_x = 0 : M_1 - R_{11} \cdot L = 0 \therefore R_{11} = \frac{M_1}{L}$$

$$\sum F_y = 0 : -\frac{M_1}{L} + R_{21} = 0 \therefore R_{21} = \frac{M_1}{L}$$

$$x \int_0^L : M_x = M_1 - R_{11} \cdot x = M_1 - \frac{M_1}{L} \cdot x \begin{cases} \text{si } x=0 : M_x = M_1 \\ \text{si } x=L : M_x = 0 \end{cases}$$

$$\sum M = 0 : \frac{M_1 L}{2} - \frac{2}{3} L - R_{12} \cdot L = 0 \therefore$$

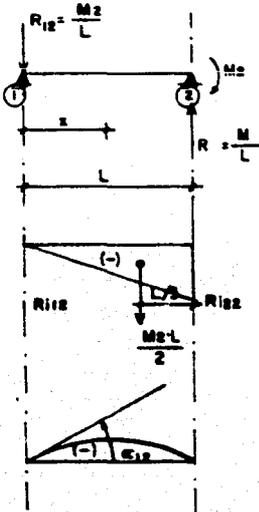
$$R_{12} = \frac{M_1 L^2}{3L} = \frac{M_1 L}{3}$$

SEGUN EL 2° TEOREMA DE MOHR :

$$\alpha_i = \frac{R_i \text{ (del diag. de mom.)}}{EI}$$

$$\alpha_{11} = + \frac{M_1 L}{3EI}$$

b). - DEBIDO A LA ACCION DE M_2 :



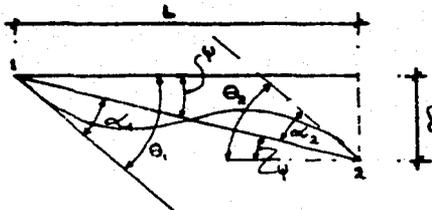
$$\begin{aligned} \sum M_1 = 0 ; \quad M_2 - R_{12} \cdot L = 0 \quad \therefore R_{12} &= \frac{M_2}{L} \\ \sum F_y = 0 ; \quad \frac{M_2}{L} - R_{12} = 0 \quad \therefore R_{12} &= \frac{M_2}{L} \\ X \int_0^L : \quad M_2 - R_{12} \cdot X = -\frac{M_2}{L} \cdot X \quad \begin{cases} \text{si } X=0 : M_2 = 0 \\ \text{si } X=L : M_2 = M_2 \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum M_2 = 0 ; \quad R_{12} \cdot L - \frac{M_2 L}{2} \cdot \frac{L}{3} &= 0 \\ \therefore R_{12} &= -\frac{M_2 L^2}{6L} = -\frac{M_2 L}{6} \\ \alpha_{12} &= -\frac{M_2 L}{6EI} \\ \alpha_1 = \alpha_{11} + \alpha_{12} &= \frac{M_1 L}{3EI} - \frac{M_2 L}{6EI} \\ \alpha_1 &= \frac{L}{6EI} (2M_1 - M_2) \end{aligned}$$

ANALOGAMENTE

$$\alpha_2 = \frac{L}{6EI} (2M_2 - M_1)$$

SI ADICIONALMENTE SE INTRODUCE UN DESPLAZAMIENTO RELATIVO (δ) ENTRE LOS PUNTOS 1 Y 2 (VER SIG. FIG.) SE TIENEN LAS SIGUIENTES RELACIONES :



LLAMANDO $\tan \psi = \psi = \frac{\delta}{L}$

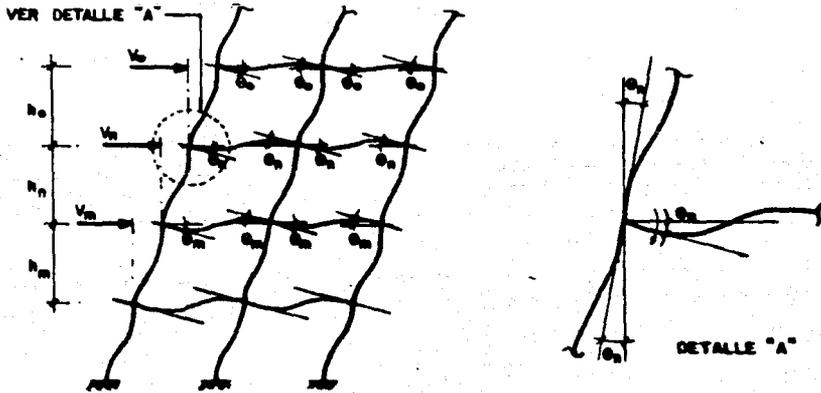
$\theta_1 = \alpha_1 + \psi$; SUSTITUYENDO EL VALOR DE α_1 : $\theta_1 = \frac{L}{6EI} (2M_1 - M_2) + \psi$

$\theta_2 = \alpha_2 + \psi$; SUSTITUYENDO EL VALOR DE α_2 : $\theta_2 = \frac{L}{6EI} (2M_2 - M_1) - \psi$

DE DONDE :

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{2EI}{L} (2\theta_1 + \theta_2 - 3\psi) \\ M_2 &= \frac{2EI}{L} (2\theta_2 + \theta_1 - 3\psi) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots A$$

APLICANDO LAS ECUACIONES (A) A LA ESTRUCTURA QUE SE ESQUEMATIZA EN LA FIGURA, SUJETA A FUERZAS HORIZONTALES QUE PRODUCEN ESFUERZOS CORTANTES ψ SE TIENE:



EQUILIBRIO DE MOMENTOS EN EL NUDO "n"

$$\frac{V_n h_n}{2} + \frac{V_n h_n}{2} = \sum \frac{2EI}{L} (2\theta_n + \theta_n + 2\theta_n + \theta_n)$$

M_1 M_2
 PARTICION DEL MOMENTO EN UN EXTREMO DE LA BARRA PARTICION DEL MOMENTO EN EL OTRO EXTREMO DE LA BARRA.

LLAMANDO $\frac{I}{L} = K_{1n}$

$$\frac{V_n h_n}{2} + \frac{V_n h_n}{2} = 2E \sum K_{1n} (6\theta_n)$$

$\therefore \theta_n = \frac{V_n h_n + V_n h_n}{24 E \sum K_{1n}}$ Y ANALOGAMENTE: $\theta_m = \frac{V_m h_m + V_m h_m}{24 E \sum K_{1m}}$

APLICANDO OTRA VEZ LAS ECUACIONES (A) EN EL CASO DE UNA COLUMNA:

$M_{ns} =$ MOMENTO EN EXTREMO SUPERIOR $= \frac{2EI}{h} (2\theta_n + \theta_m - 3\psi)$

$M_{ni} =$ MOMENTO EN EXTREMO INFERIOR $= \frac{2EI}{h} (2\theta_m + \theta_n - 3\psi)$

SI SE HACE $\frac{I}{h} = K_{en}$

MOMENTO EN LA COLUMNA DEL ENTREPIESO "n" ES IGUAL A:

$$M_{en} = M_{ns} + M_{ni} = 2EK_{en} (3\theta_n + 3\theta_m - 6\psi)$$

POR EQUILIBRIO DE MOMENTOS EN EL ENTREPIESO "n" SE PUEDE PLANTEAR QUE :

$$V_a h_a + 2E \sum K_{cn} (3\theta_a + 3\theta_m - 6V) = 0$$

DE DONDE DESPEJANDO A V SE TIENE :

$$3\theta_a + 3\theta_m - 6V = -\frac{V_a h_a}{2E \sum K_{cn}}$$

$$V = \frac{V_a h_a}{12E \sum K_{cn}} + \frac{\theta_a}{2} + \frac{\theta_m}{2}$$

SUSTITUYENDO LOS VALORES DE θ_a Y θ_m OBTENIDOS ANTERIORMENTE SE TENDRA :

$$V = \frac{\Delta_a}{h} = \frac{V_a h_a}{12E \sum K_{cn}} + \frac{V_a h_a + V_a h_m}{48E \sum K_{cn}} + \frac{V_a h_a + V_a h_m}{48E \sum K_{cm}}$$

$$\Delta_a = \frac{h_a}{48E} \left[\frac{4V_a h_a}{K_{cn}} + \frac{V_a h_a + V_a h_m}{K_{cn}} + \frac{V_a h_a + V_a h_m}{K_{cm}} \right]$$

SI SE SUPONE QUE $V_a = V_m = V_b$

$$\Delta_a = \frac{V_a h_a}{48E} \left[\frac{4h_a}{\sum K_{cn}} + \frac{h_a + h_m}{\sum K_{cn}} + \frac{h_a + h_m}{\sum K_{cm}} \right]$$

$$R_a = \frac{V_a}{\Delta_a} = \frac{V_a}{\frac{V_a h_a}{48E} \left[\frac{4h_a}{\sum K_{cn}} + \frac{h_a + h_m}{\sum K_{cn}} + \frac{h_a + h_m}{\sum K_{cm}} \right]}$$

$$= \frac{48E}{h_a \left[\frac{4h_a}{\sum K_{cn}} + \frac{h_a + h_m}{\sum K_{cn}} + \frac{h_a + h_m}{\sum K_{cm}} \right]}$$

$$R_a = \frac{48E}{h_a \left[\frac{4h_a}{\sum K_{cn}} + \frac{h_a + h_m}{\sum K_{cn}} + \frac{h_a + h_m}{\sum K_{cm}} \right]}$$

DE MANERA SEMEJANTE SE PUEDE OBTENER :

PARA EL i^{M} ENTREPIESO :

$$R_i = \frac{48E}{h_i \left[\frac{4h_i}{\sum K_{ci}} + \frac{h_i + h_2}{\sum K_{ci}} + \frac{h_i + h_2}{12} \right]}$$

CUANDO LAS COLUMNAS ESTAN EMPOTRADAS
A CIMENTACION.

$$R_i = \frac{24E}{h_i \left[\frac{8h_i}{\sum K_{ci}} + \frac{2h_i + h_2}{\sum K_{ci}} \right]}$$

CUANDO LAS COLUMNAS ESTAN ARTICULADAS
A CIMENTACION.

PARA EL 2º ENTREPISO :

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{2K_{c1}} + \frac{h_1 + h_2}{2K_{c1}} + \frac{h_2 + h_3}{2K_{c2}} \right]}$$

CUANDO LAS COLUMNAS ESTAN EMPOTRADAS
A CIMENTACION.

$$R_2 = \frac{24 E}{h_2 \left[\frac{4 h_2}{2K_{c1}} + \frac{h_2 + h_3}{2K_{c2}} + \frac{2 h_1 + h_2}{2K_{c1}} \right]}$$

CUANDO LAS COLUMNAS ESTAN ARTICULADAS
A CIMENTACION.

UNA VEZ TENIENDO CONOCIMIENTO DE TODO LO ANTERIOR, LA FIGURA 18 PRESENTA LAS RIGIDEZES DE ENTREPISO DEL MARCO B .

4.3.- CENTRO DE RIGIDECES

Una vez teniendo conocimiento de todo lo anterior se procede a determinar la posición del centro de torsión en cada entrepiso.

El centro de torsión es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso, sea exclusivamente de traslación. En caso contrario existe torsión o rotación relativa entre los dos niveles consecutivos.

Los pasos a seguir para el cálculo de este punto, son los siguientes:

1.- Se elige un sistema de ejes cualquiera (cartesiano -- por ejemplo).

2.- Se toman momentos con respecto a cada uno de los ejes por medio de las expresiones:

$$\begin{aligned}\Sigma M_x &= \Sigma R_{ir} Y_i \\ \Sigma M_y &= \Sigma R_{iy} X_i\end{aligned}$$

3.- Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de torsión con respecto al sistema de referencia son:

$$\begin{aligned}X &= \frac{\Sigma R_{iy} X_i}{\Sigma R_{iy}} \\ Y &= \frac{\Sigma R_{ix} Y_i}{\Sigma R_{ix}}\end{aligned}$$

Este procedimiento es realizado en cada uno de los entrepisos.

A continuación se presenta la forma de calcular el centro de rigideces en el Nivel N+8 (Fig. 19)

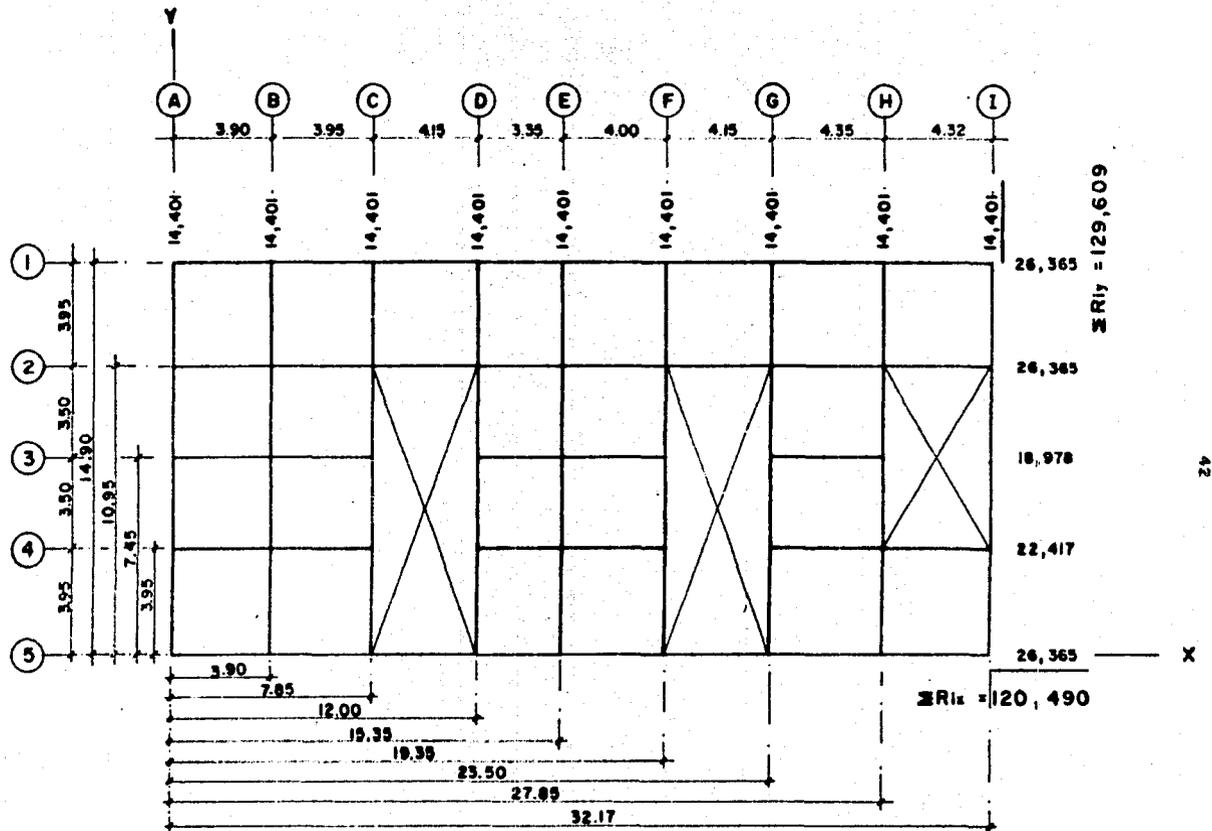


Fig. 19. RIGIDECES DE MARCOS EN NIVEL N+0

C A L C U L O D E M O M E N T O S :

$$\Sigma M_x = \Sigma R_{ix} Y_i = 22,417 (3.95) + 18,978 (7.45) + 26,365 (10.95) \\ + 26,365 (14.90) = 911,468.50$$

$$\Sigma M_y = \Sigma R_{iy} X_i = 14,401 (3.90) + 14,401 (7.85) + 14,401 (12.00) \\ + 14,401 (15.35) + 14,401 (19.35) + 14,401 (23.5) \\ + 14,401 (32.17) = 2'044,509.97$$

C A L C U L O D E C O O R D E N A D A S .

$$X = \frac{\Sigma R_{iy} X_i}{\Sigma R_{iy}} = \frac{2'044,509.97}{129,609} = 15.774 \quad \approx 15.77 \text{ m.}$$

$$Y = \frac{\Sigma R_{ix} Y_i}{\Sigma R_{ix}} = \frac{911,468.50}{120,490} = 7.56468 \quad \approx 7.56 \text{ m.}$$

Un análisis similar se hace para los siguientes niveles.

Las coordenadas del centro de rigideces de cada uno de los niveles, aparecen tabuladas en la siguiente tabla 4.

NIVEL	CENTRO DE RIGIDECES	
	"X"	"Y"
8	15.77	7.56
7	15.77	7.59
6	15.85	7.55
5	16.06	7.55
4	16.06	7.55
3	16.06	7.55
2	16.04	7.54
1	15.95	7.51

TABLA 4

C A P I T U L O 5

ANALISIS POR CARGA VERTICAL

5.1.- VIGAS.

Para iniciar el estudio de las vigas, conviene saber como influye la carga de la losa en una viga o trabe.

Las cargas sobre las vigas de apoyo para un tablero rectangular en las dos direcciones, se calcularán usando la Tabla 4 - del apéndice A del reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (A.C.I. 318-63)

Así, en la figura 20 se muestran los coeficientes de distribución de carga de losa a los apoyos.

La carga por metro lineal de losa que es distribuída a los apoyos, se calcula por medio de la expresión:

$$w = w_0 B C$$

donde:

w = Carga de losa distribuída a los apoyos (Ton/m)

w_0 = Carga de losa (afectada por la densidad de muros)
(Ton/m²)

B = Ancho tributario de losa (m)

C = Coeficiente de carga.

Para encontrar la carga total distribuída a lo largo del apoyo, además de la carga de losa, se considera el peso propio del elemento.

A continuación se presenta el análisis de una trabe primaria en la cual las reacciones totales van a dar directamente a las trabes principales (el método utilizado es el de H. Cross)

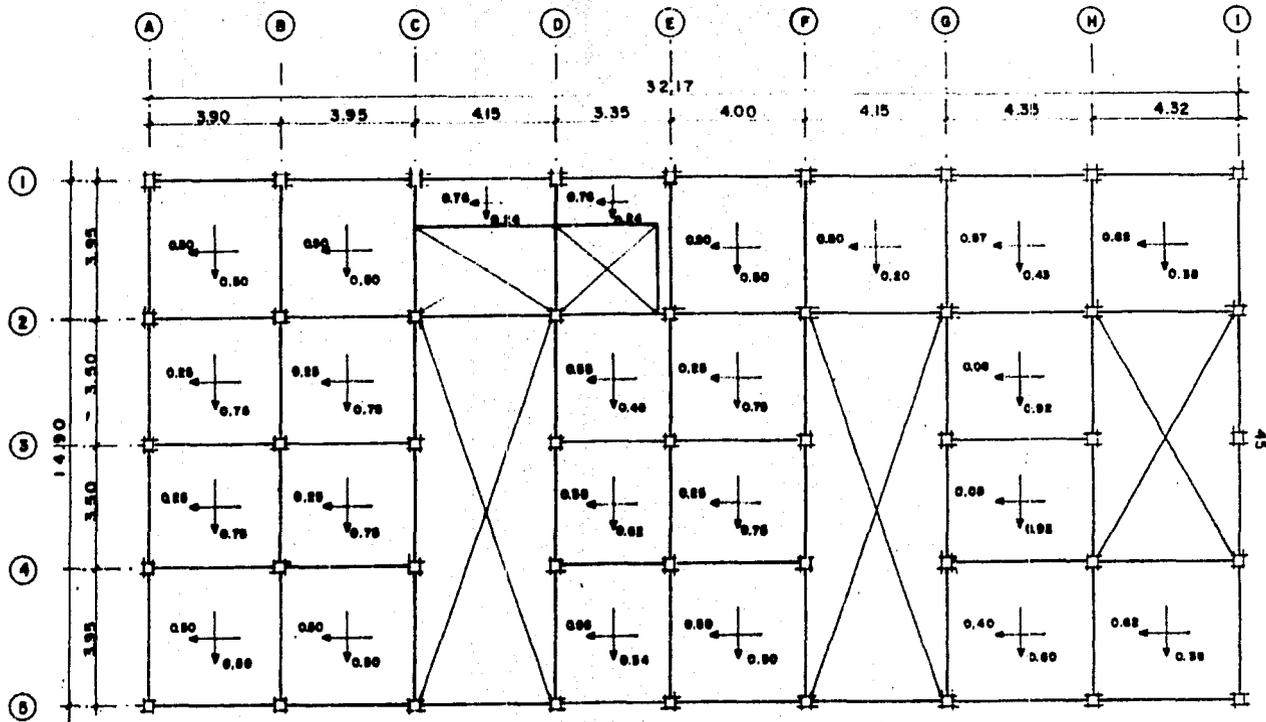


Fig. 20.- COEFICIENTES DE CARGA EN AMBAS DIRECCIONES PARA CORTANTE DE LOSAS Y CARGA SOBRE LOS APOYOS

ANALISIS DE TRABE PRIMARIA ① EN NIVELES N+6, N+7 Y N+8.

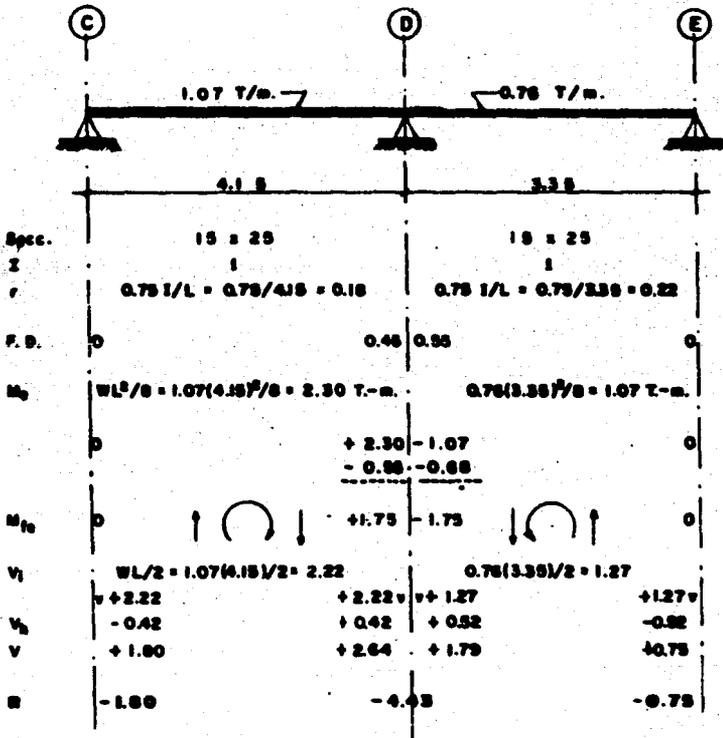
PERALTE PROPUESTO SEGUN MANUAL C. F. E. :

$$h = \frac{l}{18} = \frac{418}{18} = 23.1 \approx 25$$

para $h = 25 \therefore b = \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \approx 15$

SECCION PROPUESTA : 15 x 25

$$W_{TRABE} = 0.15 \times 0.25 \times 2.4 = 0.090 \text{ T/m.}$$



5.2.- M A R C O S

En este tema se presenta únicamente el marco B (Fig.21) considerando las cargas verticales que gravitan sobre él.

En el análisis de todos los marcos de este trabajo se empleó el método del A.C.I.

5.2.1.- METODO "A.C.I." Este método consiste en aislar cada uno de los entrepisos y suponer los extremos de las columnas como si estuvieran empotrados.

De este modo, se procede a calcular los momentos de empotramiento que actúan en cada uno de los nudos, se consideran los factores de distribución calculados anteriormente (únicamente los de las trabes, excluyendo los de las columnas), y se procede a equilibrarlos por el método de Cross.

Pero como la suma de factores de distribución es menor de 1 ($\sum f_d < 1$), entonces no habrá equilibrio de momentos, por lo que el momento final de empotramiento (desequilibrado) se multiplica por el factor de distribución entre las columnas tanto superior como inferior al nudo. Entonces se llega al equilibrio del nudo.

Este análisis, realizado para el marco B, se presenta a continuación y los resultados finales, se presentan posteriormente (fig.22 y fig.23)

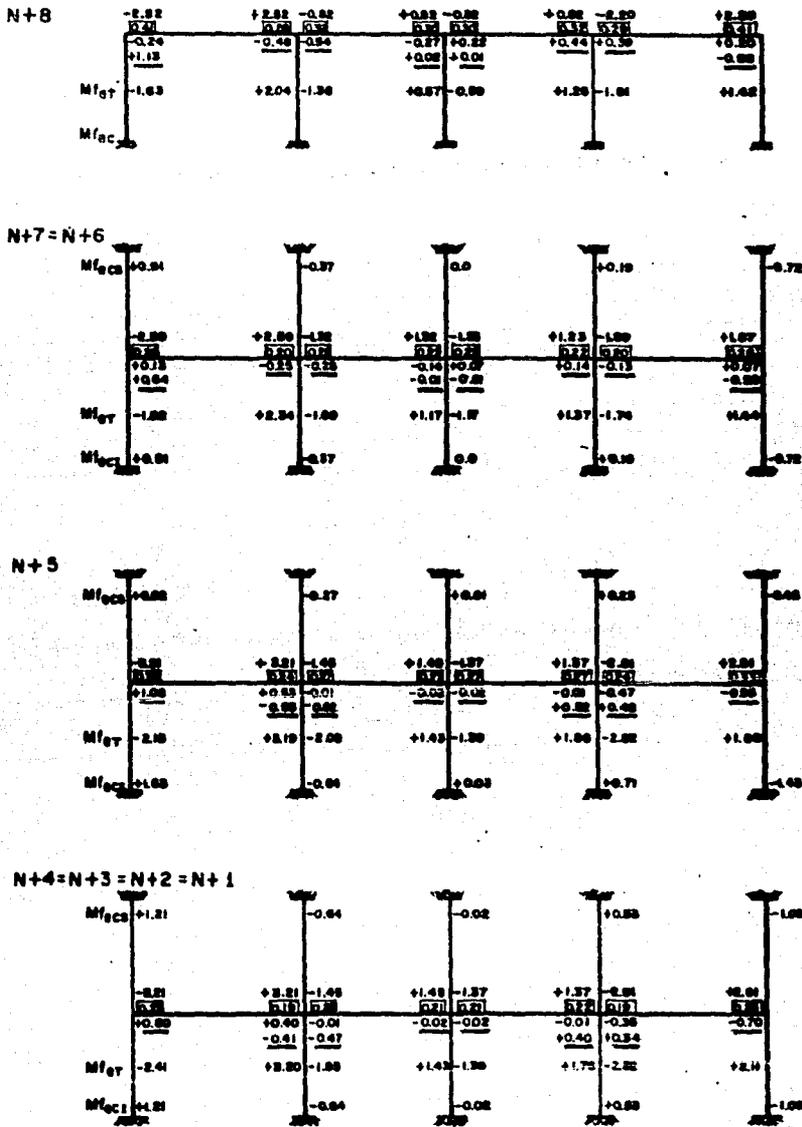


Fig. 22.- ANALISIS POR EL METODO A.C.I

- MARCO B -

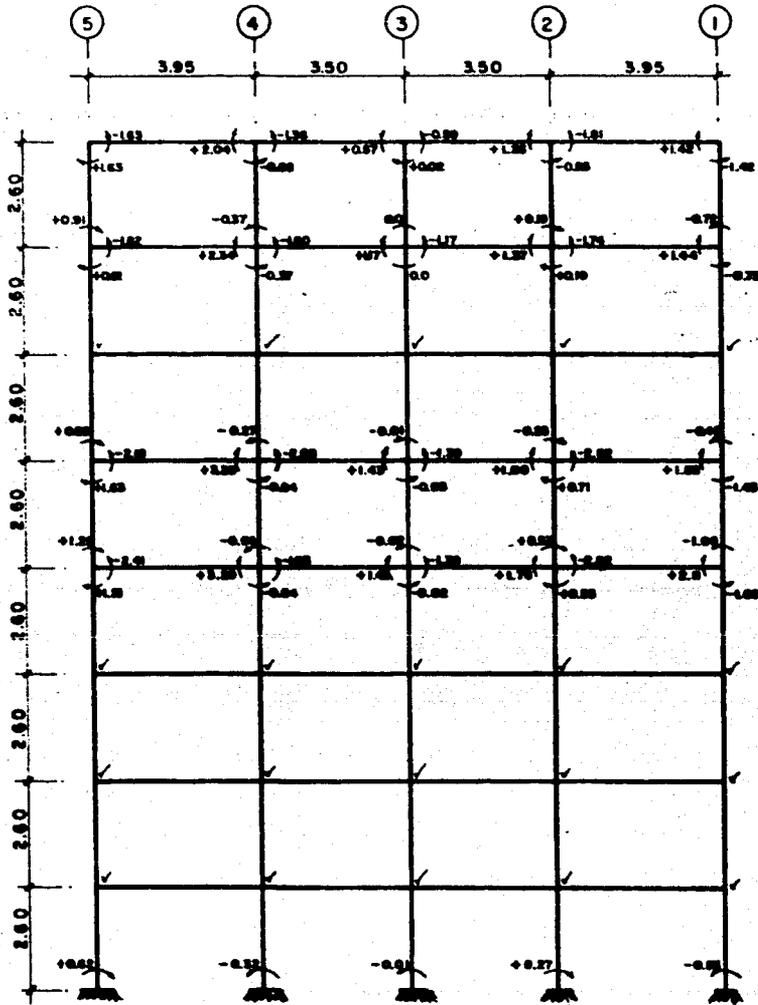


Fig. 23. ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO POR CARGA VERTICAL - MARCO B -

Nota: Las polemitas indican momentos, en magnitud y sentido, iguales al del nudo inmediato superior.

5.3.- BAJADA DE CARGAS A
CIMENTACION

El análisis de bajada de carga, es uno de los estudios importantes en el análisis de las estructuras, ya que por medio de él se puede conocer el peso por nivel y el peso total de la estructura así como el valor de la carga por columna que se transmite a la cimentación

El análisis para encontrar el peso del tanque elevado que abastecerá a las personas que habitarán el edificio, se presenta a continuación:

No. de departamentos: 22
 No. de personas 7/ departamento.
 Dotación 200 Lts./persona
 Ubicación Tablero entre ejes C-D y 1-2

CAPACIDAD DEL TANQUE:

W = 22x7x200 = 30,800 Lts. 30.80 Ton.

Tirante = $\frac{30.8}{3.95 \times 4.15} = 1.879 \approx 1.90 \text{ m}$

Tirante: 1.90 m

Colchón: 0.60 m

Losa inferior: 0.15 m

Losa superior: 0.10 m

2.75 m

Vol.Ext. = 4.10x4.30x2.75 = 48.48 m³

Vol.Int. = 3.95x4.15x1.90 = 31.15 m³

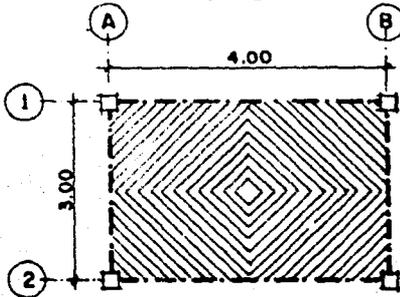
Peso del tanque vacío = $\frac{31.15 \text{ m}^3}{17.33 \text{ m}^3} \times 2.4 \text{ Ton/m}^3$

PESO TOTAL DEL TANQUE = 30.80 Ton+ 41.59 Ton=72.39 Ton.

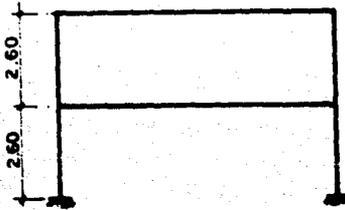
PESO DEL TANQUE POR COLUMNA. =18.10 Ton.

El paso a seguir será el de calcular el peso que soporta cada columna, pero antes se hará un pequeño ejemplo ilustrativo sobre la forma en que se calcularon los pesos de los elementos estructurales.

Supóngase una estructura de 2 niveles (Fig.24) en la que



PLANTA



ALZADO

FIG. 24

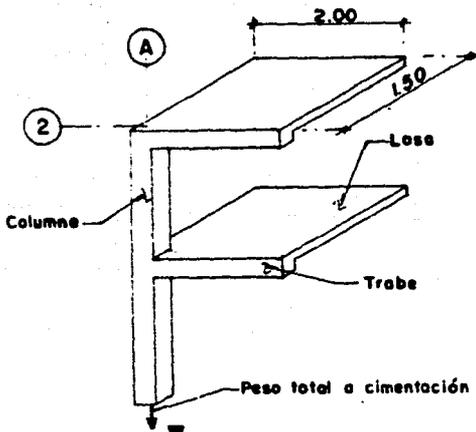


FIG. 25

se muestran localizadas las columnas.

En ella se puede observar que a cada columna le corresponde una cierta área tributaria y se pueden conocer las dimensiones de los elementos estructurales que se encuentran alojados en dichas áreas, para posteriormente calcular el peso que tendrá que soportar cada columna.

El estudio comienza desde la parte superior de la estructura hasta llegar a la cimentación.

En la Fig. 25 se muestra la columna 2-A la que aparecen los elementos estructurales que caen dentro de su área tributaria.

El peso total de la columna que descarga a cimentación se calcula de la siguiente forma:

Area tributaria:	3 m ²
Sección trabe:	20 x 20 cm
Altura entrepiso:	2.60 m
Peso vol. de concreto:	2.4T/m ³
Sección columna:	30 x 30 cm

N I V E L + 2		W ACUMULADA
W losa	= 2.00m x 1.50m x 0.10m x 2.4T/m ³	= 0.720 Ton.
W trabe	= 0.20m x 0.30m x 3.50m x 4.1 T/m ³	= 0.504 Ton.
W total	= 1.224 Ton.
W Acumulada		1.224 Ton.
N I V E L + 1		
W losa	=	= 0.720 Ton.
W trabe	=	= 0.504 Ton.
W columna	= 0.30m x 0.30m x 2.60 m x 2.4T/m ³	= 0.562 Ton.
W total	= 1.786 Ton.
W Acumulada		3.010 Ton.
N I V E L + 0		
W columna	=	= 0.562 Ton.
W total	= 0.562 Ton.
W Acumulada Total		3.572 Ton.

De tal forma que el peso que descarga la columna 2-A a cimentación es de 3.562 Ton

A continuación se presenta la tabla de bajada de cargas a cimentación en la que se muestra el peso total de cada una de las columnas, el peso total de cada uno de los niveles, así como el peso total de la estructura (tabla 5).

La forma de calcularla es parecida a la del ejemplo anterior.

5.4.- CENTRO DE CARGAS.

En el tema anterior se obtuvo el peso que soporta cada una de las columnas en cada nivel, con estos datos se localiza el -- centro de masas, que será el centro de gravedad de cada nivel, a -- través del cual tiene aplicación el cortante sísmico y la resultante de las cargas verticales.

El procedimiento que se sigue para su obtención, es similar al calculado para el centro de torsión:

1.- Se elige un sistema de ejes cualquiera (cartesiano por ejemplo.

2.- Se toman momentos con respecto a cada uno de los ejes, por medio de las expresiones:

$$\Sigma M_x = \Sigma W_{ix} Y_i$$

$$\Sigma M_y = \Sigma W_{iy} X_i$$

3.- Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de masas con respecto a los ejes de referencia, son las siguientes:

$$X = \frac{\Sigma W_{iy} X_i}{W_{iy}}$$

$$Y = \frac{\Sigma W_{ix} Y_i}{W_{ix}}$$

Este procedimiento es realizado en cada uno de los entrepisos de la estructura.

A continuación se presenta la forma de calcular el centro de cargas en el nivel N+8 (Fig.26).

CALCULO DE MOMENTOS:

$$\Sigma M_x = \Sigma W_{ix} Y_i = 130.043 (3.95) + 61.318(7.45) + 123.033(10.95) + 110.709 (14.90) = 3\ 967.2644$$

$$\Sigma M_y = \Sigma W_{iy} X_i = 63.715 (3.90) + 89.78 (7.85) + 85.557 (12.00) + 59.354 (15.35) + 46.12 (19.35) + 48.401(23.50) + 62.884 (27.85) + 36.527(32.17) = 7847.26789$$

$$X = \frac{\Sigma W_{iy} X_i}{\Sigma W_{iy}} = \frac{7847.26789}{532.154} = 14.746 \approx 14.75$$

$$Y = \frac{\Sigma W_{ix} Y_i}{\Sigma W_{ix}} = \frac{3967.26}{532.154} = 7.455 \approx 7.46$$

Un análisis similar se realiza para los siguientes niveles.

Las coordenadas del centro de rigideces de cada uno de los niveles, aparecen en la tabla 6 :

NIVEL	CENTRO DE MASAS	
	"X"	"Y"
8	14.75	7.46
7 y 6	15.48	7.72
5	15.47	7.69
4,3,2 y 1	15.48	7.68

TABLA 6.- CENTRO DE MASAS POR NIVEL.

CAPITULO 6

ANALISIS DE CARGAS HORIZONTALES

6.1.- ESPECIFICACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL

Para hacer el estudio de diseño por sismo, se considera - que el Distrito Federal se divide en cuatro zonas (Art. 262 Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal, ver Fig. 27)

ZONA I : Con suelos compresibles de espesor $H \leq 3m$ (terreno firme).

ZONA II: Con suelos compresibles de espesor $3m \leq H \leq 20 m$ - (terreno de transición).

ZONA III: Con suelos compresibles de espesor $H > 20 m$. (terreno compresible).

ZONA IV: Poco conocida desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos.

Según el uso de las construcciones, se clasifican en los siguientes grupos (Art. 232 Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal):

GRUPO A: Construcciones cuyo funcionamiento sea importante a raíz de un sismo, o que en caso de fallar - causará pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Ejemplo: subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos de registros públicos, hospitales, templos, escuelas, estadios, centros de reunión, salas de espectáculos, estaciones terminales de transporte, monumentos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura, así como insta

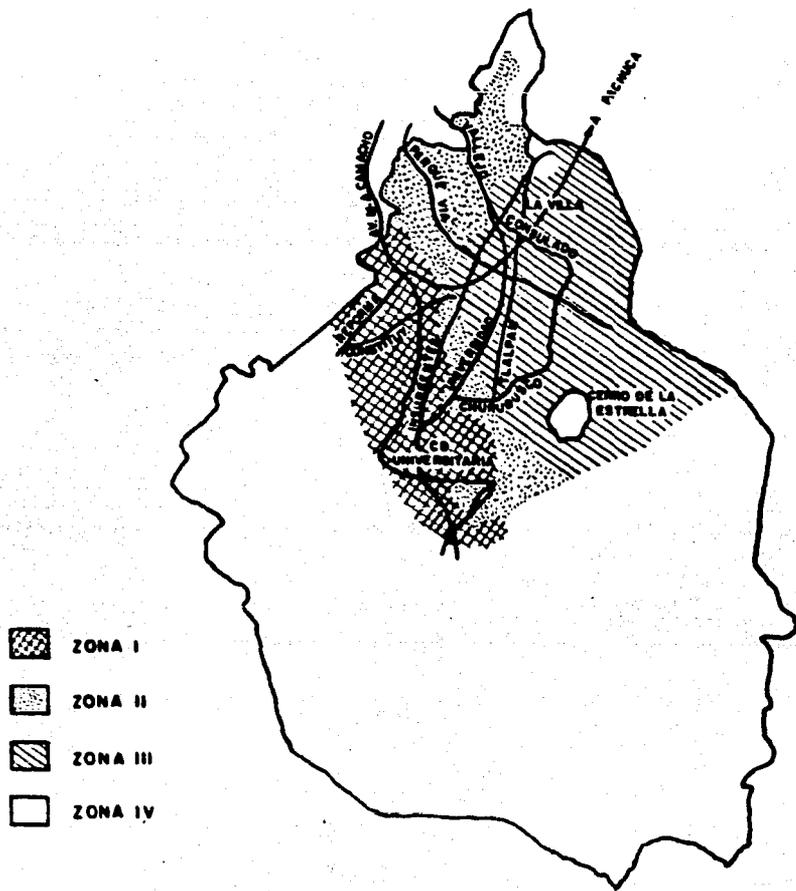


FIG. 27... ZONIFICACION DEL DISTRITO FEDERAL EN CUANTO A TIPOS DE SUBSUELO

TIPO 3: Muros de retención.

TIPO 4: Otras estructuras.

6.1.1.- COEFICIENTE SISMICO.- Se entiende por coeficiente sísmico C el cociente de la fuerza cortante horizontal, en la base de la construcción sin reducir por ductilidad y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Para el cálculo de W se toman las cargas - - muertas y vivas que obran sobre la estructura (Art.234,Reglamento - de las Construcciones para el Distrito Federal).

Los valores mínimos de C para los grupos A y B se presentan en la tabla 7.

Z O N A	COEFICIENTES	
	GRUPO A	GRUPO B
I (terreno firme)	0.208	0.160
II (terreno de transición)	0.260	0.200
III (terreno compresible)	0.312	0.240

TABLA 7

6.1.2.- REDUCCION POR DUCTILIDAD.- Con fines de diseño, - las fuerzas sísmicas para análisis estático y los espectros para análisis sísmico modal se obtendrán, dividiendo respectivamente los coeficientes sísmicos o las ordenadas de los espectros de diseño -- sísmico entre el factor Q' . Donde éste es función del factor de ductilidad Q .

Para aplicar el factor de ductilidad, las estructuras de ben satisfacer los requisitos señalados en la tabla: "Valores del - factor Q de ductilidad" (Art. 235, Reglamento de las Construccio -

nes para el D.F., Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras).

Para el caso de nuestra estructura debe satisfacer los requisitos presentados en la tabla 8:

VALORES DEL FACTOR "Q" DE DUCTILIDAD

CASO	TIPO DE ESTRUCTURACION	REQUISITOS	FACTOR DE DUCTILIDAD
2	I	<p>La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventados de concreto, madera o acero con o sin zona de fluencia definida; así como por marcos contraventados o por muros de concreto, en los que la capacidad de los marcos sin contar muros o contraventos sea cuando menos el 25% del total.</p> <p>El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso (resistencia de diseño calculada tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia) entre la acción de diseño, no diferirá en más de 35% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos.</p>	4.0

TABLA N.º 8

En nuestro caso la estructura que se analiza tiene las siguientes características:

ZONA _____ 1

GRUPO _____ B

TIPO _____ 1

Con estos datos se localiza en la tabla correspondiente y se encuentra que el coeficiente sísmico sin reducir por ductilidad es $C = 0.16$.

Pero como el factor Q de ductilidad es 4, según se vió anteriormente, entonces:

$$C_s = \frac{0.16}{4} = 0.04$$

que será el coeficiente sísmico reducido por ductilidad.

La estructura se analizará bajo la acción de las componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos de fuerzas internas) se combinarán con los de las fuerzas gravitacionales.

En todos los casos se supondrá la más desfavorable de dichas combinaciones, asignando a los efectos sísmicos el signo más desfavorable.

La influencia de fuerzas laterales se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales, los verticales que sean significativos, los giros de todos los elementos integrantes de la estructura así como la continuidad y la rigidez de los mismos.

Se revisará la seguridad contra los estados límite de la cimentación, se supondrá que no obran tensiones entre la subestructura y el terreno, debiéndose satisfacer el equilibrio de las fuerzas y momentos totales calculados. Se podrán admitir tensiones entre la subestructura y elementos tales como, pilotes o pilas, siempre que estos elementos estén específicamente diseñados para resistir dichas tensiones.

Las estructuras con altura menor de 60 m. podrán analizarse de acuerdo con el método estático, en las estructuras con altura superior a 60 m. deberá emplearse el análisis dinámico.

Las especificaciones del Reglamento para las Construcciones del Departamento del Distrito Federal, referentes al análisis dinámico se presentan en el apartado 6.3 .

6.2.- CORTANTE SISMICO ESTATICO POR NIVEL.

6.2.1.- ANALISIS DEL METODO SISMICO ESTATICO.- En este método se parte de una comparación de las resistencias requeridas por diversas estructuras ante la presencia de fuerzas horizontales con objeto de que su comportamiento sea el adecuado en relación con sistemas de diversas intensidades.

Mediante la observación del comportamiento de diversas estructuras se ha llegado a proponer una distribución de fuerzas laterales tal que su efecto en cada piso es aproximadamente equivalente a los efectos dinámicos de un sismo. Las fuerzas equivalentes consi-

deradas en un análisis estático no tienen relación directa con el comportamiento de la estructura ante un sismo.

El objeto que se persigue es el de diseñar una estructura con determinada resistencia lateral capaz de resistir un movimiento sísmico sin sufrir daños estructurales importantes; es un diseño conservador para edificios regulares sin cambios bruscos en la distribución de masas, rigideces, etc. Da una distribución adecuada de cortantes en el caso de estructuras en las que la distribución del modo fundamental de vibración representa un porcentaje elevado de la respuesta máxima de todos los pisos.

En este método para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de una estructura, supone una distribución lineal de aceleraciones horizontales, con valor nulo en la base de la estructura a partir del cual las deformaciones de ésta, pueden ser apreciables.

En el extremo superior se supondrá un valor máximo de la aceleración de tal manera que su valor se obtiene con la expresión:

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

En la base será igual al valor tabulado en el Reglamento de las Construcciones del D.F., (Art. 234) y que se ha obtenido a partir de datos estadísticos.

Este método, en síntesis se refiere a la valuación de fuerzas sísmicas, de acuerdo con el reglamento propuesto, así como la distribución de sus efectos entre sus elementos resistentes en cada entrepiso.

6.2.2- HIPOTESIS.- Se admitirán las siguientes hipótesis:

- 1).- Es posible considerar que la fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa paralelamente a un sistema de elementos que resisten empujes laterales en una sola dirección paralela a su plano.
Debe suponerse además que en todos los entrepisos existen dos sistemas ortogonales de elementos resistentes y que trabajan independientemente. En tal caso,

siempre será posible descomponer la cortante sísmica de un entrepiso, en dos componentes que satisfagan la geometría de la estructura.

- 2).- La rigidez de entrepiso de cada elemento es conocida puesto que en un análisis preliminar hay necesidad de suponer las secciones.
- 3).- Las losas de piso son indeformables, ya que contribuyen a la rigidez del marco (En algunos edificios és ta hipótesis es inadmisibile, tal es el caso de edificios cuya longitud en planta sea varias veces su ancho, y cuya rigidez ante cargas laterales no esté -- distribuída de una manera sensiblemente uniforme en todo su largo. También lo son el de edificios de losas precoladas, y aquellos que poseen elementos verticales resistentes a cargas laterales cuya rigidez sea comparable a la de las losas).
- 4).- Se supondrá que el efecto del temblor equivale al de un sistema de fuerzas horizontales que actúa en dirección paralela a uno de los sistemas de elementos-resistentes y obran en el centro de gravedad de cada nivel.

6.2.3.- PROCEDIMIENTO DE ANALISIS.- El método de análisis se describe a continuación:

- 1).- La fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad del nivel, se calcula suponiendo una estructura (Fig. 28) de varios niveles, sobre la que está actuando una fuerza horizontal.

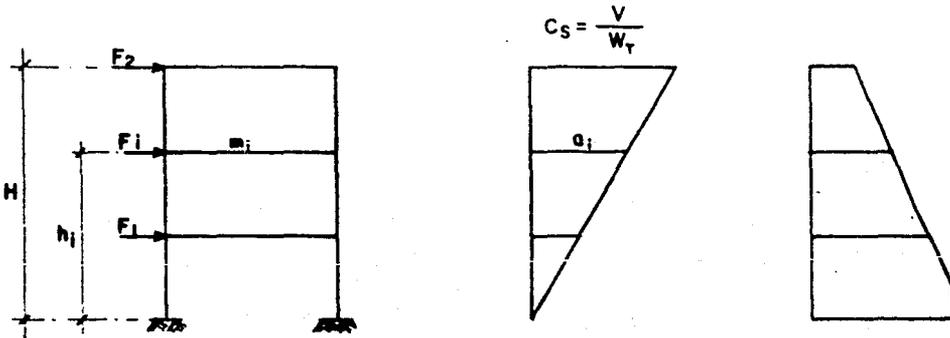


Fig. 28 DIAGRAMA DE ACELERACIONES (FUERZAS CORTANTES TOTALES).

$$F_i = m_i A_i \dots\dots\dots 1$$

$$m_i = \frac{W_i}{g} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{a}{H} = \frac{a_i}{h_i} \therefore a_i = a \frac{h_i}{H} \dots\dots\dots 3$$

Sust. 2 y 3 en 1:

$$F_i = \frac{W_i}{g} a \frac{h_i}{H}$$

$$a = \frac{F_i g H}{W_i h_i} \dots\dots\dots 4$$

$$V = \sum F_i \dots\dots\dots 5$$

$$\sum F_i = \sum \frac{W_i}{g} a \frac{h_i}{H} \dots\dots\dots 6$$

$$C_s = \frac{V}{W_t} \therefore V = C_s W_t = C_s \sum W_i \dots\dots\dots 7$$

Sust. 5 y 7 en 5.

$$C_s \sum W_i = \sum \frac{W_i}{g} a \frac{h_i}{H} \therefore a = \frac{C_s \sum W_i g H}{\sum W_i h_i} \dots\dots\dots 8$$

Sust. 4 en 8.

$$\frac{F_i g H}{W_i h_i} = \frac{C_s \sum W_i g H}{\sum W_i h_i}$$

$$F_i = C_s \sum W_i \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \dots\dots\dots 9$$

Donde:

F_i = Fuerza cortante que estará actuando en el nivel i.

C_s = Coeficiente sísmico.

W_i = Peso del nivel .

h_i = Altura del nivel i sobre el desplante de la estructura.

La expresión 9 es la que se emplea para determinar las -- fuerzas horizontales aplicadas en cada uno de los niveles.

Estos cálculos se presentan en las tablas 9 y 10

2).- Obténgase, por estática, la línea de acción del cortante sísmico en cada entrepiso para las dos direcciones principales (paralelas a los elementos resistentes) en que se efectuará el análisis.

3).- Calcúlense las rigideces de piso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.

4).- Determinése la posición del centro de torsión, en cada entrepiso.

5).- La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco cualquiera en piso es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de rigideces, y el debido al momento torsionante del piso. Esto lleva a producir un efecto de traslación y otro de torsión.

El efecto de traslación, como su nombre lo indica -- tiende a desplazar uniformemente todos los marcos de la estructura, paralelos a la acción del cortante y es repartido proporcionalmente a la rigidez de los mismos.

Si la dirección analizada del sismo es la paralela al eje X, se obtiene el siguiente cortante:

En los marcos X, por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de rigideces:

$$V_{tx} = V \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}}$$

Por lo que respecta al efecto de torsión, este efecto tiende a hacer girar la estructura teniendo como eje de giro, el centro de rigideces (C.R.) incrementando la traslación en unos marcos y en los demás -- disminuyéndola.

Si la dirección analizada del sismo es la paralela - al eje X, se obtiene el siguiente cortante:

$$V_{tx} = \frac{Mt R_{ix} Y_{it}}{(\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2)}$$

$$V_{ty} = \frac{Mt R_{iy} X_{it}}{(\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2)}$$

En las expresiones anteriores:

V_{tx} = Cortante de traslación en la dirección X.

V = Fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado.

R_{ix} = Rigidez de marco en el entrepiso i

V_{tx} ó V_{ty} = Cortante de torsión en la dirección considerada.

X_{it} ó Y_{it} = Coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión - del entrepiso en cuestión.

Mt = Momento torsionante en el entrepiso considerado, que es igual al producto de la fuerza cortante en el piso de la siguiente excentricidad -- dad:

$$e = 1.5 e_s + 0.1 L$$

$$e = e_s - 0.1 L$$

donde e_s es la excentricidad torsional calculada - en el entrepiso considerado y L es la máxima dimen - sión en planta de dicho entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terre

no.

El signo deberá tomar en cada marco tal forma que dé lugar a los máximos esfuerzos.

La tabla 10 muestra un resumen de los cálculos obtenidos a partir de la tabla 9 para cada uno de los niveles, e inmediatamente después se muestran los cálculos de la obtención del cortante sísmico de diseño de los niveles 1 y 8.

6.3.- CORTANTE SISMICO DINAMICO POR NIVEL.

6.3.1.- RESEÑA HISTORICA DE LOS SISMOS.- La corteza de la tierra es muy delgada en proporción al diámetro, su espesor se ha calculado en unos 32 Km. Está formada por dos capas, la exterior granítica y la inferior basáltica. Hay partes en la profundidad del océano donde su base es ya la capa basáltica.

Después de la corteza existe la discontinuidad llamada de Mohorovicic, luego el "manto" que tiene quizá unos 2,900 Km de espesor y se dice que está compuesto por silicatos de hierro y de magnesio.

Después hay otra discontinuidad, compuesta probablemente por óxidos y sulfuros, que a su vez, encierra al núcleo que parece estar formado de una parte exterior y una inferior y constituido por hierro y níquel, materiales que debido a las enormes presiones que obran sobre ellos, tienen que llegar a pesar de 16 a 17 Ton/m³, pues de acuerdo con el peso total calculado al planeta y el que tienen las capas exteriores, en su centro debe alcanzar la densidad indicada.

Entre la corteza y el manto, y formando en ocasiones parte de éste, hay materias incandescentes de las que provienen las erupciones volcánicas.

En atención al aumento de calor que se verifica con la profundidad, se ha calculado que en el centro de la Tierra debe haber una temperatura de 3,500 a 4,000 °C. En la corteza hay masas de rocas que tratando de buscar equilibrio, por años acumulan fuerzas elásticas que en un momento dado ya no pueden resistir y al ve-

NIVEL	DIRECCION	W _i	h _i	W _i h _i	F _{ix}	F _{iy}	CORTANTES		CENTRO GRAVEDAD		F _{ix} \bar{y}	F _{iy} \bar{x}	$\Sigma F_{ix} \bar{y}$	$\Sigma F_{iy} \bar{x}$	POSICION DEL CORTANTE	
							V _x	V _y	\bar{y}	\bar{x}					$\frac{V_x}{\Sigma F_{ix} \bar{y}}$	$\frac{V_y}{\Sigma F_{iy} \bar{x}}$
8		511.23	20.80	10 633.58	36.18	36.18			7.46	14.75	269.90	533.66	269.90	533.66		
	8						36.18	36.18							7.46	14.75
7		402.56	18.20	7 326.96	24.93	24.93			7.72	15.45	182.46	385.17	462.36	918.83		
	7						61.11	61.11							7.57	15.04
6		402.08	18.60	6 280.25	21.37	21.37			7.72	15.45	184.08	330.17	627.54	1 249.00		
	6						82.48	82.48							7.81	15.14
5		422.80	13.00	5 498.39	18.69	18.69			7.69	15.47	143.73	289.13	771.06	1 638.13		
	5						101.17	101.17							7.82	15.20
4		442.12	10.40	4 598.05	15.65	15.65			7.68	15.48	120.18	242.26	691.26	1 780.39		
	4						118.88	118.88							7.83	15.24
3		442.12	7.80	3 448.54	11.73	11.73			7.68	15.48	90.09	181.88	691.34	1 661.97		
	3						128.88	128.88							7.83	15.26
2		442.12	5.20	2 299.02	7.82	7.82			7.68	15.48	60.06	121.05	1 041.40	2 083.08		
	2						136.57	136.57							7.44	15.27
1		442.12	2.60	1 149.51	3.91	3.91			7.68	15.48	30.03	60.85	1 071.43	2 143.55		
	1						140.28	140.28							7.64	15.28
SUMAS		3807.37		41 228.41												

ZONA I (Terreno Firme)

GRUPO B

COEFICIENTE SISMICO C=0.16

FACTOR DE DUCTILIDAD=4

COEF. SISMICO REDUCIDO POR DUCTILIDAD = 0.16/4 = 0.04

$$F = W_T C_s \frac{W_i h_i}{\Sigma W_i h_i} = 3 507.37 (0.04) \frac{W_i h_i}{41 228.41}$$

$$= 0.034028 W_i h_i$$

TABLA 9.- CORTANTE SISMICO ESTATICO POR NIVEL.

NIVEL	CENTRO DE MASAS	CENTRO DE RIGIDECES	POSICION DEL CORTANTE	EXCENTRICIDAD	
				e _x	e _y
+ 8	(14.75 , 7.46)	(15.77 , 7.56)	(14.75 , 7.46)	1.02	0.10
+ 7	(15.45 , 7.72)	(15.77 , 7.59)	(15.04 , 7.57)	0.73	0.02
+ 6	(15.45 , 7.72)	(15.85 , 7.55)	(15.14 , 7.61)	0.71	0.06
+ 5	(15.47 , 7.69)	(16.06 , 7.55)	(15.20 , 7.62)	0.86	0.07
+ 4	(15.48 , 7.68)	(16.06 , 7.55)	(15.24 , 7.63)	0.82	0.08
+ 3	(15.48 , 7.68)	(16.06 , 7.55)	(15.26 , 7.63)	0.80	0.08
+ 2	(15.48 , 7.68)	(16.04 , 7.54)	(15.27 , 7.64)	0.77	0.10
+ 1	(15.48 , 7.68)	(15.95 , 7.51)	(15.28 , 7.64)	0.67	0.13

TABLA 10

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS
RESISTENTES

NIVEL N + 8

EJE	h_{ix}	y_i	$h_{ix} y_i$	y_{ii}	$h_{ix} y_{ii}$	$h_{ix}^2 y_{ii}^2$	E F E C T O D E V_x			E F E C T O D E V_y
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
1	26,368	14.90	392,688.5	+ 7.34	+193,319.1	1 420,430.2	7.92	+ 0.67	8.59	+ 1.93
2	26,368	10.98	289,698.8	+ 3.39	+ 89,877.4	302,988.2	7.92	+ 0.31	8.23	+ 0.69
3	18,978	7.46	141,366.1	- 0.11	- 2,087.6	229.6	5.70	+ 0.01	5.71	+ 0.01
4	22,417	3.98	89,347.2	- 3.61	- 80,885.4	292,140.6	6.73	+ 0.24	6.97	+ 0.37
5	24,365	0.00	000.0	- 7.56	-199,319.4	1 896,854.7	7.92	+ 0.56	8.50	+ 0.92
S	120,490		911,469.5			3 822,644.3				

EJE	h_{iy}	x_i	$h_{iy} x_i$	x_{ii}	$h_{iy} x_{ii}$	$h_{iy}^2 x_{ii}^2$	E F E C T O D E V_x			E F E C T O D E V_y
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
A	14,401	0.00	000.0	- 13.77	- 227,103.6	3 301,428.9	4.02	+ 1.05	5.07	+ 0.66
B	14,401	3.98	57,315.9	- 11.87	- 170,939.9	2 609,066.3	4.02	+ 0.79	4.81	+ 0.50
C	14,401	7.96	113,637.9	- 7.92	- 114,285.9	903,372.9	4.02	+ 0.33	4.35	+ 0.33
D	14,401	11.94	172,012.0	- 3.77	- 54,291.9	204,069.9	4.02	+ 0.23	4.27	+ 0.18
E	14,401	15.92	227,666.4	- 0.42	- 6,046.4	2,540.3	4.02	+ 0.03	4.05	+ 0.02
F	14,401	19.90	286,380.4	+ 3.58	+ 51,569.6	184,999.3	4.02	+ 0.31	4.33	+ 0.18
G	14,401	23.88	343,423.5	+ 7.75	+111,319.7	849,091.5	4.02	+ 1.11	5.13	+ 0.38
H	14,401	27.86	401,067.9	+ 12.06	+173,964.1	2 101,466.1	4.02	+ 1.73	5.75	+ 0.60
I	14,401	32.17	463,869.2	+ 16.40	+266,176.4	3 873,293.0	4.02	+ 2.35	6.37	+ 0.81
S	129,609		2 664,999.9			17 740,879.4				

$$V_x = 36.18$$

$$V_{Dx} = \frac{36.18}{120,490} (h_{ix})$$

$$V_y = 36.18$$

$$V_{Dy} = \frac{36.18}{129,609} (h_{iy})$$

$$2 \sum h_{ix} V_{ix}^2 + 2 \sum h_{iy} V_{iy}^2 = 3 822,644.3 + 17 740,879.4 = 17,263,519.7$$

$$e_y = 0.10$$

$$M_{Tx} = 36.18 (1.15 \times 0.1 + 0.1 \times 14.90) = 59.34$$

$$M_{Ty} = 36.18 (0.10 - 0.1 \times 14.90) = -50.29$$

$$e_x = 1.02$$

$$M_{Tx} = 36.18 (1.02 \times 1.02 + 0.1 \times 32.17) = 171.78$$

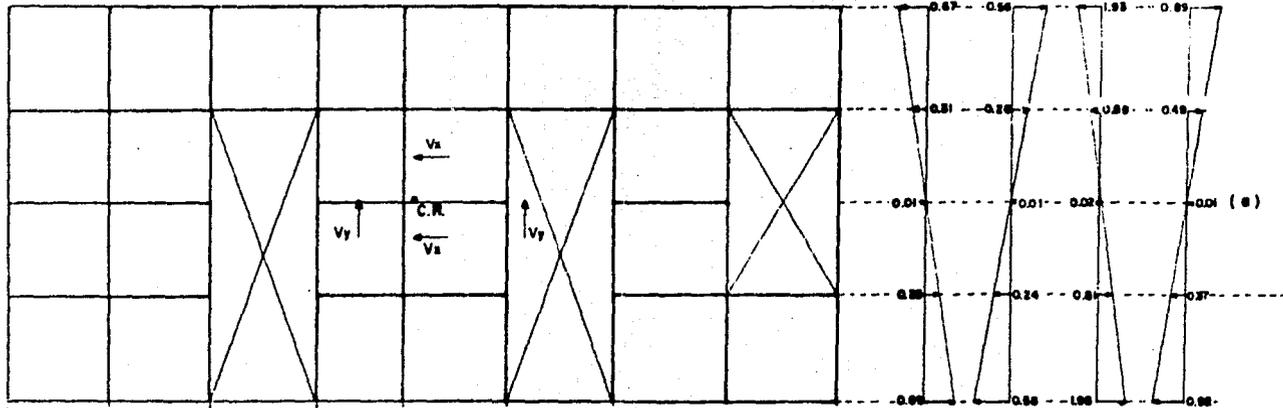
$$M_{Ty} = 36.18 (1.02 - 0.1 \times 32.17) = -79.49$$

$$V_{Tx1} = \frac{59.34}{17 263,519.7} \times \frac{(h_{ix} y_{ii})}{(h_{iy} x_{ii})}$$

$$V_{Ty1} = \frac{171.78}{17 263,519.7} \times \frac{(h_{ix} y_{ii})}{(h_{iy} x_{ii})}$$

$$V_{Tx2} = \frac{-50.29}{17 263,519.7} \times \frac{(h_{ix} y_{ii})}{(h_{iy} x_{ii})}$$

$$V_{Ty2} = \frac{-79.49}{17 263,519.7} \times \frac{(h_{ix} y_{ii})}{(h_{iy} x_{ii})}$$

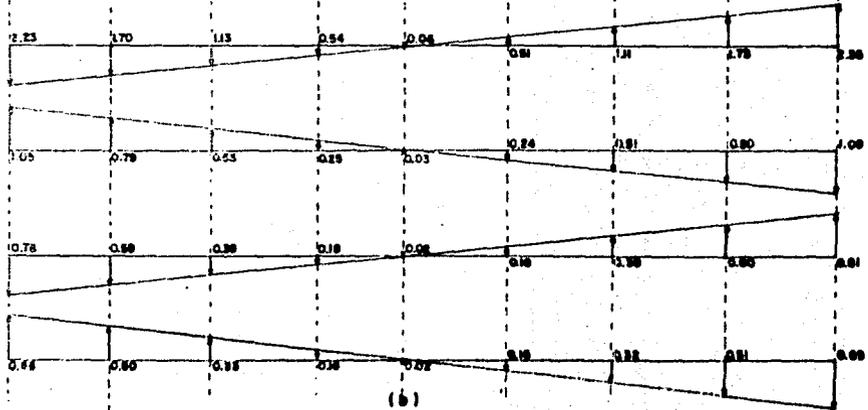


72

M + S

DIAGRAMAS EN EL NIVEL B QUE NOS MUESTRAN:

- a) La torsión que experimenta la estructura ante la acción del cortante en la dirección "x"
- b) La torsión que experimenta la estructura debido al efecto del cortante en la dirección "y"



(b)

DISTRIBUCION DE CORTANTES ENTRE LOS ELEMENTOS
RESISTENTES

NIVEL N + 1

EJE	K_{1x}	Y_1	$K_{1x} Y_1$	Y_{10}	$K_{1x} Y_{10}$	$K_{1x} Y_{10}^2$	E F E C T O D E V_x			E F E C T O D E V_y
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
1	89,717	14.90	1321,693.6	+ 7.39	+655,616.6	+ 486,621.6	28.91	+ 2.91	30.82	+ 6.29
2	97,944	10.95	1068,916.8	+ 3.44	+ 334,653.4	+ 1161,929.9	30.73	+ 1.26	32.01	+ 3.21
3	90,460	7.45	673,805.0	- 0.06	- 4,827.0	288.0	29.40	+ 0.01	29.41	+ 0.03
4	98,099	3.98	387,679.2	- 3.66	- 33,616.2	+ 116,489.7	27.81	+ 0.97	28.78	+ 1.01
5	99,731	0.00	000.0	- 7.96	- 673,678.0	+ 906,637.9	28.33	+ 2.08	30.41	+ 3.99
Σ	444,937		3 994,127.6			12 179,999.1				

EJE	K_{1y}	X_1	$K_{1y} X_1$	X_{10}	$K_{1y} X_{10}$	$K_{1y} X_{10}^2$	E F E C T O D E V_y			E F E C T O D E V_x
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
A	47,691	0.00	000.0	- 18.00	- 798,671.0	12 192,709.0	14.17	+ 4.68	18.87	+ 2.36
B	58,113	3.90	226,640.7	- 18.00	- 798,671.7	8 494,182.0	17.26	+ 4.68	21.91	+ 2.16
C	49,889	7.95	397,607.0	- 0.10	- 39,868.0	3 210,202.2	14.96	+ 2.36	16.66	+ 1.29
D	47,690	18.00	858,600.0	- 3.90	- 149,002.9	744,679.0	14.21	+ 1.69	15.90	+ 0.88
E	98,499	18.90	1861,121.8	- 0.90	- 33,994.0	88,336.4	16.78	+ 0.20	16.98	+ 0.19
F	82,181	19.95	1639,299.8	+ 3.49	+ 177,448.4	999,339.0	19.90	+ 1.79	17.29	+ 0.68
G	92,219	23.90	2204,638.8	+ 7.99	+ 994,223.8	2 979,289.0	19.91	+ 3.78	19.29	+ 1.91
H	98,664	27.90	2752,121.4	+ 11.99	+ 697,397.6	8 296,912.4	17.41	+ 6.69	24.19	+ 2.67
I	99,049	32.17	3191,676.3	+ 16.99	+ 611,794.0	12 167,911.0	14.97	+ 7.78	22.69	+ 3.11
Σ	472,228		7 634,919.2			49 899,643.9				

$$V_x = 140.28$$

$$V_{x10} = \frac{140.28}{444,937} (K_{1x})$$

$$V_y = 140.28$$

$$V_{y10} = \frac{140.28}{472,228} (K_{1y})$$

$$\Sigma K_{1x} V_x^2 + \Sigma K_{1y} V_y^2 = 12 179,999.1 + 49 899,913.9 = 61,774,473.0$$

$$e_y = 0.15$$

$$M_{Tx} = 140.28 (1.5 \times 0.25 + 0.12 \times 14.90) = 236.37$$

$$M_{Ty} = 140.28 (0.15 - 0.12 \times 14.90) = -199.78$$

$$e_x = 0.67$$

$$M_{Ty} = 140.28 (1.64 \times 0.67 + 0.12 \times 32.17) = 892.26$$

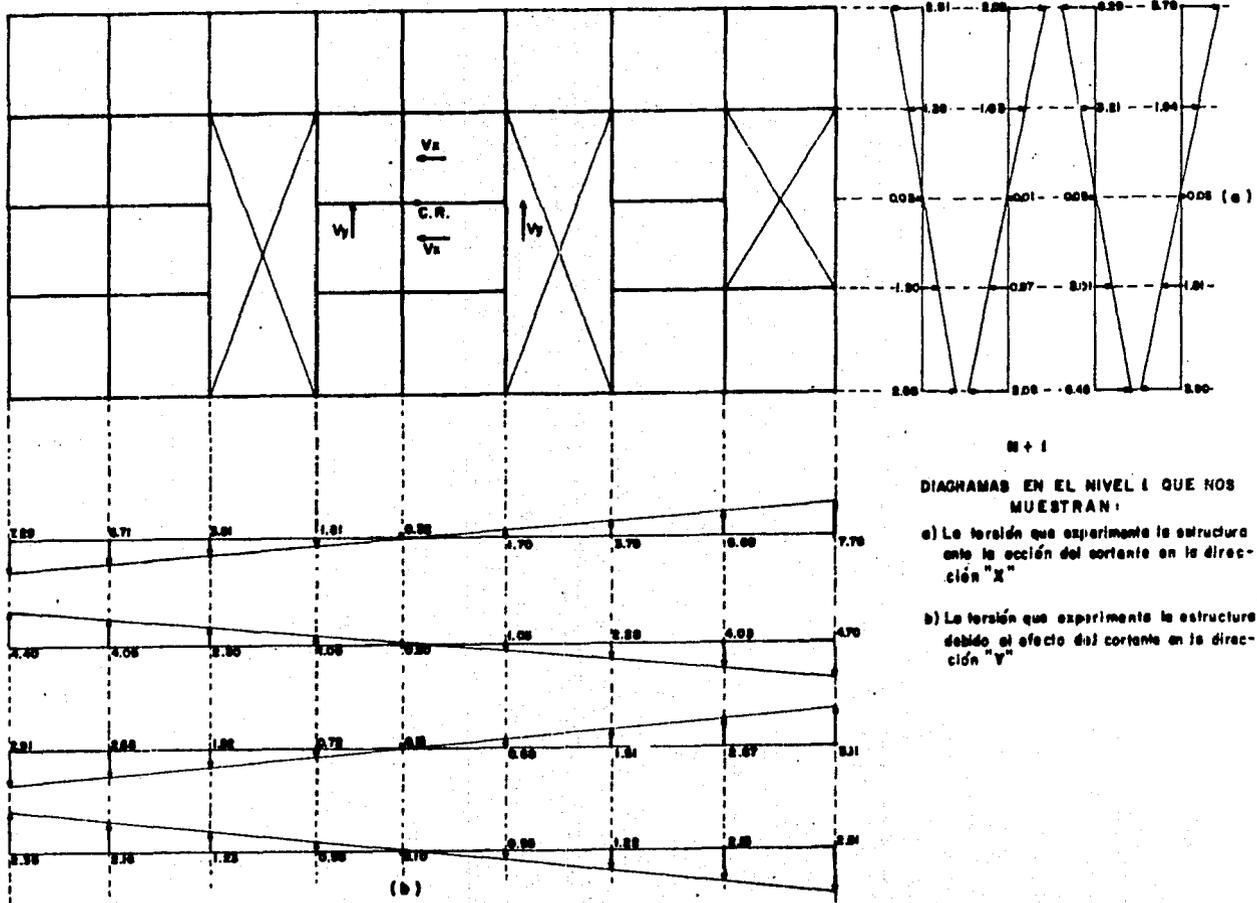
$$M_{Tx} = 140.28 (0.67 - 0.12 \times 32.17) = -397.29$$

$$V_{Tx1} = \frac{236.37}{61 774,473.0} \times \begin{pmatrix} K_{1x} Y_{10} \\ \delta \\ K_{1y} X_{10} \end{pmatrix}$$

$$V_{Ty1} = \frac{892.26}{61 774,473.0} \times \begin{pmatrix} K_{1x} Y_{10} \\ \delta \\ K_{1y} X_{10} \end{pmatrix}$$

$$V_{Tx2} = \frac{-199.78}{61 774,473.0} \times \begin{pmatrix} K_{1x} Y_{10} \\ \delta \\ K_{1y} X_{10} \end{pmatrix}$$

$$V_{Ty2} = \frac{-397.29}{61 774,473.0} \times \begin{pmatrix} K_{1x} Y_{10} \\ \delta \\ K_{1y} X_{10} \end{pmatrix}$$



nir el colapso, éste se traduce en movimientos bruscos o sísmicos .- Estos básicamente, son causados por roturas de esa corteza, por los acomodamientos en cavernas subterráneas y por erupciones de los volcanes.

Todos estos fenómenos mecánicos pueden tomar su energía de las características térmicas, radioactividad, magnetismo y fuerza -- gravitacionales de la tierra.

Los temblores producidos por erupciones de los volcanes se llaman "volcánicos" y los demás "tectónicos".

Los temblores que han sido más intensos, han abarcado más grandes extensiones y han causado mayores daños, han sido los tectónicos, aunque por supuesto, los volcánicos en muchas ocasiones han provocado también enormes desastres.

La razón de los temblores, como resultado del paso de ondas elásticas emitidas al liberarse energía de deformación almacenada en una región del interior de la tierra, puede contemplarse dentro de la teoría de Tectónica de Placas, que establece que la litósfera está dividida en una decena de placas rígidas con movimiento relativo entre sí.

Los límites de estas placas se caracterizan por ser zonas - de creación de corteza de subducción o de simple movimiento entre - placas.

En épocas remotas, solamente existía un supercontinente de nominado Pangaea, que en el Jurásico se desmembró y dió origen a los continentes actuales. La existencia de corrientes convectivas por debajo de la corteza (litósfera) ocasionó el rompimiento de una parte de aquella y el actual movimiento de las placas terrestres.

La esfera terrestre está cubierta por una capa no uniforme-constituída por diferentes fragmentos que tienen movimiento propio; cada fragmento constituye una placa de corteza que puede ser de dos tipos: continental, constituída por material granítico, y oceánica , formada por material basáltico más denso que el primero.

Su movimiento ha motivado que algunas de estas placas tiendan a chocar; que la menos densa cabalgue sobre la de mayor densidad y que se formen rasgos distintivos del fondo marino, como las trincheras y las cordilleras meso-oceánicas.

Por otro lado, en la parte continental se forman pliegues de la corteza y se originan las montañas, además de que el material proveniente de la placa oceánica se funde, debido a altas temperaturas y presión, a una profundidad aproximada de 80 Kilómetros debajo del continente, y busca salida hacia el exterior por las partes más debiles por lo que se forman los volcanes.

En las trincheras se profundizan las corrientes convectivas y se "consume" suelo, mientras que en las zonas de creación de piso oceánico, localizadas a lo largo de las cordilleras meso-oceánicas, asciende magma.

Sobre los temblores ocurridos frente a las costas de Guerrero, se debe tomar en cuenta que en las zonas de subducción o convergencia, localizadas en las trincheras, uno de los límites de las placas se desliza debajo del otro.

Vista a la luz de la teoría de Tectónica de placas, la -- Costa del Pacífico, entre los estados de Jalisco hacia el sureste, Chiapas y Centroamérica, presenta características topográficas y -- sísmicas propias de una zona de subducción.

La placa que se sumerge paralelamente a la costa se conoce como Placa de Cocos, mientras que la continental como Placa Americana. Puede presumirse que la generación de temblores en esa zona se debe a la acumulación de esfuerzos provocados por el deslizamiento entre estas dos placas.

Las ondas elásticas emitidas al liberarse la energía pueden registrarse por medio de sismógrafos y así determinar los parámetros cinemáticos que caracterizan a los temblores como son: la hora origen, las coordenadas epicentrales, la profundidad de foco y la magnitud.

Esta última es el parámetro que está relacionado con la energía liberada en el foco de los temblores.

Varias son las cuestiones que aún se desconocen de los temblores.

La duda primordial es la que se refiere al mecanismo que produce la emergencia de material magmático en ciertas regiones de la tierra, y que tiene como resultado el deslizamiento y choque de las placas. Hay diversas teorías que tratan de explicar el fenómeno

y diversas posibilidades para ello, pero no se sabe nada a ciencia cierta sobre como se origina.

Otro aspecto que no se conoce todavía es el grado de velocidad con que se produce el deslizamiento relativo entre las placas al producirse un temblor. Se tienen indicaciones de las dimensiones del área que falla y de la velocidad a la que se propaga esa falla, pero sólo en términos globales.

Podría suceder, que al estar una zona de la corteza terrestre sometida a esfuerzos de una cierta magnitud, fallara al mismo tiempo toda el área o lo hiciera en diversos sitios relativamente alejados entre sí, y con diferencias de tiempo muy pequeñas.

A veces un sismo de origen volcánico provoca otro tectónico o viceversa.

En algunas ocasiones, las aguas del mar penetran por alguna grieta que se abre a capas incandescentes, se convierten en vapor y explotan. El movimiento de unas rocas puede inducir a la rotura ó acomodamientos de otras y, por todo esto, no es raro que unos temblores seguidos puedan tener dos o más hipocentros diferentes.

Motivados por un sismo, pueden surgir vapores o materiales del subsuelo, se han llegado a cegar pozos existentes y en ocasiones se han producido avalanchas de tierra o de arena en mantos inclinados que han llegado, como la lava de los volcanes, a invadir poblaciones o campos de cultivo.

El "hipocentro" o foco del temblor, es el sitio de donde parte el movimiento, el "epicentro" o "epifoco" es el lugar de la superficie de la tierra donde se proyecta.

México es fundamentalmente un país sísmico, pero tiene también zonas en las que no tiembla y zonas de gran actividad las cuales se indican en el mapa con las anotaciones correspondientes (Fig. 29)

6.3.2.- TRANSMISION DEL MOVIMIENTO.- Las ondas que transmiten los movimientos del temblor de tierra, tienen lógicamente un período de tiempo y una amplitud.

Los temblores provocan ondas longitudinales, similares a las de la propagación del sonido, ondas transversales comparables a

ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA

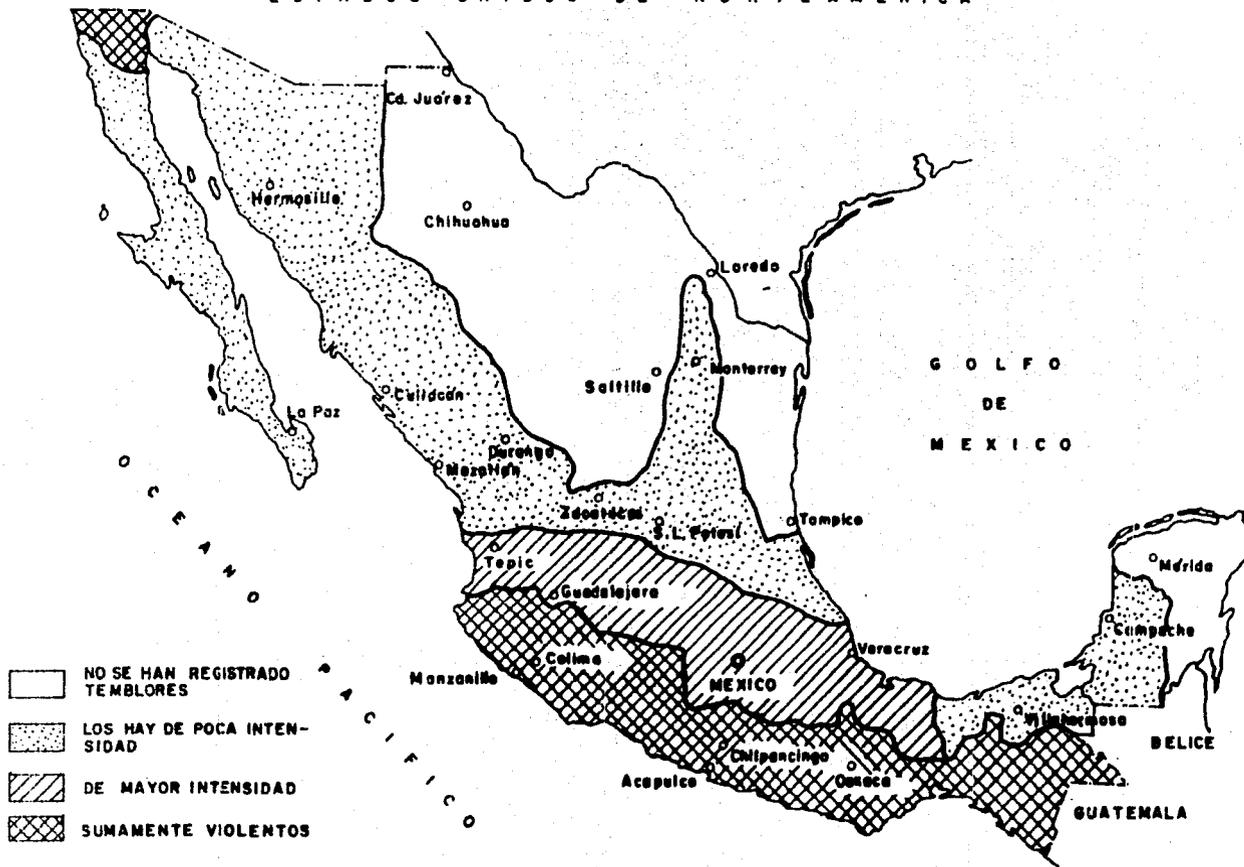


Fig. 29.- ZONAS SISMICAS EN MEXICO

las de la luz y superficiales como las de un mar agitado.

Las longitudinales cuyas vibraciones tienen la misma dirección en que se propaga la onda, son las más rápidas.

Tales velocidades son más rápidas cuando atraviesan un medio compacto y disminuyen al pasar por capas de la corteza terrestre donde las rocas tienen intersticios entre una y otra

La transmisión de movimiento es proporcionalmente más rápida cuando el hipocentro es más profundo.

Las ondas superficiales se propagan en las capas superiores y son las más lentas.

Normalmente, los períodos de las ondas son más largos -- mientras más lejos están del hipocentro y cuanto menos duro sea el terreno donde se verifican. A distancias muy grandes, para las ondas longitudinales, se han llegado a calcular hasta de 5 a 13 seg. y para las transversales de 11 a 14. Los temblores de tan grandes períodos, en realidad no importan para la resistencia de las construcciones, pues ya sus movimientos son tan suaves que su efecto en ellas tiene que ser muy reducido.

Cerca del epicentro y cuando se trata de temblores fuertes, aún lejos de él, los períodos se reducen a sólo de 0.3 a 3 -- seg., siendo éstos los que nos tienen que interesar, ya que afectan considerablemente a los edificios.

Desde luego, es un hecho que, mientras mayor es la distancia a ese hipocentro, más diferencia hay en los tiempos de recorrido de los distintos tipos de ondas, de manera que lejos de él, puede sentirse con más duración un temblor que fue breve en el lugar donde se generó. En general, el mismo sismo, empieza con ondas de rápida oscilación, o sea corto período, viniendo después de más larga duración.

A través del agua, las ondas se pasan con más facilidad y más fácilmente también se propagan sus efectos; de ahí que en los terrenos de aluvión o acuosos como el del Valle de México, los edificios sufren más que cuando se hallan sobre lomas o en general sobre suelos de más baja compresibilidad.

De todas maneras, los movimientos sísmicos son siempre el resultado de diferentes impulsos, de distintas direcciones, condiciones e intensidades.

Ellos son frecuentemente acompañados por ruidos subterráneos, más notables en suelos rocosos.

6.3.3.- ESFUERZOS QUE PROVOCAN LOS TEMBLORES EN LAS CONSTRUCCIONES.- Con frecuencia se supone sencillamente que al presentarse el sismo, la construcción va a quedar sujeta a unas fuerzas horizontales que la empujan lateralmente en uno y otro sentidos y sus diferentes elementos se calculan en forma estática para poder soportarlas.

Es evidente que todo edificio está en mejores condiciones antisísmicas cuando más capacitado está para resistir esas fuerzas horizontales, pero desde el momento en que nos proponemos valorizarlas y determinar en realidad sus efectos, es necesario recurrir, aunque sea de la manera más elemental, a la dinámica, ya que el temblor produce movimientos en las construcciones.

El estudio, de acuerdo con ella, además de darnos una visión clara del problema, nos pondrá en condiciones de apreciar hasta que grado y con que limitaciones se puede usar el cálculo, suponiendo el fenómeno como si fuera estático.

6.3.4.- CONCEPTOS FUNDAMENTALES.- Pero antes de introducirnos al estudio dinámico de las estructuras, necesitamos referirnos a la explicación de los siguientes conceptos que son fundamentales y los cuales nos servirán como base en el mismo.

6.3.4.1.- INERCIA.- La inercia es la propiedad que tienen los cuerpos para oponerse al movimiento cuando están en reposo o al cambio de velocidad cuando se mueven.

Como normalmente, aunque sólo sea por adherencia, el edificio está ligado al terreno, éste, al moverse, lo arrastra en su movimiento; sin embargo, por inercia, la construcción trata de quedarse en su posición inicial (Fig. 30) y así, se generan en ella unas fuerzas de reacción cuya resultante E es igual y de sentido contrario a la acción producida por el suelo F .

$$F = E$$

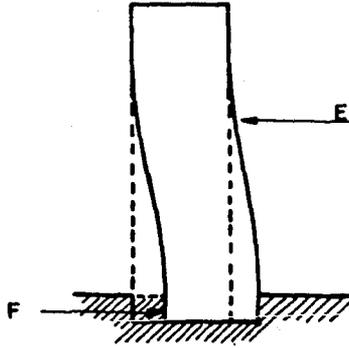


Fig. 30

6.3.4.2.- ELASTICIDAD.- Elasticidad es la propiedad que tienen los cuerpos, en mayor o menor grado, para volver a su forma inicial una vez que cesa la fuerza que los ha deformado temporalmente

El terreno tiene una elasticidad, y por ella tiende a volver a su posición inicial cuando el sismo lo mueve, aunque también a veces, por su plasticidad, puede conservar parte de su deformación.

Si un edificio pudiera ser absolutamente rígido y resistiera el impacto sin romperse, seguiría fielmente los movimientos del terreno.

Si la construcción es más flexible, como ocurre cuando está hecha con estructura de columnas y traveses de concreto y de una manera aún más exagerada, si tal estructura es de acero, el edificio no seguirá exactamente los movimientos del terreno, y, también por su elasticidad, antes de volver a su estado de reposo quedará moviéndose de un lado a otro aunque el suelo haya experimentado un sólo movimiento de vaivén (Fig. 31).

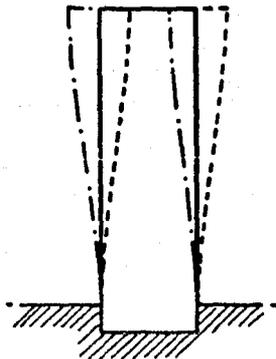


Fig. 31

6.3.4.3.- ACELERACION.- Lo que produce el impacto no es la velocidad, sino el cambio de ésta o sea la aceleración.

La aceleración se determina por una medida de longitud y una de tiempo, al cuadrado.

Por lo tanto, lo que importa del sismo es la aceleración que produce en el terreno y el temblor será más intenso mientras mayor sea tal aceleración, aunque como veremos más adelante, también tiene gran significación, por lo que se refiere a los efectos destructivos, la duración del tiempo en que permanezca moviéndose la tierra y la flexibilidad del edificio.

Hay varias escalas para medir la intensidad de los temblores y dan idea de los perjuicios que ocasionan.

Simplificando al máximo la descripción de los efectos, la escala que tiene 12 grados, es como se presenta en la tabla 11.

Hay que entender que las aceleraciones de la escala, se tienen que referir a movimientos de cierta amplitud, pues podría darse el caso de que una fuerte aceleración con muy pequeño desplazamiento en el terreno, por ejemplo, de 2 mm no cuasará perjuicios en el edificio, ya que: es fácil que el suelo al moverse, se deslice algo con relación a los cimientos, que su misma deformación reduzca o anule su efecto en el edificio, o que los pequeños movimientos que éste sufre, precisamente por serlo, tengan un grado proporcionalmente grande de amortiguamiento.

Además, es muy posible que los desplazamientos cortos del terreno, correspondan a un período en que el edificio se aparte bastante del primer modo de vibrar, en cuyo caso, aunque la aceleración sea fuerte los esfuerzos serán proporcionalmente reducidos.

Por otra parte, es oportuno hacer notar que el grado de intensidad de cualquier temblor, siempre debe estar relacionado con un lugar determinado pues hasta ahora, los movimientos sísmicos siempre han acabado por anularse totalmente y así el temblor que en un sitio es del grado nueve, a medida que se va amortiguando va en otros puntos siendo de menor y menor intensidad.

Con la aceleración así determinada por la experiencia obtenida anteriormente de temblores verificados y si el edificio fuera absolutamente rígido, ya podríamos obtener el empuje horizontal que

el temblor ejerce sobre él, pues siempre la fuerza es igual a la masa por la aceleración.

$$F = Ma$$

Por otra parte, la masa M se calcula dividiendo el peso P entre la aceleración de la gravedad g.

GRADO	ACELERACION	DESIGNACION
I	0 a 2.5 mm/seg ² Sólo se registra en sismógrafos	Insensible.
II	2.5 a 5 mm/seg ² Lo sienten pocos.	Muy ligero
III	5 a 10 mm/seg ² Lo sienten varios.	Ligero.
IV	10 a 25 mm/seg ² Se mueven objetos ligeros.	Mediano.
V	25 a 50 mm/seg ² Se mueven objetos pesados.	Algo fuerte
VI	50 a 100 mm/seg ² Todos despiertan.	Fuerte.
VII	100 a 250 mm/seg ² Caen aplanados.	Muy fuerte.
VIII	250 a 500 mm/seg ² Caen chimeneas.	Ruinoso.
IX	500 a 1000 mm/seg ² Caen partes de edificios.	Destructor.
X	1000 a 2500 mm/seg ² Edificios averiados.	Muy destructor.
XI	2500 a 5000 mm/seg ² Edificios destruidos.	Catastrófico
XII	5000 o más mm/seg ² No queda obra humana, cambia el cause de los ríos y se altera la superficie de la tierra.	Gran catástrofe.

TABLA 11.- ESCALA PARA MEDIR LA INTENSIDAD DE LOS TEMBLORES Y PERJUICIOS QUE OCASIONAN

Esta es la aceleración determinada por la velocidad que va adquiriendo un cuerpo al caer en el vacío, pues sí lo hace en el aire, éste le opondrá una resistencia que variará según su superficie.

6.3.4.4.- COEFICIENTE SISMICO.- Se le llama coeficiente sísmico y lo designaremos por la letra C al valor que multiplicado por el peso del edificio, determina la fuerza que de acuerdo con su aceleración, el temblor ejerce en la base.

$$F = C P$$

Como se comprenderá, todo cálculo para una construcción antisísmica tiene que partir del impacto que el terreno, al moverse, ejerce en su base, de manera que es fundamentalmente importante la determinación de dicho coeficiente.

Si se trata de hacer el cálculo dinámicamente, lo cual es más correcto, basta con suponer la aceleración que puede tener al moverse el terreno del lugar. Esta se obtiene por la que se ha registrado durante sísmos sucedidos en dicho terreno o en zonas con características semejantes y más o menos equidistantes de epicentros determinados.

Desde luego que aún en la misma ciudad las aceleraciones pueden ser distintas en una parte que en otra, de acuerdo con la naturaleza del subsuelo.

Todos los coeficientes se deben incrementar hasta un 30% cuando se trata de edificios que alojan a gran número de personas, contienen instalaciones de gran importancia para la colectividad o albergan cosas de gran valor.

Aunque los esfuerzos que se obtienen en la base mediante estos coeficientes serán relativamente reducidos, al efectuar el cálculo de acuerdo con la dinámica y al considerar los movimientos de la construcción, los efectos en ella resultarán a veces bastante incrementados.

El cálculo dinámico nos dará, de acuerdo con la naturaleza del edificio, los esfuerzos que corresponden a sus diferentes niveles

y la forma en que se deben incrementar o disminuir.

Como es prácticamente imposible exigir que todos los constructores dominen el cálculo dinámico y se atengan, por tanto a sus resultados, en los reglamentos de construcciones se puede admitir que -- los esfuerzos en los diferentes niveles, derivados del que se ha su -- puesto en la base, obren como si se ejercieran en reposo, sin tener en cuenta aumentos o disminuciones resultantes de la elasticidad y el movimiento; pero en este caso, para lograr cierta compensación, se proponen siempre coeficientes sísmicos mayores a los que se deducen de la simple aceleración y se hacen variar de acuerdo con los tipos de estructura. También se fijan basándose en las experiencias obtenidas al observar los desperfectos causados en los edificios por pasados temblores.

Para este caso del cálculo, que impropriamente llamaremos "estático", el Reglamento del Distrito Federal da diferentes coeficientes sísmicos que hacen variar con: la clase del terreno donde se construya, el tipo constructivo del edificio y el uso para el que se destine.

Esta clasificación se hizo anteriormente cuando se analizó la estructura estáticamente.

Tanto en uno como en otro sistema de cálculo, es usual admitir que el suelo es ilimitadamente resistente: de manera que, como hemos visto, su fuerza se calcula en proporción a la masa o más prácticamente al peso del edificio.

Por nuestra parte, no podemos aceptar ciegamente dicha aseveración, pues es muy posible que durante el mismo sismo, si el terreno es blando, agite con gran intensidad una casa pequeña y se deforme, aunque sea parcialmente, antes de comunicar por entero sus movimientos a un edificio excepcionalmente pesado. De todas maneras, en principio y para luego aplicarlos con criterio, naturalmente aceptamos los coeficientes sísmicos.

6.3.4.5.- MOVIMIENTO PENDULAR.- Si un cuerpo fuera lanzado al espacio, donde no hubiera aire o fuerza gravitacional que lo solicitara, seguiría moviéndose siempre.

Esta es la ley que siguen los cuerpos celestes.

En el caso del péndulo , aunque iniciara su movimiento con un sólo impulso, si no hubiera aire que le estorbara ni ninguna disipación de energía por el rozamiento que pudiera tener el hilo con la argolla que lo sostiene, quedaría meciéndose eternamente.

El tiempo en segundos que emplea en hacer su recorrido completo de uno a otro lado, incluyendo su ida y vuelta, se llama "período".

Si el peso de la cuerda es despreciable, suponemos que no tiene rozamiento o resistencia al doblar en la unión al elemento que la sostiene, el péndulo se conserva en el mismo lugar, se mueve en el vacío y la amplitud de la oscilación no es proporcionalmente exagerada; aunque la fuerza que lo impulsa varíe en intensidad, el período es prácticamente constante.

Sólo se podrá alterar cambiando la longitud de la cuerda , sin embargo, su duración es independiente del peso de la masa y de la amplitud de la oscilación.

A mayor fuerza de impulso habrá un más amplio recorrido pero el período será el mismo, pues en proporción a la trayectoria variará la velocidad.

Si el período es, por ejemplo, a 0.5 seg todo sucederá según lo indica la Fig. 32.

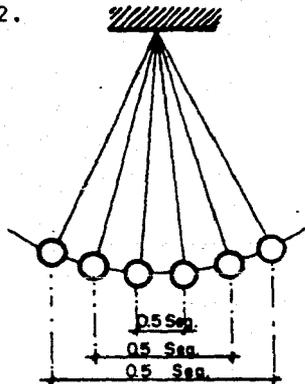


FIG. 32

Sobre este principio están basados los relojes de péndulo - cuya oscilación dura prácticamente el mismo tiempo, aunque su cuerda

esté más o menos tensionada. Su masa tiene una sección en forma de huso para cortar el aire y bajo ella llevan un tornillo que para -- prolongar el período, puede desenroscarse ligeramente, alargando la varilla que la sostiene (Fig. 33).

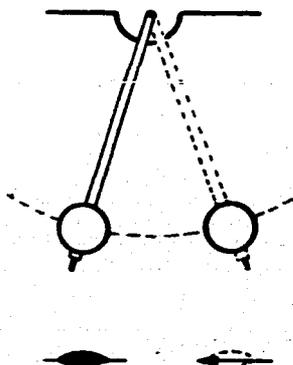


FIG. 33

Con una masa sujeta a una barra que a su vez está empotrada en un terreno, sucede lo mismo que en el péndulo, sólo que en este caso, su posición está invertida (Fig. 34).

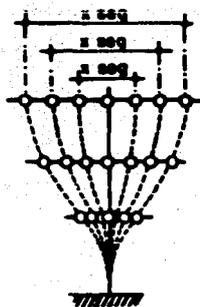


FIG. 34

Fuera de la resistencia del aire, en el caso del péndulo, el movimiento se va disminuyendo por el rozamiento del hilo con la argolla de la que pende. En el de la barra empotrada a ese movimiento - se opone su misma resistencia, que va verificando el fenómeno llamado "disipación de energía" y que la disipa, ya sea modificando la es

estructura de la barra al romper las partículas de su estructura o -- simplemente deformándolas plástica o elásticamente, en todos los casos, convirtiendo la energía en calor.

En igualdad de circunstancias y dentro de unos límites reducidos de movimiento, en los que la barra no sufra roturas ni de formaciones plásticas (que no tienden a recuperar su posición inicial), tendrá un mismo período.

Una barra empotrada puede tener varias masas y todo edificio, con las reservas que luego explicaremos, se puede considerar -- como una barra empotrada en el terreno, suponiendo convencionalmente si se quiere, que las masas están concentradas a la altura de -- los diferentes entrepisos (Fig. 35 y 36).

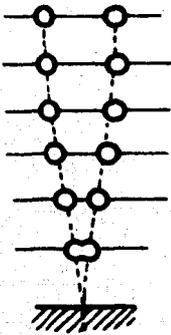


FIG. 35

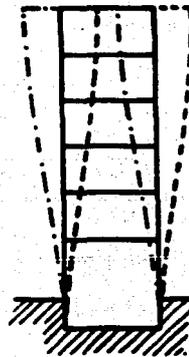


FIG. 36

6.3.4.6- VELOCIDAD ANGULAR.- Tanto en el caso del péndulo -- como en el de la barra empotrada, la velocidad de la masa no es uni -- forme. Al pasar por el centro, es más rápida y va disminuyendo has -- ta llegar a cada uno de los extremos del recorrido, donde esa masa -- se detiene totalmente para iniciar su regreso.

La proyección horizontal del movimiento del péndulo, se -- puede expresar como la tendría en el diámetro de un círculo un punto -- que lo recorriera con velocidad uniforme (Fig:37). Como se ve, en -- ese diámetro la velocidad resulta mayor al pasar por el centro y -- llega a nulificarse al alcanzar los extremos.

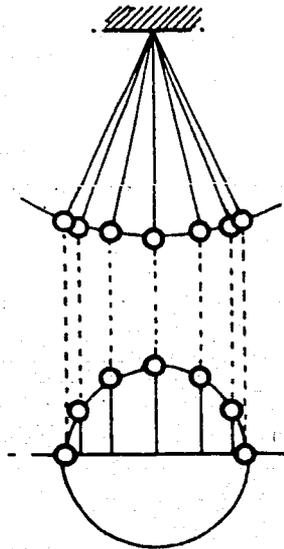


FIG. 37

"Radián" es la medida tomada sobre el círculo que equivale a la longitud de su radio. Como el desarrollo del círculo vale - siempre $2\pi r$ cualquiera que sea su tamaño tiene 6.28 radianes.

Por ejemplo, si el punto que gira sobre él da una vuelta - completa en 3 seg., recorre, en ese tiempo, 6.28 radianes y se dice que su velocidad angular es de:

$$6.28/3 = 2.09 \text{ rad/seg}$$

El período correspondiente del péndulo será también de 3 - seg y de acuerdo con lo anterior, si deseamos, lo podemos, expresar por la velocidad angular, o sea, como 2.09 radianes por segundo.

Precisamente se le llama "angular" porque es la velocidad - que la masa emplea para describir con su radio, determinado ángulo, independientemente del tamaño de la circunferencia y de la veloci - dad lineal que desarrolla al recorrerla, que naturalmente será ma - yor cuanto más grande sea el círculo.

En todos los casos, la velocidad angular

$$w = 6.28 / T$$

siendo T el período de oscilación y recíprocamente

$$T = 6.28 / w$$

como en todo esto nos estamos refiriendo a deformaciones proporcionalmente pequeñas, podemos emitir perfectamente que la barra empotrada con la masa en el extremo, se desaloja según la Fig. 38, semejante para el caso, a la Fig. 39

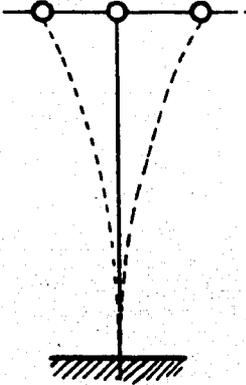


FIG. 38

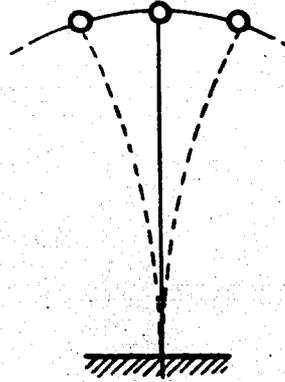


FIG. 39

Y si se trata de una barra con varias masas, se deformará según la Fig. 40, en vez de hacerlo según la curva más apegada a la realidad, de la Fig. 41.

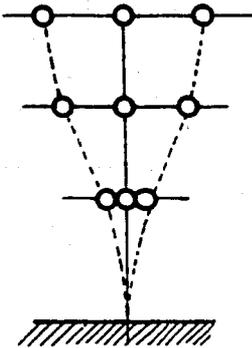


FIG. 40

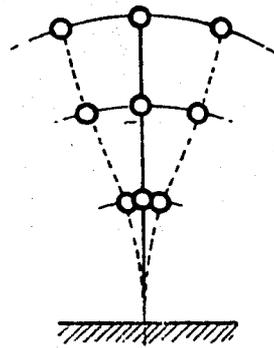


FIG. 41

De todas maneras independientemente del número de masas, - el período de vibración del edificio, que como se ha explicado, es el tiempo que dura su oscilación completa, mientras no se salga su estructura o construcción de los límites de la elasticidad, tendrá siempre la misma duración y corresponderá también a una misma velocidad angular.

A este período de oscilación que podríamos llamar sencilla se le designa como período fundamental de vibración.

La forma que la barra tome al deformarse dependerá del peso de las masas y de la rigidez de los diferentes tramos o segmentos de la misma.

Mientras las masas y los segmentos no varían, la silueta de la barra deformada podrá alejarse más o menos de la línea central, según el esfuerzo que se le aplique, pero siempre conservará las mismas proporciones en sus diferentes deformaciones y, naturalmente, también su mismo período (Fig. 42).

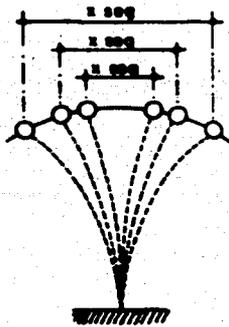


FIG. 42

En cambio, mientras más se deforme, más fuerza llevará cada masa al pasar por el centro y, a la vez, la amplitud de la deformación dependerá de la fuerza o impacto que el terreno al moverse ejerza en la barra.

La fuerza que cualquier masa produce al pasar por la línea central, estará en proporción a su valor M , al cuadrado de la velocidad angular w^2 y al desplazamiento y que significa la distancia -

entre esa línea central y la parte extrema de su recorrido.

$$F = Mw^2y$$

6.3.4.7.- MODOS DE VIBRACION.- El período de vibración con que se mueve la barra, o el edificio en su caso, tiene que corresponder al del terreno en que se encuentran, o sea, que deberá tener la misma duración.

A esa manera de moverse, ya indicada, en la que la barra con todas sus masas totalmente de uno a otro lado (Fig.43) se le llama primer modo o modo fundamental de vibración.

La proporcionalidad de la silueta que la barra toma al moverse, no depende de la fuerza que se le imparta en la base, o sea de la que ejerza el temblor. Si ésta es mayor o menor lo único que sucederá será que las masas se desplazarán más o menos y al pasar por la vertical del centro, llevarán un impulso de mayor o menor intensidad (Figs. 44 y 45).

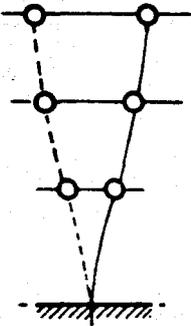


FIG. 43

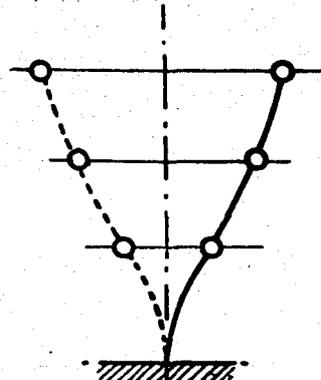


FIG. 44

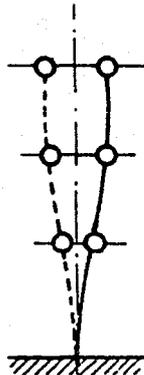


FIG. 45

Los desplazamientos de las masas son en cualquier caso proporcionales.

Pero ahora se presenta un fenómeno que, resuelto, nos dará una clave indispensable para el diseño y el cálculo de las construcciones antisísmicas. Si el terreno se mueve con un período de tiempo más corto, independientemente de la fuerza con que lo haga, la barra podrá deformarse de una segunda manera (Fig. 46), cuando la fuerza es mayor, tendrá más amplitud de desplazamiento (Fig. 47).

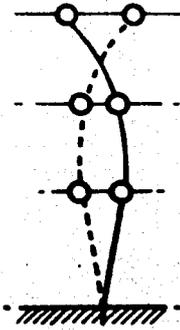


FIG. 46

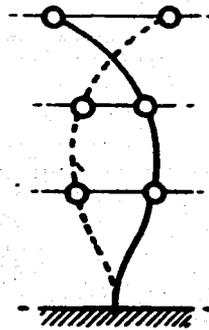


FIG. 47

A esta manera de movimiento se le llama, segundo modo de vibración. Finalmente, si aún se reduce el período de tiempo del movimiento en el terreno, la barra puede llegar a moverse de una tercera manera que constituye el tercer modo de vibración y que puede ser como lo indica la Fig. 48. cuando la fuerza es pequeña, o cuando es mayor Fig. 49.

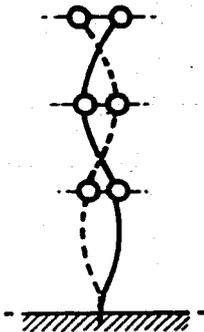


FIG. 48

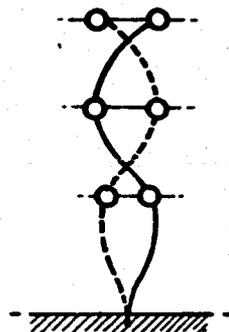


FIG. 49

En el caso de la barra con tres masas, se verifican tres modos distintos de vibración; si tuviera cuatro masas, podrían verificarse cuatro y así sucesivamente, de manera que un edificio con veinte pisos, considerando que tiene veinte masas, podrá tener teóricamente 20 modos de vibración, cada uno naturalmente correspondiente a una velocidad angular del terreno.

Como indicamos, si el edificio vibra del modo fundamental, todas las masas se desplazarán a un mismo lado y sus fuerzas obrarán en igual sentido (Fig. 50), pero si lo hace según sus otros modos subsiguientes actuarán en diferentes sentidos (Figs. 51 y 52).

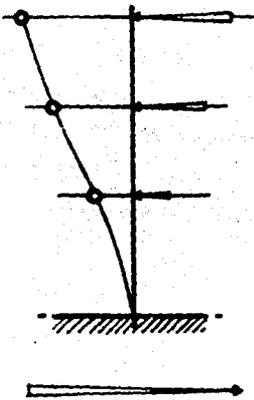


FIG. 50

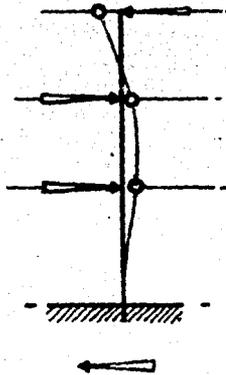


FIG. 51

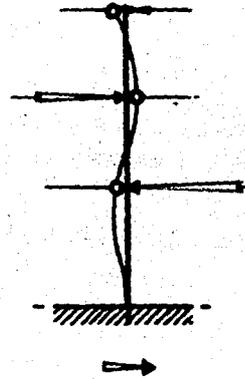


FIG. 52

En cualquiera de los modos de vibrar, como sucede en el primero, con la intensidad de la fuerza que se ejerza en la base, pueden cambiar las amplitudes de los desplazamientos, pero éstos en cada modo conservarán su proporcionalidad.

En todos los casos, para que haya equilibrio, la suma algebraica de las fuerzas que se verifican en las partes superiores, tendrá que ser igual y de sentido contrario a la que el terreno ejerce en la base.

El período que requiere la barra para moverse de algún modo definido depende de los valores de sus masas y de la flexibilidad de los segmentos que las sostienen, de manera que durante el --

mismo temblor y con la misma vibración en el terreno, un sistema puede vibrar de un modo y otro de otro.

En otros modos que siguen al primero, como se aprecia en las Figs. 48 y 49, que corresponde al tercero, es muy posible que alguna o algunas de las fuerzas que se desarrollan en los niveles superiores, sean más intensas que la que se verifica en el terreno; pero hay una cosa importantísima: De acuerdo con el modo de vibración que corresponda, se verificarán en las distintas masas diversos esfuerzos, que son precisamente los que necesitamos para calcular las estructuras.

Como se comprenderá, todo esto justifica los capítulos que más adelante dedicamos al análisis de los diferentes modos de vibrar y a la determinación de sus características y esfuerzos.

6.3.4.8.- PERIODO DE VIBRACION DEL TERRENO.- Con los terrenos sucede algo semejante a lo que pasa con la barra empotrada o cualquier otro elemento sujeto a vibración. Normal e independiente de la fuerza con que los agite el temblor, vibran según sus características y localización, con un período de tiempo más o menos constante.

El período de vibración del terreno, dista mucho de ser tan preciso como tantos técnicos se empeñan en suponer. Las ondas de movimiento, como se ha indicado, vienen directamente o reflejadas. En el primer caso, lo natural es, inclusive, que se presenten refractadas o sea sufriendo desviaciones, pero el resultado final es que por una u otra causa, los movimientos que provocan sean complejísimo, ya que constituyen las resultantes de otros muchos, de características muy diversas:

Las mismas ondas longitudinales al propagarse, van alargando el promedio de sus períodos, a medida que se alejan del foco de movimiento que las produce, experimentan a lo largo de su recorrido las llamadas condensaciones y rarefacciones, de modo que, al menos dentro de ciertos límites, hacen variar los períodos del medio en

que se propagan que en este caso es el terreno. Además, éste al romperse, va como, las estructuras, cambiando sus condiciones vibratorias.

En arcillas, la plasticidad es enorme y hasta en terreno rocoso, es natural que los intersticios entre sus rocas sean de distinta condición en una parte que en otra, dando por resultado comportamientos sísmicamente distintos según la dirección en que se propaga el movimiento.

Por lo anterior, es problemático que el mismo suelo tenga igual período de movimiento en dos direcciones perpendiculares.

De todas maneras, es indispensable que supongamos, basados en los datos obtenidos experimentalmente, si no un período fijo al movimiento del terreno donde se va a construir el edificio por calcular, al menos los posibles valores de sus períodos dominantes, pues ya hemos indicado que, según el período de ese movimiento, la estructura se moverá de algún modo y que, de acuerdo con dicho modo, sufrirá diferentes esfuerzos.

En la ciudad de México, se acepta que en la zona de terreno más compresible, los períodos de vibración del mismo varían entre

1 y 2.5 seg

que en los terrenos intermedios, pueden ser de

0.75 a 1.25 seg

y que en los duros, o sea, de baja compresibilidad, se acortan hasta fluctuar de

0.6 a 1 seg

En Acapulco, donde el terreno básico es rocoso, los epicentros cercanos y los períodos muy cortos, éstos se pueden suponer de

0.3 a 0.6 seg

alargándose hasta

1.25 seg

6.3.4.9.- RESONANCIA.- La sincronización de movimientos e impulsos que se pueden verificar con el péndulo puede, evidentemente, realizarse con los de la barra empotrada que tiene una o varias masas; a este fenómeno se le llama "resonancia".

Como el impulso del temblor prácticamente nunca se presenta aislado, es frecuente que haya resonancia entre sus movimientos y los del edificio.

Teóricamente, si el sismo durara mucho tiempo y se verificara una completa resonancia con la estructura de algún edificio, éste por resistente que fuera, siempre acabaría por fallar.

Una idea clara de lo que es esta resonancia, la da una barda pesada que va a ser derribada con una cuerda por un obrero demolidor. Es fácil que él no tenga inicialmente la fuerza necesaria para hacerla caer al primer tirón, pero si logra empezar a moverla y si sincroniza sus esfuerzos con los movimientos de tal barda, a cada tirón se sumará el esfuerzo elástico de la misma y definitivamente acabará por derribarla (Fig. 53).

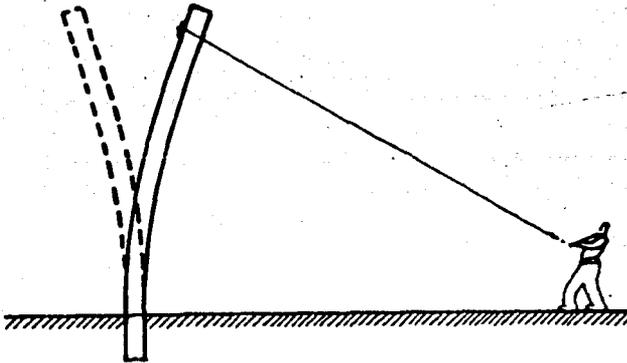


FIG. 53

Afortunadamente, contra este fenómeno de resonancia, tenemos varias atenuantes:

- a).- Los temblores, como se ha dicho y se confirma al observar las gráficas de sus trazos se traducen en movimientos de múltiples direcciones.
- b).- Generalmente, sobre todo en sus impulsos fuertes, duran corto tiempo.
- c).- Después de las deformaciones elásticas, en los elementos de las estructuras, vienen las plásticas, que no solamente ya no producen efectos activos, sino que neutralizan los motivados por los primeros.
- d).- Los elementos secundarios en lo que toca a resistencia, como, por ejemplo, los muros divisorios, aunque sean de carga, cambian totalmente el comportamiento elástico de la estructura.
- e).- El mismo efecto se obtiene cuando los componentes de ella empiezan a tener grietas o pequeñas fallas, aunque no afecten necesariamente la estabilidad.
- f).- Al deformarse cualquier elemento estructural, se verifica en él una disipación de energía que transforma el movimiento en calor.
- g).- Como vimos al tratar los períodos del terreno, éstos pueden variar aún durante el mismo sismo.

De todas maneras hay hechos innegables:

- 1.- Existe en los temblores el fenómeno de resonancia del terreno con las construcciones.
- 2.- La resonancia evidentemente aumenta los esfuerzos.

- 3.- Mientras más concuerden el período de vibración del edificio con el del terreno, habrá más resonancia.

Tal resonancia se comprueba al observar como los temblores que han desalojado la tierra sólo cinco o seis centímetros, pueden provocar que las lámparas de un edificio se rompan al estrellar se contra el techo. En este caso el fenómeno se exagera porque al tratarse de una lámpara colgante, el rozamiento y la disipación de energía son muy reducidos, pero de todas maneras, el hecho queda de mostrado.

6.3.4.10.- FACTORES DE AMPLIFICACION Y DE AMORTIGUAMIENTO

La fuerza en la base, se puede incrementar debido a la resonancia. Para aumentarla la podremos multiplicar por un factor y a éste le llamaremos "factor de amplificación". Si consideramos que se puede incrementar hasta valer tres veces más, el factor será igual a 3 y si suponemos que va a tener el doble de su valor, el factor será igual a 2.

Cuando el período de vibración del terreno, que llamaremos T_s , es igual al que la estructura necesita para moverse de algún modo (período que designaremos por T_e), el fenómeno de resonancia podrá aumentar exageradamente los esfuerzos y el factor de amplificación deberá ser considerable.

En cambio, mientras más diferentes sean T_s y T_e , menos probabilidades habrá de que el edificio entre en resonancia y el factor de amplificación podrá llegar a ser igual a 1.

6.3.5.- EL VALLE DE MEXICO.-

Por ser de tanta importancia para nosotros, ya que México, nuestra capital y principal ciudad, se encuentra en él, juzgamos interesante dar una breve descripción de algunas de sus características.

Este extenso valle, cuyas dimensiones máximas son de unos 135 Km en su longitud, por 86 Km, más o menos, en su anchura, se for

mó en lo que en otros tiempos fue un gran lago, o mejor dicho, una --
cuenca, ya que tenía entrada y salida de sus aguas.

En ella, paulatinamente, se fueron depositando las tierras
provenientes de la erosión de las regiones andesíticas, las cenizas-
de las erupciones volcánicas y el fino polvo de las tolvaneras, que
deben haber sido numerosas y abundantes antes de nuestra actual vege-
tación.

De una u otra forma, resultó finalmente un terreno arcillo-
so, compacto, pero de poquísimas resistencias, de naturaleza minúscula-
mente cavernosa y de una estructura celular. Todo naturalmente satu-
rado de agua freática que está, en muchas partes de la ciudad, ape-
nas a 1.20 ó 1.80 m bajo la superficie.

Muestras extraídas tienen fácilmente un 70 ó 75% de agua y
se han encontrado hasta con un 93%. Algunas han llegado a pesar sola-
mente 1135 Kg/m³.

La arcilla, a veces, se halla interrumpida por capas de a-
rena o de arena y arcilla más compacta, que tienen una resistencia -
mucho mayor que la del resto del terreno.

Por algunas de esas capas de arena circula el agua que sur-
te los pozos artesianos.

En otra, bastante resistente que se encuentra a profundida-
des que varían más o menos entre 23 y 42 m descansan los pilotes que
por apoyo en su extremo inferior, soportan a un gran número de cons-
trucciones. También pasa otra capa a 50 ó 60 m de profundidad, aún -
más resistente, pero en ella no se han apoyado los pilotes porque se
detiene en la anteriormente mencionada.

En muchos casos, se usan pilotes que sin apoyarse en esas-
capas semiresistentes, trabajan por adherencia o fricción en el terre-
no superior.

En el fondo del lago hay naturalmente ondulaciones que lle-
gan a constituir lomeríos y aún verdaderos cerros, en los que el te-
rreno es francamente firme; lo mismo que el que ya va constituyendo-
las estribaciones de esas montañas que rodean al valle y de las cua-
les algunas colindan con el oeste y el sur del Distrito Federal.

Hay también, en su seno, brechas pomosas de arcillas ferru-

ginosas, llamadas vulgarmente "tepetate", las cuales en los lomeríos llegan a tener enorme resistencia. En varias zonas de la ciudad, y tratándose de sondeos para pozos, hechos hasta de 500 m de profundidad, no se ha alcanzado a llegar al terreno base.

El terreno arcilloso, en muchas partes, apenas puede sopor tar una carga de 2 a 3 Ton/m², aumentando su resistencia a 5 ó 6 en lugares donde, hasta por antiguas construcciones, está ya más consolidado y han alcanzado aún una mayor capacidad de carga en aquellas zonas que se pueden llamar "de transición" entre el suelo débil y el de los lomeríos o montañoso. En parte, por la falta de agua que se saca artificialmente los pozos artesianos y naturalmente, por las corrientes hidrográficas subterráneas y también por el acomodamiento paulatino de sus partículas que se activa por los movimientos sísmicos constantes, aunque sólo sean registrados por los sismógrafos y las vibraciones normales: el suelo de la ciudad viene sufriendo un hundimiento paulatino pero constante, que a veces es más o menos exagerado. A ésto se debe que aparentemente van sobresaliendo del piso muchas construcciones apoyadas en pilotes que descansan en la capa semiresistente, aunque también el fenómeno es en ocasiones debido indudablemente, a que dichos pilotes son parcialmente empujados hacia afuera por el mismo terreno muy elástico, que con el tiempo trata de recuperar su posición primitiva, ya que se deforma hacia abajo al -- hincarlos a presión.

Para los efectos del sismo, como también en lo que se refiere a cimentación, el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal ha dividido el terreno de la ciudad en zonas de "alta compresibilidad" cuando corresponden a la parte arcillosa o sobre el fondo del lago y de "baja compresibilidad", al referirse a las más resistentes.

Es obvio, como se ha explicado con anterioridad, que los efectos del temblor son mayores en el terreno de alta compresibilidad que en los de baja ya que en éstos las ondas se transmiten más difícilmente y se amortiguan mucho más por las masas del suelo.

6.3.6.- SISMOS Y RESISTENCIA DE LAS CONSTRUCCIONES EN EL-DISTRITO FEDERAL.- Todas las construcciones en la ciudad de México deben satisfacer las necesidades de seguridad, porque de lo contrario les sería negada la licencia de construcción. Sobre las construcciones de la metrópoli y su resistencia los sismos además de la revisión de los cálculos contra sismos, los constructores siguen las normas que marcan instituciones como el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Para hacer los cálculos de resistencia sísmica, es necesario hacer un análisis de la mecánica de suelos, pues de acuerdo a las características topográficas y otras variables se establece la estrategia de construcción en cada caso específico, tanto en lo que se refiere a cimentación como a estructura.

En el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, se establecen diferentes zonas de acuerdo a características de baja y alta compresibilidad, y con ello los requisitos que deben cubrir las construcciones.

En las áreas de alta humedad, como es el centro de la ciudad, el agua se encuentra a nivel freático, es decir a 60 y 70 cm de la superficie, mientras que en zonas como en la que se encuentra la Ciudad Universitaria el manto rocoso tiene un espesor de 8 a 9 m y hay zonas que se caracterizan por tener suelos tepetatosos o arcillosos. En cada caso las construcciones deben ajustarse a diferentes especificaciones.

Los rangos de seguridad antisísmicos se elaboran por medio del análisis del temblor más grande, para obtener la cortante del sismo, ésto es, la aplicación de los esfuerzos a que se somete una estructura. El esfuerzo cortante, por un lado, es la acción de fractura de la estructura, mientras que el flexionante es el conjunto de deformaciones que en un momento dado absorbe la estructura -- por flexión.

En la ciudad de México los índices están calculados para absorber un sismo de 8 a 10 grados y resistir esfuerzos violentos : sin embargo, hay situaciones que están fuera del control técnico. El constructor por lo general adopta los índices establecidos y los se

brepasa muchas veces, pero no puede garantizar que el suelo se comporte de acuerdo a lo previsto en los movimientos sísmicos.

Sobre la calidad de construcción en México, se halla regulada por normas mundiales y los materiales mexicanos están altamente calificados, pero, como en el caso de las condiciones propias del terreno, el que construye no puede garantizar por completo cada pieza utilizada para la construcción.

El temblor del día 14 de marzo de 1979 y los que suscita - ron subsecuentemente obedecieron a un acomodamiento de capas de la corteza terrestre. Estos acomodamientos se manifiestan en un ciclo de temblores pues nunca se presenta uno solo con un movimiento intenso que después va disminuyendo.

A diferencia de los movimientos de la corteza terrestre, - los temblores volcánicos son muy finos, casi no son reconocidos por la sensibilidad humana, y van aumentando en intensidad hasta el momento de la manifestación más fuerte, la cual está acompañada de gases y vapores y finalmente de la expulsión de las lavas o productos sólidos y gases de explosión.

Por otro lado, los temblores que más daño causan son aquellos que por su cercanía del epicentro se presentan como trepidatorios; los que hasta el momento se han sentido en la ciudad de México han sido en general oscilatorios.

Según la dirección de la liberación de las fuerzas, éstos - es, la dirección de la onda sísmica, el movimiento telúrico puede -- ser oscilatorio, pero si la placa produce un acomodo de tierra o de las capas del subsuelo, haciendo que se precipiten hacia abajo, entonces será trepidatorio.

6.3.7.- CALCULO DINAMICO.- Como se dijo anteriormente, los efectos del sismo en la base se pueden incrementar por resonancia, pero el amortiguamiento a su vez, si no la neutraliza, al menos puede hacer que se conserven los movimientos sin pasar de cierto límite.

En los casos que se analizan a continuación, se supone que se tiene en la base uno o varios movimientos de vaivén, pero que en

ellos la resonancia se neutralizará con los amortiguamientos, cosa que además puede ser muy posible.

La cuestión fundamental será determinar como se reparten en los diferentes niveles, los empujes o fuerzas componentes de la reacción al esfuerzo aplicado en la base, pero como tal repartición-variará para cada modo de vibración y cada modo es producido por una distinta velocidad angular de movimiento, se tendrá que investigar:

- 1.- La velocidad angular correspondiente a cada modo.
- 2.- Los esfuerzos que con cada modo de vibración se producen en los diferentes niveles.

6.3.8.- CALCULO DE LOS MODOS DE VIBRACION, SUS VELOCIDADES ANGULARES, PERIODOS Y ESFUERZOS RESULTANTES. La masa de un cuerpo, se define como su peso dividido entre la aceleración de la gravedad.

$$M = \frac{P}{g} \left[\frac{\frac{\text{Kg-m}}{\text{seg}^2}}{\frac{\text{m}}{\text{seg}^2}} = \text{Kg} \right]$$

De acuerdo con el sistema métrico decimal, para obtener el "Kilograma masa", se expresan, el peso en Newtons y la aceleración de la gravedad en metros por segundos al cuadrado.

Como la aceleración de la gravedad vale aproximadamente -- 9.80 m por seg 2 (variando muy ligeramente en los diferentes sitios de la tierra), se considera un valor abrobiado para los cálculos.

Sin embargo para mayor facilidad y para trabajar todo en centímetros, la aceleración de la gravedad valdrá aproximadamente -- 980 cm/seg 2.

Como se verá más adelante, lo anterior permite trabajar en cifras más cómodas, sin variar en lo absoluto los resultados, ya que se miden también en centímetros los desplazamientos de dichas masas.

Se sugiere, para empezar a realizar los cálculos, hacer una tabla con seis columnas verticales (Tabla 12) en la que se ano -

ten para cada uno de los diferentes niveles:

La masa.

La velocidad angular, al cuadrado.

El desplazamiento máximo de la masa.

La fuerza que ejerce al moverse y el esfuerzo cortante en el nivel.

La constante de resorte.

Y la deformación del segmento.

En esta tabla, se colocan en la primera columna, las masas y en la quinta las constantes de resorte, una y otras ya conocidas - como datos del problema.

En la segunda columna, se coloca el cuadrado de una velocidad angular arbitraria que inicialmente puede ser cualquiera, aunque como es lógico, con cierta práctica en cálculos y experiencias anteriores, se escoge de un valor razonable.

En la misma forma, se coloca en el primer renglón, que representa todo lo concerniente al nivel superior, un desplazamiento - absolutamente arbitrario, por ejemplo de 1 cm.

Para el cálculo, se parte de las siguientes bases fijas-- que se realizarán en el momento en que el sistema encuentre un modo de vibración:

- 1.- Cada masa, al pasar por la vertical del centro, llevará una fuerza que estará en proporción a su masa, al cuadrado de su velocidad angular y al desplazamiento - máximo que haya experimentado.

$$F = M w^2 y$$

- 2.- Todas las masas alcanzarán su máximo desplazamiento al mismo instante.
- 3.- Todas las masas tendrán durante el movimiento, la misma velocidad angular. Por esto, aparece la misma w^2 en todos los niveles.

Llamaremos de arriba hacia abajo I,II,III,IV,V,VI,VII,VIII a las diferentes masa y 1,2,3,4,5,6,7 y 8 a los segmentos que las sostienen (Fig. 54)

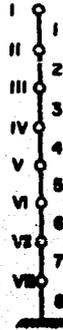


FIG. 54

La fuerza que ejerce la masa I, será:

$$F = M w^2 y$$

o sea, $= 0.521 \times 19 \times 1 = 9.90 \text{ Ton.}$

El segmento 1 que la sostiene está ligado al sistema en punto II.

A partir de este punto, tendrá una deformación. Si el empuje que recibe es de 9.90 Ton y su constante de resorte de 120.49 - Ton/cm, se deformará o flexionará:

$$9.90/120.49 = 0.08 \text{ cm}$$

Como hemos supuesto que la masa I, se desplaza 1 cm, la II se habrá desplazado:

$$1.00 - 0.08 = 0.92 \text{ cm}$$

A su vez esta masa II al desalojarse 0.92 cm. actuará con una fuerza de

$$0.410 \times 19 \times 0.92 = 7.17 \text{ Ton}$$

El segmento 2 recibirá un empuje horizontal que equivale a la suma de las fuerzas de las dos masas I y II o sea:

$$9.90 + 7.17 = 17.07 \text{ Ton}$$

y a partir del punto III, tendrá también una deformación. Dicha deformación será: $17.07/102.65 = 0.17 \text{ cm}$ ya que su constante de resorte vale 102.65 Ton/cm .

De igual forma se sigue el procedimiento para las otras masas hasta llegar a la base de la estructura.

El hecho de que la deformación de 0.08 cm que experimenta sobre su base, corresponde (muy aproximadamente) al desalojamiento de 0.07 cm que dió el cálculo, al ir restando los desalojamientos de las masas de arriba hacia abajo, quiere decir que el Sistema está en equilibrio dinámico y que es correcta la velocidad angular (al cuadrado) supuesta, igual a 19.

Anotando en la tabla todos los resultados que vamos obteniendo y una vez terminada, queda como la que se presenta con el No. 12 y aparecen en ella, en cada nivel, los desplazamientos, las fuerzas de cada masa y los esfuerzos cortantes a los que el sistema queda sometido, equivalentes siempre a la suma de las fuerzas ejercidas -- por las masas en movimiento que se encuentren en el nivel y arriba -- del mismo.

La w^2 , por tanto, se obtiene por tanteos.

Una vez encontrada, que será como hemos dicho, cuando la deformación del nivel más bajo coincida con su desplazamiento, ya no cambiará, cualquiera que sea la fuerza V aplicada en la base, ya que la velocidad no depende de la intensidad de esa fuerza. Entonces estamos en condiciones de usar la verdadera fuerza que el temblor ejerce y que depende, como ya estudiamos, de las cargas y el coeficiente sísmico.

En este caso $p = 3546.91 \text{ Ton}$.

Si el coeficiente sísmico es: $C = 0.04$

La fuerza en la base vale:

$$3546.91 \times 0.04 = 141.88 \text{ Ton.}$$

Sustituyendo en la Tabla 12 el valor proporcional obtenido de 36.53 por el real de 141.88 y variando todos los esfuerzos, desalojamientos y deformaciones en la misma proporción, obtendremos la Tabla 13 en la que tendremos ya todos los esfuerzos y deformaciones expuestos con su valor real.

NIVEL	M A S A	VELOCIDAD ANG. AL CUAD. (cm^2)	DESPLAZA- MIENTO. (CM)	ESFUERZO/N. Y CORTANTES	R_a (T/CM)	DEFORMA- CION.
8	0.521	19	1.00 -0.08	9.90	120.49	0.08
7	0.410	19	0.92 -0.17	7.17 17.07	102.65	0.17
6	0.410	19	0.78 -0.19	5.87 22.94	123.41	0.19
5	0.431	19	0.56 -0.11	4.62 27.56	258.09	0.11
4	0.451	19	0.45 -0.12	3.88 31.44	258.09	0.12
3	0.451	19	0.33 -0.13	2.81 34.25	258.09	0.13
2	0.451	19	0.20 -0.13	1.69 35.94	275.13	0.13
1	0.451	19	0.07	0.59 36.53	444.34	0.08

MODO FUNDAMENTAL (ARBITRARIO)

T A B L A 12

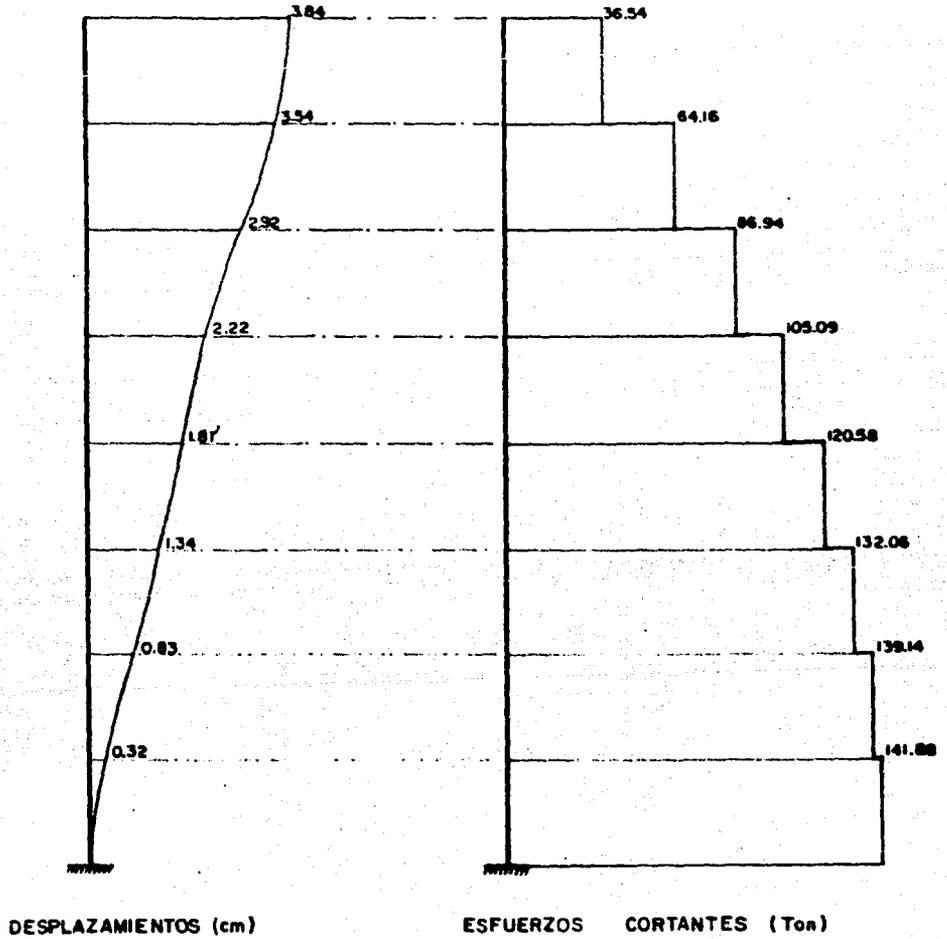
NIVEL	M A S A	VELOCIDAD ANG. AL CUAD. (W ²)	DESPLAZA- MIENTO. (CM)	ESFUERZO/N. Y CORTANTES	R _k (T/CM)	DEFORMA- CION.
8	0.521	19	3.84 -0.30	36.54	120.49	0.30
7	0.410	19	3.54 -0.62	27.62	102.65	0.62
6	0.410	19	2.92 -0.70	64.16 22.78	123.41	0.70
5	0.431	19	2.22 -0.41	86.94 18.16	258.09	0.41
4	0.451	19	1.81 -0.47	105.09 15.49	258.09	0.47
3	0.451	19	1.34 -0.51	120.58 11.48	258.09	0.51
2	0.451	19	0.83 -0.51	132.06 7.08	275.13	0.51
1	0.451	19	0.32	139.14 2.74	444.34	0.32
				141.88		

$$W^2 = 19 \Rightarrow W = 4.36$$

$$T = \frac{2\pi}{W} = \frac{6.28}{4.36} = 1.44 \text{ seg.}$$

MODO FUNDAMENTAL (REAL)

T A B L A 13



GRAFICAS DE DESPLAZAMIENTOS Y ESFUERZOS CORTANTES EN CADA NIVEL PARA EL MODO FUNDAMENTAL REAL, EN RELACION A LOS - RESULTADOS OBTENIDOS EN LA TABLA 13

La primera gráfica indica a escala los esfuerzos en cada nivel y las deformaciones. La segunda, los esfuerzos cortantes.

Por lo tanto, $w^2 = 19$, $w = 4.36$

El período T que este sistema necesita para vibrar será como se ha explicado, de

$$T = 2 \pi / w = 6.28 / 4.36 = 1.44 \text{ seg}$$

Independientemente de todo lo anterior, hay otros dos valores más para w^2 que satisfacen también el equilibrio dinámico del sistema. Estos dos valores, que también se han obtenido por tanteos y con el mismo procedimiento son:

$$w^2 = 114 \text{ (segundo modo)}$$

$$w^2 = 358 \text{ (tercer modo)}$$

y representan los cuadrados de las velocidades angulares, que en este caso producen el 2º y el 3er. modos de vibración.

Como en la tabla referente al primer modo, empezamos por colocar en la primera columna las masas, en la segunda el cuadrado de la supuesta velocidad angular, en la tercera el desplazamiento arbitrario que aquí supusimos igual a 1 y en la quinta las constantes de resorte.

La fuerza de la masa 1, es:

$$F = Mw^2 = 0.521 \times 114 \times 1.0 = 59.39 \text{ Ton.}$$

Esta fuerza, sobre el punto II, en el que el segmento 1 -- queda fijo tiene que provocar una deformación igual a

$$59.39 / 120.49 = 0.49 \text{ cm}$$

Se sigue la misma secuencia para los niveles subsecuentes hasta llegar al nivel +1, pero teniendo especial cuidado en la colocación de los signos, pues las fuerzas, al obrar en diferentes sentidos, provocan esfuerzos contrarios.

Se sigue el mismo procedimiento para el cálculo del tercer modo.

Se anotan todos los resultados en las tablas, y una vez -- terminadas quedan como los que se presentan en las Tablas 14 y 15.

NIVEL	M A S A	VELOCIDAD ANG. AL CUMO (cm^2)	DESPLAZA- MIENTO. (CM)	ESFUERZO/N. Y CORTANTES	R_x (T/CM)	DEFORMA- CION.
8	0.521	114	1.00 -0.49	59.39	120.49	0.49
7	0.410	114	0.51 -0.81	23.70 83.09	102.65	0.81
6	0.410	114	-0.30 -0.56	-14.02 69.07	123.41	0.56
5	0.431	114	-0.86 -0.10	-42.24 26.83	258.09	0.10
4	0.451	114	-0.96 +0.09	-49.54 -22.71	258.09	-0.09
3	0.451	114	-0.88 +0.28	-45.02 -67.73	258.09	-0.28
2	0.451	114	-0.62 +0.36	-31.65 -99.38	275.13	-0.36
1	0.451	114	-0.26	-13.37 -112.75	444.34	-0.25

$W^2 = 114 \Rightarrow W = 10.68$

SEGUNDO MODO (ARBITRARIO)

T A B L A 14

NIVEL	M A S A	VELOCIDAD ANG. AL CUAD. (W ²)	DESPLAZA- MIENTO. (CM)	ESFUERZO/N. Y CORTANTES	R _x (T/CM)	DEFORMA- CION.
8	0.521	358	1.00 -1.55	186.52	120.49	1.55
7	0.410	358	-0.55 -1.03	-80.73	102.65	1.03
6	0.410	358	-1.58 +1.02	105.79 -232.00	123.41	-1.02
5	0.431	358	-0.56 +0.82	-426.21 -85.99	258.09	-0.82
4	0.451	358	+0.26 +0.66	-212.20 42.77	258.09	-0.66
3	0.451	358	+0.92 +0.08	-169.43 148.76	258.09	-0.08
2	0.451	358	+1.00 -0.51	-20.67 161.46	275.13	0.51
1	0.451	358	+0.49	140.79 79.07	444.34	0.49
				219.86		

$$W^2 = 358 \Rightarrow W = 18.92$$

TERCER MODO (ARBITRARIO)

T A B L A 15

Hasta aquí, todos los esfuerzos que hemos determinado en -- las tablas son arbitrarios, pues varían de acuerdo con el primer desplazamiento supuesto que tampoco es real, lo único verdaderamente lo grado es el valor preciso de las velocidades angulares correspondientes a cada modo de vibración y las relaciones, que no se alteren, entre los esfuerzos y los desplazamientos.

Por tanto, se presenta el problema de investigar cuales -- son los desplazamientos y esfuerzos reales en cada modo, cuando el terreno se agita con la misma intensidad .

Para el primer modo de vibración, como se indicó antes, el esfuerzo preciso en la base se obtiene multiplicando la suma de los pesos de todas las masas por el coeficiente sísmico aceptado, que en el caso en cuestión fue:

$$3,546.91 \times 0.04 = 141.88 \text{ Ton}$$

pero tratándose de otro modo, ya no es correcto aplicar el mismo cor -- tante en la base, pues como unas masas se mueven en un sentido y o -- tras en otro, la fuerza resultante en ella será menor.

Si tratamos de encontrar de una manera precisa, la rela -- ción que hay entre los esfuerzos aceptados para el primer modo y los que se realizarían en los otros, al ser motivados por un temblor de igual intensidad, tendremos que recurrir a los llamados "Coeficien -- tes de Influencia" que nos darán esa proporción.

6.3.9.- COEFICIENTES DE INFLUENCIA.- Como para determinar los coeficientes de influencia se parte del principio de que se trata de temblores de igual intensidad, se aclara que éstos son los que tienen un movimiento de igual velocidad lineal, aunque varíen sus períodos o velocidades angulares que son, precisamente, los que moti -- van los diversos modos de vibración. Se sabe que la velocidad lineal "v" se determina en función de la velocidad angular "w", mediante la fórmula:

$$v = w y$$

en la que "y" representa el desplazamiento.

Los coeficientes de influencia, para los diferentes modos deben estar, por tanto, en proporción inversa a "w" y a "y". Por lo que toca a "w", no hay problema, pues bastará con colocarla en el denominador de la fórmula que nos va a dar el coeficiente de influencia, pero en lo que se refiere a "y", como todos los esfuerzos de las tablas se han determinado multiplicando el valor de las masas por sus diferentes desplazamientos, se tendrá que colocar en el numerador la suma de todas y cada una de ellas multiplicadas por "y" y en el denominador la suma de las mismas, multiplicando "y²". De manera que se exprese así el coeficiente de influencia:

$$I = \frac{\sum (My)}{w \sum (My^2)}$$

donde:

I_1 para el primer modo,

I_2 para el segundo.

I_3 para el tercero, y así sucesivamente.

Tratándose de cualquier modo y usando cualquiera de sus tablas, con tal de que satisfaga el equilibrio dinámico, se puede obtener su coeficiente de influencia, que siempre quedará relacionado con los esfuerzos de la tabla escogida.

Para determinar el coeficiente de influencia del primer modo, correspondiente al caso I, se puede tomar, por ejemplo, la Tabla 12.

En ella $w^2 = 19$; por lo tanto, $w = \sqrt{19} = 4.36$

$$I_1 = \frac{(0.521 \times 384) + 0.41(354 + 2.92) + (0.431 \times 222) + 0.451(1.81 + 1.34 + 0.83 + 0.32)}{4.36 [(0.521 \times 3.84^3) + 0.41(3.54^2 + 2.92^2) + (0.431 \times 2.22^2) + 0.451(1.81^2 + 1.34^2 + 0.83^2 + 0.32^2)]}$$

$$= \frac{7.545}{4.36(21.084)} = 0.082078289$$

Para el cálculo de I_2 se tomará por ejemplo, la Tabla 14 - donde $w^2 = 114$; por lo tanto, $w = \sqrt{114} = 10.68$

$$I_2 = \frac{(0.521 \times 10) + 0.41(0.51 - 0.30) + (0.431 \times 0.86) + 0.451(-0.96 - 0.88 - 0.62 - 0.26)}{10.68[(0.521 \times 10^2) + 0.41(0.51^2 - 0.30^2) + (0.431 \times 0.86^2) + 0.451(-0.96^2 - 0.88^2 - 0.62^2 - 0.26^2)]}$$

$$= \frac{-0.99028}{10.68(1.952)} = -0.0475000809$$

Para el cálculo de I_3 se toma la tabla 15, donde $w^2 = 358$; por lo tanto, $w = \sqrt{358} = 18.92$

$$I_3 = \frac{(0.521 \times 10) + 0.41(-0.55 - 1.58) + (0.431 \times -0.56) + 0.451(0.26 + 0.92 + 1.0 + 0.49)}{18.92[(0.521 \times 10^2) + 0.41(-0.55^2 - 1.58^2) + (0.431 \times -0.56^2) + 0.451(0.26^2 + 0.92^2 + 1.0^2 + 0.49^2)]}$$

$$= \frac{0.61051}{18.92(0.971)} = 0.0332146169$$

Ya teniendo los tres coeficientes, cada uno relacionado con su correspondiente tabla, se concluye que, si en el primer modo el -- cortante en la base es:

$$V_1 = 141.88 \text{ Ton.}$$

con un temblor de igual intensidad, o sea, de igual velocidad lineal de movimiento, pero que tuviera una velocidad angular de 19 rad/seg, el cortante para el segundo modo de vibración sería:

$$V_2 = \frac{-112.75 (-0.0475)}{0.082078} = 62.2505 \text{ Ton}$$

Con este esfuerzo en la base, así obtenido, en vez del arbitrario de -112.75 Ton que aparece en la Tabla 14 y variando en la misma proporción todos sus datos, se elabora la Tabla 16 en la que aparecen con sus valores reales los desplazamientos, esfuerzos y deformaciones para el segundo modo de vibración del sistema.

El coeficiente I_2 se relaciona con los esfuerzos de la tabla en la que se calcula, y el I_1 con los aceptados para el primer modo.

Para el tercer modo se tiene

$$V_3 = \frac{219.86(0.03321)}{0.082078} = 88.97 \text{ 07}$$

Colocando, como siempre, este esfuerzo en la base y variando proporcionalmente todos los datos de la Tabla 15, se obtiene la Tabla 17, con los valores reales del tercer modo.

NIVEL	M A S A	VELOCIDAD ANG. AL CLAD. (W ²)	DESPLAZA- MIENTO. (CM)	ESFUERZO/N Y CORTANTES	R _x (T/CM)	DEFORMA- CION.
8	0.521	114	0.55 -0.27	32.79	120.49	0.27
7	0.410	114	0.28 -0.45	12.99 45.78	102.65	0.45
6	0.410	114	-0.17 -0.31	-7.86 37.97	123.41	0.31
5	0.431	114	-0.48 -0.06	-23.36 14.56	258.09	0.06
4	0.451	114	-0.54 +0.09	-27.86 -13.29	258.09	-0.09
3	0.451	114	-0.49 +0.19	-25.21 -38.50	258.09	-0.19
2	0.451	114	-0.34 +0.20	-17.54 -58.04	275.13	-0.20
1	0.451	114	-0.14	-7.20 62.25	444.34	-0.14

$W^2 = 114 \Rightarrow W = 10.68$

$T = \frac{2\pi}{W} = \frac{6.28}{10.68} = 0.59 \text{ seg.}$

SEGUNDO MODO (REAL)

T A B L A 16

NIVEL	M A S A	VELOCIDAD ANG AL CUAD (W ²)	DESPLAZA- MIENTO (CM)	ESFUERZO/N. Y CORTANTES	R _x (T/CM)	DEFORMA- CION.
8	0.521	358	0.40 -0.65	75.48	120.49	0.63
7	0.410	358	-0.23 -0.41	-33.24 42.24	102.65	0.41
6	0.410	358	-0.64 +0.42	-93.84 -51.70	123.41	-0.42
5	0.431	358	-0.22 +0.35	-33.78 -85.47	258.09	-0.33
4	0.451	358	+0.11 +0.26	18.13 -67.34	258.09	-0.26
3	0.451	358	+0.37 +0.03	60.26 -7.09	258.09	-0.03
2	0.451	358	+0.40 -0.21	64.69 57.60	275.13	0.21
1	0.451	358	+0.19	30.89 88.97	444.34	0.20

$$W^2 = 358 \Rightarrow W = 18.92$$

$$T = \frac{2\pi}{W} = \frac{6.28}{18.92} = 0.33 \text{ seg.}$$

TERCER MODO (REAL)

T A B L A 17

6.3.10.- CALCULO DE LAS FUERZAS CORTANTES.- El análisis anterior proporciona valores de los desplazamientos "y" de cada una de las masas y también el valor "w", en cada uno de los modos considerados.

Se sabe que los efectos de un sismo dependen de la características de onda, tipo de terreno o suelo en que se transmite la onda y de las características mecánicas de la estructura afectada. Las dos primeras características se logran obtener simultáneamente partiendo de los acelerogramas, pero es necesario relacionarlas con las de la estructura.

El sismo al actuar en la base de una estructura, provoca un desplazamiento relativo de la parte superior con respecto al terreno. En consecuencia, la estructura oscilará hasta que el amortiguamiento, debido a la resistencia del aire, elementos de relleno, etc., termine con la oscilación.

El movimiento que sufre la estructura es comparable a un movimiento armónico simple y para efectos de análisis se puede considerar como producido por una serie de fuerzas horizontales actuando en los puntos en que está concentrada la masa de la estructura.

Para conocer las fuerzas cortantes producidas debido al desplazamiento de las masas, se hace el siguiente razonamiento:

Ya que la estructura no se comporta de la manera hipotética en la que se ha basado el presente análisis, es decir, a causa del movimiento se producen: reacciones interiores en los miembros que la componen, fricciones, etc., se presentan pérdidas de energía.

Estas se traducen en resistencia al movimiento, por ende en una reducción de la amplitud de las oscilaciones. Resumiendo, hay amortiguamiento en la estructura.

El efecto de amortiguamiento se representa por medio de una fuerza que se opone al movimiento. Dado que en los espectros utilizados se ha considerado un porcentaje que representa dicho amortiguamiento, no se tendrá en cuenta para el análisis dinámico.

El análisis sísmico dinámico se efectúa tomando como base las características de los movimientos sísmicos y suponiendo que el temblor es un movimiento del terreno en una sola dirección y en un plano horizontal.

Se utiliza un método basado en los espectros del temblor . Estos espectros son la representación gráfica de las respuestas de la estructura de un grado de libertad y de período T, ante los efectos producidos por el movimiento de su base. Las respuestas mencionadas pueden ser desplazamientos, velocidad y aceleración de la masa , en valores absolutos.

En el Reglamento del Distrito Federal, se especifican dos espectros según las condiciones del suelo, se supone que el terreno sufre súbitamente una aceleración constante igual a "aC", veces la gravedad. "C" es la forma de expresar la relación entre la fuerza -- cortante horizontal en la base de la estructura y el peso de la misma. El valor de "a" está dado de la siguiente manera:

En zonas de baja compresibilidad

$$\text{-Si } T < 0.5 \text{ seg: } a = 1$$

$$\text{-Si } T \geq 0.5 \text{ seg: } a = \frac{0.5}{T}$$

En zonas de alta compresibilidad:

$$\text{-Si } T < 1.0 \text{ seg: } a = 0.5(1+T)$$

$$\text{-Si } 1 \leq T \leq 2.5 \text{ seg: } a = \frac{2.5}{T}$$

En la figura 55 se presenta el espectro de aceleraciones para terrenos de baja y alta compresibilidad.

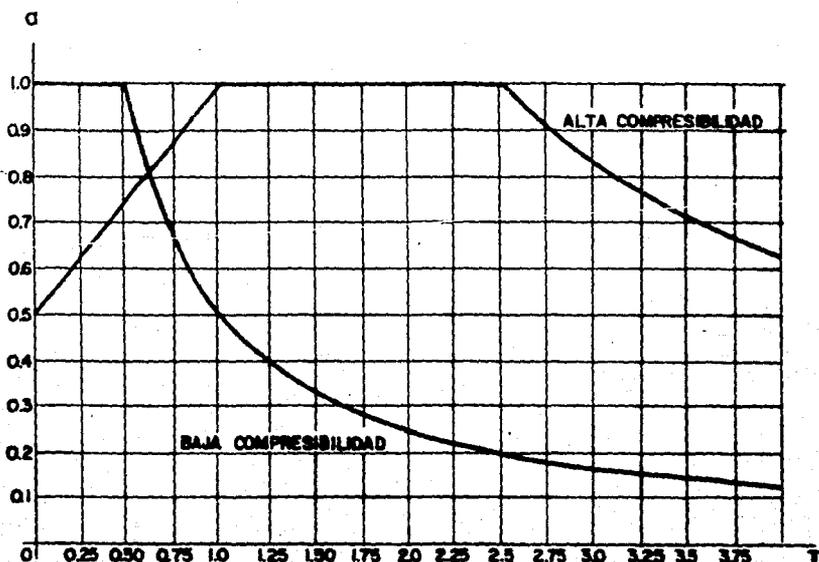


FIG. 55.- ESPECTRO DE ACELERACIONES

Se obtuvieron los tres primeros modos de vibración, ya que éstos son los que influyen de manera más importante en el diseño sísmico.

Cada modo natural representado por su período define un conjunto de amplitudes correspondiendo cada una de ellas con las masas de la estructura.

Estas formas características definen el modo para el cual se supone la velocidad angular (frecuencia).

Con el valor de los períodos se procede a calcular los cortantes respectivos a cada modo de vibrar.

El Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal señala que los valores de los cortantes obtenidos por el análisis dinámico, no deberán ser menores de 60% de los cortantes obtenidos por el análisis estático.

6.3.10.1.- FACTORES DE PARTICIPACION.- Si una estructura con varios grados de libertad está sujeta al movimiento de su base , sus masas sufrirán desplazamientos que serán función del tiempo y de la aceleración de la base.

En un instante dado, el desplazamiento de una cualquiera de sus masas puede expresarse como la suma de los desplazamientos de la misma, debido a la participación de cada uno de los modos naturales en el movimiento.

$$U_{ij}(t) = \sum C_j Y_{ij} \dots \dots \dots 1$$

U_{ij} = Desplazamiento relativo a la base, de la masa i en el instante t , debido al modo j .

C_j = Coeficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo j en el movimiento.

Y_{ij} = Amplitud del desplazamiento de la masa i en el modo j .

El movimiento de la masa, en un movimiento armónico simple se puede estudiar a partir de la fig . 56.

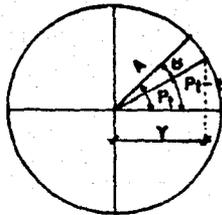


FIG. 56

$$Y = A \cos(pt - \delta) \dots \dots \dots 2$$

Derivando esta ecuación, se obtiene:

$$\dot{Y} = -A p \text{Sen}(pt - \delta)$$

o sea:

$$\dot{Y}_{ij} = -Y_{ij} p_j \text{Sen}(pt - \delta) \dots \dots \dots 3$$

En la cual para obtener la velocidad máxima:

$$\text{Sen}(pt - \delta) = -1$$

$$\dot{Y}_{ij} = + Y_{ij} p_j \dots \dots \dots 4$$

Derivando la ecuación 1

$$\dot{U}_{ij} = \sum C_j \dot{Y}_{ij} = \sum C_j Y_{ij} p_j \dots \dots \dots 5$$

6.3.10.2.- PROPIEDADES DE ORTOGONALIDAD.- La suma de los productos del desplazamiento máximo del nivel "i" debido al modo r, multiplicado por el desplazamiento del nivel i debido al modo s y -- por la masa del nivel i, vale cero:

$$\sum Y_{i,r} Y_{i,s} M_i = 0 ; \text{ Si } r \neq s$$

Aplicando este principio a la ecuación 5 o sea multiplicando ambos miembros por $(Y_{ij} M_i)$, se obtiene:

$$U_{ij} \sum Y_{ij} M_i = C_j p_j Y_{ij} \sum M_i Y_{ij}$$

Pero como para el modo j se tiene C_j y p_j son constantes:

$$U_{ij} \sum Y_{ij}^2 M_i = C_j p_j \sum Y_{ij}^2 M_i$$

Despejando:

$$C_j = \frac{U_{ij} \sum Y_{ij} M_i}{p_j \sum Y_{ij}^2 M_i} \dots \dots \dots 6$$

Sabemos que:

$$\dot{Y}_{ij} = Y_{ij} p_i \dots \dots \dots 7$$

$$\ddot{Y}_{ij} = Y_{ij} p_i^2 \dots \dots \dots 8$$

O sea que para pasar de velocidad a aceleración únicamente se multiplica por la frecuencia.

Si ahora consideramos a la aceleración de la gravedad como g, se puede representar a la aceleración de la masa i debida al modo j como una fracción g o sea:

$$\ddot{Y}_{ij} = Cag = A_j$$

a = Valor definido a partir del período T.

C = Coeficiente sísmico.

A_j = Valor de la ordenada del espectro de aceleraciones para el modo j.

Pero en la expresión 6 aparece velocidad, por tanto si queremos obtenerla a partir de la aceleración debemos dividir ésta entre la frecuencia según 7 y 8 o sea:

$$U_{ij} = \frac{A_j}{p} = \frac{Cag}{p} \text{ Si llevamos esta ecuación a la 6:}$$

$$C_j = \frac{Cag \sum Y_{ij} M_i}{p^2 \sum Y_{ij}^2 M_i} \dots \dots \dots 9$$

Una vez conocido el valor de C_j la ecuación 1 queda:

$$U_{ij} (t) = \sum \frac{Cag}{p^2} \sum \frac{M_i Y_{ij}}{M_i Y_{ij}^2} \cdot Y_{ij}$$

Esta ecuación es la que resuelve el problema, pues proporciona los valores de los desplazamientos relativos a la base i en un instante t para un modo j.

6.3.10.3.- METODOLOGIA PARA SOLUCION DE LA ECUACION ANTERIOR.-

- 1.- Partiendo de los desplazamientos Y_{ij} obtenidos mediante el análisis modal y de la masa de cada nivel, se valúa el producto:

$$M_i Y_{ij} \text{ (Tabla 13)}$$

NIVEL	Y_{11}	Y_{12}	Y_{13}	MASA	$M_1 Y_{11}$	$M_1 Y_{11}^2$	$M_1 Y_{12}$	$M_1 Y_{12}^2$	$M_1 Y_{13}$	$M_1 Y_{13}^2$
8	+3.84	+0.55	+0.40	0.521	2.001	7.682	0.287	0.158	0.208	0.083
7	+3.54	+0.28	-0.23	0.410	1.451	5.138	0.115	0.032	-0.094	0.022
6	+2.92	-0.17	-0.64	0.410	1.197	3.496	-0.070	0.012	-0.262	0.168
5	+2.22	-0.48	-0.22	0.431	0.957	2.124	-0.207	0.099	-0.095	0.021
4	+1.81	-0.54	+0.11	0.451	0.816	1.478	-0.244	0.132	0.050	0.005
3	+1.34	-0.49	+0.37	0.451	0.604	0.810	-0.221	0.108	0.167	0.062
2	+0.83	-0.34	+0.40	0.451	0.374	0.311	-0.153	0.052	0.180	0.072
1	+0.32	-0.14	+0.19	0.451	0.144	0.046	-0.063	0.009	0.086	0.016
					7.544	21.085	-0.556	0.602	0.240	0.449

TABLA 18

- 2.- Se valúa el producto $M_i Y_{ij}^2$ (Tabla 18)
- 3.- Se obtienen las sumas de los valores obtenidos en los pasos anteriores, o sea $\sum M_i Y_{ij}$ y $\sum M_i Y_{ij}^2$ (Tabla 18)
- 4.- A partir del período T_j obtenido del análisis modal - se calcula el valor a_j .
- 5.- Conocido el valor de "a" para el modo j se calcula el valor de la ordenada del espectro de aceleraciones, o sea:

$$A_j = g \cdot a_j \cdot Cs$$

- 6.- Se calcula el siguiente valor:

$$\alpha_i = \frac{\sum M_i Y_{ij}}{p^2 \sum M_i Y_{ij}^2}$$

- 7.- Una vez conocidos los valores anteriores se procede a la obtención de los desplazamientos U_{ij} o sea:

$$U_{ij} = \alpha_i A_j Y_{ij}$$

- 8.- A partir de los valores U_{ij} se valúan los desplazamientos parciales ΔY_j de la siguiente manera:

"Al desplazamiento total del último nivel se le resta - el del nivel inmediato inferior, y se obtiene el desplazamiento parcial del nivel en cuestión, se sigue este proceso hasta llegar a la base (Tabla 19)"

- 9.- Conocidos los valores ΔY_j (desplazamiento en el sentido "Y" debido al modo j), y las rigideces de piso, se valúan las fuerzas cortantes horizontales V_j , utilizando la definición de rigidez al cortante.

$$V_j = K \Delta Y_j \text{ (Tabla 19)}$$

NIVEL	U ₁₁	U ₁₂	U ₁₃	Δy_1	Δy_2	Δy_3	R _x	v ₁₁	v ₁₂	v ₁₃
8	0.861	-0.143	0.023	0.066	-0.07	0.36	120.49	7.952	-8.434	4.338
7	0.785	-0.073	-0.013	0.138	-0.117	0.024	102.65	14.166	-12.010	2.464
6	0.647	+0.044	-0.037	0.185	-0.081	-0.024	123.41	19.126	-9.996	-2.962
5	0.492	+0.125	-0.013	0.091	-0.016	-0.019	258.09	23.486	-4.129	-4.904
4	0.401	+0.141	-0.006	0.104	0.013	+0.016	258.09	26.841	3.355	-4.129
3	0.297	+0.128	0.022	0.113	0.039	-0.001	258.09	29.164	10.066	-0.266
2	0.184	+0.089	0.023	0.113	0.063	0.012	278.13	31.090	14.582	3.302
1	0.071	+0.036	0.011	0.071	0.036	0.011	444.34	31.548	18.996	4.886

TABLA 19

- 10.- Se han obtenido valores de la fuerza cortante para cada nivel y para cada modo, o sea según el número de modos analizados será el número de valores de V que se tengan. Para considerar la influencia de todos los modos en la estructura, es necesario obtener una fuerza V total, representativa de dicha influencia, lo cual se logra empleando la siguiente igualdad:

$$V_i = \sqrt{\sum V_{ij}^2}$$

o sea, la fuerza total en el nivel i, es igual a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las fuerzas en el nivel obtenido para cada uno de los modos j (Tablas 20 y 21).

NIVEL	V_{i1}^2	V_{i2}^2	V_{i3}^2	V_{ij}^2	V_i	F
8	63.234	71.132	18.815	153.182	12.377	12.377
7	200.676	144.240	6.069	350.985	18.739	6.358
6	365.880	99.920	8.772	474.572	21.785	3.050
5	551.592	17.049	24.046	592.687	24.345	2.560
4	720.439	11.256	17.052	748.747	27.363	3.019
3	890.539	101.324	-0.067	991.930	30.853	3.490
2	966.588	212.635	10.900	1190.123	34.498	3.645
1	995.276	255.872	23.690	1275.038	35.708	1.210

TABLA 20.-FUERZAS CORTANTES POR NIVEL
DIRECCION "X"

NIVEL	V_{i1}^2	V_{i2}^2	V_{i3}^2	V_{ij}^2	V_i	F
8	84.84	-75.34	24.30	184.29	13.88	13.88
7	240.86	-144.48	7.48	392.49	19.81	6.23
6	439.74	-104.45	-3.32	547.51	23.40	3.89
5	644.65	-13.47	-28.73	686.85	26.21	2.81
4	812.28	13.47	-17.89	843.61	29.04	2.83
3	998.56	103.23	-1.28	1103.06	33.21	4.17
2	1060.80	214.33	12.88	1288.02	35.89	2.68
1	885.06	242.74	37.70	1165.50	34.14	1.75

TABLA 21.- FUERZAS CORTANTES POR NIVEL
DIRECCION "Y"

Para el estudio en cuestión se tiene

M O D O	ω^2	ω	T (seg)
FUNDAMENTAL	19	4.36	1.44
SEGUNDO	114	10.68	0.59
TERCERO	358	18.92	0.33

Según el espectro de aceleraciones para terreno firme:

$$\text{Si } T \leq 0.5 \Rightarrow a = 1.00$$

$$\text{Modo fundamental : } T = 1.44 \Rightarrow a = 0.30$$

$$\text{Segundo Modo : } T = 0.59 \Rightarrow a = 0.82$$

$$\text{Tercer Modo : } T = 0.33 \Rightarrow a = 1.00$$

$$\text{Si } C_s = 0.04$$

Valor de la ordenada del espectro de aceleraciones:

$$A_1 = 981(0.30)(0.04) = 11.772 ; \begin{array}{l} \sum M_i Y_{i1} = 7.544 \\ \sum M_i Y_{i1}^2 = 21.085 \end{array}$$

$$A_2 = 981(0.82)(0.04) = 32.177 ; \begin{array}{l} \sum M_i Y_{i2} = -0.556 \\ \sum M_i Y_{i2}^2 = 0.602 \end{array}$$

$$A_3 = 981(1.00)(0.04) = 39.24 ; \begin{array}{l} \sum M_i Y_{i3} = 0.240 \\ \sum M_i Y_{i3}^2 = 0.449 \end{array}$$

$$\alpha_1 = \frac{\sum M_i Y_{i1}}{\omega^2 (\sum M_i Y_{i1}^2)} = \frac{7.544}{19(21.085)} = 0.01883$$

$$\alpha_2 = \frac{-0.556}{114(0.602)} = -0.008101$$

$$\alpha_3 = \frac{0.240}{358(0.449)} = 0.001493$$

Valor de los desplazamientos;

$$U_{i1} = \alpha_1 Y_{i1} A_1 = 0.01883 (11.772) Y_{i1} = +0.2216790884 Y_{i1}$$

$$U_{i2} = \alpha_2 Y_{i2} A_2 = -0.008101 (32.177) Y_{i2} = -0.2606851547 Y_{i2}$$

$$U_{i3} = \alpha_3 Y_{i3} A_3 = 0.001493 (39.24) Y_{i3} = +0.0585882968 Y_{i3}$$

6.4.- CORTANTE SISMICO DE DISEÑO POR NIVEL.

Se observa en la tabla 21, que el cortante en el nivel 8 - es de 13.58 Ton, teniendo los demás niveles su cortante correspondiente.

Estos cortantes se encuentran aplicados en cada entrepiso de la estructura y se distribuyen proporcionalmente a las rigideces de los marcos en el nivel correspondiente, obteniéndose así los cortantes que actúan en cada marco, es decir, que ahora el cortante que actúa en el nivel 8 es de 1.51 Ton, sucediendo lo mismo con los demás niveles.

A continuación se presenta la tabla 22 que nos muestra los cortantes sísmicos que están aplicados en cada uno de los niveles a causa del sismo, y que fueron obtenidos a raíz de los cálculos efectuados anteriormente.

Como se puede observar en la tabla, el 60% del cortante obtenido del análisis estático es mayor que el cortante obtenido del análisis dinámico, por esto, buscando el acercamiento al comportamiento real de la estructura, se obtiene un coeficiente que relaciona a la sumatoria del 60% del cortante estático con la sumatoria del cortante dinámico, y se multiplica por el cortante dinámico de cada nivel, obteniéndose así los cortantes de diseño, es decir:

$$V \text{ diseño} = \frac{60\% V \text{ (estático)}}{V \text{ (dinámico)}} V \text{ (dinámico)}$$

M A R C O B				
NIVEL	ANALISIS ESTATICO	ANALISIS DINAMICO	60 % DEL V ESTATICO	CORTANTE DE DISEÑO
8	4.81	1.51	2.89	4.39
7	8.20	2.20	4.92	6.40
6	11.80	2.81	7.08	8.18
5	16.26	3.41	9.76	9.92
4	18.84	3.78	11.30	11.00
3	20.76	4.32	12.46	12.57
2	21.71	4.67	13.03	13.59
1	21.31	4.10	12.79	11.93
		Σ	25.52	74.23

TABLA 22.- CORTANTE SISMICO DE DISEÑO POR NIVEL (EN TON).

6.5.- CORTANTE SISMICO DE DISEÑO POR MARCO

Los cortantes mostrados en la tabla anterior ahora se muestran aplicados en forma idealizada sobre el marco B (Fig. 57) para posteriormente realizar el análisis correspondiente del mismo.

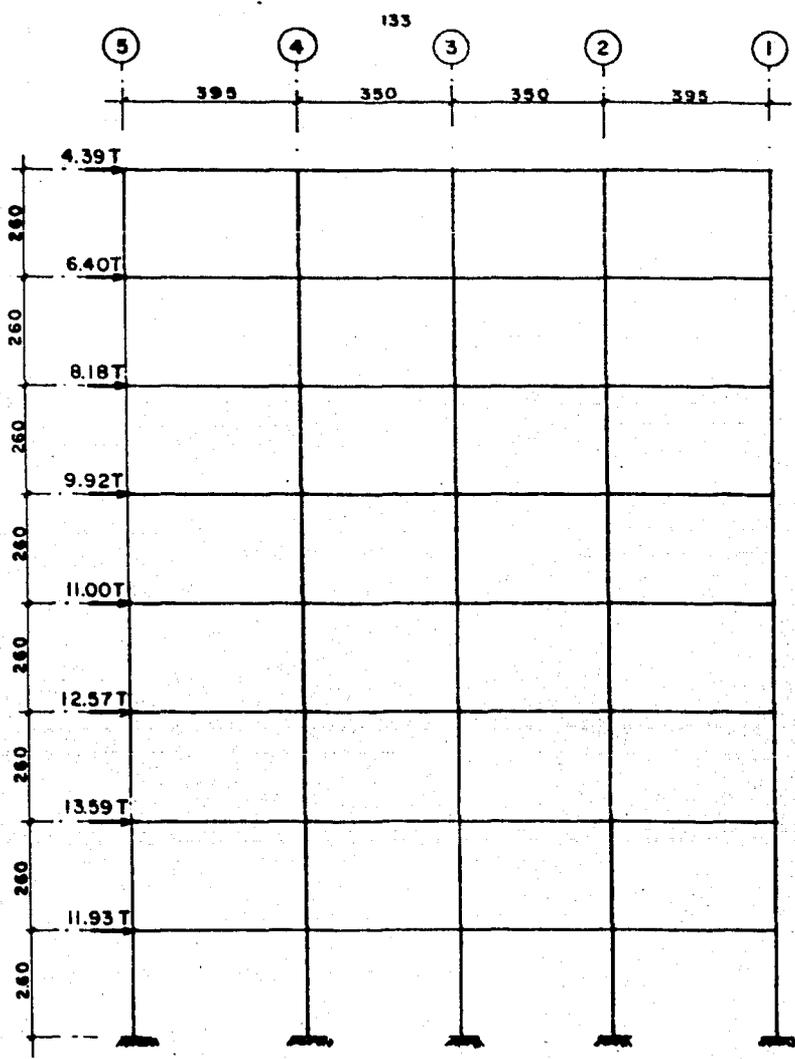


Fig.57.- CORTANTE SISMICO DE DISEÑO DEL MARCO B

6.6.- ANALISIS DE MARCOS.

El método que se utiliza para el análisis de marcos es el de BOWMAN, que aunque no es un método exacto, si es muy práctico y rápido sobre todo cuando se trata de estructuras con varios niveles. Los pasos a seguir en su aplicación son los siguientes:

1.- Puntos de inflexión.- En las trabes exteriores se encuentra localizado a 0.55 del claro a partir de su extremo exterior, en las trabes interiores a la mitad del claro, excepto cuando el número de crujías es impar, o en las dos centrales si es par, en estos casos el punto de inflexión está forzado a condiciones de simetría y equilibrio.

En las columnas el punto de inflexión en el primer nivel se encuentra localizado a 0.60 de su base y a 0.5 del claro en los niveles superiores a excepción en los niveles último, penúltimo y antepenúltimo en los que se encuentra a 0.65, 0.60 y 0.55 respectivamente a partir del extremo superior.

2.- Fuerza cortante.- En el primer entrepiso una fuerza cortante igual a

$$\frac{\text{No. Crujías} - 0.5}{\text{No. Columnas}} \cdot V$$

se distribuye entre las columnas proporcionalmente a sus rigideces. En las crujías, la fuerza cortante $V_t = V - V_c$ se distribuye proporcionalmente a la rigidez de las trabes que la limita en la parte superior, este cortante se distribuye en partes iguales entre las dos columnas que la limitan.

En el segundo entrepiso, la fuerza cortante:

$$\frac{\text{No. Crujías} - 2}{\text{No. Columnas}} \cdot V$$

se distribuye también directamente entre las columnas. El cortante $V_t = v - V_c$ se distribuye entre las crujiás como se hizo para el primer nivel.

- 3.- Momentos.- Podemos determinar los momentos en los extremos de las columnas mediante : $M = V d$
donde: V = Fuerza cortante aplicada en la columna - -
 d = Distancia a donde está aplicada la fuerza -
cortante (punto de inflexión).

Para determinar los momentos en las trabes, se equilibra en cada nudo la suma de momentos en los extremos de las columnas con momentos proporcionales a la rigidez angular natural de cada trabe.

En la figura 58 se presenta este análisis para los cortantes de diseño obtenidos por carga accidental.

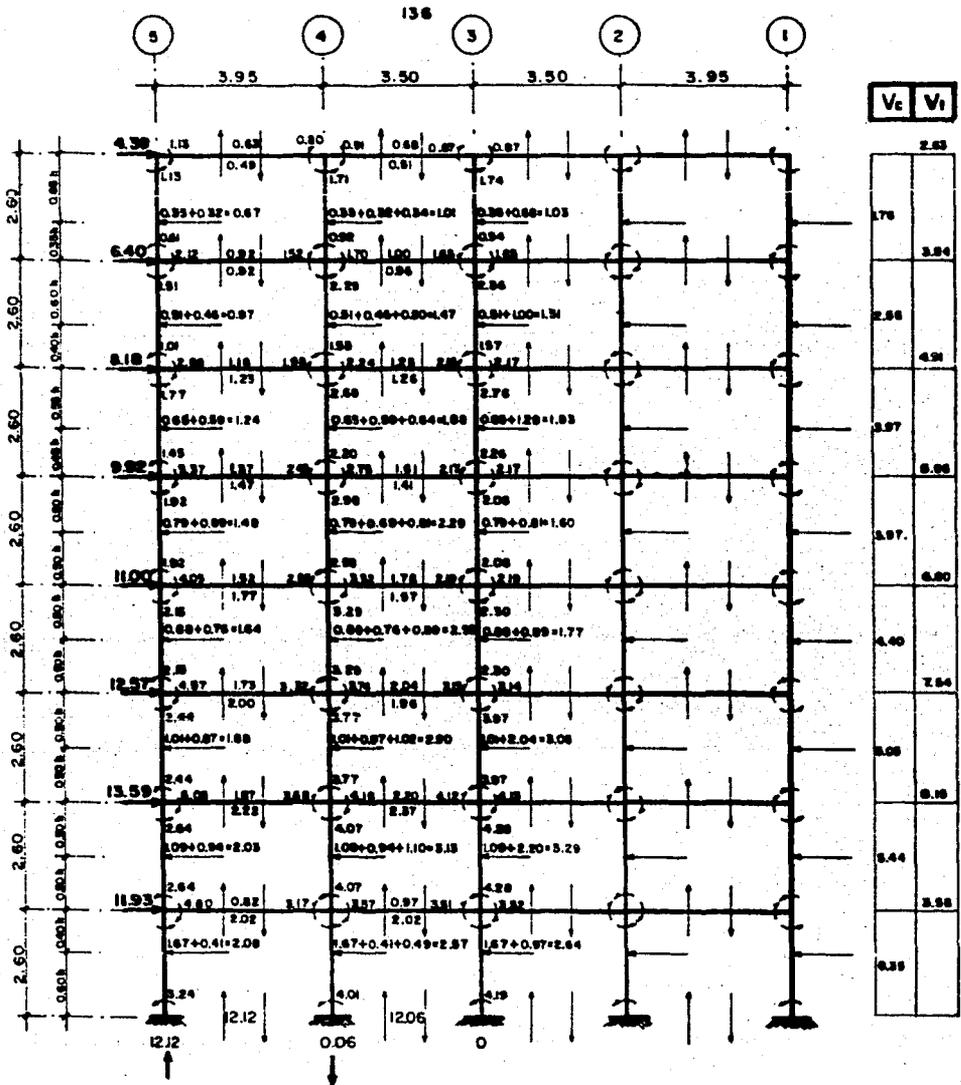


Fig. 56 - ANALISIS POR EL METODO DE BOWMAN PARA LOS CORTANTES DE DISEÑO OBTENIDOS POR CARGA ACCIDENTAL.

C A P I T U L O 7

ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO

Son tres las etapas que deben cubrirse para llegar al diseño de los elementos estructurales :Elementos bajo condición estática de carga; elementos bajo condición dinámica de carga y elementos-bajo combinación estática y dinámica de cargas.

7.1.- ELEMENTOS BAJO CONDICION ESTATICA DE CARGA.

Se obtienen considerando que la estructura se encuentra aislada entre apoyo y apoyo, la carga es uniformemente distribuida y la continuidad se suple por libertad en los apoyos como se muestra en las figuras 59 y 60.

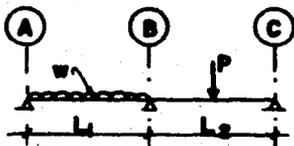


FIG. 59

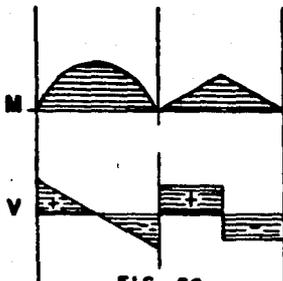


FIG. 60

Aislando el tramo A-B se tiene:

$$\text{Para apoyos: } M = 0 \quad ; \quad V = \frac{wl}{2}$$

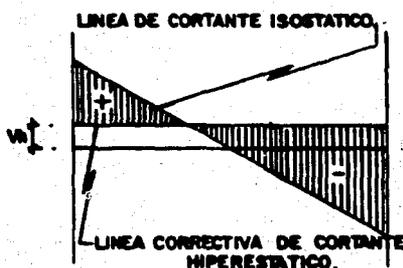
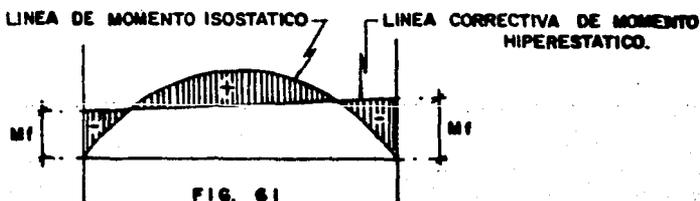
$$\text{Para } L/2 \quad : \quad M = \frac{wl^2}{8} \quad ; \quad V = 0$$

$$\text{Para } L/4 \quad : \quad M = \frac{3}{4} \frac{wl^2}{8} \quad ; \quad V = \frac{wl}{2}$$

De igual forma se procede con el tramo B-C

Además existen los momentos correctivos debidos a la variación de la ordenada del elemento mecánico isostático, provocado por la hiperestaticidad de la estructura.

Tal efecto se presenta, cuando se permite el giro de los nudos de la estructura, tal y como se presenta en las figuras 61 y 62



7.2.- ELEMENTOS BAJO CONDICION DINAMICA DE CARGA.

Son aquellos que se obtienen al considerar algunas propiedades dinámicas (velocidad y aceleración angular, movimiento pendular, modo y período de vibración, etc.), así como estudios de la zona en donde se va a construir, de manera que pueda dar una visión -- del posible comportamiento de la estructura ante la acción de fuerzas horizontales como son: sismos, viento, etc.

7.3.- ELEMENTOS BAJO CONDICION ESTATICA Y DINAMICA DE CARGAS.

La acción del sismo tiende a hacer oscilar como péndulo a la estructura, lo que implica incremento o disminución de los elementos mecánicos estáticos.

El vaivén de la estructura hace que se inviertan los efectos, en cada uno de los sentidos que se desplaza. Es por tal motivo,

que en el diseño se debe considerar la envolvente de los diagramas .

A continuación se presentan los elementos mecánicos de diseño del marco B, para cada uno de los análisis : carga vertical - - (Fig. 63) y carga accidental (Fig. 64) respectivamente.

También se presentan los diagramas de diseño en los niveles 1 (Fig. 65) y 6 (Fig. 66) del mismo marco.

La convención de signos que se adopta es la siguiente:

-Momento positivo: flechas en el mismo sentido de las manecillas del reloj.

-Momento negativo: flechas en sentido contrario de las manecillas del reloj.

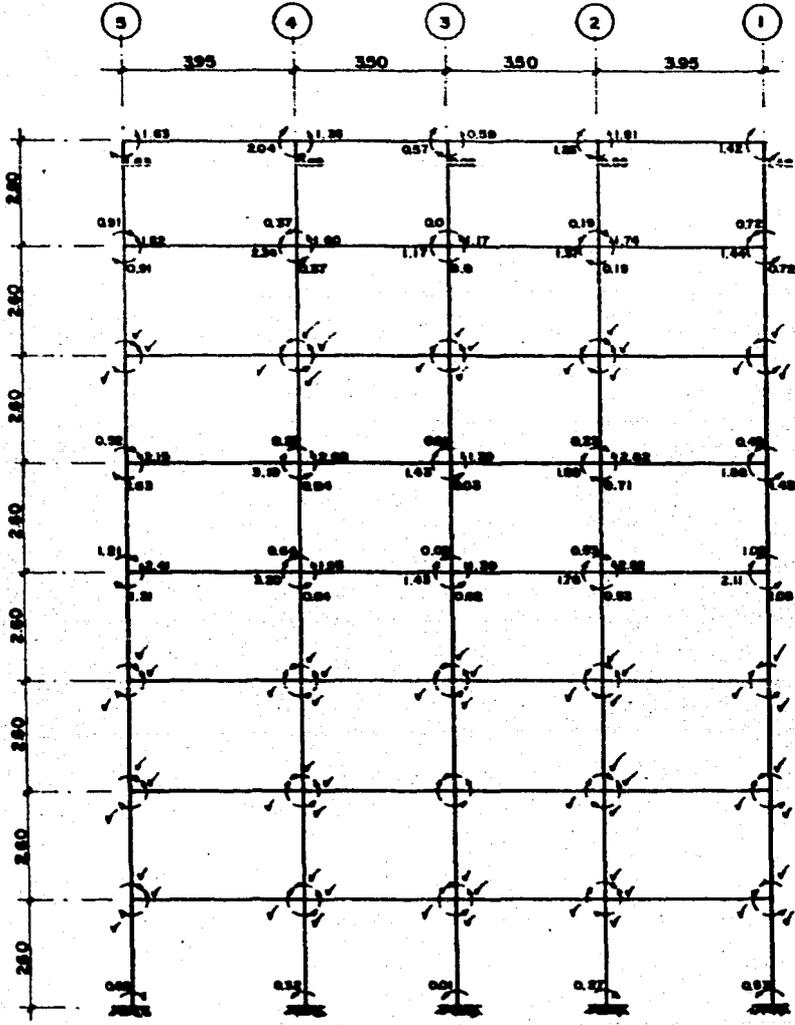


FIG. 63 - ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO DEL MARCO B (ANÁLISIS CARGA VERTICAL)

NOTA: LAS PALOMITAS INDICAN MOMENTOS, EN MAGNITUD Y SENTIDO IGUALES AL DEL NUDO INMEDIATO SUPERIOR.

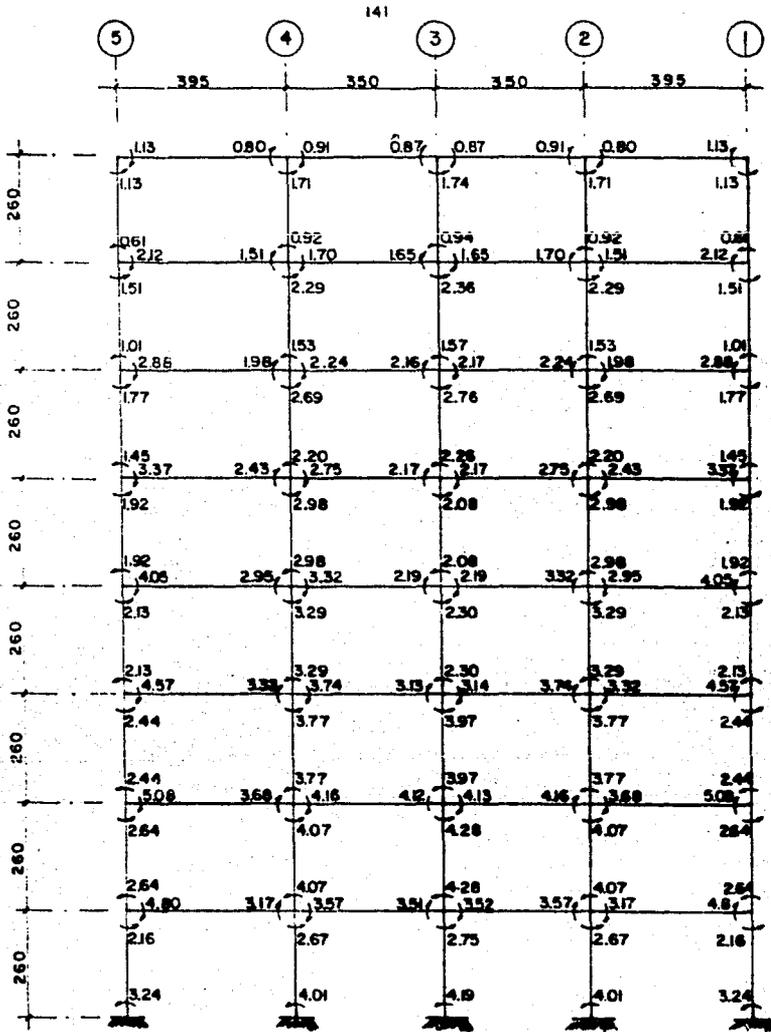


Fig.64 - ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO DEL MARCO B (ANÁLISIS POR CARGA ACCIDENTAL)

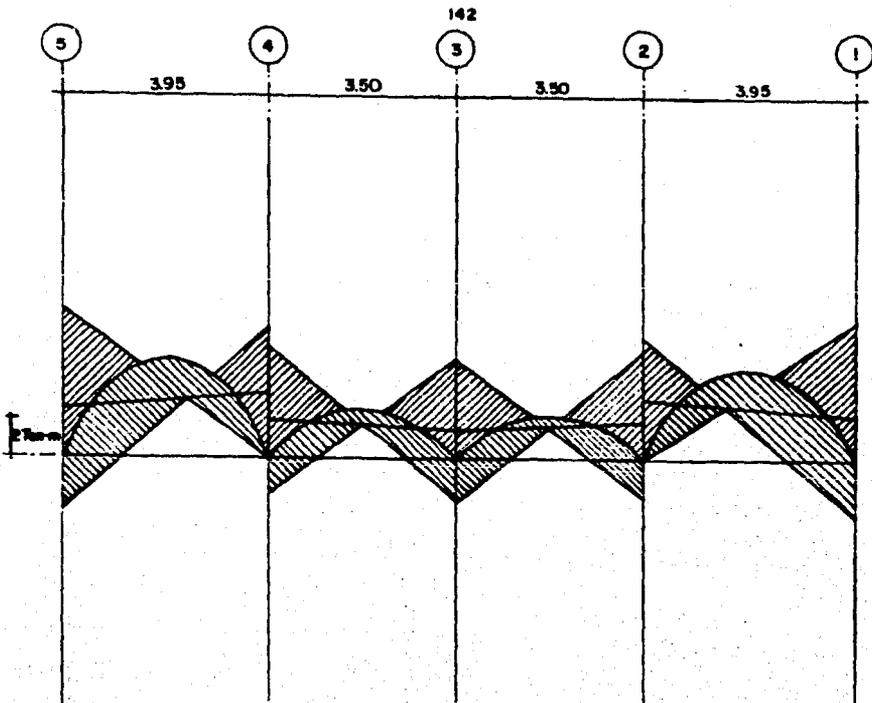


FIG. 65. DIAGRAMAS DE DISEÑO DEL MARCO B EN EL NIVEL N+1

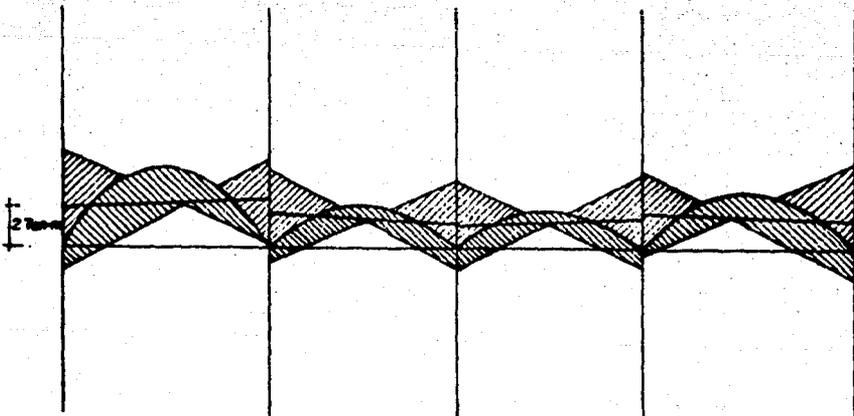


FIG. 66. DIAGRAMAS DE DISEÑO DEL MARCO B EN EL NIVEL N+6

C A P I T U L O 8

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En el diseño de estructuras de concreto reforzado, los miembros se deben proporcionar para una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones del Reglamento, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de capacidad.

.8.1.- LOSAS

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano.

Las losas de concreto pueden ser macizas o aligeradas.

Las losas macizas son aquellas que están hechas de concreto reforzado, cuyos peraltes resultan ser demasiado pequeños, generalmente se encuentran apoyadas sobre trabes trabajando en una o dos direcciones.

La tabla 23 muestra el diseño de losa maciza para tres diferentes condiciones de apoyo, utilizando el "método 2" del apéndice A, para diseño de losas en dos direcciones (Reglamento A.C.I. 318-63) La numeración de los tableros corresponde a la presentada en la fig.

TABLERO N.º	CASO	m	MOMENTO	COEF. DE MOMENTOS		W T/m ²	S m	M T-m		$A_s = \frac{M}{f_y d}$ (cm ²)		SEPARACION POR METRO		SEP. MINIMA POR METRO		ARMADO MINIMO A _{s min} = 0.003 b h	
				LADO CORTO	LADO LARGO			LADO CORTO	LADO LARGO	LADO CORTO	LADO LARGO	LADO CORTO	LADO LARGO	LADO CORTO	LADO LARGO	LADO CORTO	LADO LARGO
1		0.99	Momento negativo en borde continuo	0.049	0.049	0.638	3.90	0.475	0.475	3.71	3.71	@ 15	@ 15	@ 15	@ 15		
			Momento negativo en borde discontinuo	0.025	0.025					1.90	1.90	@ 30	@ 30	@ 30	@ 30	3.00	3.00
			Momento positivo en el centro del claro.	0.037	0.037					2.81	2.81	@ 25	@ 25	@ 15	@ 15	3.00	3.00
9		0.90	Momento negativo en borde continuo	0.048	0.041	0.799	3.50	0.470	0.401	3.48	3.14	@ 20	@ 25	@ 15	@ 15		
			Momento negativo en borde discontinuo	0.024	0.021					1.84	1.61	@ 30	@ 50	@ 30	@ 30	3.00	3.00
			Momento positivo en el centro del claro	0.036	0.031					2.78	2.37	@ 25	@ 30	@ 15	@ 30	3.00	3.00
6		0.80	Momento negativo en borde continuo	0.064	0.049	0.789	3.50	0.819	0.474	4.84	3.71	@ 15	@ 20	@ 15	@ 15		
			Momento negativo en borde discontinuo	0.032	0.025					2.42	1.89	@ 30	@ 30	@ 30	@ 30	3.00	3.00
			Momento positivo en el centro del claro	0.048	0.037					3.63	2.80	@ 20	@ 25	@ 15	@ 15		3.00

EN RESUMEN EL ARMADO DEFINITIVO EN CADA TABLERO SERA:
VARILLA DEL NUMERO 3 @ 15 EN AMBOS SENTIDOS

TABLA 23

8.2.- DISEÑO DE LOSA NERVURADA.

Una vez hecho el diseño de la losa maciza, ahora se procede a realizar el análisis de la losa nervurada a lo largo del eje B para la franja de columna y las franjas centrales respectivamente.

Las losas aligeradas llamadas también nervuradas o encacetonadas consisten en una combinación monolítica de nervaduras regularmente espaciadas y una losa colocada en la parte superior que actúa en una o dos direcciones.

Las nervaduras de la losa serán de por lo menos 10 cm de ancho, espaciadas a no más de 75 cm libres, y de un peralte no mayor que 3 veces su ancho mínimo.

Son capaces de salvar grandes claros gracias a que poseen una gran capacidad resistente. Se apoyan directamente sobre las columnas sin necesidad de emplear trabes de carga intermedias; en caso de fuerzas horizontales, se pueden suprimir los bloques del capitel y concentrar en ese sitio el material resistente necesario, obteniendo así un nudo monolítico de la losa con los apoyos.

El capitel es un ensanchamiento del extremo de la columna, diseñado y construido para actuar como parte integral de la misma. El ábaco es una zona de mayor peralte que el resto de la losa, esta zona tiene forma rectangular y se construye concéntricamente a la columna.

La figura 67 nos muestra en forma idealizada, el sistema de losa que se encuentra alojado dentro del área tributaria que le corresponde al marco B. En ella se observa la franja central (faja con la mitad del ancho total de losa y simétrica con respecto a la línea de centros de las columnas) y la franja de columnas (faja con dos cuartos del ancho total de losa, situados a cada lado de la línea de centros de las columnas).

FAJA		MOMENTO FLEXIONANTE			
		MOMENTO NEGATIVO EN EL SOPORTE INTERIOR	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO EN EL SOPORTE EXTERIOR	
				LOSA SOPORTADA SOBRE COLUMNAS O SOBRE VIGAS DE UN ESPESOR IGUAL AL ESPESOR DE LA LOSA.	LOSA SOPORTADA SOBRE MUROS DE CARGA DE CONCRETO REFORZADO O COLUMNAS DE UN PERALTE TOTAL IGUAL O MAYOR QUE 3 VECES EL ESPESOR DE LA LOSA.
FAJA DE COLUMNAS		70	80	80	80
FAJA CENTRAL		24	40	20	40
MEDIA FAJA DE COLUMNA ADYACENTE Y PARALELA A LA VISA MARGINAL O MURO.	PERALTE TOTAL DE LA VISA IGUAL AL ESPESOR DE LA LOSA.	36	30	40	30
	PERALTE TOTAL DE LA VISA O MURO IGUAL O MAYOR QUE TRES VECES EL ESPESOR DE LA LOSA	19	18	20	15

TABLA 24 - PORCENTAJES DE DISTRIBUCION DEL MOMENTO DEL MARCO ENTRE LAS FAJAS DE COLUMNA Y CENTRAL

8.2.1.- DISTRIBUCION DE MOMENTOS Y CORTANTES A NERVIOS.- El diseño de las losas nervuradas parte de suponer trabes equivalentes -- formadas por los nervios que se encuentran alojados en las franjas -- central y de columna con el fin de que absorban simultáneamente momento y cortante , en forma proporcional a su sección.

La distribución global a franja central y de columna se -- muestra en la tabla 24, en la que aparecen los porcentajes de distribución del momento total entre cada franja.

a).- FRANJA DE COLUMNAS (b=70 cm, en soportes exteriores, apoyos 5 y 1)

Para momento negativo % = 80

$$\text{Nervio de 40} \dots\dots\dots \frac{0.80}{70} = \frac{x}{40} \Rightarrow x = 0.46$$

$$\text{Nervio de 15} \dots\dots\dots \frac{0.80}{70} = \frac{x}{15} \Rightarrow x = 0.17$$

Para momento positivo % = 60

$$\text{Nervio de 40} \dots\dots\dots \frac{0.60}{70} = \frac{x}{40} \Rightarrow x = 0.34$$

$$\text{Nervio de 15} \dots\dots\dots \frac{0.60}{70} = \frac{x}{15} \Rightarrow x = 0.13$$

b).- FRANJA CENTRAL (b=22.5 cm en soportes exteriores, apoyos 5 y 1).

Para momento negativo % = 20

$$\text{Nervio de 12.5} \dots\dots\dots \frac{0.20}{22.5} = \frac{x}{12.5} \Rightarrow x = 0.11$$

$$\text{Nervio de 10} \dots\dots\dots \frac{0.20}{22.5} = \frac{x}{10} \Rightarrow x = 0.09$$

Para momento positivo % = 40

$$\text{Nervio de 12.5} \dots \dots \dots \frac{0.40}{22.5} = \frac{x}{12.5} \Rightarrow x = 0.22$$

$$\text{Nervio de 10} \dots \dots \dots \frac{0.40}{22.5} = \frac{x}{10} \Rightarrow x = 0.18$$

c).- FRANJA DE COLUMNAS (b=70 cm., soportes interiores apo-
yos 4,3 y 2)

Para momento negativo % =76

$$\text{Nervio de 40} \dots \dots \dots \frac{0.76}{70} = \frac{x}{40} \Rightarrow x = 0.43$$

$$\text{Nervio de 15} \dots \dots \dots \frac{0.76}{70} = \frac{x}{15} \Rightarrow x = 0.16$$

Para momento positivo % =60

$$\text{Nervio de 40} \dots \dots \dots \frac{0.60}{70} = \frac{x}{40} \Rightarrow x = 0.34$$

$$\text{Nervio de 15} \dots \dots \dots \frac{0.60}{70} = \frac{x}{15} \Rightarrow x = 0.13$$

d).- FRANJA CENTRAL (b=22.5, soportes interiores apoyos 4,
3,2).

Para momento negativo % = 24

$$\text{Nervio de 12.5} \dots \dots \dots \frac{0.24}{22.5} = \frac{x}{12.5} \Rightarrow x = 0.13$$

$$\text{Nervio de 10} \dots \dots \dots \frac{0.24}{22.5} = \frac{x}{10} \Rightarrow x = 0.11$$

Para momento positivo % = 40

$$\text{Nervio de 12.5} \dots \dots \dots \frac{0.40}{22.5} = \frac{x}{12.5} \Rightarrow x = 0.22$$

$$\text{Nervio de 10} \dots \dots \dots \frac{0.40}{22.5} = \frac{x}{10} \Rightarrow x = 0.18$$

Una vez obtenido el porcentaje que le corresponde a cada -
nervio, se procede a diseñar la losa, presentando los resultados en -
la tabla 25.

$f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$
 $J = 0.87$
 $d = 22 \text{ cm.}$
 $h = 25 \text{ cm.}$

	FRANJA	ANCHO DE NERVO cm	MOM. MAX. Ton-m	% DISTRIB. DE MOMENTO POR NERVO		MOMENTO/NERVO = Mmax.(0.75)(C) Kg-cm.		$A_{s1} = \frac{M}{f_s J d}$ cm ²		$A_{s \text{ min}} = 0.003 \frac{b h}{c}$ cm ²		$A_{s \text{ tot}}$ cm ²		NUMERO Y DIAMETRO DE VARILLAS	
				-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+
APOYO	COLUMNA	40	7.21	0.46	0.34	331 360	245 140	8.3	6.1	3.00	3.0	6.3	6.1	3#6	2#6+1#3
		15		0.17	0.13	122 570	93 730	3.0	2.3	1.1	1.1	3.0	2.3	2#4+1#3	2#2
		CENTRAL		12.5	0.11	0.22	79 310	158 620	2.0	3.9	0.90	0.9	2.0	3.9	1#5+1#3
		10		0.09	0.18	64 820	129 780	1.6	3.2	0.8	0.8	1.6	3.2	1#5	1#6+1#3
5-4	COLUMNA	40	4.20	0.43	0.34	180 600	142 800	4.5	3.6	3.0	3.0	4.5	3.6	2#6	2#5
		15		0.16	0.13	67 200	54 600	1.7	1.4	1.1	1.1	1.7	1.4	2#4	2#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	54 600	92 400	1.4	2.3	0.9	0.9	1.4	2.3	1#5
		10		0.11	0.18	46 200	75 600	1.1	1.9	0.8	0.8	1.1	1.9	1#4	1#5
1/4 L	COLUMNA	40	2.30	0.43	0.34	98 900	78 200	2.5	1.9	3.0	3.0	3.0	3.0	2#5	2#5
		15		0.16	0.13	36 800	29 900	0.9	0.7	1.1	1.1	1.1	1.1	1#4	1#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	29 900	50 600	0.7	1.3	0.9	0.9	0.9	1.3	1#4
		10		0.11	0.18	25 300	41 400	0.6	1.0	0.8	0.8	0.8	1.0	1#4	1#4
APOYO	COLUMNA	40	6.37	0.43	0.34	273 910	216 590	6.8	5.4	3.0	3.0	6.8	5.4	2#6+1#4	2#6
		15		0.16	0.13	101 920	82 810	2.5	2.1	1.1	1.1	2.5	2.1	2#4	2#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	82 810	140 140	2.1	3.5	0.9	0.9	2.1	3.5	1#5+1#3
		10		0.11	0.18	70 070	114 660	1.7	2.9	0.8	0.8	1.7	2.9	1#4	1#5+1#3
4-3	COLUMNA	40	1.90	0.43	0.34	81 700	64 600	2.0	1.6	3.0	3.0	3.0	3.0	2#5	2#5
		15		0.16	0.13	30 400	24 700	0.8	0.6	1.1	1.1	1.1	1.1	1#4	1#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	24 700	41 600	0.6	1.0	0.9	0.9	0.9	1.0	1#4
		10		0.11	0.18	20 900	34 200	0.5	0.9	0.8	0.8	0.8	0.9	1#4	1#4
1/4 L	COLUMNA	40	2.10	0.43	0.34	90 300	71 400	2.2	1.8	3.0	3.0	3.0	3.0	2#5	2#5
		15		0.16	0.13	33 600	27 300	0.8	0.7	1.1	1.1	1.1	1.1	1#4	1#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	27 300	46 200	0.7	1.1	0.9	0.9	0.9	1.1	1#4
		10		0.11	0.18	23 100	37 800	0.6	0.9	0.8	0.8	0.8	0.9	1#4	1#4
APOYO	COLUMNA	40	4.94	0.43	0.34	212 420	167 960	5.3	4.2	3.0	3.0	5.3	4.2	2#6	2#6
		15		0.16	0.13	79 040	64 220	2.0	1.6	1.1	1.1	2.0	1.6	2#4	2#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	64 220	108 680	1.6	2.7	0.9	0.9	1.6	2.7	1#7
		10		0.11	0.18	54 340	88 920	1.4	2.2	0.8	0.8	1.4	2.2	1#5	1#5
3-2	COLUMNA	40	1.79	0.43	0.34	79 250	59 500	1.9	1.5	3.0	3.0	3.0	3.0	2#5	2#5
		15		0.16	0.13	28 000	22 750	0.7	0.6	1.1	1.1	1.1	1.1	1#4	1#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	22 750	38 500	0.6	1.0	0.9	0.9	0.9	1.1	1#4
		10		0.11	0.18	19 220	31 500	0.5	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	1#4	1#4
1/4 L	COLUMNA	40	2.00	0.43	0.34	86 000	68 000	2.1	1.7	3.0	3.0	3.0	3.0	2#5	2#5
		15		0.16	0.13	32 000	26 000	0.8	0.6	1.1	1.1	1.1	1.1	1#4	1#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	26 000	44 000	0.6	1.1	0.9	0.9	0.9	1.1	1#4
		10		0.11	0.18	22 000	36 000	0.5	0.9	0.8	0.8	0.8	0.9	1#4	1#4
APOYO	COLUMNA	40	5.99	0.43	0.34	257 570	203 660	6.4	5.1	3.0	3.0	6.4	5.1	2#6+1#4	2#6
		15		0.16	0.13	95 940	77 870	2.4	1.9	1.1	1.1	2.4	1.9	2#4	2#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	77 870	131 780	1.9	3.3	0.9	0.9	1.9	3.3	1#5
		10		0.11	0.18	65 890	107 820	1.6	2.7	0.8	0.8	1.6	2.7	1#5	1#6
2-1	COLUMNA	40	2.10	0.43	0.34	90 300	71 400	2.2	1.8	3.0	3.0	3.0	3.0	2#5	2#5
		15		0.16	0.13	33 600	27 300	0.8	0.7	1.1	1.1	1.1	1.1	1#4	1#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	27 300	46 200	0.7	1.1	0.9	0.9	0.9	1.1	1#4
		10		0.11	0.18	23 100	37 800	0.6	0.9	0.8	0.8	0.8	0.9	1#4	1#4
1/4 L	COLUMNA	40	4.00	0.43	0.34	172 000	136 000	4.3	3.4	3.0	3.0	4.3	3.4	2#6	2#5
		15		0.16	0.13	64 000	52 000	1.6	1.3	1.1	1.1	1.6	1.3	2#4	2#4
		CENTRAL		12.5	0.13	0.22	52 000	88 000	1.3	2.2	0.9	0.9	1.3	2.2	1#5
		10		0.11	0.18	44 000	72 000	1.3	1.9	0.8	0.8	1.3	1.8	1#5	1#5
APOYO	COLUMNA	40	6.91	0.46	0.34	317 860	234 940	7.9	5.8	3.0	3.0	7.9	5.8	3#6	2#6+1#3
		15		0.17	0.13	117 470	89 830	2.9	2.2	1.1	1.1	2.9	2.2	2#4+1#3	2#4
		CENTRAL		12.5	0.11	0.22	76 010	152 020	1.9	3.8	0.9	0.9	1.9	3.8	1#5
		10		0.09	0.18	62 190	124 380	1.5	3.1	0.8	0.8	1.5	3.1	1#5	1#6+1#3

TABLA 25.- DISEÑO DE NERVIOS EN LOSA NERVURADA.

8.2.2.- ARMADO TRANSVERSAL. Una vez hecho el diseño longitudinal se procede a hacer el diseño transversal, valorando la resistencia que opere cualquier sección a ser cortada.

El esfuerzo cortante aplicado a una sección vale:

$$v_c = \frac{V}{bd}$$

La sección de concreto sin armar con estribos, será capaz de absorber una cortante cuyo valor es:

$$V_c = V_{bd}$$

A partir de este cálculo, se pueden presentar dos casos:

- a).- Que el cortante aplicado (V_u) sea menor que el cortante resistente (V_c); en cuyo caso se armará con estribos únicamente por especificación.
- b).- Que el cortante aplicado (V_u) sea mayor que el cortante resistente (V_c); en cuyo caso hay necesidad de absorber el exceso con estribos (ver figura 68)

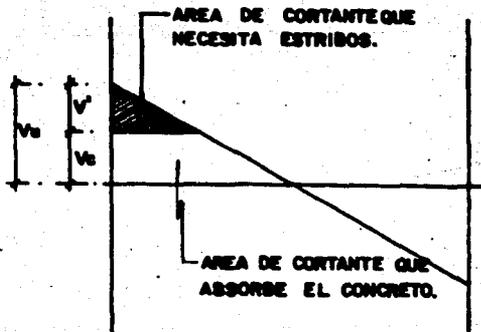


FIG. 68

De la figura se deduce que el cortante que necesita armarse por estribos es:

$$V' = V_u - V_c$$

Por lo tanto, el diagrama de cortantes se tiene:

$$V_u = 5.5 \text{ Ton} = 5,500 \text{ Kg}$$

$$V_c = v_c \text{ bd}$$

$$V_c = 0.3 \sqrt{f'_c} = 0.3 \sqrt{200} = 4.24 \text{ Kg}$$

		F.D.	
Nervio de 25 x 40	= 1,000	→ 0.43	$\times 5500 =$ 2,365 Kg 880 Kg 880 Kg 770 Kg 605 Kg
Nervio de 25 x 15	= 375	→ 0.16	
Nervio de 25 x 15	= 375	→ 0.16	
Nervio de 25 x 12.5	= 312.5	→ 0.14	
Nervio de 25 x 10	= 250	→ 0.11	
		$\frac{2,312.5}{1.00}$	

El nervio de 25 x 40 absorbe de cortante 2,365 Kg, por lo tanto:

$$V_c = v_c \text{ bd} = 4.24 (40) (22) = 3,733.5 \text{ Kg} > 2,365 \text{ Kg}$$

Para el nervio de 25 x 15:

$$V_c = 4.24 (15) (22) = 1,400.1 \text{ Kg} > 880 \text{ Kg}$$

Para el nervio de 25 x 12.5:

$$V_c = 4.24 (12.5) (22) = 1,166.7 \text{ Kg} > 770 \text{ Kg}$$

Para el nervio de 25 x 10:

$$V_c = 4.24 (10) (22) = 933.4 \text{ Kg} > 605 \text{ Kg}$$

Por lo tanto únicamente se armará por especificación

$$\text{Sep.} = 0.5 d = 0.5 (25) = 12.5 \hat{=} 15$$

En base a los resultados obtenidos en la tabla 25 y los diagramas presentados en la fig. 65, a continuación se muestran los diagramas de diseño que corresponden a la losa nervurada del primer nivel del marco B, así como los armados longitudinales de las franjas de columna y central (Fig. 69)

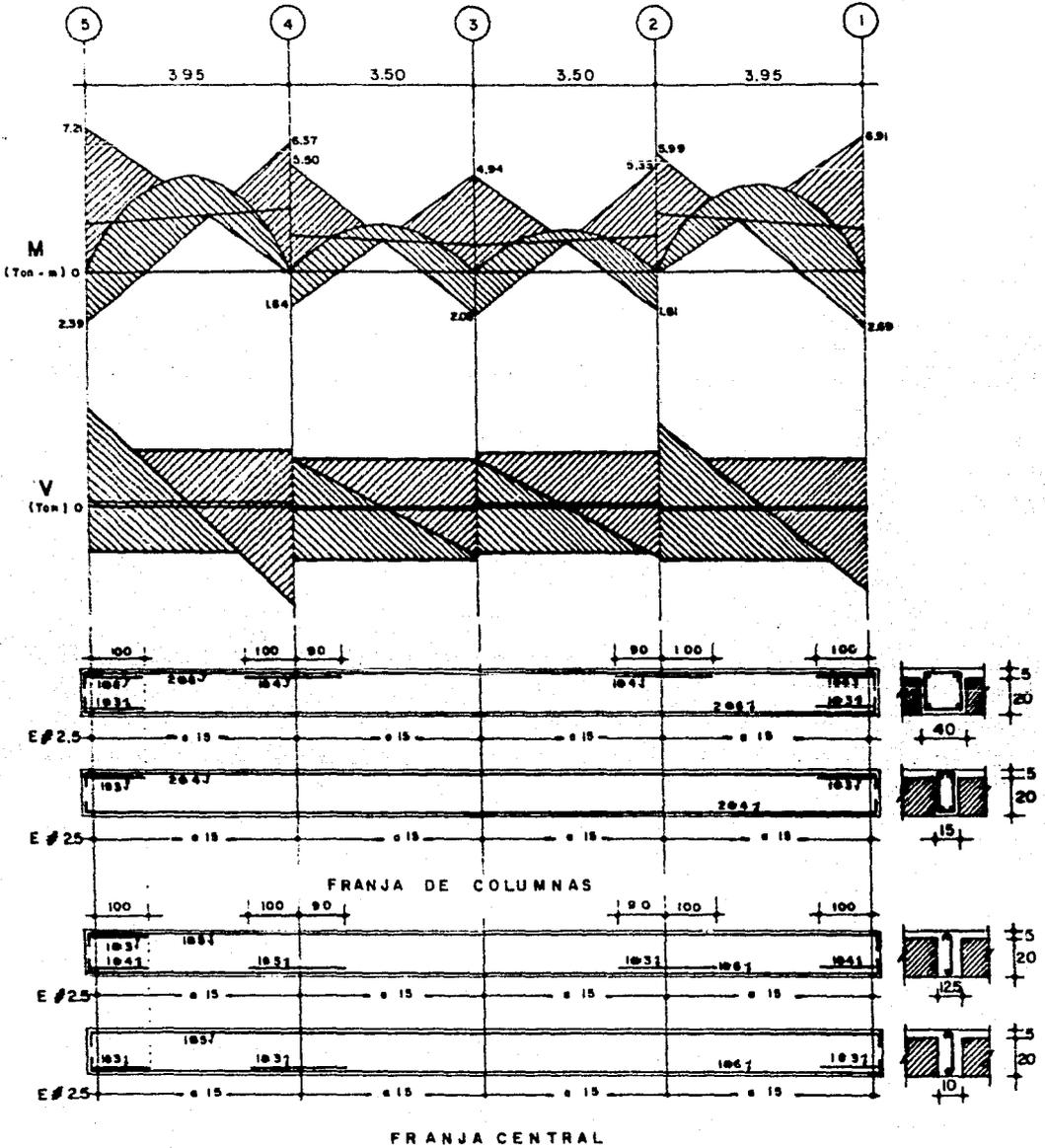


FIG. 69.- DIAGRAMAS Y ARMADO DE NERVIOS EN EL NIVEL N+1 DEL MARCO B

8.3.- C O L U M N A S

Estos elementos se diseñarán en base al análisis hecho anteriormente. Considerando que el diseño es repetitivo para cada una de las columnas y para cada uno de los niveles, a continuación se presenta el diseño de la columna 8 - 2 en el nivel N+5

Para columna entre los niveles N+5 y N+6.

a).- Datos.

<u>Dirección Y</u>	Extremo superior	Extremo inferior
	$Pu_y = 37.09 \text{ Ton}$	$Pu_y = 37.09 \text{ Ton}$
CM+CV	$Mu_y = 0.37 \text{ Ton-m}$	$Mu_y = 0.27 \text{ Ton-m}$
C_{sismo}	$Mu_y = 7.76 \text{ Ton-m}$	$Mu_y = 6.35 \text{ Ton-m}$
<u>Dirección X</u>		
	$Pu = 37.09 \text{ Ton}$	$Pu = 37.09 \text{ Ton}$
CM+CV	$Mux = 0$	$Mux = 0.04 \text{ Ton-m}$
C_{sismo}	$Mux = 3.65 \text{ Ton-m}$	$Mux = 2.98 \text{ Ton-m}$

b).- Area de la sección : 30 x 30

Constantes de diseño:

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fs = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = (1 - Cu) f'c$$

$$Cu = 0.15 \text{ Cuando el concreto es mezclado mecánicamente}$$

$$f^*c = (1 - 0.15) 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*y = 0.9 fy = 3780 \text{ Kg/cm}^2$$

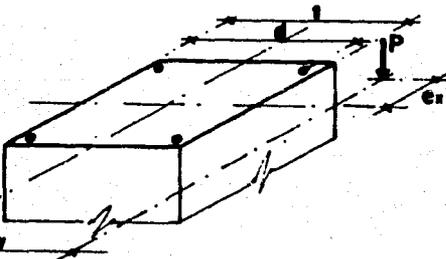
$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 (170) = 144.5 \text{ Kg/cm}^2$$

c).- Cargas para diseño: El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal especifica un factor de carga de 1.1 para cuando se tiene la combinación más desfavorable en la sección y que se deban a efectos de cargas muertas y sismos es decir:

$$P_u = 37.09 \times 1.1 = 40.80 \text{ Ton}$$

$$M_u = 7.76 \times 1.1 = 8.54 \text{ Ton-m}$$

d).- Secuencia de diseño:



$$d = 27.5$$

$$t = 30$$

$$\frac{d}{t} = \frac{27.5}{30} = 0.916 = 0.90$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{t^3 f''_c} = \frac{365,180}{(30)^3 (144.5)} = 0.0936$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{t^3 f''_c} = \frac{776,000}{(30)^3 (144.5)} = 0.1989$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.0936}{0.1989} = 0.47 = 0.50$$

$$K = \frac{P_u}{t^2 f''_c} = \frac{40,800}{(30)^2 (144.5)} = 0.314$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{t^3 f''_c} = \frac{854,000}{(30)^3 (144.5)} = 0.219$$

Con valores de "K" y "Ry" se entra a las gráficas para momento en dos direcciones con las correspondientes relaciones:

$\frac{d}{t}$ y $\frac{R_x}{R_y}$ y se busca el valor de q, es decir:

$$q = 0.53$$

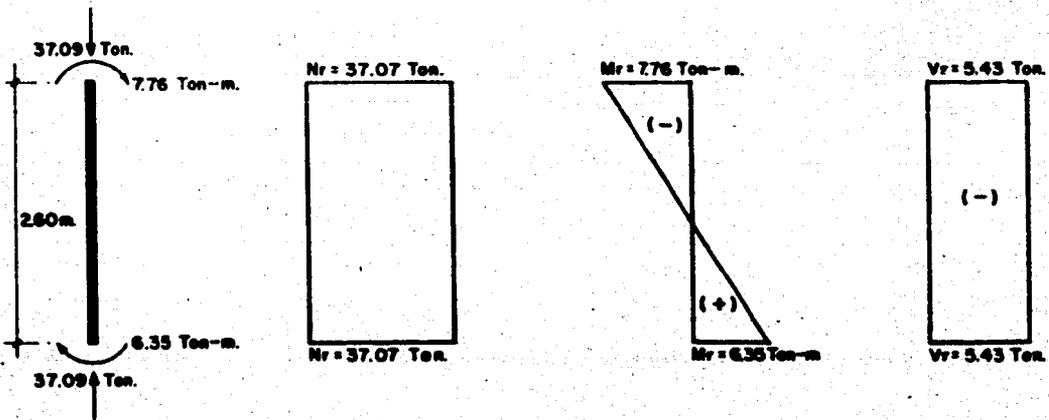
pero:

$$q = \frac{As}{t^2} \frac{f^*y}{F^{nc}} \quad \therefore \quad As = qt^2 \frac{F^{nc}}{f^*y}$$

$$As = 0.53 (30)^2 \frac{144.5}{3780} = 18.23 \text{ cm}^2$$

4 VRS # 8

e).- Diseño de refuerzo transversal:



$$v_c = 0.5 \sqrt{F'c} + 180 \rho_t \frac{V_{rd}}{M_m}$$

$$M_m = M_r - N_r \frac{(4t-d)}{8} = 6.35 - 37.09 \frac{(4 \times 0.30 - 0.275)}{8} = 2.06 \text{ Ton-m}$$

$$\rho_t = \frac{2 (5)}{30 (27.5)} = 0.012$$

$$v_c = 0.5 \sqrt{200} + 180 (0.012) \frac{5,430 (27.5)}{206,000} = 8.64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c b d = 8.64 (30) (27.5) = 7,128 \text{ Kg} = 7.128 \text{ Ton}$$

Como $V_c > V_r$ no necesita estribos y se refuerza transversalmente por especificación:

VRS # 3 @ d/2 o sea

VRS # 3 @ 15

8.4.- VIGAS Y TRABES

A continuación se presenta el diseño de la trabe en el nivel N+6 del marco B-2

a).- Resistencia de materiales.

$$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.33 = 266 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Art.269 II.D.D.F.)}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.33 = 6300 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Art.269 I.D.D.F.)}$$

b).- Cálculo de las constantes de diseño:

$$f_s = 0.5 f_y = 0.5 (6,300) = 3,150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 0.45 (266) = 119.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2'000,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 10'000 \sqrt{f'c} = 10,000 \sqrt{266} = 163,095 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{2'000,000}{163,095} = 12.26$$

$$f_y \text{ est.} = 2,300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{3,150}{12.26(119.7)}} = 0.3178$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.3178}{3} = 0.894$$

$$Q = \frac{1}{2} f_c K j = 0.5(119.7)(0.3178)(0.894) = 17.00$$

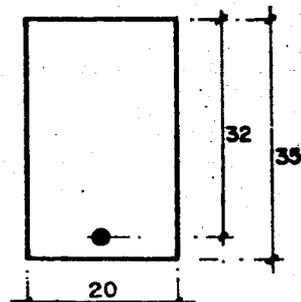
c).- Diseño para acero negativo (Sección 20 x 35 cm)

$$M_{ac} = 4.70 \text{ Ton-m}$$

$$M_{rc} = Q b d^2 = 17 (20) (32)^2$$

$$M_{rc} = 3.48 \text{ Ton-m}$$

$M_{rc} < M_{ac}$ ∴ existe falla por compresión.



Entonces se procede a armar doblemente la sección --

(Fig. 70)

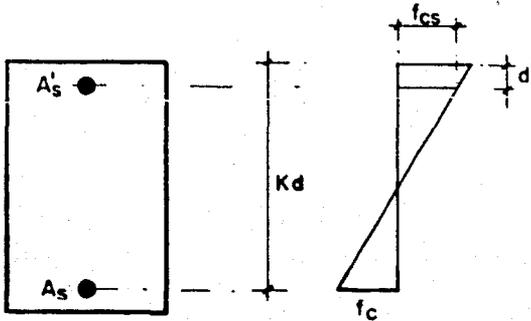


FIG. 70

$$\frac{f_c}{f_d} = \frac{f_{cs}}{Kd-b} \therefore f_{cs} = \frac{f_c(Kd-d)}{Kd}$$

$$f_{cs} = \frac{119.7 (0.317 \times 32 - 3)}{0.3178 \times 32} = 84.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sc} = 2nf_{cs} = 2 (12.26)(84.39) = 2,069.2 \text{ Kg/cm}^2$$

pero $f_s > f_{sc} \therefore$ Se usa f_s

$$M' = M_{ac} - M_{rc} = 4.70 - 2.48 = 1.22 \text{ Ton-m}$$

$$A's = \frac{122000}{3150 (32-3)} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{348000}{3150 (0.894)(32)} = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{14}{f_y} A_c = \frac{14}{6,300} (20 \times 35) = 1.56 \text{ cm}^2$$

Acero de tensión

$$A_{st} = 1.56 + 3.86 = 5.42 \text{ cm}^2$$

Acero en compresión

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

).- Diseño para acero positivo (Sección 20 x 35)

$$M_{ac} = 1.44 \text{ Ton-m}$$

$$M_{rc} = 3.48 \text{ Ton-m}$$

$M_{rc} > M_{ac}$: no hay falla por compresión

Se procede a armar la sección

$$f_{cs} = \frac{f_c (K_d - d)}{K_d} = \frac{119.7 (0.317 \times 32 - 3)}{0.3178} = 84.39$$

$$f_{sc} = 2n f_{cs} = 2 (12.26 \times 84.39) = 2069.2 \text{ Kg/cm}^2$$

pero $f_s > f_{sc}$; Se usa f_s

$$A_{smin} = \frac{14}{d_y} A_c = \frac{14}{6,300} (20 \times 35) = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{348000}{3150 (0.894) (32)}$$

Acero en tensión

$$A_{st} = 1.56 + 3.86 = 5.42 \text{ cm}^2$$

Acero en compresión

$$A_{sc} = 3.86 \text{ cm}^2$$

ACERO DE DISEÑO

Acero en tensión. 5.42 cm²

Acero en compresión 3.86 cm²

Diseño de refuerzo transversal

$$V_{ac} = 5.50 \text{ Ton}$$

$$v_c = 0.3 \sqrt{f'_c} = 0.3 \sqrt{266} = 4.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{rc} = v_c b d = 4.89 (20)(32) = 3,129.6 \text{ Kg} = 3.19 \text{ Ton}$$

$$V' = V_{ac} - V_{rc} = 5.500 - 3.129$$

$$V' = 2.371 \text{ Ton}$$

$$S_{\#2.5} = \frac{A_v f_y d}{V'} = \frac{2(0.49)(2,300)(32)}{2,371} = 30 \text{ cm}$$

Se colocan estribos a cada $d/2$, o sea:

$$d/2 = 32/2 = 16 = 15$$

A continuación se presentan los diagramas de momentos y --
cortantes de la trabe en el nivel N+6 del marco B, así como los arma-
dos longitudinal y transversal (Fig. 71)

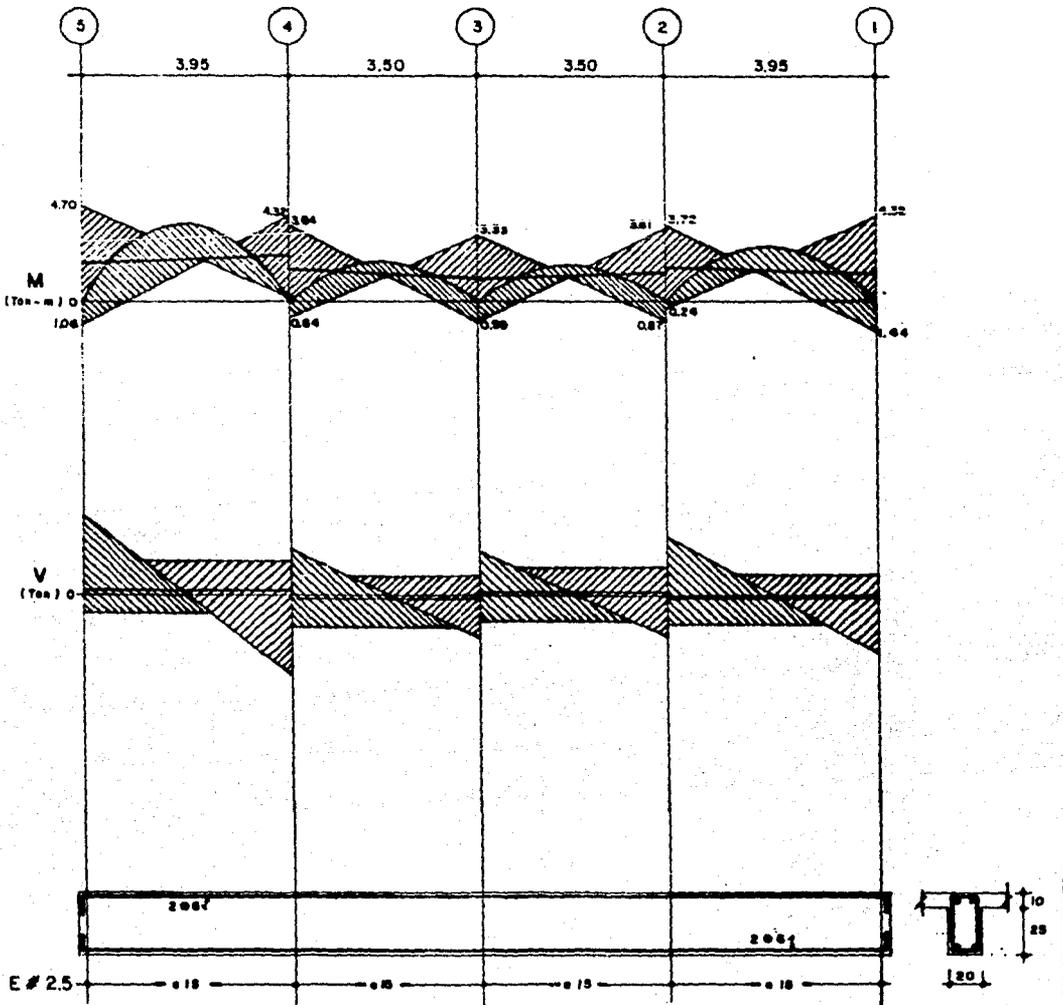


FIG. 71.- DIAGRAMAS Y ARMADO DE TRABE EN EL NIVEL N+6 DEL MARCO B

C A P I T U L O 9

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

9.0.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.- Existen en la naturaleza depósitos de sedimentos que muestran características de alta compresibilidad y expansión.

Por consiguiente, un diseño adecuado de una cimentación -- compensada en depósitos de arcilla compresible, requiere un conocimiento adecuado de las condiciones geológicas en conjunto con las características de compresibilidad, esfuerzo cortante y condiciones de los depósitos del subsuelo tratados como una unidad, juegan un papel importante y decisivo en el diseño de cimentación y elección del tipo que debe recomendarse.

En realidad toda cimentación contiene hasta cierto grado -- los mismos problemas que se encuentran en el diseño de grandes cimentaciones así como en aquellas sobre arcilla de alta compresibilidad.

En materiales poco compresibles, el problema se convierte -- únicamente en uno de capacidad de carga y que los hundimientos totales y diferenciales sean restringidos a valores pequeños por condiciones de rigidez de la superestructura o maquinaria especial que descansa sobre la cimentación. Por consiguiente, se puede concluir que en la mayoría de los casos será necesario realizar análisis de capacidad de carga y análisis de hundimientos acompañados de un estudio de las condiciones hidráulicas estáticas o dinámicas que prevalezcan en el lugar en cuestión.

En la elección del tipo de cimentación influyen principalmente dos factores:

- 1).- La intensidad de cargas que las columnas transmiten al terreno.

2).- La capacidad resistente del terreno.

Deben satisfacer las dos condiciones:

- a).- Distribuir las cargas al terreno para evitar fallas - por cortante y asentamiento excesivo.
- b).- Limitar los desplazamientos (principalmente los asentamientos diferenciales), para evitar daños a la estructura y a los elementos no estructurales, ordinariamente carecen de importancia el que una cimentación se dañe como consecuencia de su gran rigidez y su consiguiente sensibilidad a los diferenciales hundimientos, y en cambio puede ser muy objetable que se dañe por -- flexibilidad excesiva de la cimentación.

9.0.2.- TIPOS DE HUNDIMIENTOS QUE PUEDEN REGIR EL DISEÑO.--

- a).- Hundimiento máximo en la periferia.
 - b).- Desplome medio.
 - c).- Distorsión angular.
- a).- Debe evitarse el hundimiento máximo en la periferia para evitar daños a instalaciones en la vía pública y estructuras vecinas. Dependiendo del estado en que éstas se encuentren, puede bastar un asentamiento insignificante para causar daños serios o puede ser inocuo un asentamiento grande.
 - b).- Desplome.- Aún los desplomes apreciables suelen ser pequeños en comparación con las deformaciones horizontales expresadas como función de la gravedad, que pueden resistir las estructuras en regiones sísmicas.
 - c).- Ningún otro factor ha causado tanto agrietamiento severo

ro en edificios como los cambios angulares debido a a sentamientos diferenciales

9.1.- CIMENTACIONES MAS COMUNES

9.1.1.- CIMENTACIONES COMPENSADAS.- En suelos altamente -- compresibles y con alto poder de expansión, la compensación de una ci mentación no implica únicamente diseñarla compatible con los movimientos verticales deferenciales admisibles debido a la rigidez de la superestructura del edificio en cuestión. Si la carga aplicada es gran de, es necesario también limitar los hundimientos totales por medio - de una compensación de pesos usando excavaciones profundas, a la vez - obteniéndose mayor capacidad de carga por lo que respecta al esfuerzo cortante inducido en el subsuelo por el peso del edificio.

Debido a la existencia de suelos con las características - que se indican arriba como es el de la Ciudad de México, existen los tipos de cimentaciones compensadas con y sin pilotes así también la - de las excavaciones profundas para eliminar en parte la expansión del fondo y paredes laterales de éstas y así conseguir la reducción de -- los hundimientos totales del edificio.

Una cimentación compensada, es aquella que se diseña de -- tal manera de obtener lo siguiente:

- a).- Que por medio de profundidad de excavación, la pre -- sión total existente en el fondo de ésta, se substituye en parte o íntegramente por la carga unitaria que se aplica debido al peso de la construcción, reduciéndose en esta forma los hundimientos y obteniendo más-capacidad de carga en el subsuelo.
- b).- Que los hundimientos totales y diferenciales admisi - bles sean compatibles con la rigidez de la superes -- tructura del edificio que se colocará sobre dicha ci mentación y que no se dañen en su estabilidad las o - bras colindantes.

Una cimentación compensada, generalmente requiere una estructura que cubra la totalidad de la superficie y colocada en una excavación profunda. Por lo tanto, es necesario el entendimiento claro de todos los problemas que estén en conexión con la estabilidad y deformaciones que ocurren en excavaciones profundas y por la reaplicación de la carga en depósitos de arcilla de alta compresibilidad y expansión.

Las cimentaciones compensadas pueden usarse también en conjunto con pilotes. La combinación puede hacerse con pilotes de fricción, pilotes trabajando a la fricción y con resistencia parcial en la punta o con pilotes apoyados totalmente en la punta.

9.1.2.- CIMENTACIONES SOBRE ZAPATAS EN DIFERENTES TIPOS DE SUELO.- El primer paso a seguir en el diseño de una zapata, es determinar la presión máxima que puede soportar el suelo situado debajo de dicho elemento. Dichos valores únicamente se fijaban de una manera experimental, es decir por medio de la observación de los hundimientos que sufrían las diferentes zapatas de un mismo edificio.

Con estos datos, se observaba cual de las zapatas tenía un asentamiento próximo a uno fijado como permisible. Dividiendo la carga que obra sobre dicha zapata entre el área de su sección, se obtenía la presión admisible para esa localidad.

Con el desarrollo que ha sufrido la mecánica de suelos y las mediciones exploratorias en el campo, se ha llegado a racionalizar en bases científicas el problema de las cimentaciones.

En lo sucesivo se mencionará indiferentemente, capacidad de carga o presión admisible de un suelo, sobre entendiendo por ambas expresiones, la carga máxima que puede soportar un suelo sin que se produzca la falla de éste.

En el caso de zapatas en arenas, las características que sirven de base para determinar su capacidad de carga, son precisamente aquellas relacionadas con el comportamiento de este suelo bajo carga.

En cimentaciones superficiales, especialmente en suelos a-

renosos, la solución de Terzaghi, da cierto grado de confianza desde el punto de vista práctico.

Terzaghi desarrolló las siguientes fórmulas:

a).- Zapatas Corridas.

$$Q_d = B (CN_c + \gamma D_f + N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma)$$

en donde:

Q_d = Capacidad de carga por unidad de longitud de la zapata.

B = Ancho de la zapata.

C = Cohesión del suelo, en la zona probable de falla

γ = Peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante.

D_f = Profundidad de desplante de la zapata.

N_c , N_q y N_γ = Factores de carga que están en función del ángulo de fricción Interna del material.

b).- Zapatas Cuadradas.

$$Q_{d_s} = 1.3 CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Q_{d_s} = Capacidad de carga por unidad de superficie.

c).- Zapatas Circulares

$$Q_{d_r} = 1.3 CN_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma B N_\gamma$$

Q_{e_r} = Capacidad de carga por unidad de superficie.

Todos los demás valores son los mismos que la fórmula anterior.

Las fórmulas anteriores están apoyadas en el ángulo de fricción interna, cuya variación está íntimamente ligada a la densidad relativa, para el caso de arenas, pudiéndose estimar ésta, en ciertas condiciones de una manera conveniente, por la prueba de penetración Standard, prueba que nos da resultados diferentes para una --

misma arena, en condiciones desiguales de humedad. También la capacidad de carga de una arena depende visiblemente de la posición del N.-F., pues el peso de un material en estado sumergido es muy inferior cuando éste se encuentra en estado seco.

Atendiendo al aspecto de asentamiento en arenas situadas--debajo de zapatas, por experiencias se ha observado, que éstos dependen de la mayor o menor compresibilidad de un estrato de espesor aproximadamente igual al ancho de la zapata, situado exactamente debajo de la superficie de apoyo de la zapata. También los asentamientos --son más sensibles cuando se afectan capas más profundas de suelo; razón por la cual una arena sufre mayores asentamientos al irse incrementando el ancho de la zapata, para una misma presión dada.

En la construcción de zapatas sobre arenas, deberá evitarse cerca de éstas, el uso de maquinaria que produzca fuertes vibraciones, pues este efecto tendría a asentar dicho suelo de una manera imprevista.

La capacidad de carga de las arcillas, depende principalmente de la cohesión que ésta tenga, así como también de la presión--que va a actuar en la superficie de desplante. Terzaghi obtuvo las siguientes fórmulas para calcular la capacidad de carga en una arcilla blanda, y para el uso de zapatas corridas.

a).- $q_d = 2.85 q_u$ (sin sobrecarga)

b).- para zapatas cuadradas

$$q_d = 3.70 q_u$$
 (sin sobrecarga)

q_d = Capacidad de carga por unidad de superficie de las zapatas.

q_u = Valor medio de la resistencia en compresión no confinada, de arcillas que estén en la zona de falla potencial.

Skempton proporciona la siguiente fórmula, que ha dado buenos resultados en el caso de zapatas alojadas en arcilla.

$$q_d = CN_c + \delta D_f$$

N_c = Factor de capacidad de carga que está en función del ángulo de fricción interna y de la relación:

$$\frac{D_f}{B}$$

D_f = Profundidad de desplante.

B = Ancho de la zapata.

Como se observa en las fórmulas, para determinar la capacidad de carga de una arcilla, además de la cohesión, intervienen propiedades tales como la resistencia media a la compresión simple, dicha resistencia deberá conocerse también, la correspondiente a una masa de suelo situado por debajo del nivel de desplante de la zapata, así también deberán verificarse las condiciones del suelo a una profundidad, cuando menos igual al ancho de la zapata, medida dicha profundidad a partir del nivel de desplante, pues el asentamiento de una zapata, en un suelo arcilloso, varía en una forma casi lineal con el ancho de la zapata.

El coeficiente de seguridad a la rotura por hundimiento de una zapata en arcilla, depende de la resistencia al corte de la misma

En el caso de una cimentación impermeable, en un suelo arcilloso, para lo que el N.F. quede sobre la cota de desplante, la presión de alivio en el fondo de la excavación, viene dada por el producto γD_f , en donde γ es el peso volumétrico del material desalojado y D_f es la profundidad de la excavación. En el caso de que la cimentación sea permeable y por lo tanto llena de agua hasta la cota del N.F., aquí la presión de alivio correspondiente al material desalojado, es una presión efectiva, que se obtendrá de sustraer a la presión que el agua produce al nivel de desplante.

Cuando el N.F. queda abajo la cota de desplante, para la baja permeabilidad de la arcilla, es un problema mínimo el mantener seca la excavación.

Y si la excavación, es necesario que vaya ademada, deberán tomarse también medidas de seguridad, contra un posible bufamiento -- del piso de la excavación. Por ésta y otras razones, es recomendable,

en excavaciones sobre este material, no dejar pasar períodos largos de tiempo sin que se obstruyan los elementos estructurales que van a ir alojados en la excavación, también deberán tomarse medidas, si es posible para que la excavación comprenda toda aquella masa de suelo sujeta a variaciones volumétricas.

El asentamiento en arcillas producido por consolidación, de termina la capacidad de este suelo, una manera práctica de igualar asentamientos de una construcción cimentada en arcilla consiste en dar mayor carga a las zapatas perimetrales, haciéndolas más pequeñas que -- las que van alojadas en las partes interiores de la excavación.

9.1.3.- PILOTES.- Los pilotes caen dentro de la clasificación de las cimentaciones profundas, entre las cuales se encuentran, -- las pilas y los cilindros, diferenciándose unos de los otros, principalmente, por las dimensiones de su sección transversal, correspondiendo a los pilotes los de menor sección, que por lo general oscila entre 0.3 y 0.9 m de lado o diámetro según sea la sección, cuadrada, rectangular o bien circular. Los pilotes tienen la finalidad de transmitir las cargas de la superestructura a estratos más profundos del suelo. El uso de pilotes está gobernado por dos razones: una de tipo estructural la otra de tipo económico. La primera etapa sujeta a la necesidad de -- cimentar en estratos resistentes de suelo, que por lo general se encuentran a profundidades tales que se requiere el empleo de pilotes. La segunda razón es que debe existir un estudio tal de la cimentación que la justifique desde el aspecto económico.

La clasificación que existe de los pilotes es exclusivamente tomando en cuenta la forma de transmitir la carga, pues bien, es imposible dar una clasificación de los pilotes ligados a suelos donde -- se van a hincar, por la naturaleza heterogénea de los suelos.

9.1.3.1.- PILOTES DE PUNTA.- Se refiere a aquellos, que teóricamente, deben transmitir su carga correspondiente por medio de su -- punta, al apoyarse ésta, en un estrato de suelo capaz de resistir dicha carga.

9.1.3.2.- LOS PILOTES DE FRICCIÓN.- Son aquellos que aprovechan la fricción lateral generada entre suelo-pilote, para transmitir su carga. Obviamente existen combinaciones de estos dos tipos de pilotes, es decir, pilotes que transmiten su carga por fricción lateral una parte y por apoyo de la punta en un estrato, la otra parte de carga. Por lo general la mayor parte de los pilotes se hincan en el terreno en posición vertical. Aunque existen pilotes de concreto, colados en el lugar, como también los hay inclinados, cuando existe la necesidad de soportar cargas laterales.

Para calcular el número de pilotes necesarios en una cimentación, independiente del tipo de éste, simplemente basta dividir la carga total que va a obrar sobre la cimentación, entre la carga admisible de un solo pilote.

Conocido el tipo y longitud del pilote por medio de una prueba de carga para un pilote, se obtiene la carga admisible de éste.

Actualmente, como ya se dijo, no existe ninguna razón científica, para espaciar un pilote de otro, dichas distancias únicamente están dadas por razones de tipo empírico.

Para el caso del hincado de pilotes en estratos de arcilla blanda, aparecen unos intersticios entre el suelo y las paredes del pilote, dichos huecos desaparecen con el transcurso del tiempo, al producirse un acomodamiento del suelo alrededor del pilote, dicho efecto recibe el nombre de adherencia, la creencia de que la adherencia es una resistencia mayor de la que presentan al corte las arcillas, viene dada por la dificultad que implica el extraer un pilote de un depósito, y una vez fuera el pilote se observa con pedazos de material adheridos. La adherencia es un efecto que va desapareciendo con la mayor dureza de las arcillas, por otro lado, es evidente que no se puede valorar en una forma fiel la adherencia de un suelo cuando para ésto se ha utilizado como medio la extracción de pilotes, pues muy probable es que la resistencia que presente un suelo contra movimientos ascendentes difiera de la resistencia que presente a movimientos descendentes.

Al hincarse un número determinado de pilotes en un suelo -

formado por gravas y arenas, se compacta de tal manera que puede resultar muy difícil el seguir hincando pilotes en esta zona.

Una de las precauciones que se deben de tomar al pilotear en estratos de alta compresibilidad, es evitar el efecto de la fricción negativa, éste, se presenta de la siguiente manera, al consolidarse los estratos de arcilla sobreviene con ellos un asentamiento -- que trae consigo un movimiento descendente del pilote, esto puede ser la causa de una falla parcial o total de la cimentación.

Por otro lado existe el problema de pandeo de los pilotes. Por la longitud de los pilotes que se están empleando en esta época, cuando son de punta, es necesario considerar la resistencia que dichos elementos presentan al pandeo. En épocas anteriores nunca se reportó ni se ha reportado ningún pilote que su falla fuese provocada por efecto de pandeo, pues si bien es cierto que son elementos análogos a las columnas, como tales sus esfuerzos permisibles deberán ser revisados por efecto de pandeo, pero también es cierto que el soporte lateral a que está sometido un pilote es el más completo que puede existir.

Respecto a las cargas laterales que actúan sobre los pilotes, pueden ser resultado del impacto producido por barcos en movimiento, de presiones de viento en la superestructura, de presiones de agua o tierra, o de fuerzas longitudinales producidas por cargas en movimiento. La discusión de este tema se encuentra muy fuera del alcance de este trabajo, pero es necesario hacer hincapié del efecto -- que producen dichas cargas laterales, por ejemplo para el diseño del acero de refuerzo en pilotes de concreto. Para resistir las cargas laterales frecuentemente se utilizan pilotes inclinados.

En el hincado de pilotes en arena, a medida que se van profundizando, se incrementa la presión del suelo sobre las paredes del pilote y simultáneamente existe un cambio de tensiones en la arena -- que circunda la punta del pilote, esto se traduce en un aumento en la resistencia de punta del pilote. En estos casos la carga tomada por fricción, viene a ser aproximadamente un 10% de la capacidad de carga del pilote.

Pero ya en el caso de pilotes hincados en arcilla y además

se ha decidido que el pilote va a trabajar por fricción, se debe considerar que la capacidad de carga que tenga el pilote es únicamente la que aporta la fricción lateral, es decir, la resistencia que se presenta en el punto es nula, aquí ya dicha resistencia es independiente de la profundidad y métodos de hincado, dependiendo sólo de las propiedades de la arcilla.

A pesar de las alteraciones que produce en la arcilla el hincado de pilotes, la resistencia que éstas adquieren por efecto de la fricción es aproximadamente un 60% de la resistencia a la compresión simple de la arcilla.

En un pilote cuya resistencia viene dada por la punta, es más importante conocer dicha resistencia que la capacidad de carga de pilote, la razón es la siguiente: Como ya se dijo, en este tipo de pilotes, teóricamente la carga transferida a él, va a ser a su vez - - transmitida por la punta a un estrato firme, en este caso arcilla, pero si bien en un principio la fricción aporta parte de la resistencia la presión transmitida al suelo por el pilote lo consolida, razón por la cual el pilote tiende a asentarse, en este momento es cuando el apoyo de la punta sobre el estrato firme presenta ya la capacidad total del pilote y si en el proyecto se tomó en cuenta la fricción lateral, pueden sobrevenir fuertes asentamientos, por que la carga transmitida por el pilote es mayor que la resistencia que pueda tener el estrato donde se apoya.

Un diagrama de gran utilidad en cimentaciones piloteadas, es el de la relación que guarda la resistencia a la hinca y la profundidad, pues dicho diagrama nos muestra de una manera generosa el perfil del suelo sobre el cual se ha hincado el pilote.

Una forma adecuada de determinar la capacidad de carga de un solo pilote, es realizando ensayos de carga sobre un pilote de pruebas de tamaño natural y no debemos olvidar que los datos concernientes a esta prueba son los que corresponden a un solo pilote, y que al emplearse éstos para un grupo de pilotes, se deberá hacer un metódico estudio de perfil del subsuelo.

Además de lo anterior, las pruebas deberán efectuarse, en un tiempo razonable o sea el tiempo necesario para la adaptación del

pilote al suelo donde se hincó.

Es poco usual el empleo de los pilotes en arena densa, y -- cuando eso sucede, su hincado se torna difícil, por lo cual incrementan mucho el costo de la cimentación, en cambio las cimentaciones pi loteadas en arena suelta ya son bastante frecuentes y más aún cuando la capacidad de carga del pilote va a ser dada por fricción lateral, dicha fricción aumenta con la densidad relativa de la arena y a su -- vez ésta con la hinca del pilote.

En el caso frecuentemente de pilotes que se apoyan en un estrato compacto de arcilla, a través de rellenos recientes y arcillas blandas, en este caso se deberá considerar que a medida que pasa el tiempo, la carga que actúa sobre el pilote va a ser soportada en su totalidad por la resistencia de punta que este tenga, y la resistencia dada por fricción lateral desaparece en función del tiempo. Si las arcillas no están consolidadas totalmente existe la posibilidad que aparezcan fuerzas de fricción obrando hacia abajo sobre la su perficie del pilote, lo cual constituye una carga, para lo cual no se diseñó el pilote; lo mismo puede suceder al consolidarse la arcilla, es decir, el peso del relleno se transmite en forma de fricción consentido hacia abajo. La hinca de pilotes en arcilla, muy próximos u nos a los otros, puede traer como consecuencia un bufamiento del terreno y como consecuencia de ésto, se produciría un levantamiento -- del pilote.

Para el caso de pilotes que soporten la carga por medio de fricción lateral, la longitud de éstos no viene ya determinada en función de la profundidad que existe a un estrato resistente, si no dicha longitud está en función ya, a una falla por rotura de la base. En un pilotaje de este tipo, es conveniente asegurar el monolitismo de todos los pilotes, para con ésto, evitar diferencias de asentamientos de un orden elevado.

De lo anterior, concluimos que el asentamiento de un pilote no guarda ninguna relación con el asentamiento de un conjunto de pilotes, cargados cada uno, con la misma carga que le corresponde al pilote único.

Otra clasificación de pilotes, se puede hacer desde el pun

to de vista de los materiales con los que están contruidos éstos.

En primer lugar se considerarán aquellos que se fabrican - antes de ser hincados y en segundo lugar aquellos que son total o par - cialmente fabricados durante la instalación. Entre los primeros - -- influyen los pilotes de concreto reforzado, que son, sin duda, el ti - po más común hoy en día; pilotes de acero con secciones I o H y mu -- chos otros variados tipos.

En el segundo grupo se encuentran tipos de pilotes que va - rían desde el que se forma al vaciar el concreto dentro de un barren - o hasta pilotes que han recorrido una técnica muy desarrollada.

9.2.- SELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

Una vez hecha la breve descripción de las cimentaciones -- más comunes, ahora se presenta el estudio de la cimentación seleccio - nada para nuestra estructura.

Son tradicionales los métodos que consideran a la cimenta - ción como un sistema de piso invertido y las columnas fijas en el es - pacio, teniendo como segunda etapa aplicar el método de equilibrio de cortantes. Este método conduce a resultados satisfactorios siempre -- que el suelo de la cimentación sea medianamente rígido, de otra forma - el diseño puede dar lugar a cimentaciones de debilidad y flexibilidad inaceptables.

Se puede notar que en los otros métodos hay gran falta de congruencia, pues se considera a una estructura apoyada en una cimen - tación rígida e indeformable, la cual se analiza como un elemento ais - lado y deformable sujeto a un sistema de cargas; pero aunque se subes - tima la rigidez de la superestructura pues no se considera el trabajo de conjunto los resultados estarán del lado de la seguridad, pues los asentamientos diferenciales serán mayores que los obtenidos con un a - nálisis más exacto.

Cuando se desplanten estructuras de gran peso e importan - cia en suelos compresibles y con cimentación compensada, es convenien - te recurrir a métodos que tomen en cuenta la rigidez del suelo para - que nuestro análisis de lugar a una cimentación de rigidez suficiente.

La velocidad de deformación en suelos compresibles es pequeña y los asentamientos mayores se presentarán a largo plazo. Esto es favorable para la estructura, pues permite que los esfuerzos se distribuyan por flujo plástico del material. En todo caso si se toma para diseño los valores netos de las sollicitaciones, los resultados obtenidos estarán del lado de la seguridad, puesto que una parte de los asentamientos se llevarán a cabo durante el proceso constructivo.

9.3.- ANALISIS POR CARGA VERTICAL.

El método llamado "Equilibrio de Cortantes", resuelve en forma sencilla el problema complicado de lograr que en las cimentaciones se realice el equilibrio de fuerzas en cada una de las columnas, ya que, como es sabido no existe el equilibrio de cargas verticales bajo cada una de las columnas, verificándose solamente el equilibrio total.

A continuación se presenta este método:

La Fig. 72 muestra la planta de cimentación de la estructura y la carga que baja por cada una de las columnas.

Debido a que no existe simetría de cargas en la estructura entonces aparece una excentricidad en el Sentido "x" (e_x) y otra en el sentido "y" (e_y), todo ésto en la plataforma de cimentación que ocupará toda la superficie del edificio (Fig. 73)

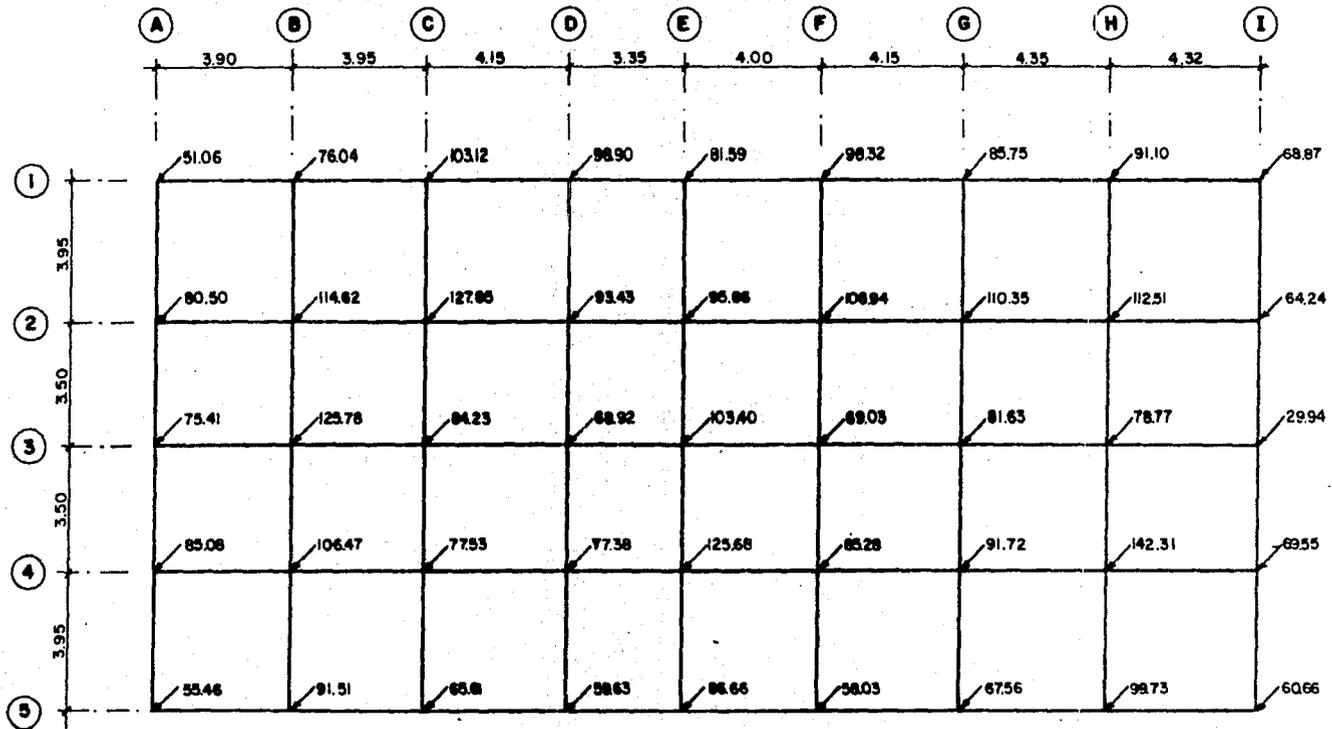


Fig. 72 BAJADA DE CARGAS A CIMENTACION EN TON.

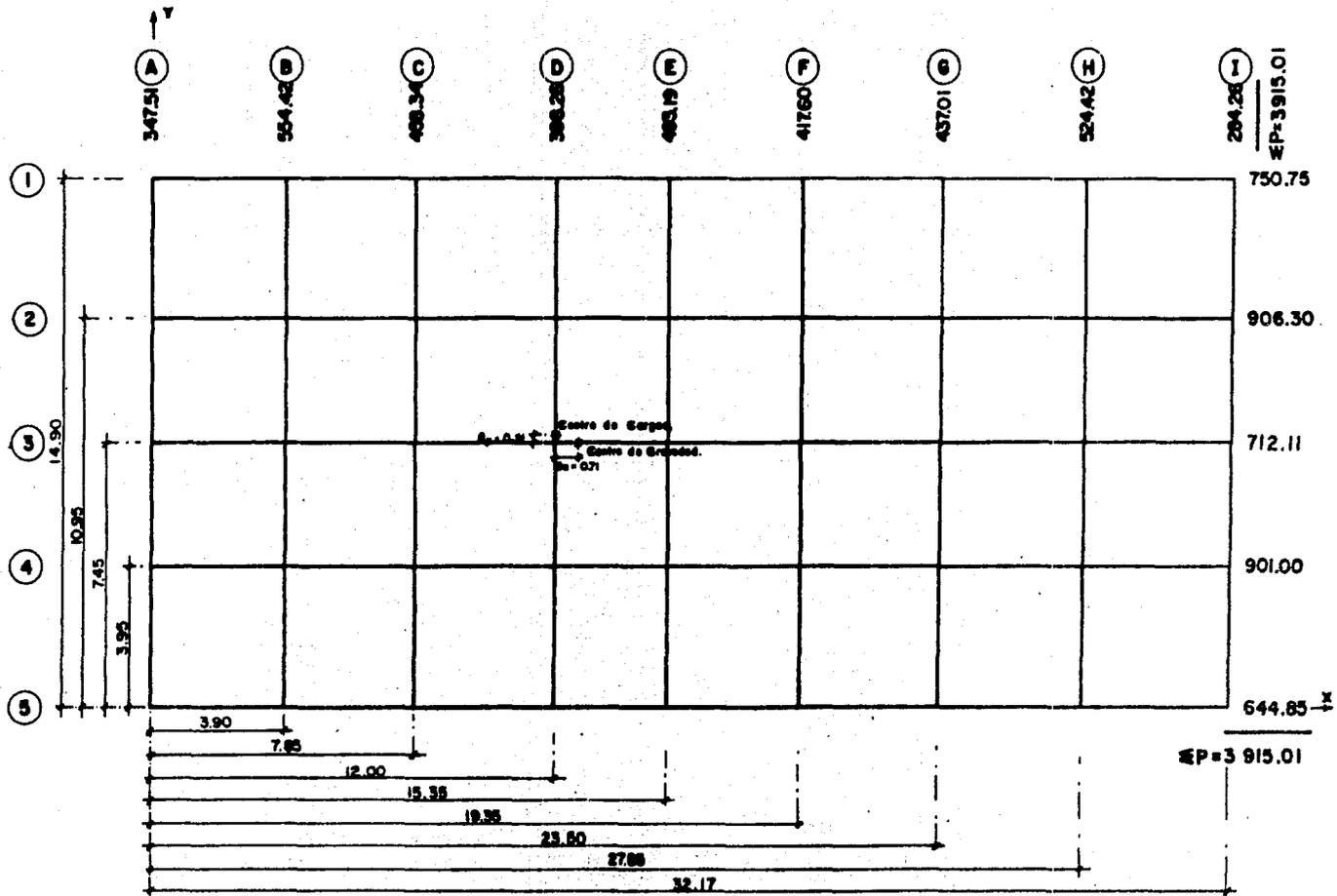


Fig. 73 CENTRO DE GRAVEDAD Y EXCENTRICIDADES EN LA PLANTA DE CIMENTACION

CALCULO DE LAS EXCENTRICIDADES

Peso total de la estructura: 3915 Ton

Tomando momentos con respecto al eje x:

$$\sum M_x = 901(3.95) + 712.11(7.45) + 906.20(10.95) + 750.75(14.90) = 29974.33 \text{ Ton-m}$$

$$\begin{aligned} \sum M_y &= 554.42(3.90) + 458.34(7.85) + 398.26(12) + \\ &+ 493.19(15.35) + 417.60(19.35) + 437.01 \\ &(23.50) + 524.42(27.85) + 284.26(32.17) \\ &= 60209.83 \text{ Ton-m} \end{aligned}$$

Punto por donde pasa la resultante de cargas:

$$Y = \frac{\sum M_x}{\sum P} = \frac{29974.33}{3915} = 7.66 \text{ m}$$

$$X = \frac{\sum M_y}{\sum P} = \frac{60209.83}{3915} = 15.38 \text{ m}$$

Por lo tanto, las excentricidades serán:

$$e_y = \frac{14.90}{2} - 7.66 = 0.21$$

$$e_x = \frac{32.17}{2} - 15.38 = 0.71$$

El momento que actuará sobre la losa de cimentación - será:

$$M_x = \sum P e_y = 3915.01(0.21) = 822.15 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = \sum P e_x = 3915.01(0.71) = 2779.657 \text{ Ton-m}$$

El módulo de sección de la placa será:

$$S_x = \frac{bd^2}{6} = \frac{32.17(14.90)^2}{6} = 1190.34 \text{ m}^3$$

$$S_y = \frac{b^2d}{6} = \frac{32.17^2(14.90)}{6} = 2570.02 \text{ m}^3$$

Aplicando la ecuación general de resistencia, para encontrar el prisma de esfuerzos en el terreno, se tiene:

En el punto 1-A

$$V = \frac{P}{A} + \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} = \frac{3915}{479.3} + 0.69068 + 1.08157 = 9.9406 \text{ Ton/m}^2$$

En el punto 1-I

$$V = \frac{P}{A} + \frac{Mx}{Sx} - \frac{My}{Sy} = 8.1683 + 0.69068 - 1.08157 = 7.777 \text{ Ton/m}^2$$

En el punto 5-A

$$V = \frac{P}{A} - \frac{Mx}{Sx} + \frac{My}{Sy} = 8.1683 - 0.69068 + 1.08157 = 8.5592 \text{ Ton/m}^2$$

En el punto 5-I

$$V = \frac{P}{A} - \frac{Mx}{Sx} - \frac{My}{Sy} = 8.1683 - 0.69068 - 1.08157 = 6.3961 \text{ Ton/m}^2$$

Una vez obtenido el esfuerzo que actúa en el terreno bajo cada columna, se multiplica por el área tributaria correspondiente y el resultado será la reacción con que responde el terreno ante la acción de la carga aplicada en la columna (Tabla 26).

Como puede observarse, las cargas que van de arriba hacia abajo, son diferentes de las calculadas como reacciones y que van de abajo hacia arriba en cada columna, a pesar de existir el equilibrio total.

Este equilibrio de cargas que existe en cada columna se presenta en la Fig. 74, ahora el problema consiste en equilibrar dichas cargas por medio del método que hemos llamado "Equilibrio de -- Cortantes".

COLUMNA	$V = \frac{P + M_{ax} + M_{yy}}{A - S_{xx} - S_{yy}}$	AREA TRIBUTARIA	REACCION DEL TERRENO	DESCARGA DE COLUMNA	DIFERENCIA DE FUERZAS.
A-1	9.784	3.85	37.67	51.06	↓ 13.39
A-2	9.519	7.26	69.11	80.50	↓ 11.39
A-3	9.184	6.93	62.73	75.41	↓ 12.68
A-4	8.849	7.26	64.24	85.08	↓ 20.84
A-5	8.585	3.85	33.05	55.46	↓ 22.41
B-1	9.586	7.75	74.29	76.04	↓ 1.89
B-2	9.322	14.62	107.05	114.62	↓ 7.57
B-3	8.987	13.74	123.48	125.78	↓ 2.45
B-4	8.652	14.62	126.49	146.47	↓ 19.98
B-5	8.388	7.72	64.76	91.51	↓ 26.75
C-1	9.318	8.00	74.54	103.12	↓ 28.58
C-2	9.054	15.09	136.62	127.85	↑ 8.77
C-3	8.719	14.18	123.64	84.23	↑ 39.41
C-4	8.384	15.09	126.51	77.53	↑ 48.98
C-5	8.120	8.00	64.96	65.61	↑ 0.95
D-1	9.056	7.41	67.10	98.90	↓ 31.80
D-2	8.792	13.97	122.82	93.43	↑ 29.39
D-3	8.454	13.13	111.04	68.92	↑ 42.12
D-4	8.122	13.97	113.46	77.38	↑ 36.08
D-5	7.858	7.41	58.23	59.63	↓ 1.60
E-1	8.806	7.26	63.93	81.59	↓ 17.66
E-2	8.542	13.69	116.94	95.86	↑ 21.08
E-3	8.207	12.86	105.54	103.40	↑ 2.40
E-4	7.872	13.69	107.77	125.68	↓ 17.91
E-5	7.608	7.26	55.23	86.66	↓ 31.43
F-1	8.546	8.05	68.80	98.32	↓ 29.52
F-2	8.282	15.18	125.72	106.94	↑ 18.78
F-3	7.947	14.26	113.32	69.03	↑ 44.12
F-4	7.612	15.18	115.55	85.28	↑ 30.27
F-5	7.348	8.05	59.15	58.03	↑ 1.12
G-1	8.266	8.39	69.35	85.75	↓ 16.40
G-2	8.002	15.83	126.67	110.35	↑ 16.32
G-3	7.667	14.88	114.08	81.63	↑ 32.45
G-4	7.332	15.83	116.07	91.72	↑ 24.35
G-5	7.068	8.39	59.30	67.56	↓ 8.26
H-1	7.977	8.56	68.28	91.10	↓ 22.82
H-2	7.713	16.15	124.56	112.51	↑ 12.05
H-3	7.378	15.17	111.92	78.77	↑ 33.15
H-4	7.043	16.15	113.74	142.31	↓ 28.57
H-5	6.779	8.56	58.03	99.73	↓ 41.70
I-1	7.758	4.27	33.13	64.87	↓ 31.74
I-2	7.494	8.05	60.33	64.24	↓ 3.98
I-3	7.159	7.56	54.12	24.94	↑ 29.18
I-4	6.824	8.05	54.93	69.55	↓ 14.62
I-5	6.560	4.27	28.01	60.66	↓ 32.65

TABLA 26 - TABLA DE OBTENCION DE REACCIONES DEL
TERRENO EN CADA COLUMNA PARA CARGA
VERTICAL.

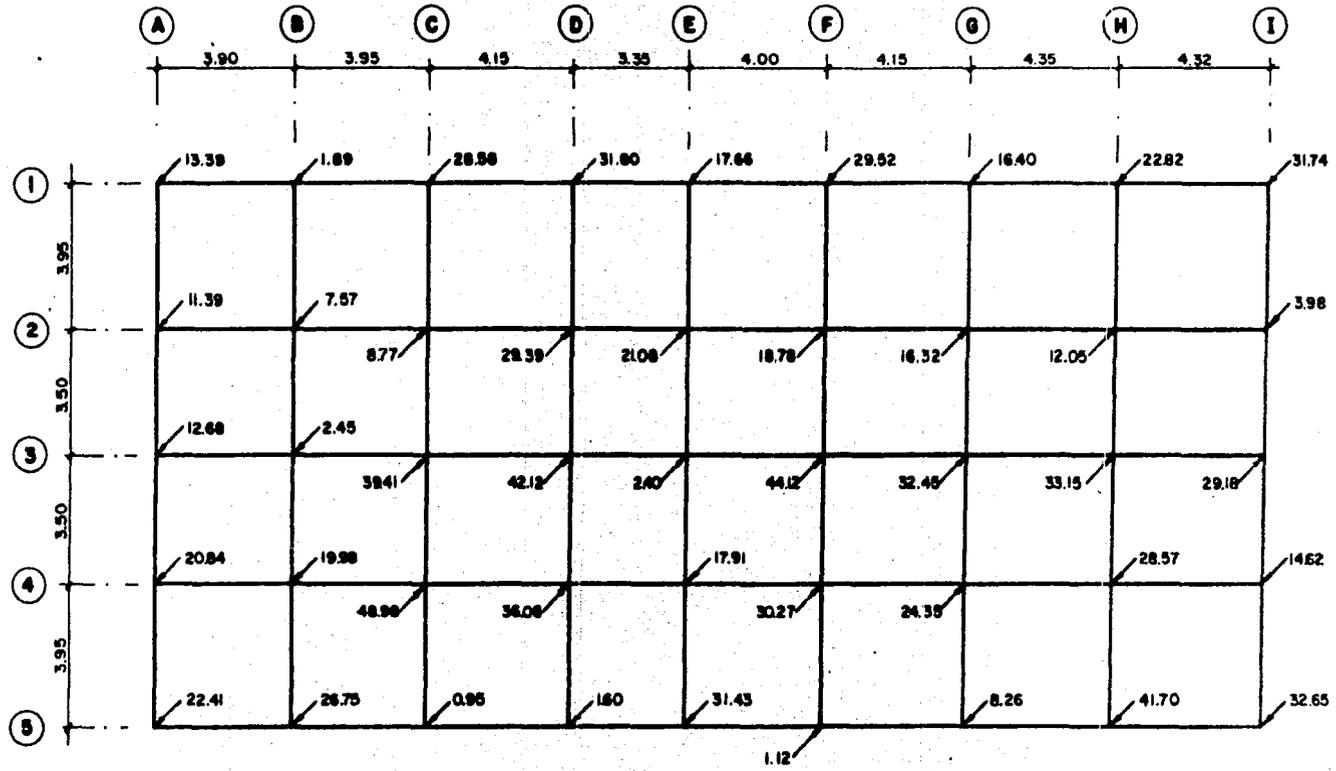


Fig. 74 DIFERENCIA DE CARGAS ENTRE REACCION DEL TERRENO Y DESCARGA DE COLUMNAS.

9.3.1.- METODO DE EQUILIBRIO DE CORTANTES.- Se analizará - un nudo cualquiera (Fig. 75), de una estructura en estas condiciones, en la cual el nudo A es el único que se puede mover y que los demás -

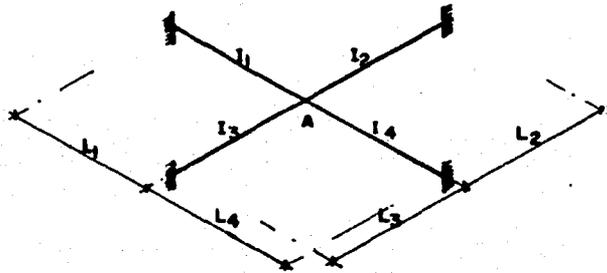


Fig. 75

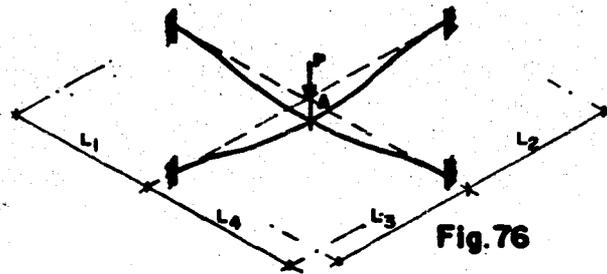


Fig. 76

permanecen fijos, ahora bien como se ha supuesto que los - extremos permanecen empotra - dos, entonces existe una de - formación cuando se presen - ta una fuerza P. (Fig. 76)

Si se designa como L_1, L_2, L_3 , y L_4 , a las longitudes de los claros y como I_1, I_2 , y I_3 y I_4 a los momentos de inercia de dichos claros, respectivamen - te, podemos expresar el desa - lojamiento en función de las características propias de - las travesaños en la forma si - - guiente:

$$\Delta = \frac{M_1 L_1^2}{6 EI_1} = \frac{M_2 L_2^2}{6 EI_2}$$

$$= \frac{M_3 L_3^2}{6 EI_3} = \frac{M_4 L_4^2}{6 EI_4} \quad (I)$$

Entonces se puede expresar la ecuación (I) en función de --

los cortantes que se producen en las travesaños, recordando que:

$$V_1 = \frac{2M_1}{L_1} \therefore M_1 = \frac{V_1 L_1}{2} \quad (II)$$

Sustituyendo (II) en (I) se tiene:

$$\Delta = \frac{V_1 L_1 L_1^2}{2(6EI_1)} = \frac{V_2 L_2 L_2^2}{2(6EI_2)} = \frac{V_3 L_3 L_3^2}{2(6EI_3)} = \frac{V_4 L_4 L_4^2}{2(6EI_4)}$$

$$= \frac{V_1 L_1^3}{12 EI_1} = \frac{V_2 L_2^3}{12 EI_2} = \frac{V_3 L_3^3}{12 EI_3} = \frac{V_4 L_4^3}{12 EI_4} \quad (III)$$

Por equilibrio se logra plantear la siguiente ecuación:

$$P = V_1 + V_2 + V_3 + V_4 \quad (\text{IV})$$

Pero la rigidez a cortante de una trabe se puede expresar como:

$$r_{ci} = \frac{12 EI_i}{L_i^3} \quad (\text{V})$$

Sustituyendo la expresión (V) en la (III), se tiene:

$$V_2 = V_1 \frac{L_1^3}{12EI_1} \frac{12EI_2}{L_2^3} = V_1 \frac{r_{c2}}{r_{c1}}$$

$$V_3 = V_1 \frac{L_1^3}{12EI_1} \frac{12EI_3}{L_3^3} = V_1 \frac{r_{c3}}{r_{c1}}$$

$$V_4 = V_1 \frac{L_1^3}{12EI_1} \frac{12EI_4}{L_4^3} = V_1 \frac{r_{c4}}{r_{c1}}$$

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio (IV).

$$V_1 + V_1 \frac{r_{c2}}{r_{c1}} + V_1 \frac{r_{c3}}{r_{c1}} + V_1 \frac{r_{c4}}{r_{c1}} = P$$

$$\frac{V_1}{r_{c1}} (r_{c1} + r_{c2} + r_{c3} + r_{c4}) = P$$

$$V_1 = P \frac{r_{c1}}{r_{c1} + r_{c2} + r_{c3} + r_{c4}} = P f_d$$

Es decir, que la fuerza cortante que se producirá en las traveses que concurren en un nudo sujeto a la acción de una carga concentrada en dicho nudo, será proporcional a las rigideces de dichas piezas al cortante; pero la aparición de cortantes en las piezas (Fig. 77) implica la aparición de momentos en ellas (Fig. 78). Conociendo los cortantes que aparecen en cada pieza, se pueden conocer entonces los momentos que aparecen en ella, ya que $M = VL/2$ para piezas doblemente empotradas.

Conociendo los momentos que aparecen en las piezas, contenidos en diferentes planos verticales, debe buscarse el equilibrio de momentos en el nudo, es decir haciendo una secuela de distribuciones-

y transportes en las trabes. Pero estos momentos de distribución y de transporte provocan a su vez cortantes, que hacen que se pierda el equilibrio de fuerzas verticales; esta nueva fuerza vertical se distribuirá siguiendo el criterio ya indicado, y así sucesivamente, hasta llegar al equilibrio total del nudo.

Se presentará como ejemplo, el equilibrio del nudo 2-B (Tabla 27), al cual se le está aplicando una carga de 7.52 Ton en donde utilizaremos la siguiente convención de signos:

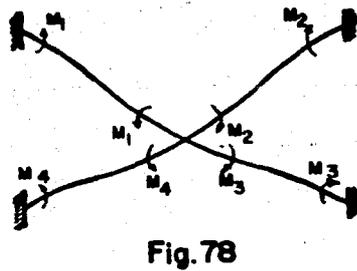
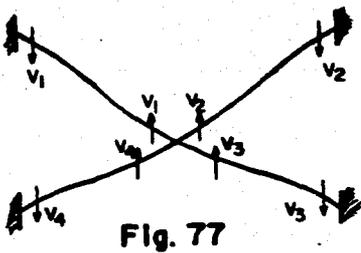
Para momentos:

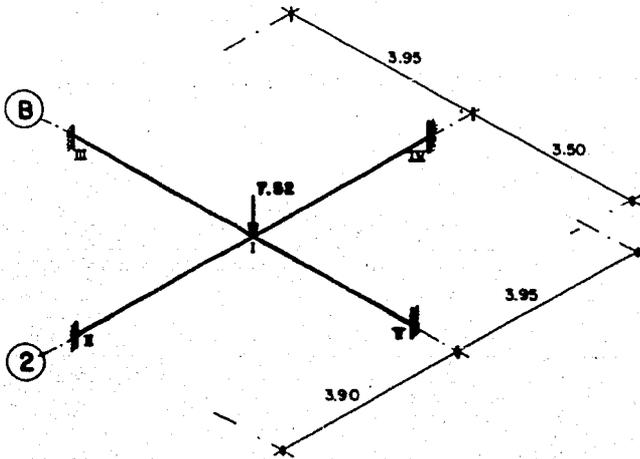


Para cortantes:



Es conveniente, para simplificar el trabajo, despreciar las piezas que trabajan a torsión en la distribución de momentos, -- sin cometer con ello gran error.





RIGIDEZ ANGULAR

$I_{12} = \frac{3.90}{3.90} = 0.26 \Rightarrow 0.25$
 $I_{13} = \frac{3.90}{3.90} = 0.25 \Rightarrow 0.24$
 $I_{23} = \frac{3.90}{3.90} = 0.25 \Rightarrow 0.24$
 $I_{24} = \frac{3.90}{3.90} = 0.29 \Rightarrow 0.27$

RIGIDEZ A CORTANTE

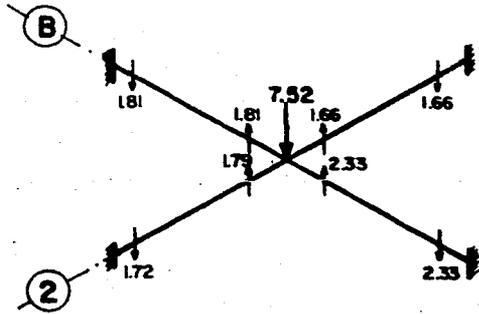
$K_1 = \frac{1}{(3.90)^2} = 0.05 \Rightarrow 0.23$
 $K_2 = \frac{1}{(3.90)^2} = 0.05 \Rightarrow 0.23$
 $K_3 = \frac{1}{(3.90)^2} = 0.05 \Rightarrow 0.22$
 $K_4 = \frac{1}{(3.90)^2} = 0.07 \Rightarrow 0.32$

+ 7.52 Ton.

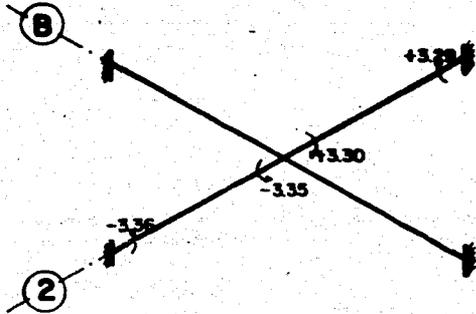
NUDO	MOMENTOS SENTIDO X-X						CORTANTES				MOMENTOS SENTIDO Y-Y					
	II-I		I-II		II-I		I-II		I-II		II-I		I-II		II-I	
CARGA	I-I	I-II	I-III	I-IV	I-V	II-I	I-II	I-III	I-IV	I-V	II-I	I-II	I-III	I-IV	I-V	II-I
F. D. M.	-	0.25	0.24	0.27	0.24	-	0.23	0.23	0.22	0.32	-	0.24	0.25	0.24	0.27	-
F. D. C.																
1ª D. C.							-1.73	-1.73	-1.65	-2.41						
M. INICIAL	-3.37	-3.37			+3.26	+3.26					-3.42	-3.42			+4.22	+4.22
1ª D. M.		+0.03	-0.02	-0.03	-0.03							-0.19	-0.20	-0.19	-0.22	
1ª T.	+0.02					+0.02					-0.10					-0.11
2ª D. C.							+0.01	-0.07	-0.01	+0.09						
3ª D. C.							-0.005	-0.005	-0.004	-0.006						
2ª Cor.	-0.01	-0.01			+0.01	+0.01					-0.01	-0.01			+0.01	+0.01
Σ Mom.	-3.36	-3.35	+0.02	+0.03	+3.30	+3.29					-3.53	-3.62	-0.20	-0.19	+4.01	+4.12
Σ Cor.							-1.725	-1.805	-1.664	-2.326						

T A B L A 2 7

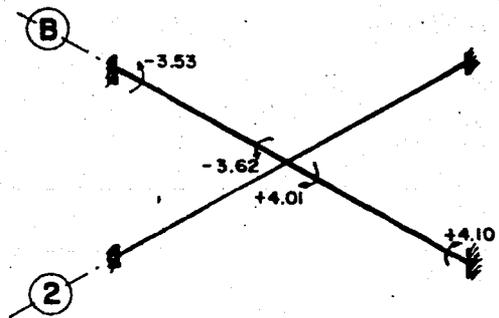
186



En cuanto a cortantes tenemos :



Momentos en el sentido "x" :



Momentos en el sentido "y" :

En forma similar se procedió a equilibrar todos los nudos-
de la estructura.

9.4.- ANALISIS POR CARGA HORIZONTAL

9.4.1.- COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN EL SENTIDO "X".-

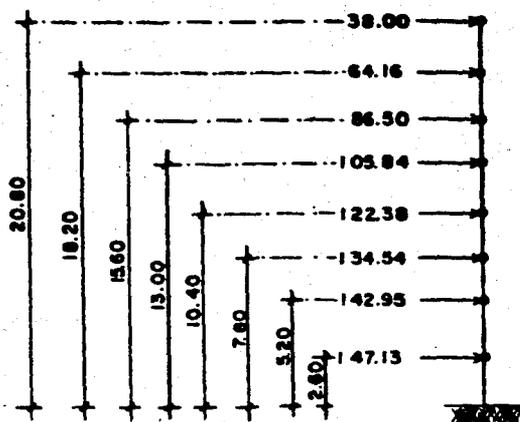
Primeramente se presentará el estudio de la estructura ante la presencia de carga horizontal en una sola dirección (sentido x).

Del análisis por carga horizontal en la superestructura, se obtuvieron los resultados tabulados en la tabla 28:

NIVEL	FUERZAS HORIZONTALES (Ton)					FUERZA TOTAL POR NIVEL
	MARCO 1	MARCO 2	MARCO 3	MARCO 4	MARCO 5	
1	30.52	32.01	25.45	28.78	30.41	147.13
2	29.24	32.21	24.68	27.51	29.31	142.95
3	27.27	30.61	23.25	25.81	27.60	134.54
4	24.82	27.84	21.14	23.47	25.11	122.38
5	21.48	24.09	18.30	20.23	21.74	105.84
6	18.95	18.89	13.32	16.20	18.94	86.50
7	14.62	14.05	9.38	11.49	14.62	64.16
8	8.59	8.23	5.71	6.97	8.50	38.00

Σ F = 841.50

TABLA 28



FUERZA TOTAL POR NIVEL

Tomando momentos con respecto al nivel del terreno:

$$\begin{aligned}\Sigma M &= 147.13(2.60) + 142.95(5.20) + 134.54(7.80) + 122.38(10.40) \\ &+ 105.84(13) + 86.50(15.60) + 64.16(18.20) + 38(20.80) = \\ &= 8131.47 \text{ Ton-m}\end{aligned}$$

$$\Sigma F = 841.50 \text{ Ton}$$

La altura del punto por donde pasa la resultante de fuerzas será:

$$h = \frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{8131.47}{841.50} = 9.66 \text{ m}$$

La fuerza cortante que actúa en la estructura será:

$$F_c = WCs = 3915(0.04) = 156.60 \text{ Ton}$$

Por lo tanto el momento que va a tender a voltear a la estructura será:

$$M_{vx} = F_c h = 156.60(9.66) = 1512.76 \text{ Ton-m}$$

$$S_x = 1190.34$$

$$S_y = 2570.02$$

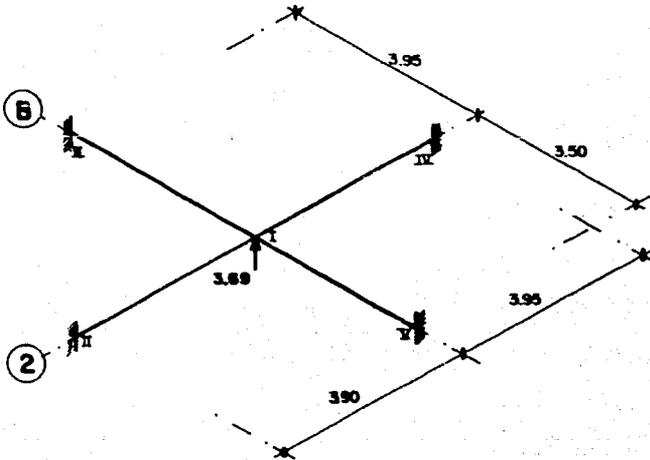
$$\sqrt{x} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{1512.76}{1190.34} = \pm 1.271 \text{ Ton/m}^2$$

Con este esfuerzo obtenido, se procede a dibujar el prisma de esfuerzos y se sigue la misma secuencia que para el análisis por carga vertical en el tema anterior. Las diferencias entre cargas de columna y reacciones del terreno son presentadas en la tabla 29.

A manera de ejemplo ilustrativo volvemos a presentar el equilibrio del nudo 2-B (Tabla 30), pero cuando se le aplica una carga de -3.69 Ton

COLUMNA	$V_x = \frac{M_{xx}}{S_{xx}}$	AREA TRIBUTARIA	REACCION DEL TERRENO	DESCARGA DE COLUMNA	DIFERENCIA DE FUERZAS.
1 - A	1.104	3.85	4.25	18.20	↑ 22.45
1 - B	1.104	7.76	8.57	4.34	↑ 4.23
1 - C	1.104	8.00	8.83	2.07	↑ 6.76
1 - D	1.104	7.41	8.18	5.56	↑ 13.74
1 - E	1.104	7.27	8.03	4.26	↑ 3.77
1 - F	1.104	8.06	8.90	0.51	↑ 8.39
1 - G	1.104	8.39	9.26	0.81	↑ 8.45
1 - H	1.104	8.57	9.46	4.20	↑ 13.66
1 - I	1.104	8.53	9.42	15.97	↑ 6.55
2 - A	0.618	7.28	4.50	20.29	↑ 24.79
2 - B	0.618	14.66	9.06	5.37	↑ 3.69
2 - C	0.618	15.11	9.34	7.91	↑ 1.43
2 - D	0.618	13.99	8.65	4.13	↑ 12.78
2 - E	0.618	13.73	8.49	0.19	↑ 8.68
2 - F	0.618	15.22	9.41	6.17	↑ 3.24
2 - G	0.618	15.85	7.80	3.12	↑ 10.92
2 - H	0.618	16.19	10.01	1.51	↑ 11.92
2 - I	0.618	8.06	4.98	9.79	↑ 4.82
3 - A	0.000	8.83	0.00	18.40	↑ 18.40
3 - B	0.000	13.76	0.00	0.23	↑ 0.23
3 - C	0.000	14.18	0.00	18.17	↑ 18.17
3 - D	0.000	13.13	0.00	24.53	↑ 24.53
3 - E	0.000	12.88	0.00	5.54	↑ 5.54
3 - F	0.000	14.28	0.00	18.99	↑ 18.99
3 - G	0.000	14.88	0.00	0.00	↑ 0.00
3 - H	0.000	19.19	0.00	15.25	↑ 15.25
3 - I	0.000	7.56	0.00	15.25	↑ 15.25
4 - A	0.618	7.28	4.50	16.24	↑ 11.74
4 - B	0.618	14.66	9.06	0.00	↑ 9.06
4 - C	0.618	15.11	9.34	16.24	↑ 25.98
4 - D	0.618	13.99	8.65	24.58	↑ 15.93
4 - E	0.618	13.73	8.49	6.84	↑ 19.33
4 - F	0.618	15.22	9.41	17.74	↑ 27.15
4 - G	0.618	15.85	7.80	19.08	↑ 7.28
4 - H	0.618	16.19	10.01	2.73	↑ 12.74
4 - I	0.618	8.06	4.98	12.35	↑ 17.33
5 - A	1.104	3.85	4.25	18.19	↑ 13.94
5 - B	1.104	7.76	8.57	4.30	↑ 12.87
5 - C	1.104	8.00	8.83	0.50	↑ 9.33
5 - D	1.104	7.41	8.18	4.82	↑ 3.36
5 - E	1.104	7.27	8.03	5.59	↑ 13.62
5 - F	1.104	8.06	8.90	1.06	↑ 7.84
5 - G	1.104	8.39	9.26	2.13	↑ 11.39
5 - H	1.104	8.57	9.46	4.36	↑ 5.10
5 - I	1.104	8.53	9.42	15.91	↑ 25.33

TABLA 29.- TABLA DE OBTENCION DE REACCIONES DEL TERRENO EN CADA COLUMNA PARA CARGA HORIZONTAL EN EL SENTIDO X



RIGIDEZ ANGULAR

$r_{II} = \frac{1}{3.95} = 0.26 \Rightarrow 0.25$
 $r_{III} = \frac{1}{3.95} = 0.25 \Rightarrow 0.24$
 $r_{IV} = \frac{1}{3.95} = 0.25 \Rightarrow 0.24$
 $r_{V} = \frac{1}{3.50} = 0.29 \Rightarrow 0.27$

RIGIDEZ A CORTANTE

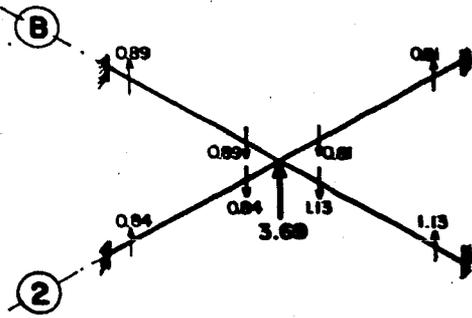
$r_x = \frac{1}{3.95} = 0.05 \Rightarrow 0.23$
 $r_y = \frac{1}{3.95} = 0.05 \Rightarrow 0.23$
 $r_z = \frac{1}{3.50} = 0.05 \Rightarrow 0.22$
 $r_w = \frac{1}{3.50} = 0.07 \Rightarrow 0.32$

- 3.69 Ton:

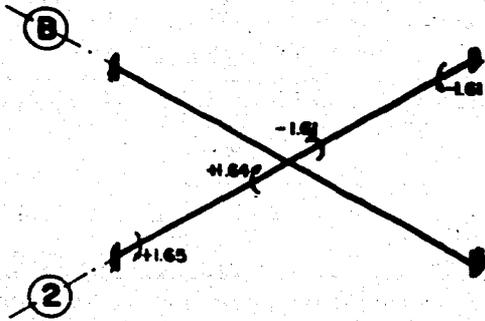
NUDO	MOMENTOS SENTIDO X-X						CORTANTES				MOMENTOS SENTIDO Y-Y					
	II	I				III	II	I-III	I-IV	I-V	III	I				
CARGA	E-I	I-E	I-III	I-V	I-IV	III-I	I-E	I-III	I-IV	I-V	E-I	I-E	I-III	I-IV	I-V	V-I
F.D.M.	-	0.25	0.24	0.27	0.24	-					-	0.24	0.25	0.24	0.27	-
F.D.C.							0.23	0.23	0.22	0.32						
I.D.C.							+0.85	+0.85	+0.81	+1.18						
M. inicial	+1.66	+1.66			-1.60	-1.60					+1.67	+1.67			-2.07	-2.07
I.D.M.		-0.02	-0.01	-0.02	-0.01							+0.10	+0.10	+0.10	+0.11	
IV T.	-0.01					-0.01					+0.03					+0.08
2 ^a D.C.							-0.01	+0.04	+0.00	-0.05						
3 ^a D.C.							+0.005	+0.005	+0.004	+0.006						
2- Cor.	+0.01	+0.01			-0.01	0.01					+0.01	0.01			-0.01	-0.01
Σ Mom.	+1.66	+1.65	-0.01	-0.02	-1.62	-1.62					+1.73	+1.78	+0.10	+0.10	-1.97	-2.02
Σ Cor.							+0.045	+0.085	+0.024	+1.136						

T A B L A 3 0

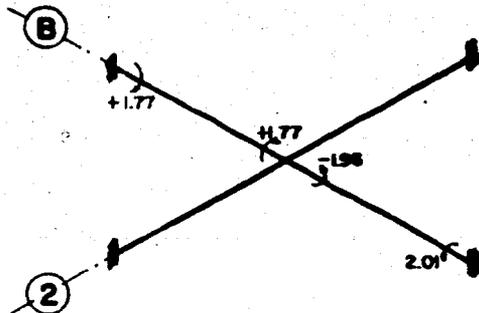
191



En cuanto a cortantes tenemos:



Momentos en el sentido "x":



Momentos en el sentido "y":

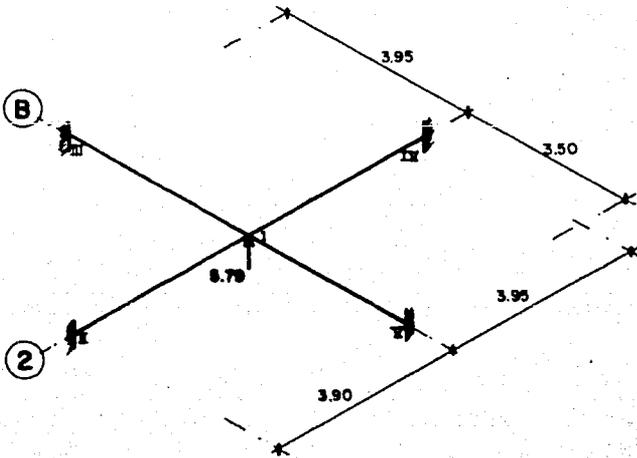
En forma similar se procedió a equilibrar todos los nudos, para esta condición de carga.

9.4.2.- COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN EL SENTIDO "Y".-

El estudio del comportamiento de la estructura en esta dirección es similar al presentado para el sentido x, por eso nada más se presenta la tabla 31 en la que aparecen las reacciones del terreno, las descargas de columnas y los desequilibrios que existen bajo cada una de ellas, así como el equilibrio del nudo 2-B (Tabla 32).

COLUMNA	γ_{My} γ_{Sy}	AREA TRIBUTARIA	REACCION DEL TERRENO	DESCARGA DE COLUMNA	DIFERENCIA DE FUERZAS.
1-A	0.556	3.85	2.14	17.20	↓ 15.06
1-B	0.451	7.76	3.50	21.17	↓ 17.67
1-C	0.303	8.00	2.42	16.45	↓ 14.03
1-D	0.159	7.41	1.18	15.67	↓ 14.49
1-E	0.045	7.27	0.33	14.84	↓ 14.81
1-F	0.099	8.06	0.80	18.59	↓ 19.39
1-G	0.277	8.39	2.32	22.44	↓ 23.96
1-H	0.435	8.57	3.73	24.61	↓ 28.14
1-I	0.552	8.53	4.71	22.18	↓ 26.89
2-A	0.556	7.28	4.05	0.60	↑ 3.45
2-B	0.451	14.66	6.61	0.82	↑ 5.79
2-C	0.303	15.11	4.58	0.99	↑ 3.59
2-D	0.159	13.99	2.22	1.01	↑ 3.23
2-E	0.045	13.73	0.62	3.82	↑ 3.20
2-F	0.099	15.22	1.51	2.34	↑ 1.33
2-G	0.277	15.85	4.39	3.79	↓ 0.64
2-H	0.435	16.19	7.04	0.10	↓ 6.94
2-I	0.552	18.06	4.45	1.05	↑ 3.50
3-A	0.556	6.83	3.80	0.00	↑ 3.80
3-B	0.451	13.76	6.21	0.00	↑ 6.21
3-C	0.303	14.18	4.30	0.00	↑ 4.30
3-D	0.159	13.13	2.09	0.15	↑ 1.94
3-E	0.045	12.88	0.58	0.49	↑ 1.07
3-F	0.099	14.28	1.41	0.64	↑ 2.05
3-G	0.277	14.88	4.12	0.34	↓ 4.46
3-H	0.435	15.19	6.61	0.00	↓ 6.61
3-I	0.552	7.56	4.17	0.00	↓ 4.17
4-A	0.556	7.28	4.05	0.60	↑ 4.65
4-B	0.451	14.66	6.61	0.82	↑ 7.43
4-C	0.303	15.11	4.58	0.99	↑ 5.57
4-D	0.159	13.99	2.22	0.19	↑ 2.41
4-E	0.045	13.73	0.62	0.68	↑ 1.30
4-F	0.099	15.22	1.51	1.19	↓ 0.32
4-G	0.277	15.85	4.39	0.17	↓ 4.22
4-H	0.435	16.19	7.04	0.10	↓ 7.14
4-I	0.552	8.06	4.45	1.05	↓ 3.40
5-A	0.556	3.85	2.14	17.20	↑ 19.34
5-B	0.451	7.76	3.50	21.17	↑ 24.67
5-C	0.303	8.00	2.42	16.45	↑ 18.87
5-D	0.159	7.41	1.18	14.62	↑ 15.80
5-E	0.045	7.27	0.33	17.49	↑ 17.82
5-F	0.099	8.06	0.80	15.70	↑ 14.90
5-G	0.277	8.39	2.32	18.86	↑ 16.54
5-H	0.435	8.57	3.73	24.61	↑ 20.88
5-I	0.552	8.53	4.71	22.18	↑ 17.47

TABLA 31.- TABLA DE OBTENCION DE REACCIONES DEL TERRENO EN CADA COLUMNA PARA CARGA HORIZONTAL EN EL SENTIDO Y.



RIGIDEZ ANGULAR

$$r_{I-I} = \frac{1}{3.90} = 0.26 \Rightarrow 0.25$$

$$r_{I-II} = \frac{1}{3.50} = 0.29 \Rightarrow 0.24$$

$$r_{I-IV} = \frac{1}{3.95} = 0.25 \Rightarrow 0.24$$

$$r_{I-V} = \frac{1}{3.50} = 0.29 \Rightarrow 0.27$$

RIGIDEZ A CORTANTE

$$k_{II} = \frac{1}{(3.90)^2} = 0.05 \Rightarrow 0.23$$

$$k_{III} = \frac{1}{(3.90)^2} = 0.05 \Rightarrow 0.23$$

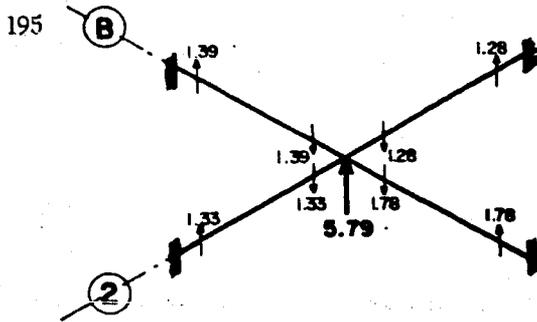
$$k_{IV} = \frac{1}{(3.95)^2} = 0.05 \Rightarrow 0.22$$

$$k_{V} = \frac{1}{(3.50)^2} = 0.07 \Rightarrow 0.32$$

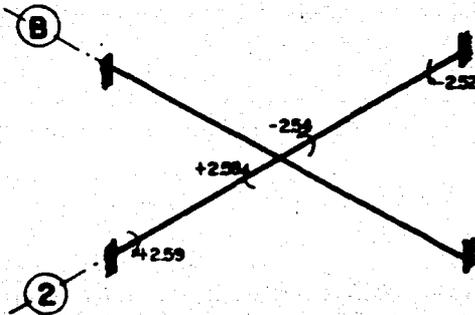
- 5.79 Ton.

NUDO	MOMENTOS SENTIDO X-X					CORTANTES				MOMENTOS SENTIDO Y-Y						
	II	I				IV	III	I			V					
CARGA	I-II	I-III	I-IV	I-V	II-I	III-I	III-II	III-IV	III-V	IV-I	IV-II	IV-III	IV-V	V-I		
F. D. M.	-	0.25	0.24	0.27	0.24	-	0.23	0.23	0.22	0.32	-	0.24	0.25	0.24	0.27	-
F. D. C.																
1ª D. C.							+1.33	+1.33	+1.27	+1.85						
M INICIAL	+2.60	+2.60			-2.51	-2.51					+2.63	+2.63			-3.24	-3.24
1ª D. M.		-0.02	-0.02	-0.02	-0.03							+0.15	+0.15	+0.15	+0.16	
1ª T.	-0.01					-0.02					+0.08					+0.08
2ª D. C.							-0.01	+0.06	+0.01	-0.07						
3ª D. C.							+0.01	0.00	0.00	0.00						
Σ Mom.	+2.59	+2.58	-0.02	-0.02	-2.54	-2.53					+2.71	+2.78	+0.15	+0.15	-3.08	-3.16
Σ Cor.							+1.33	+1.39	+1.28	+1.78						

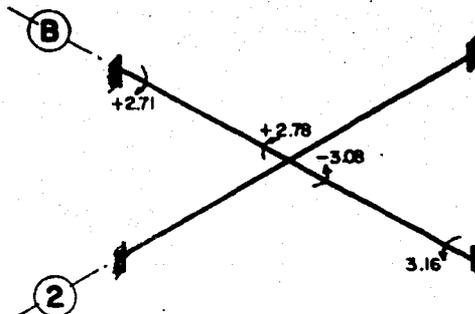
T A B L A 3 2



En cuanto a cortantes :



Momentos en el sentido "x" :



Momentos en el sentido "y" :

Resultado del equilibrio del nudo 2-B para la condición Accidental.

9.5.- ELEMENTOS MECANICOS PARA DISEÑO.

9.5.1.- BAJO CONDICION ESTATICA DE CARGA.- Al hacer el análisis por carga estática se va a considerar que el terreno reacciona-transmitiéndole carga a las contratraves en igual forma que en el caso de un techo bajo carga uniforme.

Para encontrar cuanta carga transmite el terreno a las contratraves, es necesario utilizar los factores de distribución de carga, en cada tablero (Fig. 79)

Estos factores se multiplicarán por la resistencia del terreno y por el ancho tributario que le corresponde a cada trabe, es decir:

$$\omega = W C B$$

donde:

$$\omega = \text{Carga por metro lineal (Ton/m)}$$

$$W = \text{Resistencia del terreno. (Ton/m}^2\text{)}$$

$$C = \text{Factor de distribución de carga.}$$

$$B = \text{Ancho tributario (m)}$$

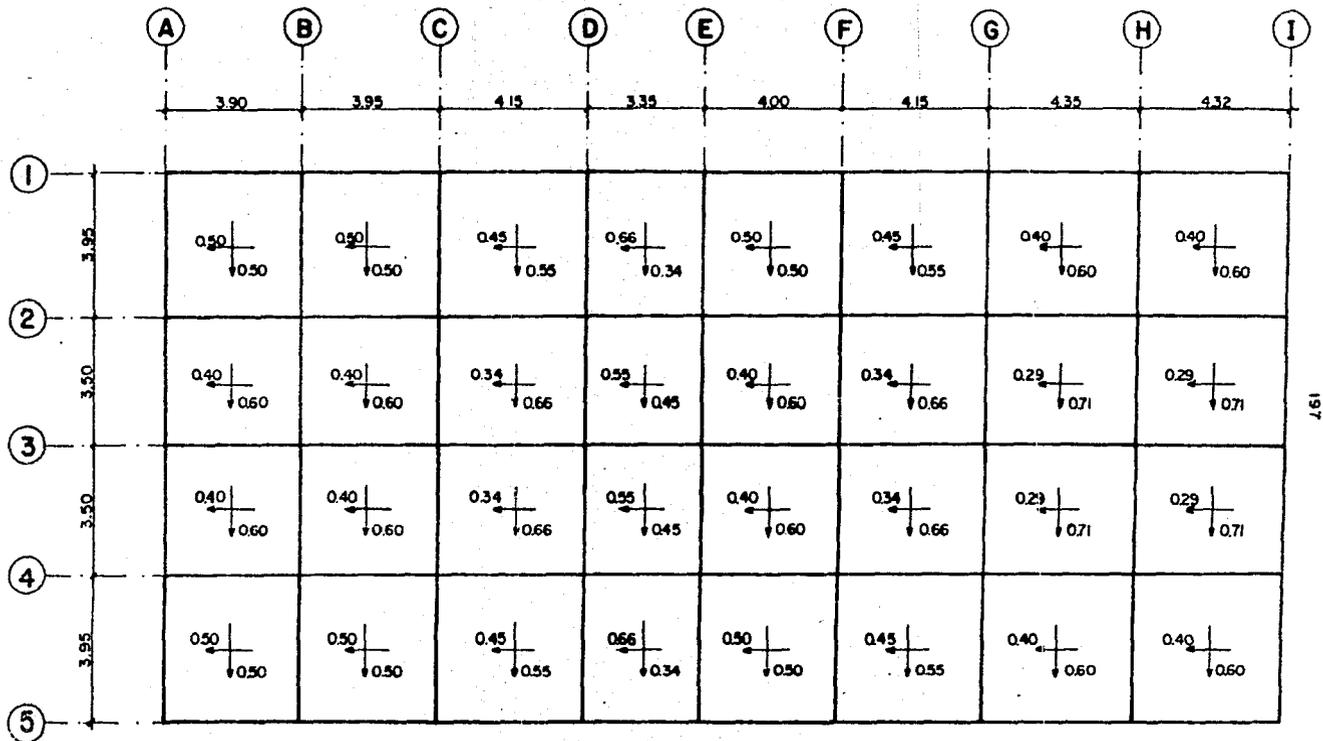


Fig. 79 FACTORES DE DISTRIBUCION PARA CANALIZAR CARGAS DEL TERRENO A CONTRATRABES.

Una vez aplicada la fórmula anterior, se tiene la contra-trabe alojada a lo largo del eje B, con la carga que le corresponde:

Se calculan los momentos isostáticos y se dibujan los diagramas correspondientes (Fig. 80)

$$M_{5-4i} = \frac{19.63(3.95)^2}{8} = 38.28 \text{ Ton-m} = M_{2-1i}$$

$$M_{4-3i} = \frac{15.70(3.50)^2}{8} = 24.04 \text{ Ton-m} = M_{3-2i}$$

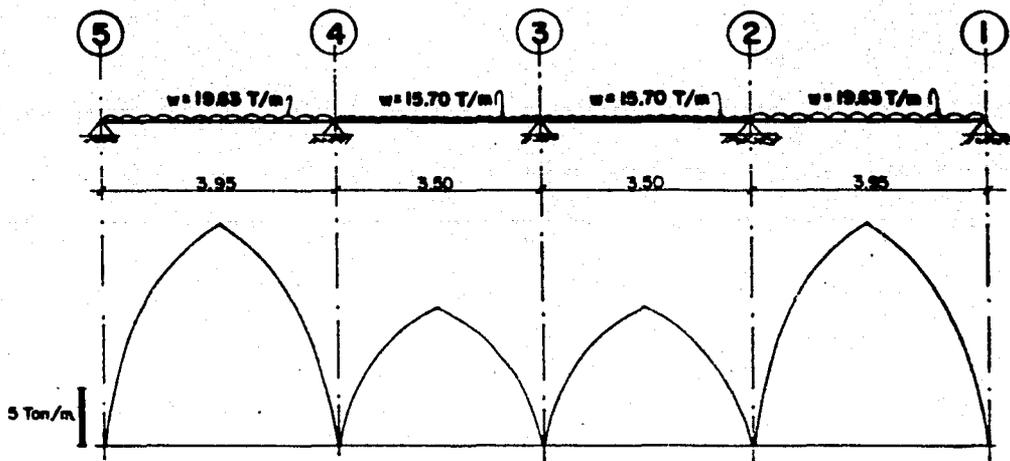
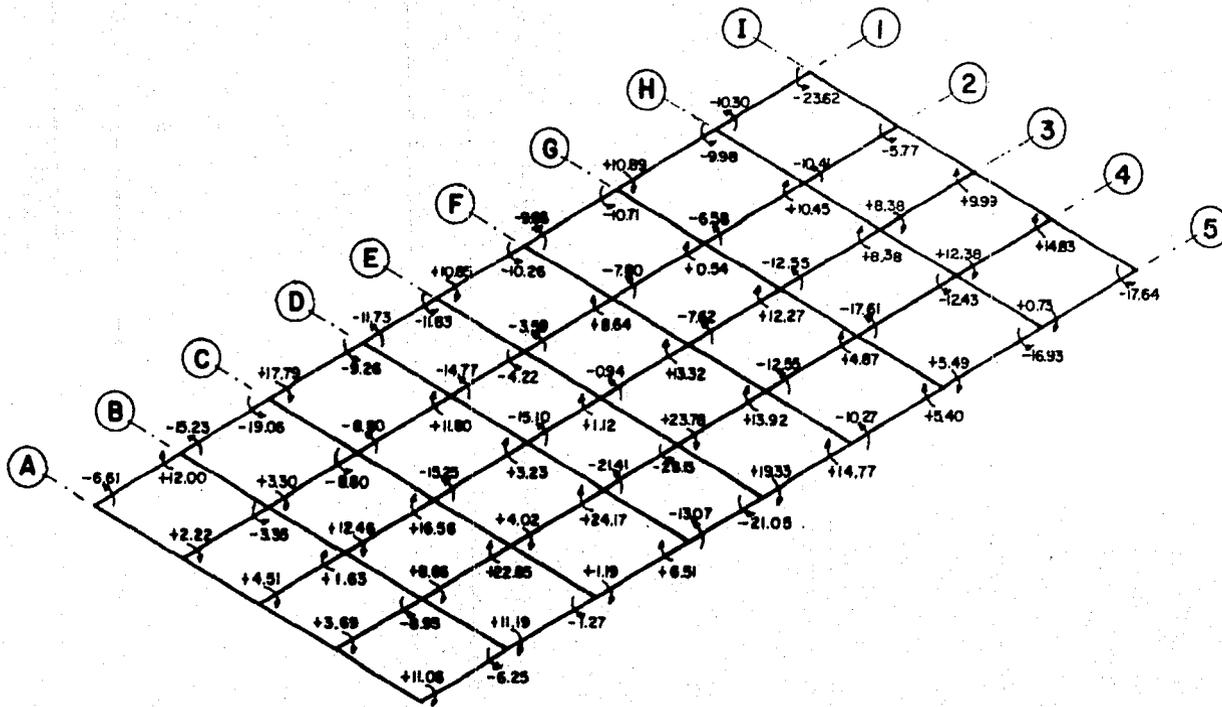


Fig. 80 ELEMENTOS MECANICOS BAJO CONDICION ESTATICA DE CARGAS.

9.5.2.- BAJO CONDICION DINAMICA DE CARGAS.- La Fig. 81 presenta los elementos mecánicos de diseño cuando la fuerza sísmica se presenta en la dirección "x" y la fig. 82 cuando se presenta en la dirección "y".

9.5.3.- BAJO COMBINACION ESTATICA Y DINAMICA DE CARGAS.- Como un ejemplo ilustrativo, se presenta la combinación de los elementos mecánicos de diseño bajo condición estática y dinámica de cargas, por medio de diagramas (Fig. 83). Únicamente se presenta la contratrabe del eje B, por considerar que las demás combinaciones se hacen en forma similar.



200

Fig. 81. — MOMENTOS EN EL SENTIDO X .

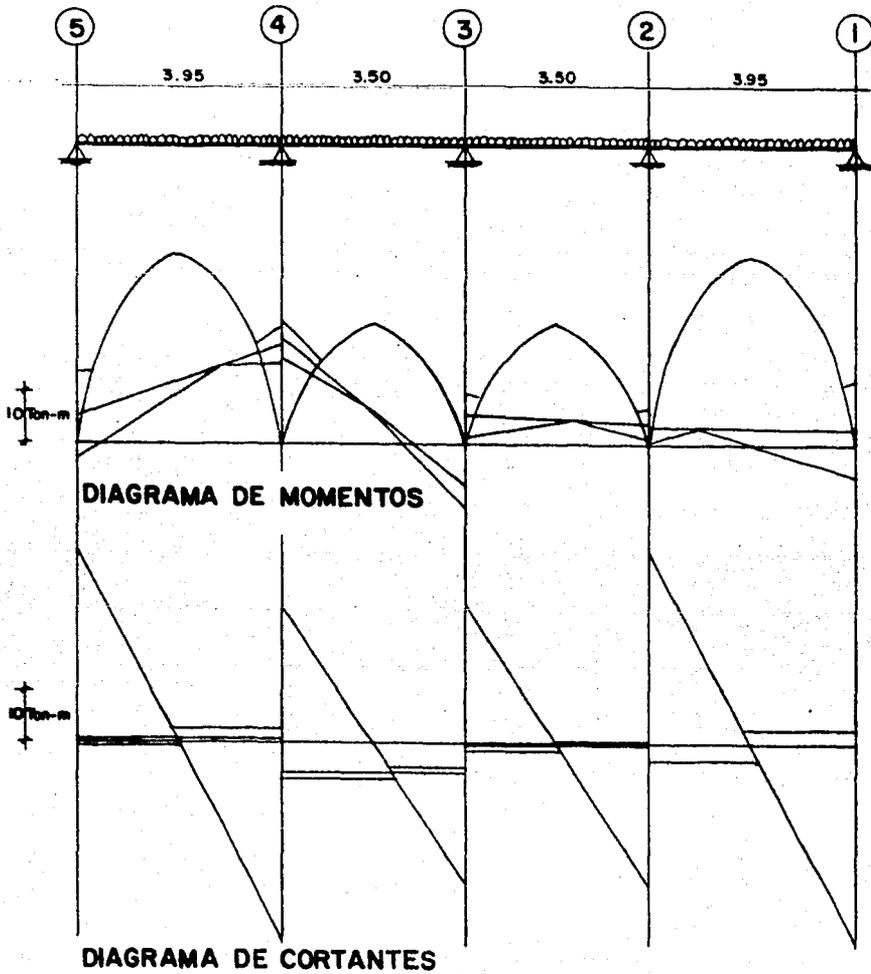


FIG. 83.- ELEMENTOS MECANICOS DE DISENO BAJO COMBINACION ESTATICA Y DINAMICA DE CARGAS

9.6.- DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

En el tema anterior se obtuvieron los elementos mecánicos-de diseño de las contratrabes, ahora se presentan los pasos a seguir en el armado de la contratrabe del eje B, partiendo de los siguientes datos:

$$\begin{aligned} b &= 40 \text{ cm} \\ h &= 120 \text{ cm} \\ d &= 115 \text{ cm} \\ f'c &= 200 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

9.6.1.- CALCULO DEL ACERO LONGITUDINAL.- Momento máximo negativo determinado del diagrama (Fig. 83)

$$M = 23.50 \text{ Ton-m}$$

$$Q = \frac{M}{bd^2 f'c} = \frac{2350000}{40(115)^2 (200)} = 0.0222$$

$$\omega = 0.022 \quad \text{Valor obtenido de las gráficas del apéndice A (Aspectos fundamentales del concreto reforzado de González Cuevas)}$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{f_y} = 0.022 \left(\frac{200}{4200} \right) = 0.001 < \rho \text{ min.}$$

$$\rho \text{ min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033 \Rightarrow \text{se usa } \rho \text{ min.}$$

$$A_s = \rho bd = 0.0033 (40) (115) = 15.18 \text{ cm}^2$$

Usar 4 VRS # 8

Momento máximo positivo determinado del diagrama (Fig. 83):

$$M = 38.28 \text{ Ton-m}$$

$$Q = \frac{M}{bd^2 f'c} = \frac{3828000}{40(115)^2(200)} = 0.036$$

$\omega = 0.036$ de la gráfica del apéndice A (Aspectos fundamentales del Concreto reforzado de González Cuevas)

$$\rho = \omega \frac{f'c}{f_y} = 0.036 \left(\frac{200}{4200} \right) = 0.0017$$

Usar $\rho_{\min} = 0.0033$

$$A_s = \rho bd = 0.0033 (40)(115) = 15.18 \text{ cm}^2$$

Usar 4 VRS # 8

9.6.2.- CALCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

$$v_c = 0.5 \sqrt{f'c} = 0.5 \sqrt{200} = 7.07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = v_c bd = 7.07 (40)(115) = 32522 \text{ Kg} = 32.5 \text{ Ton}$$

Cortante en la sección crítica determinado gráficamente del diagrama de cortantes (Fig. 83):

$$V_r = 39.50 \text{ Ton} = 39500 \text{ Kg}$$

$$V' = V_r - V_c = 39.50 - 32.5 = 7 \text{ Ton} = 7000 \text{ Kg}$$

Usando estribos # 3 ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$)

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_r - V_c} = \frac{1.42(2300)(115)}{7000} = 53.6 \text{ cm}$$

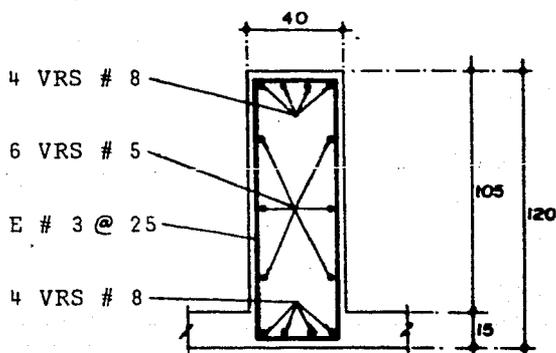
En una distancia $2d$ de la cara de la columna, la separación máxima es:

$$S_{\max} = \frac{d}{4} = \frac{115}{4} = 28.75$$

∴ La separación mínima calculada, será: $28.7 \approx 25 \text{ cm}$

Por lo tanto el refuerzo transversal será: E # 3 @ 25 cm

y el armado definitivo será:



La Fig. 84 nos muestra el diseño gráfico de la contratrabe del eje B, es decir:

- a).- La carga que el terreno transmite a la contratrabe
- b).- Los diagramas de momentos y cortantes isostáticos debidos a la reacción del terreno.
- c).- Los diagramas de momentos y cortantes debidos a la carga vertical que gravita en la estructura.
- d).- Los diagramas de momentos y cortantes debidos a la carga sísmica que actúa sobre la estructura.
- e).- El diseño de la contratrabe debido a los elementos mecánicos internos anteriores, que actúan en dicho elemento.

Únicamente hace falta como etapa final, analizar y diseñar la losa de cimentación, pero como en los casos anteriores únicamente se presentará como ejemplo ilustrativo el estudio de los tableros 7 y 9.

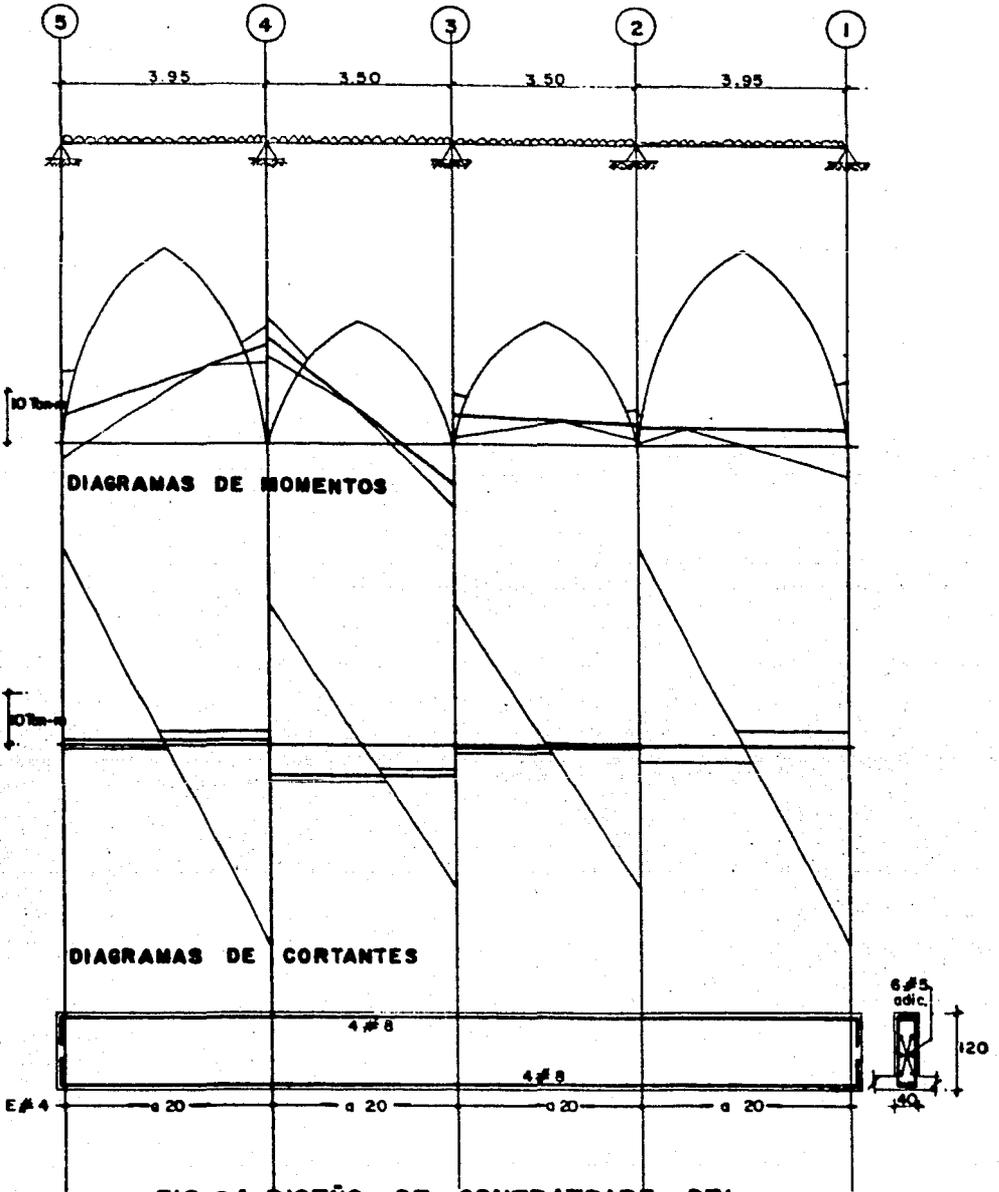


FIG. 84. DISEÑO DE CONTRABE DEL EJE B

9.6.3.- DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACION.- En este diseño se considera como carga actuante uniformemente repartida la reacción que el terreno ejerce sobre cada uno de los tableros, ésta es obtenida -- por medio del prisma de esfuerzos. Primeramente se analiza el tablero # 9 y enseguida el tablero # 7 ; el procedimiento que se sigue es similar al de una losa de entrepiso o azotea en una superestructura, utilizando para ello el método del Reglamento del Distrito Federal para las construidas monolíticamente y apoyadas en traveses. El diseño se presenta en la tabla 33 y el armado en forma gráfica.

DISEÑO DE LA LOSA ALOJADA EN EL TABLERO # 9

$$a_1 = 3.50 \text{ m}$$

$$a_2 = 3.90 \text{ m} \quad \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.50}{3.90} = 0.90$$

$$\text{Peralte} = h = \frac{\text{Perím. efect.}}{200} = \frac{1.25(350) + 2(390) + 350}{200} = 7.84 \text{ cm.}$$

Se propone un peralte efectivo de 9 cm + 3 cm de recubrimiento.

$$M_{r_i} = \alpha_i \omega_r a_i^2$$

α_i = Coeficiente de momento

ω_r = Reacción del terreno por m^2

a_i = Claro corto de la losa

$$M_{r_i} = \alpha_i \omega_r a_i^2 = (9.28)(3.50)^2 = 113.68 \alpha_i \text{ Ton-m}$$

$$r = 9.28 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q = \frac{M_{r_i}}{b d^2 F'_c} = \frac{M_{r_i}}{100(9^2)(200)} = \frac{M_r}{1620000}$$

DISEÑO DE LA LOSA ALOJADA EN EL TABLERO # 7

$$a_1 = 3.95 \text{ m} \quad \frac{a_1}{a_e} = \frac{3.95}{4.35} = 0.90$$

$$a_2 = 4.35 \text{ m}$$

$$\text{Peralte} = h = \frac{\text{Perím. efect.}}{200} = \frac{1.25(4.35) + 2(395) + 435}{200} = 8.84 \text{ cm}$$

Se propone un peralte efectivo de 9 cm + 3 cm de recubrimiento.

$$M_{r_i} = \alpha_i \omega_r a_i^2$$

$$\omega_r = 8.001 \text{ Ton/m}^2 = \text{Reacción del terreno por m}^2$$

$$M_{r_i} = \alpha_i (8.001) (3.95)^2 = 124.84 \alpha_i \text{ Ton-m}$$

$$Q = \frac{M_{r_i}}{b d^2 f'c} = \frac{M_{r_i}}{100(9^2)(200)} = \frac{M_{r_i}}{1620000}$$

$f_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $d = 9 \text{ cm}$

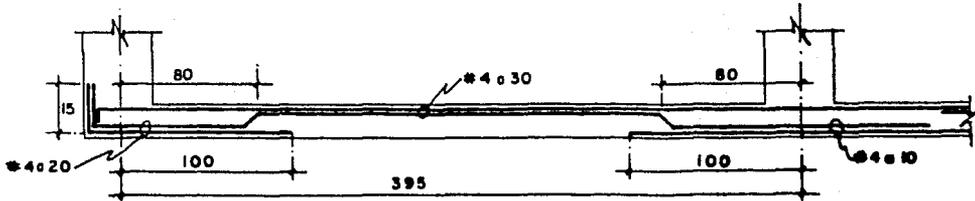
Nº TABLERO	TIPO DE APOYO	MOMENTO	CLARO	m	α_i	α_j	M_{ri}	$Q = \frac{M_{ri}}{b \cdot l^2 \cdot c}$	ω^*	$p^* \omega \frac{f_c}{f_y}$	$A_s = p b d$	SEP. VARS. # 4
9	DE BORDE Lado corto discontinuo	Negativo en bordes interiores	CORTO	0.90	0.0357	3.50	4.0584	0.25	0.310	0.0148	13.32	10
			LARGO		0.0326		3.7060	0.23	0.270	0.0129	11.61	10
		Negativo en bordes discontinuos	LARGO		0.0206		2.3418	0.14	0.156	0.0074	6.66	20
			CORTO		0.0167		1.8985	0.12	0.130	0.0062	5.58	30
		Positivo	LARGO		0.0129		1.4665	0.09	0.098	0.0047	4.23	30
			CORTO		0.0348		4.3195	0.27	0.338	0.0161	14.49	10
7	DE BORDE Lado largo discontinuo	Negativo en bordes interiores	LARGO	0.90	0.0317	3.95	3.9574	0.24	0.290	0.0138	12.42	10
			CORTO		0.0219		2.7340	0.17	0.190	0.0090	8.10	10
		Negativo en bordes discontinuos	LARGO		0.0164		2.0474	0.13	0.140	0.0067	6.03	20
			CORTO		0.0134		1.6729	0.10	0.108	0.0051	4.59	30
		Positivo	LARGO		0.0134		1.6729	0.10	0.108	0.0051	4.59	30
			CORTO		0.0134		1.6729	0.10	0.108	0.0051	4.59	30

209

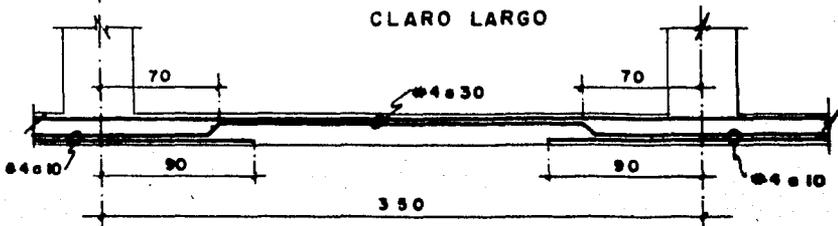
DISEÑO DE DOS TABLEROS DE LOSA DE CIMENTACION

TABLA 33

(*) Valor tomado de los graficos del Apéndice A (ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO de González Cuevas y otros)

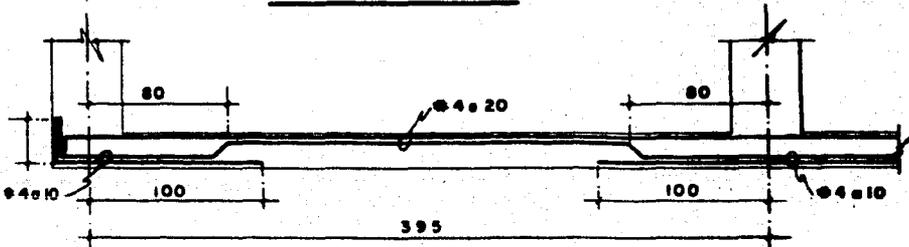


CLARO LARGO

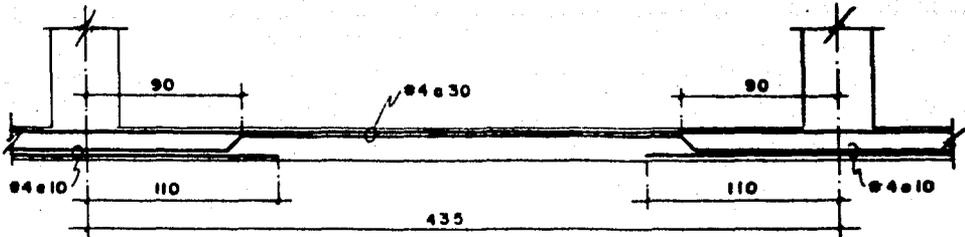


CLARO CORTO

TABLERO 9



CLARO CORTO



CLARO LARGO

TABLERO 7

ARMADO FINAL DE LOS TABLEROS 9 Y 7 DE LA LOSA DE CIMENTACION.

BIBLIOGRAFIA

1. - Aspectos fundamentales del concreto reforzado.
Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles F. V.,
Juan Casillas G. de L., Roger Diaz de Cossío - - -
Editorial LIMUSA, México, 1975
2. - Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal,
Segunda edición México, 1977.
3. - Reglamento de las construcciones del concreto reforzado.
(A. C. I. 318-63) IMCYC.
4. - Diseño y Construcción de estructuras de Concreto --
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento --
de Construcciones para el Distrito Federal.
Instituto de Ingeniería, UNAM, México 1977.
5. - Manual de diseño por sismo.
Instituto de Ingeniería, UNAM, Mexico 1977.
6. - Manual de diseño de obras civiles.
C. F. E. México, D. F. (1970)
7. - Estabilidad de las Construcciones.
José Creixell M., UNAM.
Editorial Continental.
8. - Gráficas para el dimensionamiento de elementos de --
concreto reforzado.
Instituto de Ingeniería, Facultad de Ingeniería.
UNAM, México, 1965.
9. - Diseño sísmico de edificios, Folleto Complementa --
rio al Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal.
E. Rosenblueth, L. Esteva, México, D. F., 1962.
10. - Estructuras.
Ing. Miguel Chiñas de la Torre.
México, D. F., 1964.