

99  
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

" COMPARACION DE LA RESPUESTA  
ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 6 NIVELES  
RESUELTO EN BASE A UNA ESTRUCTURA  
METALICA Y ALTERNATIVAMENTE DE CONCRETO  
REFORZADO "

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N :

JOSE LUIS SAPIEN FLORES

FELIPE DE JESUS VARGAS ESPINOSA



MEXICO, D. F.

1996

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-091/95

Señores  
**JOSE LUIS SAPIEN FLORES**  
**FELIPE DE JESUS VARGAS ESPINOSA**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. HECTOR JAVIER GUZMAN OLGUIN**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

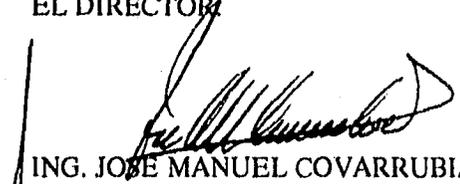
**"COMPARACION DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 6 NIVELES  
RESUELTO EN BASE A UNA ESTRUCTURA METALICA Y ALTERNATIVAMENTE DE  
CONCRETO REFORZADO"**

- INTRODUCCION**
- I. DESCRIPCION**
  - II. ANTECEDENTES GENERALES DE LA EDIFICACION**
  - III. ALTERNATIVA DE LA EDIFICACION EN CONCRETO**
  - IV. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO**
  - V. COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL CONCRETO VS. METALICA**
  - VI. CONCLUSIONES**

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 26 de junio de 1995.  
EL DIRECTOR

  
ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP\*nll

**Agradecimientos :**

**POR EL INFINITO AMOR QUE HE RECIBIDO,  
EN EL CAMINO QUE HE EMPRENDIDO,  
QUIERO DAR VERDADERAS MUESTRAS,  
DEL AGRADECIMIENTO EN ESTAS LETRAS.**

- A mis Padres :  
Carlos Sapién Delgadillo. †  
María Teresa Flores Vda. de Sapién.
- A mis Hermanos :  
Juan Carlos Sapién Flores.  
Rosa Elena Sapién Flores
- A mis Tíos, Primos, Sobrinos, Cuñado.
- A mis Amigos.
- A mis Profesores.
- A todas las personas que de una u otra manera me apoyaron durante mis estudios.
- A mi director de Tesis el Ing. Hector Guzmán Olguín.

**Agradecimientos :**

**- A mis padres :**

**Sr. Luis Vargas Arroyo  
Sra. Patrocinio Espinosa García**

Que me han dado la ayuda y apoyo necesario en todo momento y me han guiado para hacer de mí un hombre de bien y provecho.  
En especial agradezco a mi madre, que siempre se ha preocupado por mí y a quién he causado un sinnúmero de desvelos.

**- A mis hermanos, con agradecimiento**

**Juan, Jose Luis, Mario, Niguel,  
Ricardo y Eduardo.**

**- A mi novia Nora del C. Huerta Villegas.**

**- Al Ing. Mario Huerta Parra.**

**- A mis amigos: Alejandro, Conrado, Rosalio y Jose Luis**

**- A todos mis Profesores**

**- A todas aquellas personas que me apoyaron durante mi carrera**

**- A mi director de Tesis el Ing. Hector Guzman Olguín.**

**GRACIAS A TODOS, PORQUE PUDE LOGRAR  
UNA DE MIS METAS MAS IMPORTANTES  
EN MI VIDA**

## I N D I C E

|   | Pág |
|---|-----|
| INTRODUCCION  |     |
| <br>  |     |
| I.- DESCRIPCION GLOBAL DEL EDIFICIO   | 1   |
| I.1 Descripción del inmueble  | 1   |
| I.2 Ubicación geotecnica de acuerdo a las N.T.C. del R.D.F.                                     | 2   |
| I.3 Revisión de las condiciones de regularidad segun N.T.C.<br>para diseño sísmico              | 5   |
| <br>  |     |
| II.- ANTECEDENTES GENERALES DE LA EDIFICACION METALICA  | 8   |
| II.1 Descripción general de las secciones que componen al<br>edificio de la estructura metalica | 8   |
| II.2 Tipo de cimentación empleada   | 13  |
| <br>  |     |
| III.- ALTERNATIVA DE LA EDIFICACION EN CONCRETO   | 15  |
| III.1 Predimensionamiento de las secciones  | 15  |
| III.2 Determinación de cargas   | 20  |
| III.3 Cargas Gravitacionales  | 20  |
| III.4 Cargas Accidentales   | 22  |
| <br>  |     |
| IV .- DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO   | 24  |
| IV.1 Resultados del Programa de Analisis Estructural de Concreto                                | 24  |
| IV.2 Obtencion de las cantidades de acero de refuerzo de<br>las siguientes secciones            | 27  |
| IV.3 Vigas  | 28  |
| IV.4 Columnas   | 32  |
| IV.5 Losa   | 35  |
| IV.6 Memoria de calculo del edif. de Medellín y Alvaro Obregon                                  | 37  |
| <br>  |     |
| V .- COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL CONCRETO VS METALICA                            | 44  |
| V.1 Sistemas Estructurales  | 45  |
| V.2 Criterio de diseño  | 46  |
| <br>  |     |
| VI.- CONCLUSIONES   | 55  |
| <br>  |     |
| REFERENCIAS   | 58  |

## INTRODUCCION

En una obra de ingeniería civil una estructura puede concebirse como un subsistema dentro de una obra principal o general. La función de la estructura es soportar todas las solicitaciones que se presentan para un buen funcionamiento durante su vida útil, el sistema estructural debe soportar una serie de acciones exteriores que le pueden ocasionar deformaciones, desplazamientos, etc. Su resistencia es una condición fundamental, pero no es la única finalidad para el buen desempeño de la estructura.

Cualquiera que sea la metodología seguida en el diseño de una obra, el ingeniero estructural debe saber encuadrar su actividad dentro del proceso general de un proyecto. Al igual que no debe imponer soluciones que resulten inconvenientes o ineficientes para el funcionamiento general de la construcción, por otra parte debe pugnar para que no se le impongan esquemas o restricciones que conduzcan a un diseño estructural poco racional o antieconómico. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución.

La respuesta de la estructura esta representada por el conjunto de parámetros físicos que describen su comportamiento ante las acciones que le son aplicadas, para que la construcción cumpla con las funciones para las cuales esta siendo proyectada, es necesario que la respuesta de la estructura se mantenga dentro de los límites que no afecten su correcto funcionamiento, ni su estabilidad. Se distinguen dos tipos de estados limite, aquellos relacionados con la seguridad, se denominan estados limite de falla y corresponden a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial, o simplemente presenta daños que afecten su capacidad para resistir nuevas acciones. La falla de una sección puede ser por fuerza cortante, momento flexionante, carga axial, o cualquier combinación de esos efectos, que constituyen un estado limite de falla. El proyectista debe asegurarse de que no se presenten estados limites de falla y también el otro tipo de estado limite, que esta relacionado con aquellas situaciones que, aun sin poner en juego la seguridad afectan el correcto funcionamiento de la construcción, estos se denominan estados limites de servicio y corresponden a deflexiones, agrietamientos y vibraciones excesivas, así como el daño en elementos no estructurales de la construcción.

En términos de los conceptos que se expondrán en esta tesis, el objetivo es la comparación de su respuesta estructural, que depende de las acciones más desfavorables que pueden presentarse durante la vida útil de la estructura.

En los capítulos IV y V se utilizo el programa de computadora de análisis estructural SAP 90, para la obtención de la respuesta estructural de las dos estructuras.

Finalmente en el capítulo VI se hace una comparación global de ambas estructuras, en términos de su respuesta estructural, haciendo un recordatorio

de los estados limites de falla en su proceso de diseño, así como las ventajas y desventajas que puede tener la utilización de un material u otro.

## CAPITULO I

### DESCRIPCION GLOBAL DEL EDIFICIO

#### I.1 DESCRIPCION DEL INMUEBLE

El edificio cuenta con 6 niveles teniendo una área construida de aproximadamente 1766.82 m<sup>2</sup>, su planta es relativamente rectangular con excepción del cubo de escaleras y elevador, que tienen una forma irregular ya que está compuesta por 3 círculos entrelazados. La edificación cuenta de 2 niveles para estacionamiento, 3 niveles tipo para oficina y un Pent-House con 2 terrazas colindantes con la fachada sur y oriente. El sótano es utilizado como estacionamiento y se encuentra desplantado a -1.42 m, del nivel de banquetta, a su vez el primer nivel se encuentra a 1.42 m arriba del nivel ya mencionado, para ambos estacionamientos el acceso de la vía pública es mediante una rampa. La comunicación con los demás niveles se realiza por medio de las escaleras y elevador ( ver planos arquitectonicos ).

##### I.1.1 Ubicación.

El conjunto se construyo en la calle de Medellín No 94, col Roma, en la Delegación Cuauhtemoc, D.F. ( ver figura 1 ).

El terreno está ubicado en la esquina que forman las calles de Medellín y Alvaro Obregón, la fachada que colinda con la calle de Medellín, tiene una dirección Oeste, mientras que la fachada en dirección Sur es paralela a la calle de Alvaro Obregón ambas fachadas tiene una altura máxima de 18.27 m del nivel de banquetta, cabe mencionar que la estructura del cubo de escaleras y el elevador tienen una altura de 21.88 m referido al mismo nivel.

##### I.1.2 Terreno.

El predio es sensiblemente rectangular, con una área de 398.42 m<sup>2</sup>, quedando limitado por la calle de Medellín y Alvaro Obregón en cuanto a sus fachadas principales, por lo que respecta a sus otros costados está delimitada por un edificio de 10 niveles que es paralelo a la Av. A. O. y un predio baldío que es paralelo a la calle de Medellín. En el terreno no existen árboles ni construcciones; en el plano T- 1 se muestra sus características topográficas, así como detalles de avenidas de ambas colindancias.

##### I.1.3 Planta de conjunto.

Como ya se menciona el edificio cuenta con seis niveles que se describen a continuación con más detalle :

a) Sótano : Es utilizado como estacionamiento y es donde se localizan las dos cisternas que abastecen de agua al edificio, cuenta con 3 cajones de 50 m x 2.35 m y 12 de 4.20 m x 2.20 m para autos chicos, tiene una área de circulación de 81.72 m<sup>2</sup>.

b) Primer Nivel : El estacionamiento del primer nivel cuenta con 13 cajones que tienen las mismas medidas, mencionadas en la planta del sótano, a diferencia del primer estacionamiento se cuenta con una área de circulación para minusvalidos de 24.00 m<sup>2</sup>, una caseta de Vigilancia y se tiene la misma área de circulación.

c) Planta Tipo : Cuenta con una área de recepción de 11.64 m<sup>2</sup>, un baño y una área libre de 249.45 m<sup>2</sup> para oficinas.

d) Pent-House : El Pent-House cuenta con un área de 75. 2 m<sup>2</sup>, conteniendo con dos terrazas, mencionadas con anterioridad, las terrazas cuentan con diferentes áreas de circulación, la colindante con Medellín cuenta con una área de 148.81 m<sup>2</sup>, mientras que la que segunda colinda con A. Obregón y tiene una área de 15.78 m<sup>2</sup> ambas se encuentran a una altura de 14.77 m del nivel de banqueta.

#### I.1.4 Instalaciones.

a) Hidráulica : Se realiza mediante un sistema de gravedad, requiriendo de dos cisterna con una capacidad de 9.00 m<sup>3</sup> cada una, dos bomba y dos tanque elevado.

b) Sanitaria : Es realizado mediante colectores, bajantes, y ramales que conducen las aguas y materias de cloacas, las secciones y longitudes de los conductos de ventilación son proporcionales a las necesidades de los colectores, ramales y sifones.

#### I.1.5 Estructura.

La estructura consiste en entrepisos construidos por losacero, que se apoyan o son soportados por marcos con columnas y vigas de acero (este punto se describirá mas ampliamente en el capítulo II ).

#### I.1.6 Acabados.

El piso del sótano y del primer nivel tiene un acabado rugoso, en los siguientes niveles el acabado es de loseta de barro de 20 x 20 cubierta por una alfombra de acrilan tipo congress V20.

Los muros son de concreto armado con un acabado a base de mortero - cemento con una capa de pintura vinilica en la parte del sótano estos muros son utilizados como muros de contención, mientras que en los niveles siguientes los muros son de una estructura de bastidor metálico galvanizado o en su caso muro Dens - Glass Gold con un acabado de grano de mármol tipo sand.

El plafon es a base de metal desplegado y yeso, en alguno caso tiene una capa de pintura vinilica, y en otros pintura de esmalte.

Los ventanales serán de aluminio, con vidrios cristazul de 6 mm.

### I.2 UBICACION GEOTECNICA DE ACUERDO A LAS N.T.C. DEL R.D.F.

El terreno se ubica según el plano de zonificación de las Normas Técnicas Complementarias del D.D.F. en zona III (ver figura 2), por lo tanto marca lo siguiente con respecto a los estudios que se deben realizar en el D.F. :

- en zona II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes.

Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

En cuanto a los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo, las Normas marcan dos grupos :

- A : Construcciones Ligeras o Medianas de Poca Extensión y con Excavaciones Someras.
- B : Construcciones Pesadas, Extensas o con Excavaciones Profundas.

Nuestro edificio se clasifica en el grupo B : Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características :

Peso unitario medio de la estructura  $w > 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción  $P > 80 \text{ m}$  en las Zonas I y II o

$P > 120 \text{ m}$  en la Zona III

Profundidad de desplante  $D_f > 2.5 \text{ m}$

Una de las características de la edificación en estudio es que la cimentación se encuentra desplantado a menos 18.12 m del nivel de banqueta.

### Zona III

1.- Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2.- Sondeos para determinar la estatigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estatigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3.- En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debido a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

Debido a que no se pudo obtener información en cuanto al estudio de mecánica de suelos del terreno, a continuación se realiza una descripción breve de la zona III.

### I.2.1 Origen geológico

La Cuenca del Valle de México constituye un gran vaso natural que se formó en diferentes etapas geológicas que van del terciario medio al cuaternario, durante las cuales se presentó una intensa actividad volcánica en la cual fueron apareciendo las sierras que se mencionaran a continuación.

En este período se formaron las Sierras de Tezontlapan y de Pachuca por el norte; las sierras de las Cruces, de Monte Alto, Monte Bajo y de Tepotztlán por el poniente; Calpulalpan y nevada por el oriente y finalmente, la de Chichinautzin por el sur, lo cual cerro el drenaje original del Valle y con ello se formó la Cuenca del Valle de México.

Por otra parte, los ríos que descendían de las sierras hacia las partes profundas de la cuenca, fueron formaron abanicos de deposición de boleos, gravas y arenas. En las partes centrales de la cuenca se depositaron materiales limoarenosos, los cuales se intensificaron con suelos, capas de cenizas y pómez, provenientes de las erupciones volcánicas, originadas principalmente en el sur. Debido a las lluvias abundantes durante el período diluvial se acumularon cantidades de agua importantes, que dieron origen a los lagos de Texcoco, Zumpango, Xochimilco y Chalco.

En la época prehispánica el valle comprendía dos zonas, la del lago, en medio de la cual estaba la chinampa de Tenochtitlan y la zona de colinas vecinas o de lomas, por la parte poniente.

### II.2.2 Características del subsuelo

Al transcurso de los años los lagos se fueron desecando y rellenando, hasta llegar a las condiciones actuales. De acuerdo a las características geotécnicas del valle de México, se ha dividido en tres zonas principales: la zona firme o de lomeríos, la de transición y la de terreno blando o de lago, en la cual está ubicado nuestro edificio y que a continuación se detalla con más precisión.

#### Zona de lago:

La zona del lago está formada por la sedimentación de arenas y arcillas de origen volcánico, las cuales fueron transportadas por el aire y las corrientes hacia las aguas tranquilas de los lagos que se originaron en la cuenca. A medida que se depositaron tales materiales se definieron las siguientes formaciones: el primer horizonte lo constituye la formación Tarango, la cual se desarrolla a partir de los primeros depósitos aluviales (anteriores al cierre de la cuenca), e incluye el estrato de arcilla inferior y una capa de material desecado y/o compacto, en su parte más superficial; a continuación sobre dichos depósitos se encuentra la formación Tacubaya, la cual está constituida por arcilla lacustre de alta compresibilidad y baja resistencia al corte, y finalmente, las formaciones más recientes y en consecuencia más superficiales corresponden a la Becerra, Barrilaco y Totolcingo. De este modo la zona lacustre se encuentra formada por los siguientes estratos:

a) Manto superficial. También denominado costra superficial, está constituido por rellenos superficiales heterogéneos y depósitos areno-limosos o arcillosos los cuales se han desecado intensamente, por lo que presentan un alto grado de preconsolidación.

b) Formación arcillosa superior. Constituye un estrato potente con espesor que varían entre 15 y 32 m formados por arcillas blandas, saturadas y altamente comprensibles que se depositaron en el ambiente lacustre del valle; se detectan, además intercalaciones de lentes de arena de origen volcánico. Hacia su frontera inferior con la capa dura, se encuentra preconsolidada debido a un proceso de consolidación inducido por bombeo.

c) Capa dura. Es un estrato de aproximadamente 3.0 m de espesor, en promedio que representa una época geológica en la cual predomina la sequía, por lo que está formada principalmente de materiales limo-arenosos y areno-limosos con intercalaciones de grava cementadas con carbonato de calcio; presenta una alta resistencia debido a la alta compacidad de los materiales.

d) Formación arcillosa inferior. Se encuentra constituida por arcillas volcánicas semejantes a la de la formación arcillosa superior, sujetas a un proceso de consolidación más extenso, por lo que su compresibilidad es menor presentando una mejor resistencia al esfuerzo cortante.

e) Depósitos profundos. Son suelos muy compactos formados principalmente por arenas limosas con gravas, los que constituyen los primeros acarrees que se depositaron en las partes más profundas de la cuenca.

Los niveles friáticos, se encuentran a profundidades variables entre 1.5 m y 2.0 m, debido a la perforación de pozos de bombeo para la extracción de agua en sitios como la zona de lago, se ocasionan importantes abatimientos de los niveles piezométricos, lo que ha propiciado el hundimiento regional del valle.

### **I.3 REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE REGULARIDAD SEGUN LAS N.T.C. PARA DISEÑO SISMICO**

El edificio según marca el reglamento del D. F. se clasifica en el grupo B: que son construcciones destinadas a vivienda, oficinas, locales comerciales, hoteles y construcciones industriales, la edificación en estudio se encuentra destinada para oficinas.

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos que marcan las N.T.C. del D.D.F.

1.- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

- Como se muestra en los planos arquitectónicos y en la descripción del inmueble, la estructura cuenta con muros de relleno y sus plantas son simétricas con respecto a sus ejes ortogonales, ya que de hecho es la misma planta para todo el edificio, salvo la azotea y el primer nivel, sin embargo el peso de la planta tipo es de : 142.93 Ton, por lo tanto su masa es  $m = 14.47 \text{ Ton-seg}^2/\text{cm}$ ,

2.- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5

- La altura total del edificio, incluyendo la casa de maquina es de 21.88 m, mientras que la relación menor de su base es de 13.18 m, por tal razón la relación es de :

$$\frac{21.88}{13.18} = 1.66 < 2.5$$

3.- La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5

- El largo del edificio es de 29.50 m y el ancho del edificio es de 13.18 m, por tal motivo su relación es de :

$$\frac{29.50}{13.18} = 2.23 < 2.5$$

4.- En la planta no tiene entrantes, ni salientes cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.

- En las plantas arquitectonicas se puede observar claramente que la zona de recepción, escaleras y elevador, tiene una orientación diferente con respecto al resto del edificio, sin embargo tiene las siguiente dimensión : 7.7 m , medido perpendicularmente con respecto al los ejes 1,2,3,4,5,6 y representa un 55 % de la medida que es paralela a la fachada sur (13.18 m ), y 7.1 m perpendicular a los ejes A y B, representando el 26 % de la otra medida ( 29.50 ).

5.- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

- El edificio cuenta con un sistema de entrepiso de losa-acero que se apoya sobre las vigas y la fuerza cortante se trasmite por medio de conectores de cortante soldados al patín superior de la segunda y ahogados en la primera, la ventaja de este tipo de construcción es que permite obtener sistemas de piso de menor peralte lo que reduce la altura total del edificio, y hace que se reduzcan las fuerzas sísmicas de diseño.

6.- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 % del área de la planta.

- El edificio con la única abertura que cuenta es en la zona de Ductos que es utilizada para instalaciones del elevador, esta zona cuenta con una área de 2.0 m<sup>2</sup> que representa el menos del 1 % de la planta tipo.

7.- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 % de dicho peso.

- Como se muestra en los siguientes datos, acerca de los pesos de cada nivel, ningún piso inmediato inferior es menor al piso siguiente :

$$\begin{aligned} W_A &= 63.31 \text{ Ton.}, & W_5 &= 113.61 \text{ Ton.} \\ W_4 &= 142.93 \text{ Ton.}, & W_3 &= 142.93 \text{ Ton.} \\ W_2 &= 142.93 \text{ Ton.}, & W_1 &= 212.46 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

8.- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

- Como se muestra en el plano estructural del corte longitudinal, ninguna planta superior es mayor que la del nivel anterior.

9.- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diagramas horizontales y por trabes y losas planas.

- Como se puede observar en el plano estructural E-1 del edificio, todas las columnas están restringidas en sus dos direcciones ortogonales por trabes.

10.- La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 % a la del entrepiso inmediatamente inferior.

$$\begin{aligned} V_A &= 17.80 \text{ Ton.}, & V_5 &= 44.05 \text{ Ton.} \\ V_4 &= 69.91 \text{ Ton.}, & V_3 &= 88.61 \text{ Ton.} \\ V_2 &= 100.15 \text{ Ton.}, & V_1 &= 108.78 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

Como se puede observar la fuerza cortante disminuye en cada entrepiso superior, originándose que ningún entrepiso exceda de dicha fuerza en el nivel inferior.

11.- En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del 10 % de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Como se puede apreciar en los siguientes datos ninguna excentricidad torsional estática excede del 10% de la dimensión de la planta.

| Dirección x |       |           | Dirección y |       |           |
|-------------|-------|-----------|-------------|-------|-----------|
| E           | $e_s$ | Dimensión | E           | $e_s$ | Dimensión |
| 5           | 1.04  | 1.31      | 5           | 0.5   | 1.0       |
| 4           | 2.02  | 2.5       | 4           | 1.3   | 1.6       |
| 3           | 1.94  | 2.5       | 3           | 1.6   | 1.6       |
| 2           | 1.91  | 2.5       | 2           | 1.57  | 1.6       |
| 1           | 1.90  | 2.9       | 1           | 1.4   | 1.6       |

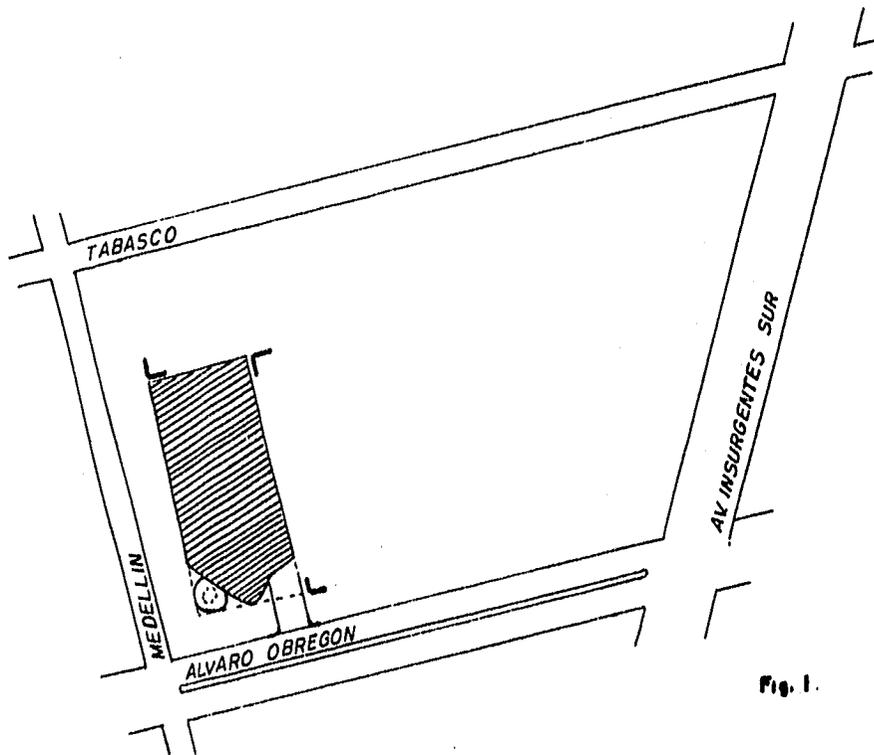
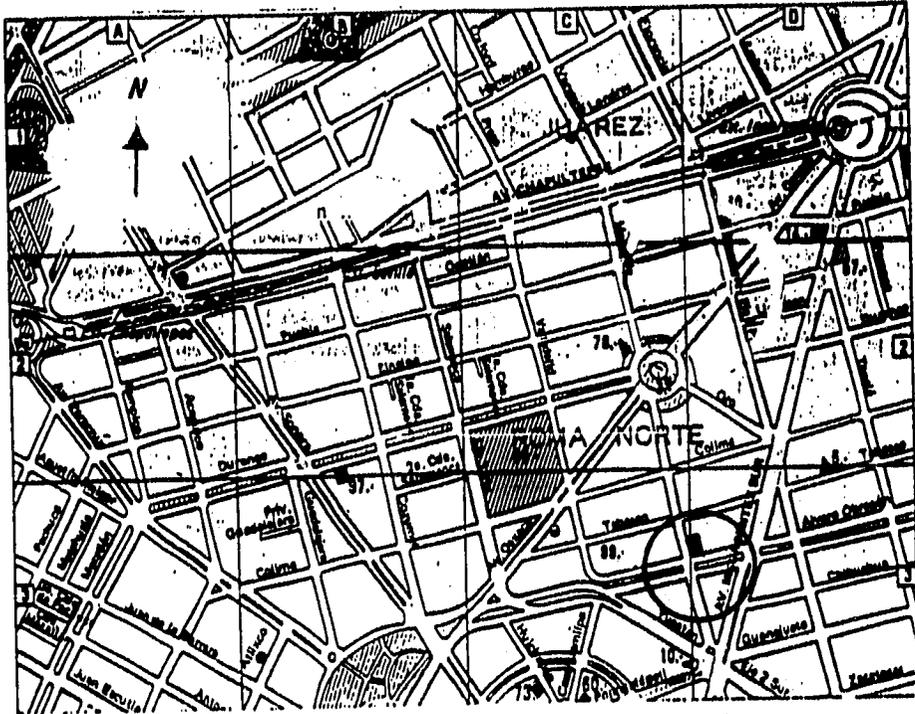
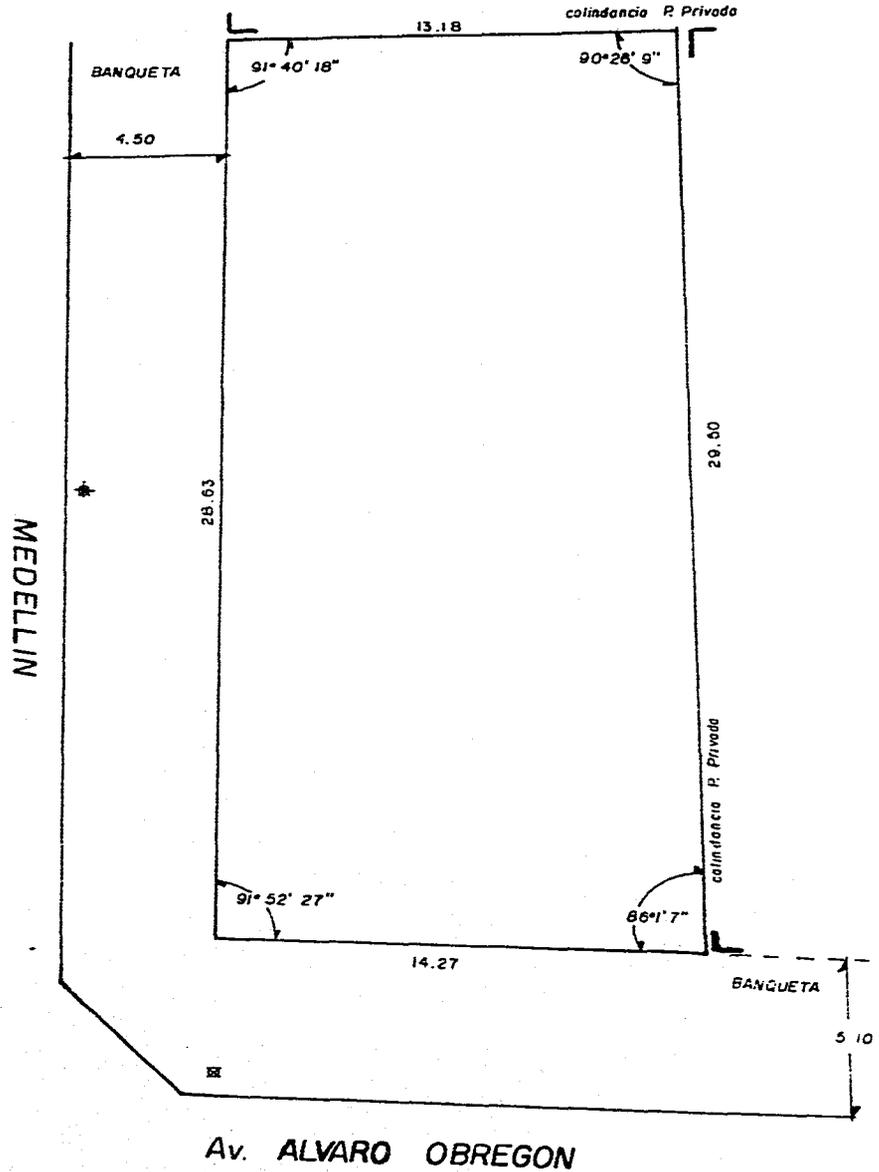


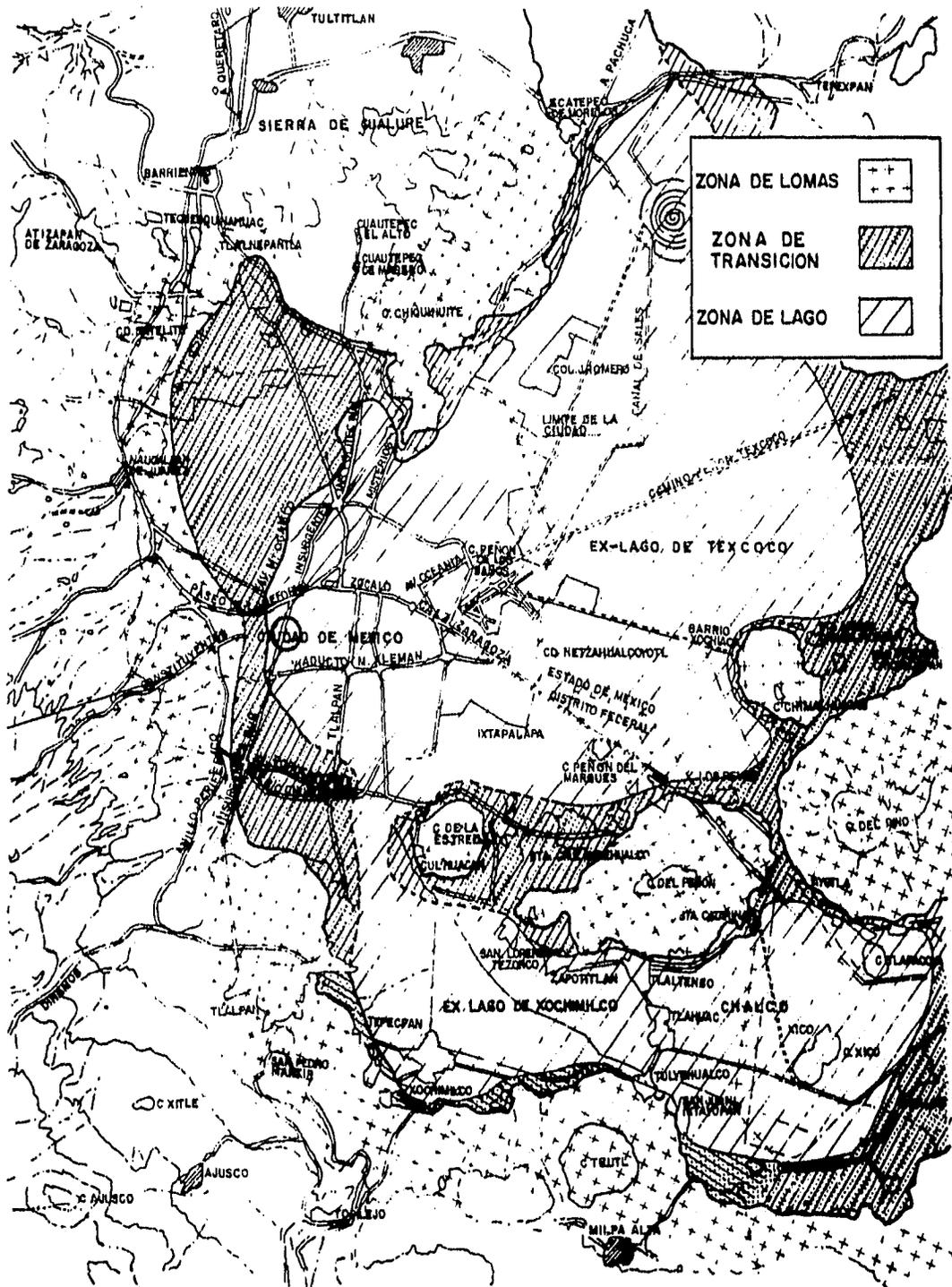
Fig. 1.



### SIMBOLOGIA

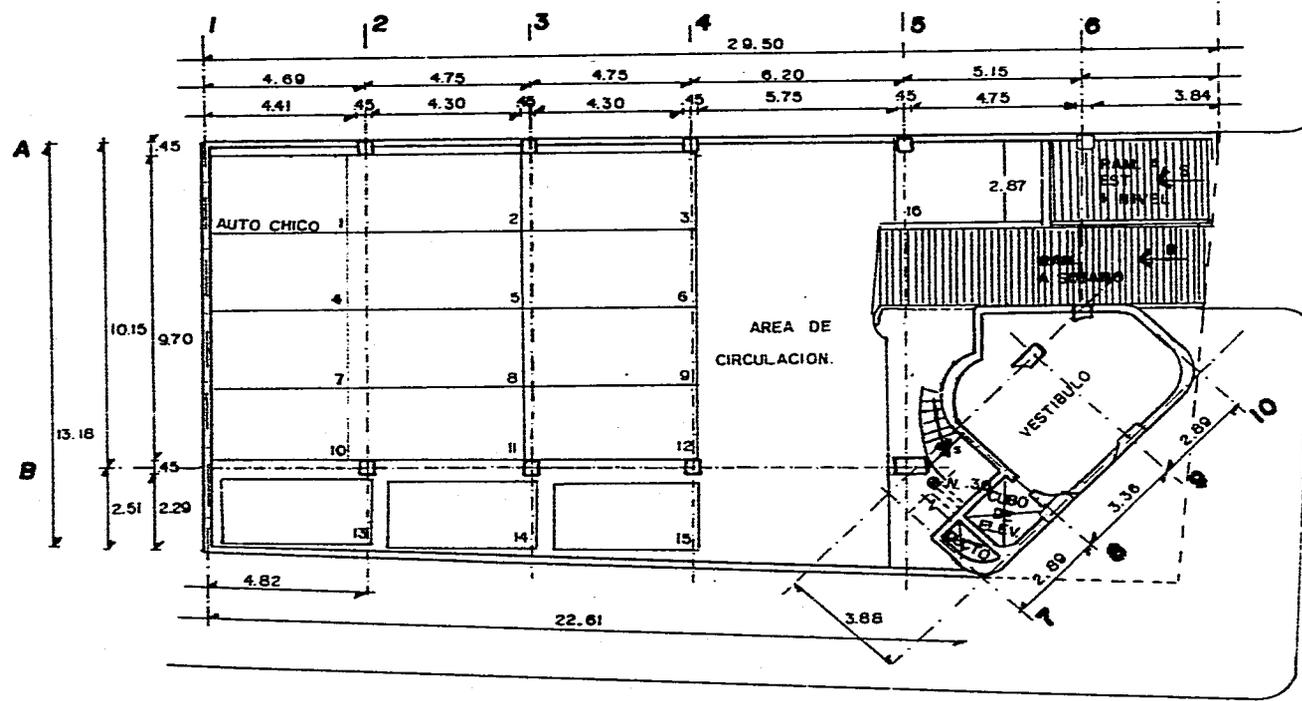
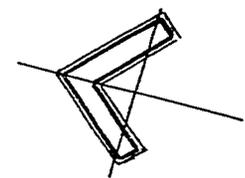
- ☒ SEMAFORO
- ☒ ARBOTANTE

|                               |      |
|-------------------------------|------|
| PLANO: <b>TOPOGRAFICO</b>     |      |
| PROPIETARIO: P. O. I. T.      |      |
| PROY: TOPOGRAFICO             | TP-1 |
| UBIC: MEDELLIN No 94 col. ROM |      |
| OBRA: OFIC. EN CONDOMINIO     |      |



ZONIFICACION DEL SUBSUELO DEL VALLE DE MEXICO (1987) (RCCDF-87)

○ Punto de localización del predio en el plano de la zonificación del subsuelo del Valle de México

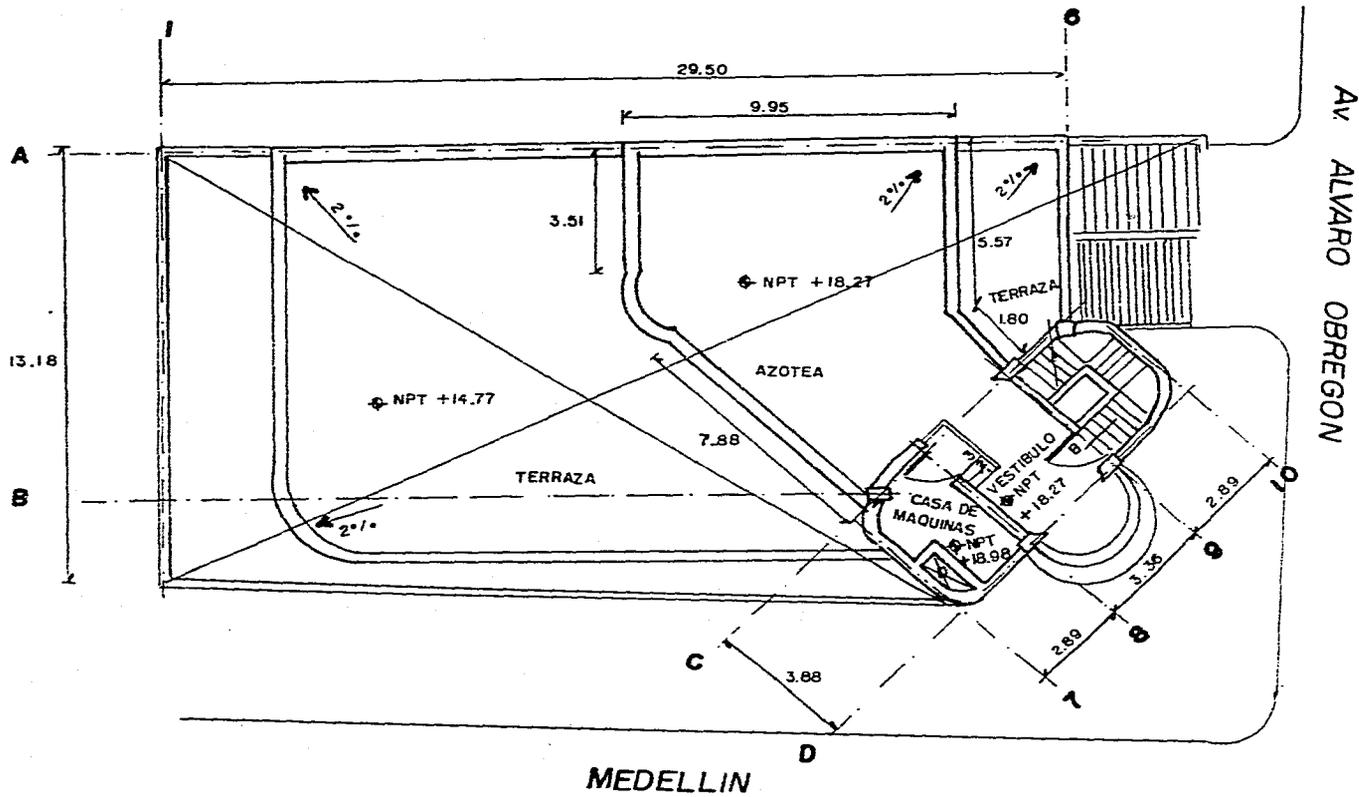
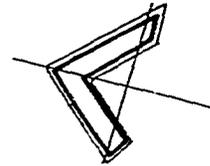


AV. ALVARO OBREGON

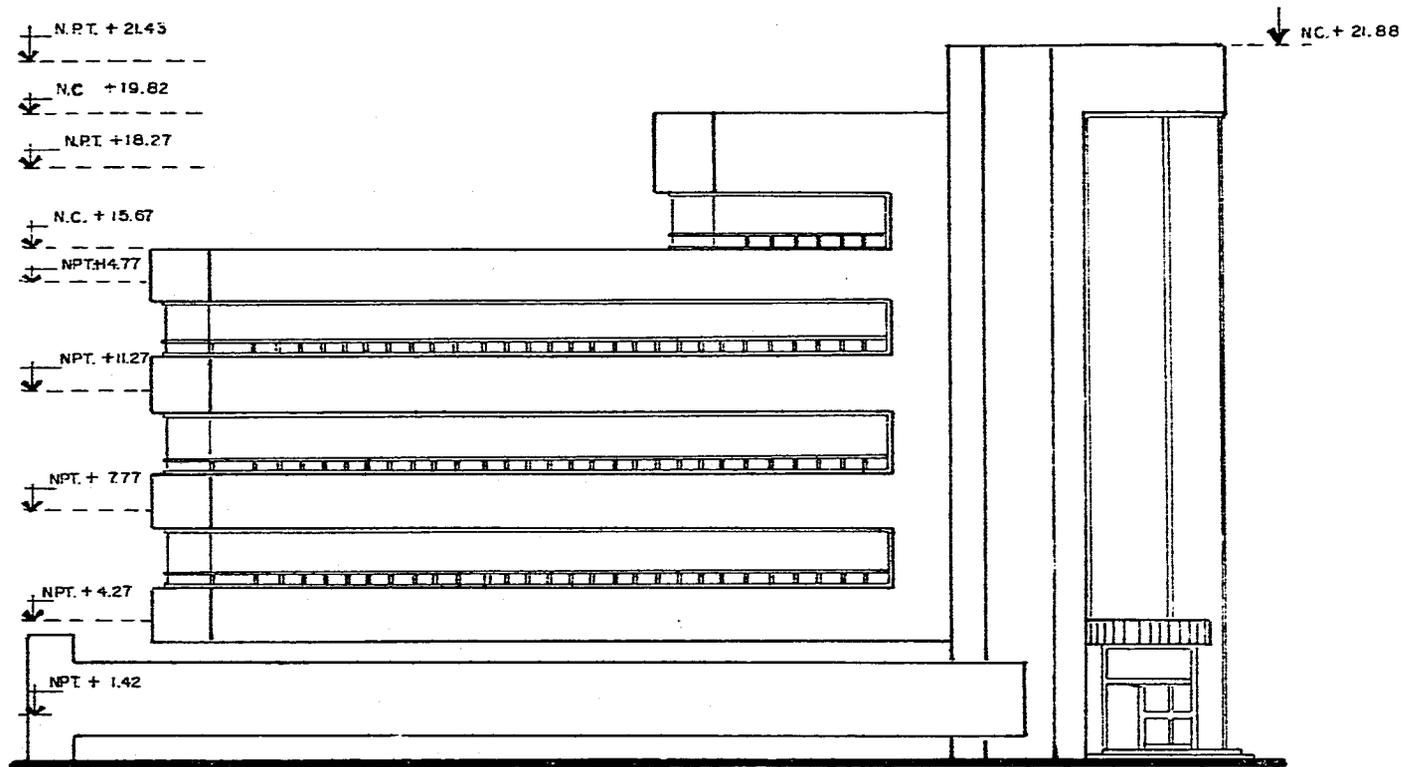
MEDELLIN

|                                      |           |
|--------------------------------------|-----------|
| PLANO: <b>ARQUITECTONICO</b>         |           |
| PROP: PROMOTORA D' INNOVACIONES TEC. |           |
| PROY: PLANTA DEL SDTANO              |           |
| UBIC: MED. No 94                     | CDI: ROMA |
| OBRA: OFIC. EN CONDOMINIO            | A-02      |
|                                      |           |

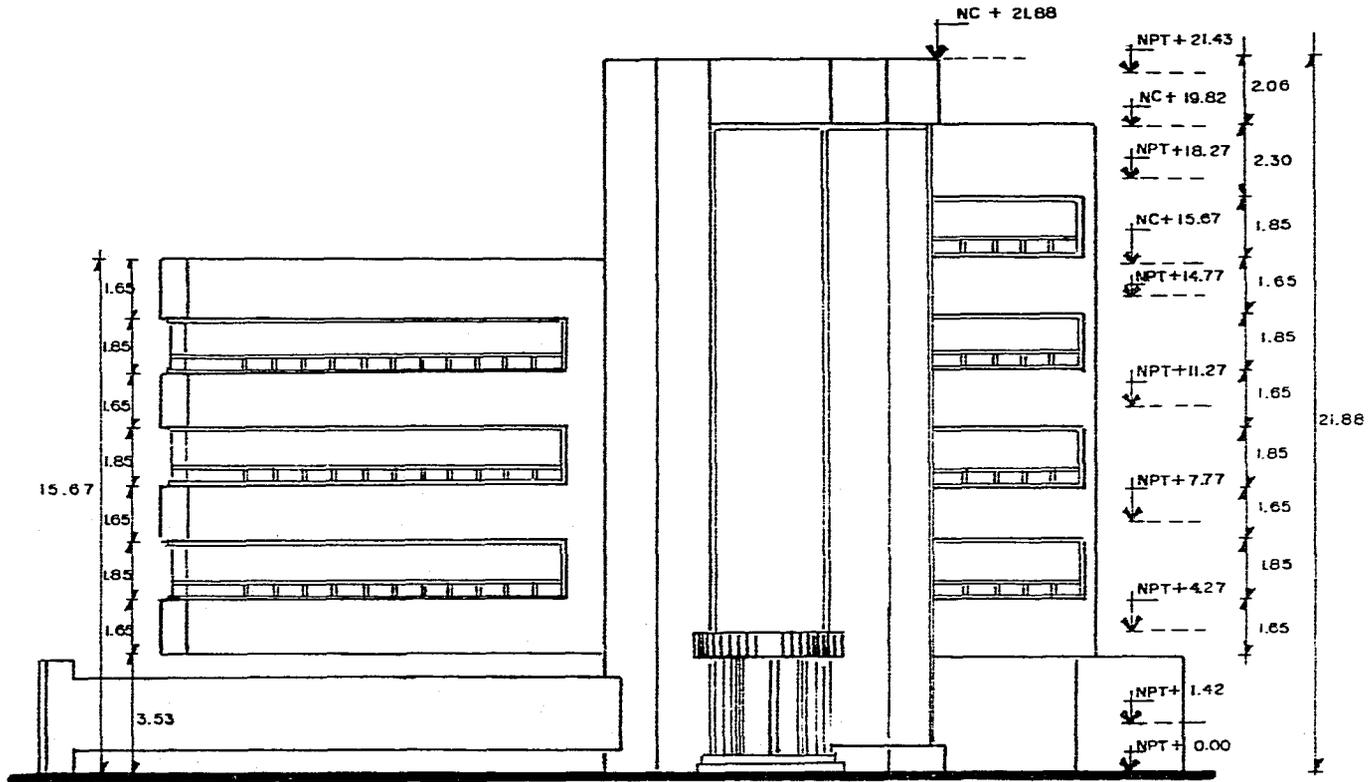




|                          |                                |
|--------------------------|--------------------------------|
| PLANO                    |                                |
| <b>ARQUITECTONICO</b>    |                                |
| PROP.                    | PROMOTORA D' INNOVACIONES TEC. |
| PROY.                    | PLANTA DE AZOTEA               |
| UBIC.                    | MED. No 94 Col. ROMA           |
| OBRA OFIC. EN CONDOMINIO | <b>A-06</b>                    |

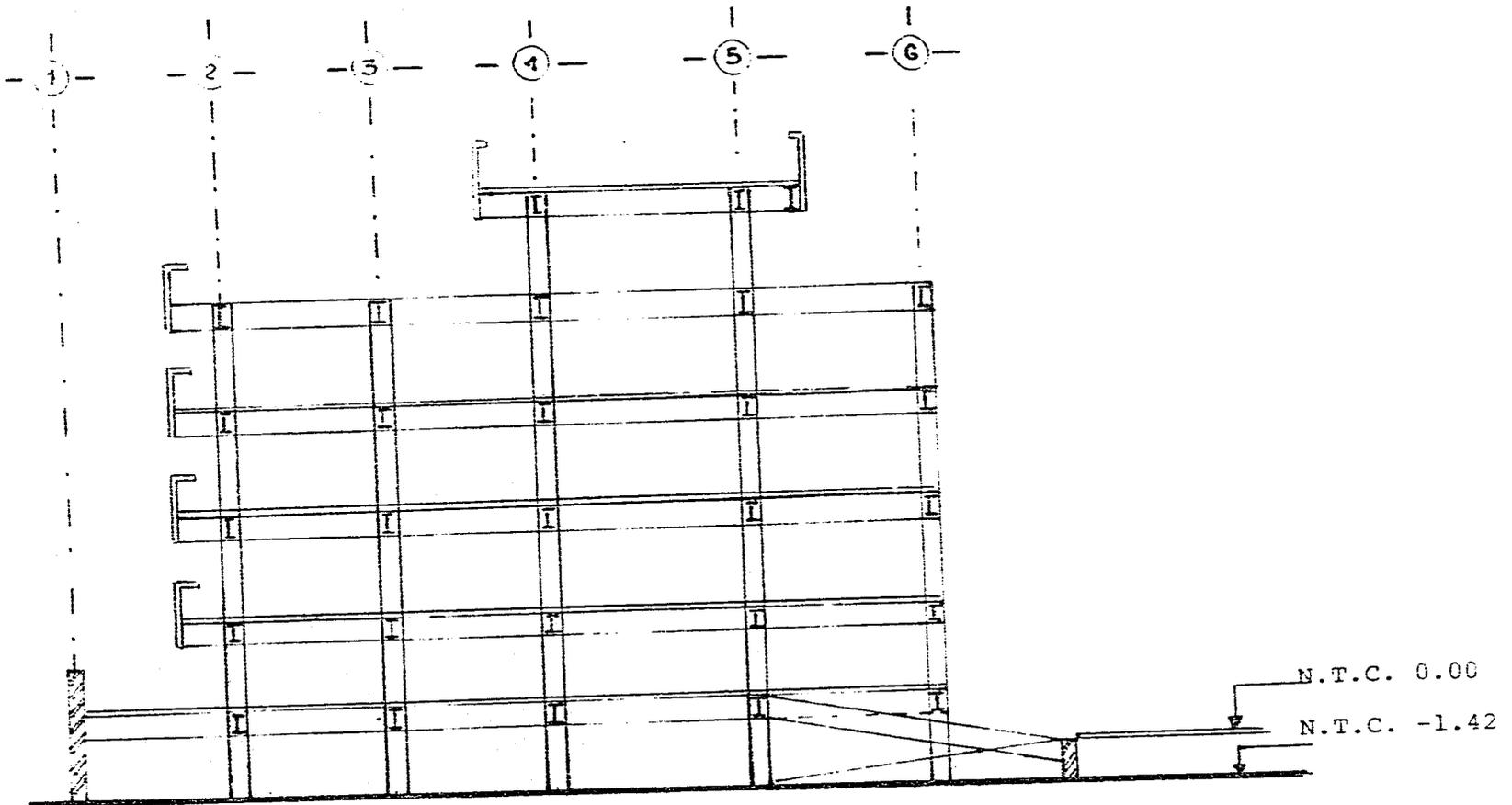


|                                     |          |
|-------------------------------------|----------|
| <b>FACHADA PRINCIPAL</b>            |          |
| PROP. PROMOTORA D INNOVACIONES TEC. |          |
| PROY. ARQUITECTONICO                |          |
| UBIC: MED No 94                     | COI ROMA |
| OBRA: OFIC. EN CONDOMINIO           | A-07     |



|                                     |             |
|-------------------------------------|-------------|
| <b>FACHADA SUR</b>                  |             |
| PROP: PROMOTORA D INNOVACIONES TEC. |             |
| PROY: ARQUITECTONICO                |             |
| URIC: MED. No 94                    | COI ROMA    |
| OBRA: OFIC. EN CONDOMINIO           | <b>A-08</b> |





C O R T E L O N G I T U D I N A L .

## CAPITULO II

### ANTECEDENTES GENERALES DE LA EDIFICACION METALICA

Las estructuras de acero para edificios se clasifican usualmente, de acuerdo con su tipo de construcción en uno de los tres grupos siguientes :

a) Estructura apoyada en muro de carga, b) marcos de acero apoyados sobre columnas de acero, c) estructuras para grandes claros apoyadas en columnas de concreto armado. En un mismo edificio pueden utilizarse más de uno de estos tipos de construcción a continuación se discute nuestro caso.

#### MARCOS DE ACERO :

En las construcciones de marcos de acero, las cargas se transmiten a los cimientos por una retícula de vigas y columnas de acero. Las losas de piso, divisiones, muros exteriores, etc., descansan en su totalidad sobre la retícula. Este tipo de estructura, a menudo es mencionada como construcción de vigas y columnas o marcos continuos.

En la construcción de vigas y columnas, la estructura consiste usualmente de columnas espaciadas, trabes principales y vigas secundarias armadas entre sí, en ambas direcciones, en cada nivel de piso. Un método muy común de arreglo de estos elementos, se muestra en el plano estructural E-2 de nuestro edificio. Las trabes principales se colocan entre las columnas en la dirección de su espaciamiento mayor, mientras que las vigas secundarias son conectadas a las columnas o trabes principales en la dirección corta o como lo requiera el proyecto a ejecutar tomando en cuenta sus claros así como su costo. Con diversos sistemas de piso, pueden utilizarse otros arreglos de vigas principales y secundarias. En nuestro arreglo los muros de fachada descansan sobre toda la estructura metálica.

#### II.1 DESCRIPCION GENERAL DE LAS SECCIONES QUE COMPONEN AL EDIFICIO DE LA ESTRUCTURA METALICA.

Tanto las vigas como las columnas son de gran importancia en la estructuración de un edificio, sin embargo no debemos olvidar que unidas forman un marco, que es como regularmente funciona la estructura.

El marco rígido es una estructura con juntas resistentes a momentos. En las juntas los miembros están rígidamente conectados entre sí, para impedir la rotación relativa de ello cuando se aplican cargas, algunas ventajas de estos marcos son : economía, apariencia y ahorro en altura libre.

Los apoyos de las bases de las columnas del marco rígido, teóricamente puede ser tanto articulado como empotrado, sin embargo para nuestro caso se tiene un apoyo empotrado, ya que el sistema de pilotes se desplanta en un estrato resistente. Este tipo de apoyo está constituido por anclas pasando a través de las placas, fijas a su vez a un dado de concreto. Para el análisis de este tipo de apoyo, es conveniente localizar los ejes de las anclas en la línea que

corresponda al eje neutro de las columnas. Situados en esta línea, perpendicular al pandeo del marco rígido, la resistencia a girar será mínima. Si los pernos se colocaran cerca de las esquinas de la placa de apoyo, se aumentará considerablemente en la base de la columna, la resistencia a la rotación.

A continuación se dará una breve explicación de los miembros que componen un marco rígido, ( Vigas, Columnas y Conexiones )

### VIGAS

Comúnmente se dice que las vigas son miembros que soportan cargas perpendiculares a su eje. Entre los numerosos ejemplos de vigas podemos citar:

- a) Los largueros o vigas secundarias
- b) Vigas de borde en emparrillados

Como se puede observar para la estructuración del Edificio de Medellín se utilizó ambas alternativas, lo que originó una solución satisfactoria, como ya se analizó en los requisitos de regularidad para diseño sísmico, a continuación se dará una breve explicación del arreglo que se llevó a cabo en el edificio de Medellín.

Los largueros o vigas secundarias, se colocaron paralelamente a distancias relativamente, cortas y entre trabes principales para soportar la losa, entrepisos y azotea del edificio, los marcos principales reciben a su vez la carga de la fachada del edificio y las concentraciones de los largueros que se apoyan en las trabes principales.

Los perfiles que se utilizaron en la solución estructural fueron perfiles W que tienen más acero concentrado, con mayores valores en el módulo de sección para el mismo peso por unidad de longitud, como su nombre lo indica, son relativamente anchos sus patines y poseen una apreciable rigidez lateral.

Entre los aspectos que se requiere considerar para el diseño de las vigas se incluyen los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes, el aplastamiento y pandeo del alma, el soporte lateral, la flecha y ocasionalmente la fatiga, indiscutiblemente las vigas que se seleccionaron son aquellas que resisten satisfactoriamente la flexión, y los anteriores requisitos.

En los manuales de gran importancia como lo son **AHMSA** y **AM** se cuenta con un gran número para la selección de los perfiles, pero debe tomarse en cuenta dos aspectos importantes al seleccionar perfiles y estos son :

1.- El costo de los perfiles de acero, depende de su peso por unidad de longitud y por tanto, es conveniente seleccionar el perfil más liviano posible teniendo el módulo de sección requerido ( considerando que la sección seleccionada pueda acomodarse razonablemente dentro de la estructura ).

2.- Los valores de los módulos de sección están dados en una tabla con respecto a los ejes horizontales para vigas en posición vertical usual. Sin embargo también se puede encontrar datos relacionados a los perfiles girados 90 grados, pero el módulo de sección variará. Un perfil W colocado de costado tiene tan solo un 5 a 15 % de la capacidad resistente que tiene en posición vertical.

A continuación se presenta una tabla con las secciones que se utilizaron como traveses y largueros.

**TABLA DE TRABES SERIE W**

**D I M E N S I O N E S ( m m )**

| TRABE | SECCION           | d                    | b <sub>f</sub> | t <sub>w</sub> | t <sub>f</sub> |
|-------|-------------------|----------------------|----------------|----------------|----------------|
| T-1   | W 24 X 76         | 608                  | 228            | 11.2           | 17.3           |
| T-2   | W 24 X 55         | 599                  | 178            | 10.0           | 12.8           |
| T-3   | W 16 X 26         | 399                  | 140            | 6.4            | 8.8            |
| T-4   | W 21 X 44         | 525                  | 165            | 8.9            | 11.4           |
| T-5   | W 18 X 35         | 450                  | 152            | 7.6            | 10.8           |
| T-6   | W 27 X 94         | 684                  | 254            | 12.4           | 18.9           |
| T-7   | VER<br>SECCION II | ver<br>plano<br>E-2. |                |                |                |
| L-1   | W 16 X 26         | 399                  | 140            | 6.4            | 8.8            |

**COLUMNAS**

Cuando una fuerza tiende a comprimir o a cortar un miembro, se dice que los esfuerzos producidos son de compresión, hay diversos tipos de miembros que están a compresión, siendo las columnas el más conocido.

Así como las cargas de tensión tienden a mantener recta a la pieza, las cargas de compresión tienden a pandear fuera del plano de las cargas. En los aspectos que se requiere considerar para el diseño de una columna es el pandeo o flexión lateral, por está razón mientras más larga es una columna para la misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor es su capacidad de carga. Esta es una de las muchas cosas que rigen la altura de las columnas, como se puede apreciar en los planos estructurales las columnas tienen una altura efectiva de 3.50 m, otros factores tales como tipo de conexiones, excentricidades en la aplicación de la carga, esfuerzos residuales de fabricación etc. , son también de gran importancia para el diseño de las columnas.

Si observamos las plantas del edificio de Medellín, ocurre que las columnas mas rígidas fueron utilizadas en el perímetro del edificio, la razón de esto es que las cargas soportadas por una columna de un edificio se aplica arriba de la sección de la misma, y a través de las conexiones de otros miembros ligados a ella. Si las cargas se centran perfectamente sobre la columna, se les llama cargas axiales o concéntricas. Sin embargo para las columnas exteriores o perimetrales, la posición de la carga es probablemente más excéntrica, ya que el centro de gravedad de las cargas cae usualmente en el lado interno de la columna, presentándose de esta manera la flexocompresión.

Las secciones utilizadas como miembros sujetos a tensión son con frecuencia semejantes a aquellas utilizadas como miembros sujetos a compresión, con algunas excepciones. Las excepciones son ocasionadas por el hecho de que las resistencias de los miembros sujetos a compresión varían de algún modo inversamente con la relación  $l/r$  ( que es la relación de esbeltez definida como la relación entre la longitud del elemento y su radio de giro ), y se requieren miembros rígidos. Los perfiles W son probablemente las formas más usadas para columnas de edificios y para miembros a compresión. Sus valores de  $r$ , aunque están lejos de ser iguales con respecto a sus ejes principales, están mucho más cerca del equilibrio, que por ejemplo los de las canales, como observamos en nuestra edificación se utilizaron secciones tipo W pero en cajón para obtener mas rigidez en los marcos.

A continuación se presenta una tabla de las secciones de las columnas que se utilizaron según el nivel en que fueron utilizadas (ver plano estructural E-3):

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

| NIVELES TIPO  | C-1 | C-2 | C-3 | C-4 | C-5 | C-6 | C-7 | PERFIL |
|---------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|--------|
| N.T.C. +21.02 |     |     |     |     |     |     |     |        |
| N.T.C. +18.22 |     |     | II  |     | VI  | III | III |        |
| N.T.C. +14.72 |     | II  | II  |     | VI  | III | III |        |
| N.T.C. +11.22 | II  | II  | II  | VI  | VI  | III | III |        |
| N.T.C. + 7.72 | II  | II  | II  | VI  | VI  | III | III |        |
| N.T.C. + 4.22 | I   | I   | I   | VI  | VI  | V   | V   |        |
| N.T.C. + 1.42 | I   | I   | I   | VI  | VI  | V   | V   |        |
| N.T.C. - 1.42 | IV  | IV  | IV  | VI  | VI  | V   | V   |        |

**T A B L A D E S E C C I O N E S**

**D I M E N C I O N E S ( m m )**

| SECCION | d   | b <sub>f</sub> | t <sub>f</sub> | t <sub>w</sub> |
|---------|-----|----------------|----------------|----------------|
| I       | 400 | 350            | 19             | 19             |
| II      | 400 | 350            | 16             | 16             |
| III     |     | W<br>14x34     |                |                |
| IV      | 400 | 350            | 32             | 32             |
| V       |     | W<br>14x20     |                |                |
| VI      | 400 | 350            | 13             | 13             |

**CONEXIONES**

Las hipótesis relativas al comportamiento de las conexiones constituyen uno de los aspectos más importantes del análisis estructural. Las conexiones transmiten los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales entre vigas y columnas, con lo que se logra que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto.

Como el diseño correcto de un marco rígido requiere un conocimiento completo del comportamiento de sus conexiones, en los intervalos elástico e inelástico, se han realizado muchos estudios, analíticos y experimentales, para determinarlo; la mayor parte de ellos, sobre todo los recientes, se refiere a juntas soldadas, con tornillos de alta resistencia, o con una combinación de ambos.

La capacidad de deformación total de las soldaduras es del mismo orden de magnitud, que el deslizamiento máximo de las conexiones con tornillos de alta resistencia, diseñados por fricción colocados como es usual. Por lo tanto, si se usan los dos tipos de sujetadores en un plano de corte común, la capacidad de la junta combinada resultante puede tomarse igual a la suma de la resistencia a la ruptura de la soldadura más la resistencia al deslizamiento proporcionada por los tornillos.

En conexiones en donde se combinan soldaduras y sujetadores mecánicos diseñados para transmitir la carga por aplastamiento, éstos deslizan antes de que se presente la falla, lo que hace que las soldaduras tengan que resistir una porción indeterminada, pero importante, de la fuerza que les correspondería a los tornillos; por este motivo, las soldaduras deben diseñarse para cargas completas, ignorando la parte, pequeña e indeterminada, que pueden resistir los sujetadores mecánicos.

Las conexiones deben ser capaces de resistir las acciones que se les transmiten los miembros de la estructura que llegan a ellas. En el diseño elástico, el límite de utilidad estructural debería ser la aparición del esfuerzo de fluencia en la junta o en el extremo de alguna de las vigas o columnas. En el diseño plástico, el estado límite lo constituye la formación de una articulación plástica en la junta o en una o varias de las vigas y columnas; las conexiones deben resistir las solicitaciones de los miembros que la rodean hasta que se formen estas articulaciones plásticas necesarias para que la estructura se convierta en un mecanismo ( ver figuras).

Por otra parte los empalmes de las columnas son de gran interés, como observamos en el perfil de la tabla anterior los empalmes se realizaron después de una conexión con una viga, esto se realiza para evitar alguna interferencia que se pudiera presentar en las conexiones, que son de gran importancia. Por lo general las superficies de contacto se maquilan, para que gran parte de la compresión axial (si no es que toda), pueda ser transmitida a través de las áreas en contacto.

## II.2 TIPO DE CIMENTACIÓN EMPLEADA

La forma más común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la construcción. En estos términos, se subdividen en someras y profundas. Las cimentaciones someras son aquellas que se apoyan en estratos pocos profundos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura. Las cimentaciones profundas están constituidas esencialmente por pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción, en nuestro edificio en estudio se utilizaron pilotes de punta, ya que la capacidad de carga que marcan las N.T.C.D.D.F. es de  $4 \text{ t/m}^2$  y es una capacidad escasa para resistir la estructura.

### II.2.1 Función

Los pilotes son postes que se introducen profundamente en el terreno para transmitir las cargas de la cimentación a los estratos más resistentes. Los pilotes se emplean cuando el terreno superficial tiene baja capacidad de carga, cuando se tienen requisitos muy estrictos de asentamientos admisibles y cuando se quieren evitar cimentaciones muy voluminosas apoyadas en estratos de suelo poco favorables para la construcción.

Un pilote desarrolla resistencia por apoyo directo en su punta y por fricción en la superficie de contacto con el suelo. Los pilotes que se apoyan en un estrato de suelo firme, y que por tanto, desarrollan la mayor parte de su resistencia por dicho apoyo directo se denominan pilotes de punta.

En muchos casos ambos componentes de la resistencia son significativos y deben tomarse en cuenta, de manera que la profundidad a que se apoyará un pilote será tal que su resistencia total, debido al efecto combinado de los dos componentes de la resistencia, sea la necesaria para las cargas que debe soportar.

La función más común de los pilotes es la de transmitir cargas de compresión a los estratos resistentes del suelo, en ocasiones se emplean para tomar también

tensiones, como se puede apreciar en los planos estructurales el sistema de pilotes se colocó debajo de un dado de concreto armado es realizado para que funcione como una pequeña zapata, esto sirve para darle continuidad a la estructura y ligarla con la Superestructura, por medio de placas y anclas para la transmisión de las cargas.

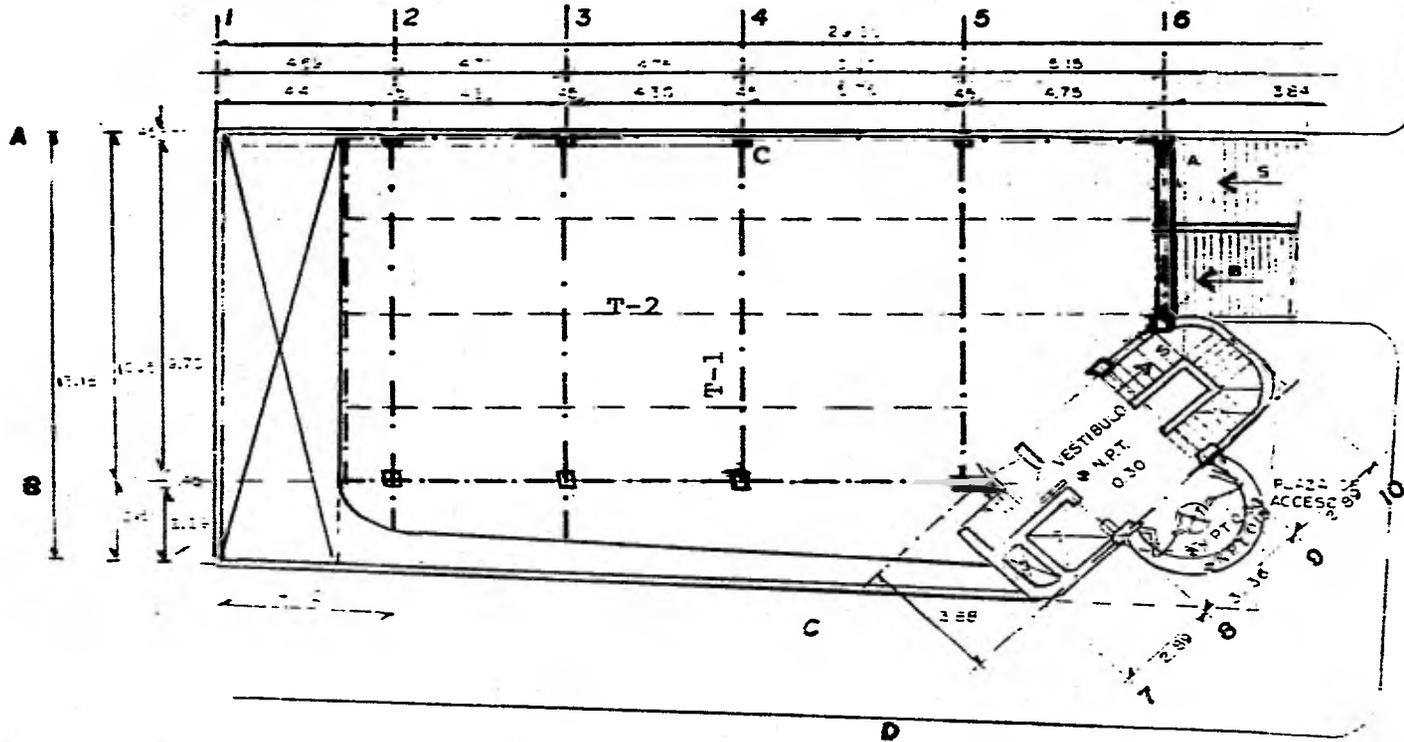
### II.2.2 Criterio de diseño

Los pilotes son elementos estructurales aptos para resistir cargas esencialmente axiales; su capacidad está regida por la carga que puede aceptar el suelo sin que ocurra penetración del pilote y por la carga que es capaz de resistir el pilote mismo sin presentar una falla estructural.

La capacidad para un estado límite de falla en el suelo se determina con procedimientos que marcan las N.T.C.D.D.F., en su sección de cimentaciones profundas, o en su caso para sistemas especiales de pilotes, es necesario recurrir a pruebas de carga en el sitio a falta de un procedimiento comprobado de cálculo de la capacidad de suelo.

El dimensionamiento estructural del pilote se realiza con los procedimientos normales para columnas.

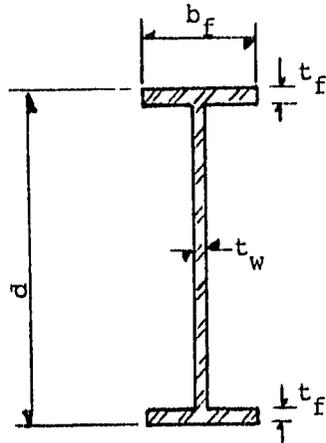
Como se describió en el primer capítulo para la construcción de la cimentación del edificio en estudio se tubo que realizar un estudio de Mecánica de Suelos, lo que seguramente determinó el desplante del sistema de pilotes, Sin embargo cabe recordar que en el capítulo primero se menciona que la zona III cuenta con un estrato potente con un espesor que varía entre 15 y 32 m, lo cual viene a reiterar el porque los pilotes se desplantarón a 18.12 m abajo del nivel de banqueta, la ubicación en planta y el armado de los pilotes se puede observar en los planos estructurales.



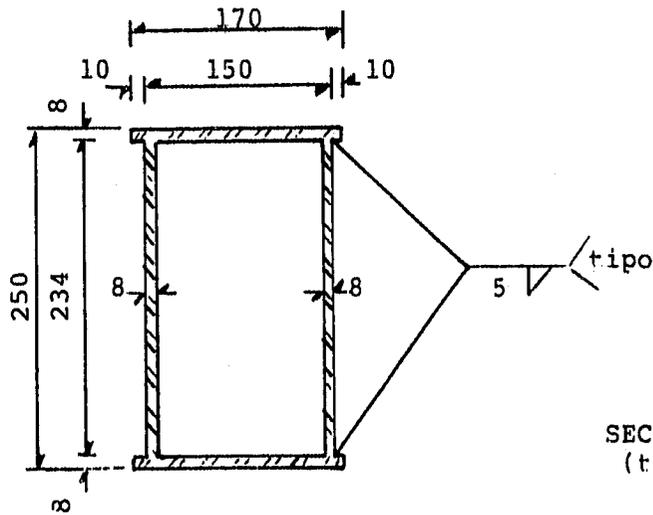
- TRABE PRINCIPAL
- - - TRABE SECUNDARIA
- COLUMNA

|                                     |     |
|-------------------------------------|-----|
| PLANO                               |     |
| <b>ESTRUCTURAL</b>                  |     |
| PROP. PROMOTORA O INNOVACIONES TEC. |     |
| PROY. PLANTA DEL 1º NIVEL           |     |
| BO. MED. No 94 CO. 2                |     |
| TR. OF.C. EN CONDOM.                |     |
|                                     | E-2 |

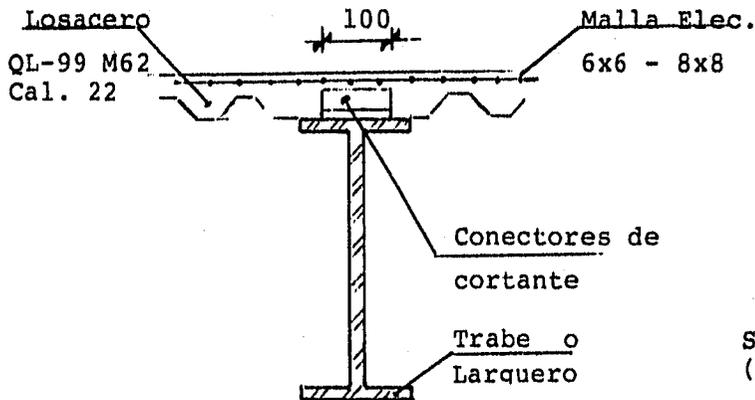
V I G A S



SECCION I  
(tipo)



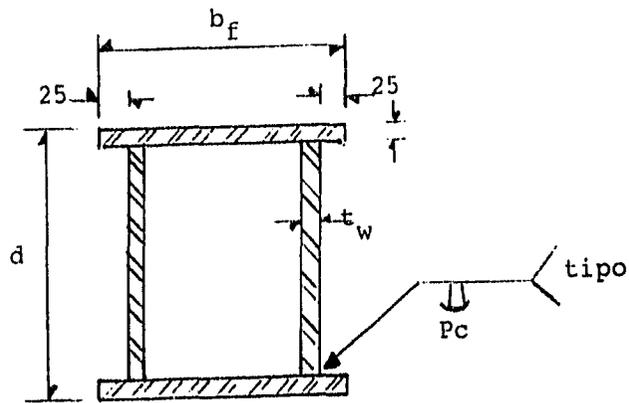
SECCION II  
(trabe T-7)



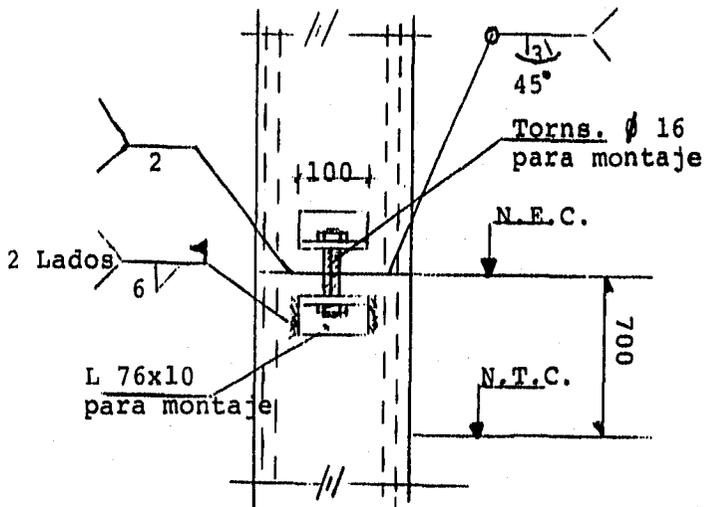
SECCION  
(tipo)

E-2'

C O L U M N A S

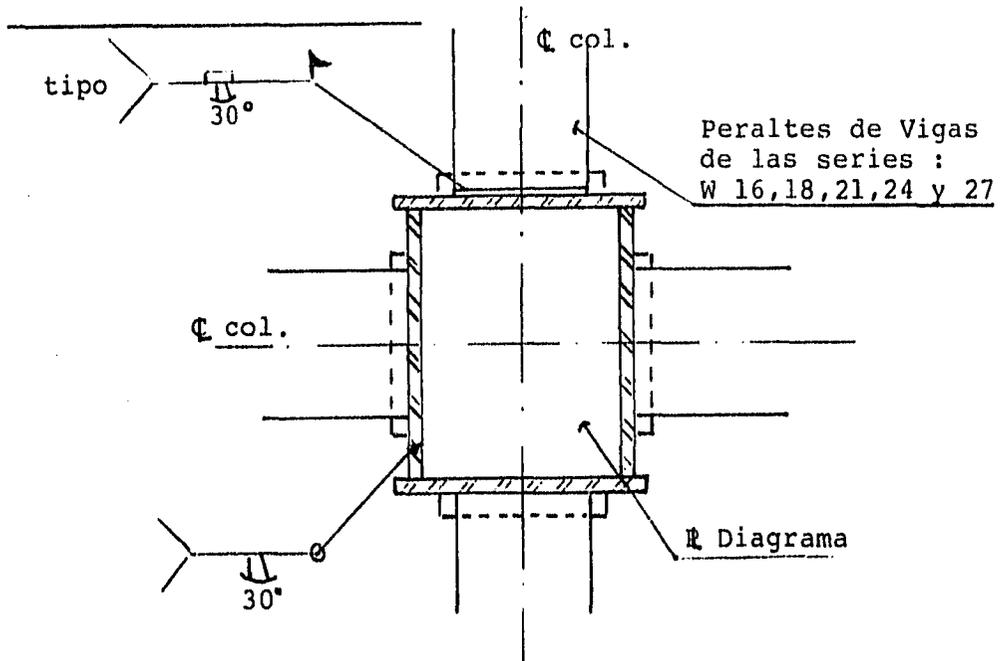


SECCION TIPO  
( Columnas )

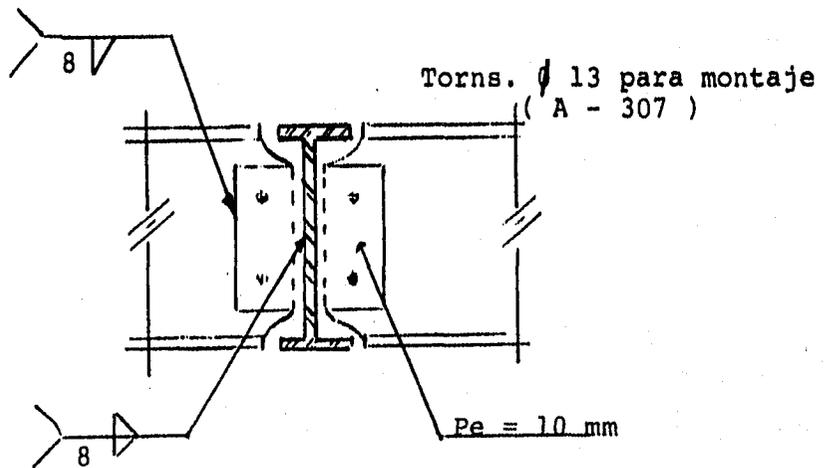


DETALLE 1  
( Empalme para secciones  
iguales de columnas )

C O N E X I O N E S



C O N E X I O N - 1  
( conexion de Trabes  
Princ. a columnas )



SECCION D  
(Tipo)

FIGURAS.

### CAPITULO III

#### ALTERNATIVA DE LA EDIFICACION EN CONCRETO REFORZADO.

Una estructura puede concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada. La función puede ser : salvar un claro, encerrar un espacio, o contener un empuje. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada como un grado razonable de seguridad, de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio. Además, deben satisfacerse otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Si los problemas de diseño se contemplan en toda su complejidad, puede afirmarse que no suelen tener solución única, sino solución razonable. Indudablemente, el ingeniero debe aprovechar el cúmulo de información y metodología científica disponible, pero además tiene que tomar en cuenta otros factores que están fuera del campo de las matemáticas y de la física.

Se ha dicho que el objeto del diseño consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura para que ésta cumpla cierta función con un grado de seguridad razonable, comportandose además satisfactoriamente, una vez en condiciones de servicio. Debido a estos requisitos es preciso conocer las características acción-respuesta de la estructura estudiada.

Las acciones en una estructura son las solicitaciones a que puede estar sometida. Entre éstas se encuentran, por ejemplo, el peso propio, las cargas vivas, las presiones por viento, las aceleraciones por sismo y los asentamientos. La respuesta de una estructura, o de un elemento, es su comportamiento bajo una acción determinada. Puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración.

El problema de la determinación de las relaciones acción-respuesta para estructuras con cualesquiera característica sometidas a toda la gama posible de acciones, es insoluble ya que puede presentarse un número infinito de combinaciones. En los procedimientos de diseño, el dimensionamiento se lleva a cabo normalmente a partir de los elementos mecánicos, calculadas por medio de un análisis de la estructura.

Debe notarse que, para diseñar satisfactoriamente siempre es necesario obtener las acciones interiores inducidas por las exteriores.

La primera condición que debe satisfacer un diseño es que la estructura resultante sea lo suficientemente resistente.

##### III.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES.

Al calcular las secciones, los problemas que se presentan son de dos tipos: De revisión y De diseño. En los primeros se conocen totalmente las dimensiones de la pieza, requiriéndose únicamente determinar la resistencia de la misma. En

los problemas de diseño que es nuestro caso, se conocen las fatigas de trabajo, el claro y las cargas, siendo necesario calcular el armado y las dimensiones de la sección.

Para dimensionar columnas y vigas, se procedió a realizar un análisis de cargas que más adelante se presentara, se obtuvieron áreas tributarias por cada entrepiso, para hacer un análisis somero de las dimensiones de las vigas y columnas.

#### COLUMNAS :

Para el dimensionamiento de las columnas se realizó una estimación preliminar, tomando en cuenta solamente la carga axial que actúa en la columna mas desfavorable.

$$\begin{aligned} \text{Constantes : } f'c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ Fr &= 0.7 \\ f^*c &= 0.8 \times 250 = 200 \\ f''c &= 0.85 \times 200 = 170 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= W \times 6 \\ &= 16.65 \times 6 = 99.9 = 100.0 \text{ ton} \\ e_{\text{min}} &= 0.03 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= P_u (e_{\text{min}}) = 3 \text{ ton}\cdot\text{m} \\ &\text{suponiendo una sección de } 60 \times 60 \\ \text{Cantidad de acero (p)} &= 0.025 \\ \text{Elección del diagrama :} \\ d/h &= 60-5 / 60 = 0.9 \\ q &= p \frac{f_y}{f''c} = 0.025 \frac{4200}{170} = 0.61 \\ e/h &= 3/60 = 0.05 \\ K &= 1.1 \end{aligned}$$

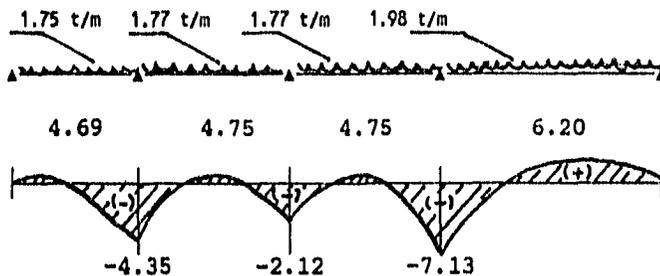
$$\begin{aligned} P_u &= KFr_b h f''c = 1.1 \times 0.75 \times 60^2 \times 170 = 504900 \text{ Kg} \\ &= 504.9 \text{ Ton} > 100.0 \text{ Ton} \end{aligned}$$

se dejara una columna de 60 x 60 cm.

#### VIGAS :

Vigas Principales : Para el dimensionamiento de vigas secundarias se utilizo un método aproximado de análisis estructural, el que utilizamos fue el Método de Cross, a continuación se mostraran los momentos negativos. Se analizaron solamente las vigas secundarias más desfavorables de todos los niveles, como son del mismo orden los momentos y las dimensiones, solamente se mostraran las del nivel +1.42, y el de azotea.

Nivel +1.42



El momento mas desfavorable es -7.13 T.m, se ensayara con una viga de 30 x 50 y se comparara con los porcentajes de acero mínimo (Pmin) y máximo (Pmax), que marcan las N.T.C.D.D.F.

Constantes

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{min} = \frac{(0.7 f'c)^{1/2}}{Fy}, P_{min} = 0.0026$$

$$P_{max} = 0.75 P_b, P_{max} = 0.014$$

$$M = -7.13 \text{ T.m}$$

$$Mu = 1.4 (7.13) = 9.98 \text{ T.m}$$

$$q = 1 - \left( 1 - \frac{2 Mu}{F_r b d^2 f''c} \right)^{1/2}$$

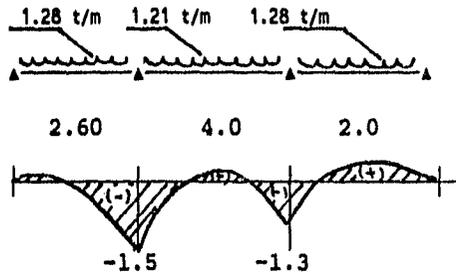
$$q = 1 - \left( 1 - \frac{2 (998000)}{0.9 \times 30 \times 47^2 \times 170} \right)^{1/2}$$

$$q = 0.10$$

$$P = q \frac{f''c}{Fy}, P = 0.004$$

por lo que se observa esta dentro del rango de los porcentajes  $P_{max} > P > P_{min}$ , por lo tanto se deja la sección.

**Nivel +18.22**



El momento mas desfavorable es  $-1.5 \text{ T}\cdot\text{m}$ , se ensayara con una viga de  $20 \times 30$  y se comparara con los porcentajes de acero minimo ( $P_{\min}$ ) y maximo ( $P_{\max}$ ), que marcan las N.T.C.D.D.F.

$$M = -1.5 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 1.4 (1.50) = 2.10 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$q = 1 - \left( 1 - \frac{2 M_u}{F_r b d^2 f''c} \right)^{1/2}$$

$$q = 1 - \left( 1 - \frac{2 (210000)}{0.9 \times 20 \times 27^2 \times 170} \right)^{1/2}$$

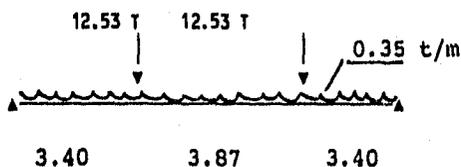
$$q = 0.09$$

$$p = q \frac{f''c}{F_y}, P = 0.004$$

por lo que se observa esta dentro del rango de los porcentajes  $P_{\max} > P > P_{\min}$ , por lo tanto se deja la sección.

**VIGAS PRINCIPALES**

**Nivel +1.42**



El momento mas desfavorable que se produce en está viga simplemente apoyada es de 47.20 T.m, se ensayara con una viga de 45 x 60 y se comparara con los porcentajes de acero minimo (Pmin) y maximo(Pmax), que marcan las N.T.C.D.D.F.

Constantes

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{min} = \frac{(0.7 f'c)^{1/2}}{Fy}, P_{min} = 0.0026$$

$$P_{max} = 0.75 P_b, P_{max} = 0.014$$

$$M = 42.20 \text{ T.m}$$

$$Mu = 1.4 (47.2) = 66.08 \text{ T.m}$$

$$q = 1 - \left( 1 - \frac{2 Mu}{F_r b d^2 f''c} \right)^{1/2}$$

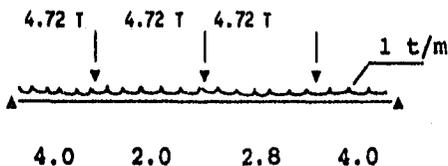
$$q = 1 - \left( 1 - \frac{2 (6608000)}{0.9 \times 45 \times 57^2 \times 170} \right)^{1/2}$$

$$q = 0.36$$

$$p = q \frac{f''c}{Fy}, P = 0.014$$

por lo que se observa esta en el limite de los porcentajes  $P_{max} > P > P_{min}$ , por lo tanto se deja la sección y tendrá que ser una viga doblemente armada.

Nivel +18.22



El momento mas desfavorable que se produce en está viga simplemente apoyada es de 54.40 T.m, se ensayara con una viga de 45 x 60 y se comparara con los porcentajes de acero minimo (Pmin) y maximo(Pmax), que marcan las N.T.C.D.D.F.

Constantes

Constantes

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{min} = \frac{(0.7 f'c)^{1/2}}{Fy}, \quad P_{min} = 0.0026$$

$$P_{max} = 0.75 P_b, \quad P_{max} = 0.014$$

$$M = 54.40 \text{ T m}$$

$$Mu = 1.4 (54.4) = 76.16 \text{ T m}$$

$$q = 1 - \left( 1 - \frac{2 Mu}{Fr b d^2 f''c} \right)^{1/2}$$

$$q = 1 - \left( 1 - \frac{2 (7610000)}{0.9 \times 45 \times 57^2 \times 170} \right)^{1/2}$$

$$q = 0.42$$

$$p = q \frac{f''c}{Fy}, \quad p = 0.017 > P_{max} = 0.014$$

por lo que se observa esta fuera del rango de los porcentajes  $P_{max} > p > P_{min}$ , por lo tanto se deja la sección y tendrá que ser una viga doblemente armada.

### III.2 DETERMINACION DE CARGAS

Las principales solicitaciones o acciones a que puede estar sujeta una estructura son : cargas muertas, cargas vivas , cargas permanentes, así como cargas dinámicas impuestas por un sismo o por presión de un viento. También se consideran como solicitaciones las deformaciones de la estructura inducidas por asentamientos, contracción, flujo plástico y cambios de temperatura.

### III.3 CARGAS GRAVITACIONALES.

Las cargas muertas han sido consideradas de acuerdo al proyecto arquitectónico, las vivas y accidentales empleando las recomendadas en el Reglamento De Construcciones Para El Distrito Federal para el uso al que estará destinada la edificación, obteniéndose las siguientes cargas de servicio :

| AZOTEA (nivel +18.22)                                |                              | (Peso<br>Volumetrico) |
|--|------------------------------|-----------------------|
| <b>Carga Muerta</b>                                  |                              |                       |
| Losa de concreto de 15cm.                            | .....0.15 m x 2400 Kg/m..... | 360 Kg/m <sup>2</sup> |
| Relleno de Tezontle                                  | .....0.20 m x 950 Kg/m ..... | 190 Kg/m <sup>2</sup> |
| Impermeabilizante                                    | .....                        | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Firme de mortero cemento                             | .....0.03 m x 2100 Kg/m..... | 63 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Instalaciones  | .....                        | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Plafón de yeso                                       | .....0.03 m x 1100 Kg/m..... | 33 Kg/m <sup>2</sup>  |
| SUMA   |                              | 652 Kg/m <sup>2</sup> |
| Carga muerta adicional por reglamento (art 197)..... |                              | 40 Kg/m <sup>2</sup>  |
| SUMA   |                              | 692 Kg/m <sup>2</sup> |
| Carga viva   |                              | 100 Kg/m <sup>2</sup> |
| TOTAL  |                              | 792 Kg/m <sup>2</sup> |

| AZOTEA (nivel +14.77)                                |                              | (Peso<br>Volumetrico) |
|--|------------------------------|-----------------------|
| <b>Carga Muerta</b>                                  |                              |                       |
| Losa de concreto de 15cm.                            | .....0.15 m x 2400 Kg/m..... | 360 Kg/m <sup>2</sup> |
| Relleno de Tezontle                                  | .....0.30 m x 950 Kg/m ..... | 285 Kg/m <sup>2</sup> |
| Impermeabilizante                                    | .....                        | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Firme de mortero cemento                             | .....0.03 m x 2100 Kg/m..... | 63 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Instalaciones  | .....                        | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Plafón de yeso                                       | .....0.03 m x 1100 Kg/m..... | 33 Kg/m <sup>2</sup>  |
| SUMA   |                              | 747 Kg/m <sup>2</sup> |
| Carga muerta adicional por reglamento (art 197)..... |                              | 40 Kg/m <sup>2</sup>  |
| SUMA   |                              | 787 Kg/m <sup>2</sup> |
| Carga viva   |                              | 100 Kg/m <sup>2</sup> |
| TOTAL  |                              | 887 Kg/m <sup>2</sup> |

| ENTREPISO (PLANTA TIPO)                               |                               | (Peso<br>Volumetrico) |
|---|-------------------------------|-----------------------|
| <b>Carga Muerta</b>                                   |                               |                       |
| Losa de concreto de 15cm.                             | .....0.15 m x 2400 Kg/m ..... | 360 Kg/m <sup>2</sup> |
| Paredes divisorias Tablaroca                          | .....                         | 50 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Recubrimiento de Piso ( losa<br>vinilica y alfombra ) | .....                         | 10 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Firme de mortero cemento                              | .....0.03 m x 2100 Kg/m ..... | 63 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Instalaciones   | .....                         | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Plafón de yeso  | .....0.03 m x 1100 kg/m ..... | 33 Kg/m <sup>2</sup>  |
| SUMA  |                               | 519 Kg/m <sup>2</sup> |

|  |       |                   |
|--|-------|-------------------|
| Carga muerta adicional por reglamento (art 197)..... | 40    | Kg/m <sup>2</sup> |
|  | ----- |                   |
| SUMA .....   | 559   | Kg/m <sup>2</sup> |
| Carga viva .....                                     | 250   | Kg/m <sup>2</sup> |
|  | ----- |                   |
| TOTAL .....  | 809   | Kg/m <sup>2</sup> |

III.4 CARGAS ACCIDENTALES.

|  |                          |                       |
|--|--------------------------|-----------------------|
| AZOTEA (nivel +18.22)                                | (Peso<br>Volumetrico)    |                       |
| Carga Muerta   |                          |                       |
| Losa de concreto de 15cm. ....                       | 0.15 m x 2400 Kg/m ..... | 360 Kg/m <sup>2</sup> |
| Relleno de Tezontle .....                            | 0.20 m x 950 Kg/m .....  | 190 Kg/m <sup>2</sup> |
| Impermeabilizante .....                              | .....                    | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Firme de mortero cemento .....                       | 0.03 m x 2100 Kg/m.....  | 63 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Instalaciones .....                                  | .....                    | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Plafón de yeso .....                                 | 0.03 m x 1100 Kg/m ..... | 33 Kg/m <sup>2</sup>  |
|  |                          | -----                 |
|  |                          | 652 Kg/m <sup>2</sup> |
| Carga muerta adicional por reglamento (art 197)..... | 40                       | Kg/m <sup>2</sup>     |
|  | -----                    |                       |
| SUMA .....   | 692                      | Kg/m <sup>2</sup>     |
| Carga viva .....                                     | 70                       | Kg/m <sup>2</sup>     |
|  | -----                    |                       |
| TOTAL .....  | 762                      | Kg/m <sup>2</sup>     |

|  |                          |                       |
|--|--------------------------|-----------------------|
| AZOTEA (nivel +14.77)                                | (Peso<br>Volumetrico)    |                       |
| Carga Muerta   |                          |                       |
| Losa de concreto de 15cm. ....                       | 0.15 m x 2400 Kg/m ..... | 360 Kg/m <sup>2</sup> |
| Relleno de Tezontle .....                            | 0.30 m x 950 Kg/m .....  | 285 Kg/m <sup>2</sup> |
| Impermeabilizante .....                              | .....                    | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Firme de mortero cemento .....                       | 0.03 m x 2100 Kg/m.....  | 63 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Instalaciones .....                                  | .....                    | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Plafón de yeso .....                                 | 0.03 m x 1100 Kg/m.....  | 33 Kg/m <sup>2</sup>  |
|  |                          | -----                 |
|  |                          | 747 Kg/m <sup>2</sup> |
| Carga muerta adicional por reglamento (art 197)..... | 40                       | Kg/m <sup>2</sup>     |
|  | -----                    |                       |
| SUMA .....   | 787                      | Kg/m <sup>2</sup>     |
| Carga viva .....                                     | 70                       | Kg/m <sup>2</sup>     |
|  | -----                    |                       |
| TOTAL .....  | 857                      | Kg/m <sup>2</sup>     |

| ENTREPISO (PLANTA TIPO)                                     | (Peso<br>Volumetrico) |
|---|-----------------------|
| <b>Carga Muerta</b>   |                       |
| Losa de concreto de 15cm. ....0.15 m x 2400 Kg/m .....      | 360 Kg/m <sup>2</sup> |
| Paredes divisorias Tablaroca .....                          | 50 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Recubrimiento de Piso ( losa<br>vinilica y alfombra ) ..... | 10 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Firme de mortero cemento ....0.03 m x 2100 Kg/m .....       | 63 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Instalaciones .....   | 3 Kg/m <sup>2</sup>   |
| Plafón de yeso ....0.03 m x 1100 kg/m .....                 | 33 Kg/m <sup>2</sup>  |
| <hr/>   |                       |
| SUMA .....  | 519 Kg/m <sup>2</sup> |
| Carga muerta adicional por reglamento (art 197).....        | 40 Kg/m <sup>2</sup>  |
| <hr/>   |                       |
| SUMA .....  | 559 Kg/m <sup>2</sup> |
| Carga viva .....  | 180 Kg/m <sup>2</sup> |
| <hr/>   |                       |
| TOTAL .....   | 739 Kg/m <sup>2</sup> |

**TABLA DE RESUMEN**

**CARGAS DE SERVICIO EN AZOTEA (+18.27)**

| CARGAS   | GRAVITACIONALES       | SISMO                 |
|----------|-----------------------|-----------------------|
| Muertas  | 692 Kg/m <sup>2</sup> | 692 Kg/m <sup>2</sup> |
| Vivas    | 100 Kg/m <sup>2</sup> | 70 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Servicio | 792 Kg/m <sup>2</sup> | 762 Kg/m <sup>2</sup> |

**CARGAS DE SERVICIO EN AZOTEA(+14.77)**

| CARGAS   | GRAVITACIONALES       | SISMO                 |
|----------|-----------------------|-----------------------|
| Muertas  | 787 Kg/m <sup>2</sup> | 787 Kg/m <sup>2</sup> |
| Vivas    | 100 Kg/m <sup>2</sup> | 70 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Servicio | 887 Kg/m <sup>2</sup> | 857 Kg/m <sup>2</sup> |

**CARGAS DE SERVICIO EN ENTREPISO.**

| CARGAS   | GRAVITACIONALES       | SISMO                 |
|----------|-----------------------|-----------------------|
| Muertas  | 559 Kg/m <sup>2</sup> | 559 Kg/m <sup>2</sup> |
| Vivas    | 250 Kg/m <sup>2</sup> | 180 Kg/m <sup>2</sup> |
| Servicio | 809 Kg/m <sup>2</sup> | 739 Kg/m <sup>2</sup> |

CAPITULO IV.

DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONCRETO

IV.1 .- RESULTADOS DEL PROGRAMA DE ANALISIS ESTRUCTURAL DE CONCRETO.

```

          $$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$
        $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$
      $$ $$$$$$ $$ $$ $$ $$ $$ $$ $$ $$ $$
    $$$ $$$$$$ $$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$
  $$$$$$ $$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$
    $$$ $$ $$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$$$$ $$$
  $$$$$$$$$$ $$$ $$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$
$$$$$$$$$$ $$$ $$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$

```

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS

VERSION 5.10

Copyright (C) 1978-1989  
EDWARD L. WILSON  
All rights reserved

C MARCO DE 6 NIVELES EJE 3

FRAME ELEMENT FORCES

| ELT<br>ID | LOAD<br>COMB | AXIAL<br>FORCE | DIST<br>ENDI | 1-2 PLANE |        |
|-----------|--------------|----------------|--------------|-----------|--------|
|           |              |                |              | SHEAR     | MOMENT |
| 1 -----   |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -1.93          | .0           | -1.61     | 2.25   |
|           |              |                | 2.8          | -1.61     | -2.32  |
| 2         | 2            | -11.87         | .0           | -12.69    | 20.49  |
|           |              |                | 2.8          | -12.69    | -15.56 |
| 2 -----   |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -130.45        | .0           | -8.19     | 8.52   |
|           |              |                | 2.8          | -8.19     | -14.74 |
| 2         | 2            | -101.42        | .0           | -13.25    | 21.39  |
|           |              |                | 2.8          | -13.25    | -16.23 |
| 4 -----   |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -105.47        | .0           | -15.27    | 22.47  |
|           |              |                | 2.8          | -15.27    | -20.27 |
| 2         | 2            | -90.60         | .0           | -21.72    | 37.65  |
|           |              |                | 2.8          | -21.72    | -23.17 |
| 6 -----   |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -79.31         | .0           | -11.17    | 19.08  |
|           |              |                | 3.5          | -11.17    | -20.02 |
| 2         | 2            | -67.37         | .0           | -13.20    | 21.52  |
|           |              |                | 3.5          | -13.20    | -24.67 |
| 8 -----   |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -53.09         | .0           | -10.09    | 19.25  |
|           |              |                | 3.5          | -10.09    | -16.06 |
| 2         | 2            | -44.34         | .0           | -11.21    | 18.46  |
|           |              |                | 3.5          | -11.21    | -20.77 |
| 10 -----  |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -26.85         | .0           | -17.87    | 24.08  |
|           |              |                | 3.5          | -17.87    | -38.48 |
| 2         | 2            | -22.06         | .0           | -15.53    | 19.23  |
|           |              |                | 3.5          | -15.53    | -35.14 |
| 3 -----   |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -107.04        | .0           | 9.80      | -9.06  |
|           |              |                | 2.8          | 9.80      | 18.77  |
| 2         | 2            | -74.83         | .0           | 4.25      | 5.26   |
|           |              |                | 2.8          | 4.25      | 17.31  |
| 5 -----   |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -86.03         | .0           | 15.27     | -21.19 |
|           |              |                | 2.8          | 15.27     | 21.55  |
| 2         | 2            | -59.86         | .0           | 6.33      | -5.74  |
|           |              |                | 2.8          | 6.33      | 11.99  |
| 7 -----   |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -64.67         | .0           | 11.17     | -18.64 |
|           |              |                | 3.5          | 11.17     | 20.47  |
| 2         | 2            | -45.75         | .0           | 3.74      | -6.21  |
|           |              |                | 3.5          | 3.74      | 6.88   |
| 9 -----   |              |                |              |           |        |
| 1         | 1            | -43.36         | .0           | 10.09     | -19.10 |
|           |              |                | 3.5          | 10.09     | 16.21  |
| 2         | 2            | -31.43         | .0           | 4.71      | -11.88 |

|    |   |        |        |        |
|----|---|--------|--------|--------|
|    |   | 3.5    | 4.71   | 4.59   |
| 11 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | -22.06 |        |        |
|    |   | .0     | 17.87  | -24.07 |
|    |   | 3.5    | 17.87  | 38.49  |
|    | 2 | -16.37 |        |        |
|    |   | .0     | 12.55  | -18.59 |
|    |   | 3.5    | 12.55  | 25.35  |
| 12 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | -1.61  |        |        |
|    |   | .0     | 1.93   | -2.32  |
|    |   | 1.1    | .00    | -1.31  |
|    |   | 3.0    | -3.57  | -4.78  |
|    | 2 | -12.69 |        |        |
|    |   | .0     | 11.87  | -15.56 |
|    |   | 3.0    | 7.55   | 13.56  |
| 13 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | 5.47   |        |        |
|    |   | .0     | 21.41  | -42.00 |
|    |   | 3.4    | 3.27   | 20.19  |
|    |   | 5.2    | .00    | 23.11  |
|    |   | 6.8    | -14.77 | 20.86  |
|    |   | 10.2   | -21.01 | -39.97 |
|    | 2 | -4.22  |        |        |
|    |   | .0     | 18.36  | -40.32 |
|    |   | 3.4    | 4.11   | 13.79  |
|    |   | 6.3    | .00    | 19.66  |
|    |   | 6.8    | -10.06 | 19.49  |
|    |   | 10.2   | -14.96 | -23.06 |
| 14 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | .00    |        |        |
|    |   | .0     | .00    | .00    |
|    |   | 2.1    | -4.12  | -4.32  |
|    | 2 | .00    |        |        |
|    |   | .0     | .00    | .00    |
|    |   | 2.1    | -3.23  | -3.40  |
| 16 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | .00    |        |        |
|    |   | .0     | .00    | .00    |
|    |   | 2.1    | -4.12  | -4.32  |
|    | 2 | .00    |        |        |
|    |   | .0     | .00    | .00    |
|    |   | 2.1    | -3.23  | -3.40  |
| 18 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | .00    |        |        |
|    |   | .0     | .00    | .00    |
|    |   | 2.1    | -4.12  | -4.32  |
|    | 2 | .00    |        |        |
|    |   | .0     | .00    | .00    |
|    |   | 2.1    | -3.23  | -3.40  |
| 20 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | .00    |        |        |
|    |   | .0     | .00    | .00    |
|    |   | 2.1    | -3.97  | -4.17  |
|    | 2 | .00    |        |        |
|    |   | .0     | .00    | .00    |
|    |   | 2.1    | -3.12  | -3.27  |
| 15 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | -4.09  |        |        |
|    |   | .0     | 22.05  | -43.68 |
|    |   | 3.4    | 3.63   | 19.96  |
|    |   | 5.2    | .00    | 23.32  |
|    |   | 6.8    | -14.70 | 21.11  |
|    |   | 10.2   | -21.36 | -40.20 |
|    | 2 | -8.52  |        |        |
|    |   | .0     | 20.00  | -48.09 |
|    |   | 3.4    | 5.52   | 11.02  |
|    |   | 6.8    | -8.87  | 20.88  |
|    |   | 10.2   | -14.11 | -18.19 |
| 17 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | -1.09  |        |        |
|    |   | .0     | 22.10  | -43.59 |
|    |   | 3.4    | 3.68   | 20.23  |
|    |   | 5.3    | .00    | 23.69  |
|    |   | 6.8    | -14.65 | 21.56  |
|    |   | 10.2   | -21.31 | -39.56 |
|    | 2 | -1.99  |        |        |

|    |   |        |        |        |
|----|---|--------|--------|--------|
|    |   | .0     | 19.79  | -46.53 |
|    |   | 3.4    | 5.32   | 11.86  |
|    |   | 6.8    | -9.08  | 21.03  |
|    |   | 10.2   | -14.32 | -18.76 |
| 19 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | 7.79   |        |        |
|    |   | .0     | 22.12  | -44.46 |
|    |   | 3.4    | 3.69   | 19.42  |
|    |   | 5.3    | .00    | 22.90  |
|    |   | 6.8    | -14.63 | 20.80  |
|    |   | 10.2   | -21.30 | -40.27 |
|    | 2 | 4.33   |        |        |
|    |   | .0     | 19.05  | -43.40 |
|    |   | 3.4    | 4.57   | 12.46  |
|    |   | 6.4    | .00    | 19.25  |
|    |   | 6.8    | -9.83  | 19.13  |
|    |   | 10.2   | -15.06 | -23.18 |
| 21 |   | -----  |        |        |
|    | 1 | -17.87 |        |        |
|    |   | .0     | 22.88  | -42.65 |
|    |   | 3.4    | 3.58   | 24.23  |
|    |   | 5.3    | .00    | 27.61  |
|    |   | 6.8    | -15.64 | 25.60  |
|    |   | 10.2   | -22.06 | -38.49 |
|    | 2 | -15.53 |        |        |
|    |   | .0     | 18.94  | -38.41 |
|    |   | 3.4    | 3.77   | 17.42  |
|    |   | 5.9    | .00    | 22.21  |
|    |   | 6.8    | -11.32 | 21.73  |
|    |   | 10.2   | -16.37 | -25.35 |

PROGRAM: SAP90/FILE: marco3.SOL  
C MARCO DE 6 NIVELES EJE 3

J O I N T   D I S P L A C E M E N T S

LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

| JOINT | U(X)      | U(Z)       | R(Y)       |
|-------|-----------|------------|------------|
| 1     | .000000   | .000000    | .000000    |
| 2     | .000000   | .000000    | .000000    |
| 3     | .000000   | .000000    | .000000    |
| 4     | .1218E-03 | -.6885E-05 | -.4730E-05 |
| 5     | .1298E-03 | -.4649E-03 | -.3691E-03 |
| 6     | .3701E-04 | -.3815E-03 | .5771E-03  |
| 7     | .4451E-03 | -.5970E-03 | -.7136E-04 |
| 8     | .4451E-03 | -.8355E-03 | -.2401E-03 |
| 9     | .5146E-03 | -.6838E-03 | .5984E-03  |
| 10    | .001154   | -.000801   | -.000140   |
| 11    | .001154   | -.001184   | -.000309   |
| 12    | .001173   | -.000968   | .000732    |
| 13    | .001989   | -.001525   | .000094    |
| 14    | .001989   | -.001417   | -.000075   |
| 15    | .001857   | -.001158   | .000521    |
| 16    | .002553   | .000581    | -.000967   |
| 17    | .002553   | -.001535   | -.001129   |
| 18    | .002856   | -.001255   | .001577    |

PROGRAM:SAP90/FILE:marco3.SOL  
C MARCO DE 6 NIVELES EJE 3

J O I N T D I S P L A C E M E N T S

LOAD COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

| JOINT | U(X)    | U(Z)     | R(Y)     |
|-------|---------|----------|----------|
| 1     | .000000 | .000000  | .000000  |
| 2     | .000000 | .000000  | .000000  |
| 3     | .000000 | .000000  | .000000  |
| 4     | .001429 | -.000042 | .000293  |
| 5     | .001493 | -.000361 | .000307  |
| 6     | .001564 | -.000267 | .001340  |
| 7     | .005200 | -.003313 | .001287  |
| 8     | .005200 | -.000680 | .001154  |
| 9     | .005345 | -.000477 | .001706  |
| 10    | .010810 | -.003124 | .001056  |
| 11    | .010810 | -.000976 | .000924  |
| 12    | .010843 | -.000678 | .001755  |
| 13    | .015423 | -.002965 | .000888  |
| 14    | .015423 | -.001170 | .000755  |
| 15    | .015349 | -.000816 | .001222  |
| 16    | .018350 | -.000610 | -.000281 |
| 17    | .018350 | -.001267 | -.000409 |
| 18    | .018614 | -.000888 | .001716  |

C MARCO DE 6 NIVELES EJE 3

SYSTEM

L=2 W=0

JOINTS

1 X=13.15 Y=0.0 Z=0.0  
4 X=13.15 Z=2.84  
7 X=12.25 Z=5.64  
16 X=12.25 Z=16.14 G=7,16,3  
2 X=10.15 Z=0.0  
5 X=10.15 Z=2.84  
8 X=10.15 Z=5.64  
11 X=10.15 Z=9.14  
14 X=10.15 Z=12.64  
17 X=10.15 Z=16.14  
3 X=0.0 Z=0.0  
6 X=0.0 Z=2.84  
9 X=0.0 Z=5.64  
18 X=0.0 Z=16.14 G=9,18,3

RESTRAINTS

1,18,1 R=0,1,0,1,0,1

1,3,1 R=1,1,1,1,1,1

FRAME

NM=2 NL=6

1 I=0.0081 A=0.27 E=2213594.4 W=.648

2 I=0.0108 A=0.36 E=2213594.4 W=.864

1 WL=0,-1.31 PLD=3.40,-8.5,0.0,6.75,-8.5,0.0

2 WL=0,-1.4 PLD=3.40,-8.4,0.0,6.75,-8.4,0.0

3 WL=0,-1.35 PLD=3.40,-9.2,0.0,6.75,-9.2,0.0

4 WL=0,-1.31

5 WL=0,-1.4

6 WL=0,-1.35

C COLUMNAS

1,1,4 M=2 LP=2,0

2,2,5 G=4,2,3,3 M=2

3,3,6 G=4,2,3,3 M=2

C VIGAS

12,4,5 M=1 NSL=4

13,5,6 M=1 NSL=1

14,7,8 G=2,2,3,3 M=1 NSL=5

20,16,17 M=1 NSL=6

15,8,9 G=2,2,3,3 M=1 NSL=2

21,17,18 M=1 NSL=3

LOADS

6 F=5.73 L=2

9 F=5.39 L=2

12 F=2.69 L=2

15 F=3.20 L=2

18 F=2.71 L=2

COMBOL

1 C=1.4

2 C=1.1,1.1

#### IV.2 .- OBTENCION DE LAS CANTIDADES DE ACERO DE REFUERZO DE LAS SIGUIENTES SECCIONES

Se ha dicho repetidamente que uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismos es el relativo al dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y de sus conexiones, de manera que la estructura se comporte en forma congruente con lo que se ha obtenido en el análisis estructural (ya sea en forma manual o con ayuda de algún programa de computadora)

A este respecto, los puntos más importantes son los relativos a que las secciones individuales sean capaces de desarrollar el grado de ductilidad implícito en el diseño y a que la estructura en su conjunto pueda, en caso de estar sujeta a un sismo intenso, desarrollar mecanismos de deformación inelástica que le permitan disipar la energía del sismo sin llegar al colapso, como se puede observar en el listado anterior en varios casos rige el sismo sobre la carga gravitacional.

Los requisitos de estructuración, dimensionamiento y detallado se hacen cada vez más riguroso debido a las fallas que se suscitaron en los edificios del sismo del 85 que tuvo gran repercusión para que se tomara en cuenta cambios en el reglamento del D.D.F. y las Normas Complementarias. Los factores de reducción por ductilidad especificados por los reglamentos son índices de la cantidad de energía que la estructura debe ser capaz de disipar con un comportamiento inelástico y no corresponden generalmente a factores de ductilidad reales; más bien la ductilidad que debe ser capaz de desarrollar localmente una sección es en general muy superior al factor de reducción adoptado. Los factores de reducción por ductilidad aceptados implícitamente, por los reglamentos de estructuras de concreto son de orden de cuatro para estructuras a base de marcos y, en general, menores para estructuras cuya resistencia a cargas laterales se debe esencialmente a muros de concreto.

Se entiende por marco dúctil a una estructura monolítica formada por columnas y vigas que bajo la acción de un sismo intenso es capaz de soportar una serie de ciclos de comportamiento inelástico, sin menoscabo significativo de su capacidad de carga. Lo anterior se logra si en el marco puede formarse un mecanismo de falla en el que las zonas que funcionan como articulaciones plásticas poseen una considerable capacidad de giro ante acciones repetidas. La capacidad de giro en las articulaciones plásticas se logra limitando la cuantía de refuerzo a tensión y suministrando confinamiento lateral al concreto por medio de estribos cerrados o zunchos suficientemente resistentes y próximos entre sí.

Las fallas no dúctiles, como las debidas a fuerza cortante o a menoscabo en la adherencia, se restringen mediante el uso de acero de fluencia definida. En general, los requisitos son encaminados a lograr, que el comportamiento del marco esté regido por el giro inelástico por flexión en las zonas que se consideran articulaciones plásticas sin que se presente antes otro tipo de falla, y que soporte ciclos de carga impuestos por sismos intensos. De acuerdo con el criterio general adoptado en el art. 207 del Reglamento y las Normas Técnicas

Complementarias para diseño por Sismo, a los edificios formados por marcos dúctiles les corresponde un factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , igual a 4.

Una de las características de un marco que influyen en su comportamiento y resistencia, es la resistencia relativa entre columnas y vigas. La tendencia actual es proporcionar que las columnas sean más resistentes en flexión que las vigas, a fin de evitar que se presente una articulación plástica en los extremos de las columnas; esto es, se llega a una estructura en que el mecanismo de falla ocurre por la formación de articulaciones inelásticas en las vigas y no en las columnas.

#### IV.3 .- VIGAS :

La definición de claro que se incluye en las Normas se refiere en realidad a vigas libremente apoyadas. Cuando la viga es monolítica con sus apoyos, el claro se considera como la distancia libre entre paños de apoyo.

##### IV.3.1 .- Requisitos Geométricos :

Se pide que la relación claro-peralte no sea menor que 4 porque hay evidencia experimental de que bajo acciones repetidas el comportamiento de vigas peraltadas que no cumplan con el requisito es más desfavorable que el de vigas esbeltas.

Los extremos de las vigas normalmente están bajo flexión negativa y la zona comprimida es rectangular. Bajo acciones repetidas es probable que se desprenda el recubrimiento y sólo se cuente con el concreto contenido dentro de los estribos; por esta razón se requiere un ancho mínimo de 25 cm. Se pide que el ancho de la viga no sea mayor que el de la columna, para hacer lo más eficiente posible la transmisión de momento entre vigas y columna.

##### IV.3.2 .- Refuerzo Longitudinal :

Al limitar la cantidad de refuerzo de tensión, se logra que el elemento tenga comportamiento dúctil, es decir que sea capaz de disipar cierta energía antes de romperse. Esta cualidad es particularmente deseable en elementos que deban resistir sismos, de allí que en ellos el refuerzo de tensión se limite al 75 por ciento del que corresponde a la falla balanceada. El límite para que sea de 0.75  $A_{sb}$  para el acero a tensión, se sugiere para que la cuantía no exceda de 0.025 a fin de evitar congestionamiento de las barras de refuerzo y delimitar, indirectamente, la fuerza cortante que pueda generarse en la viga. La exigencia de que sean por lo menos dos barras en cada lecho se refiere más bien a la necesidad de ellas por razones de construcción.

Es necesario que en las uniones por traslape se suministre refuerzo con estribos cerrados, debido a la posible caída del recubrimiento lo que disminuiría la adherencia de las barras y debilitaría la unión traslapada. Las uniones traslapadas no se permiten en zonas donde se prevé zonas que funcionen como

articulaciones plásticas, pues no son confiables bajo deformaciones cíclicas inelásticas.

De los requisitos que han de satisfacer las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, se hace hincapié en el que pide que resistan al menos 1.25 veces la fuerza de fluencia de las barras que unen.

Al definir el diámetro, la cantidad y la distribución del refuerzo longitudinal de vigas, debe tenerse presente la facilidad de construcción, en particular respecto a las barras que llegan a las uniones con las columnas.

#### IV.3.3 .- Refuerzo Transversal :

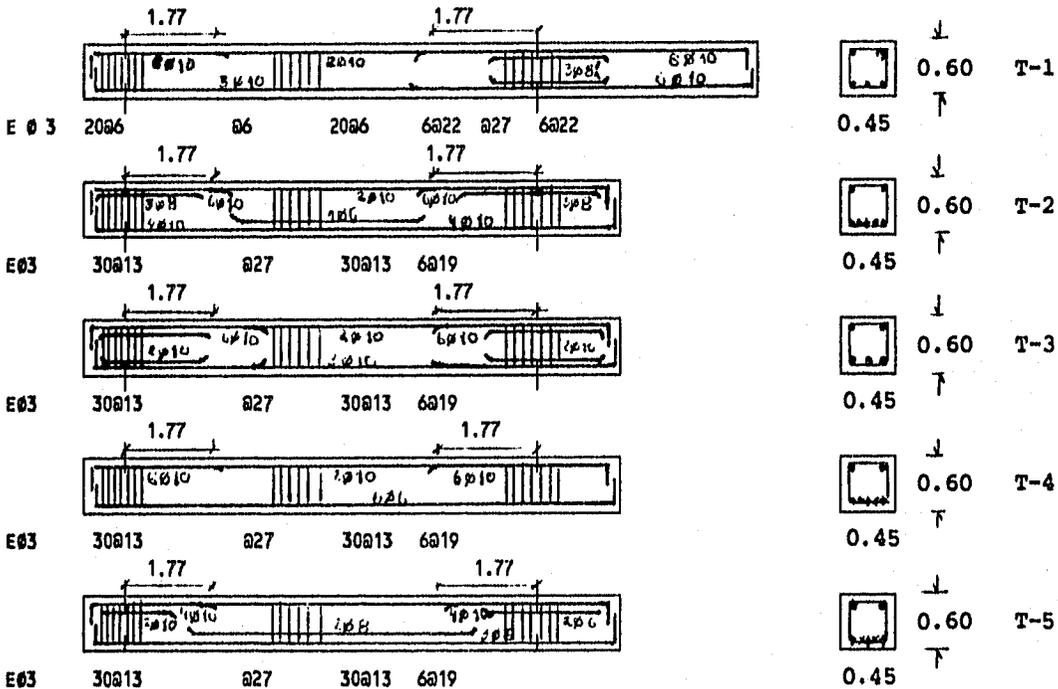
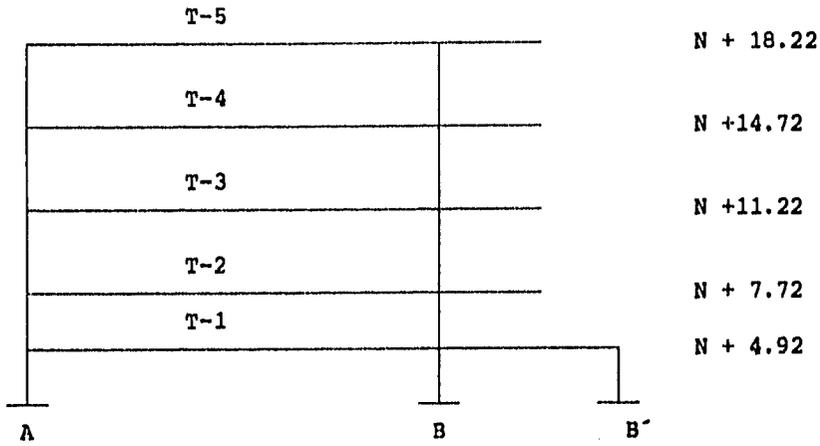
La fórmula para calcular el refuerzo transversal es la que se obtiene de la analogía de la armadura. Ahora se exige un refuerzo mínimo por tensión diagonal en las zonas críticas de todas las vigas, aunque no tengan que resistir sismos. El requisito de que  $V_u$  no exceda de  $2 Fr bd(f'c)^{1/2}$  tiene por objeto evitar que el miembro falle por compresión del concreto antes que fluya el acero del refuerzo en el alma. El diámetro del refuerzo para confinar estará de acuerdo con el tamaño de la viga. Como guía, se sugiere usar barras No 2.5 en vigas con peralte de hasta 50 ó 60 cm, No 3 con peraltes de hasta 80 ó 90 cm, y No 4 o más gruesas para peraltes mayores.

El requisito relativo a las barras longitudinales de la periferia en las zonas de articulaciones plásticas significativas que las barras de esquina y una de cada dos consecutivas deben tener el soporte lateral, como se indica a continuación en IV.3.4, y que ninguna barra no soportada lateralmente debe distar a cada lado, más de 15 cm ( libres ) de una barra sí soportada.

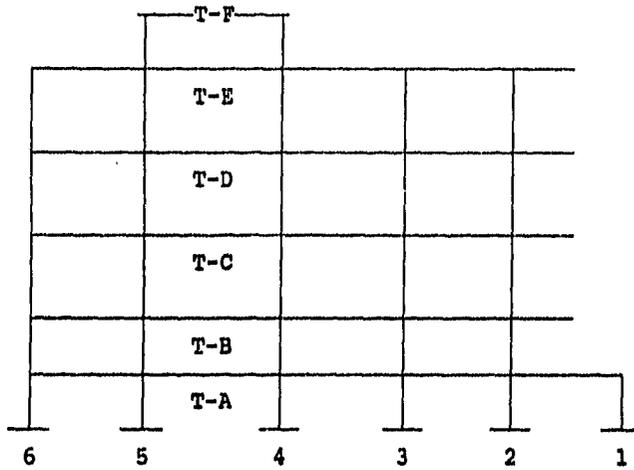
#### IV.3.4 .- Requisitos para fuerza Cortante :

Para evitar que ocurra la falla por fuerza cortante antes que aparezcan las articulaciones, las fuerzas cortantes de diseño se calculan a partir de equilibrio de la viga, suponiendo que ya se formaron las articulaciones plásticas en sus extremos. Los momentos de fluencia se calculan sin factor de resistencia, porque así se tiene una condición más desfavorable ya que se obtienen fuerzas cortantes mayores.

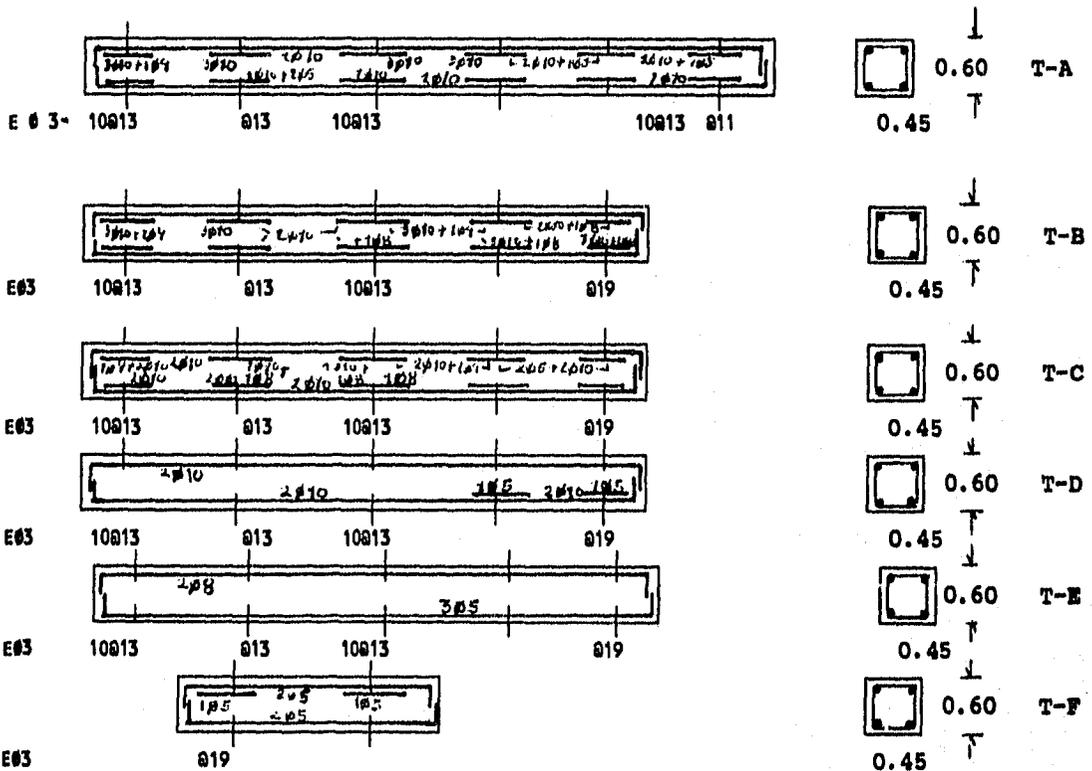
ARMADO DE VIGAS



ARMADO DE VIGAS



N + 21.72  
 N + 18.22  
 N + 14.72  
 N + 11.22  
 N + 7.72  
 N + 4.92



#### IV.4 .- COLUMNAS :

Los propósitos de especificar un mínimo para el refuerzo longitudinal en las columnas son los de suministrar una cierta resistencia a flexión y evitar que, por efecto del flujo plástico del concreto, el refuerzo llegue a fluir bajo cargas sostenidas de servicio. Un límite máximo es necesario para que el concreto pueda colarse sin dificultades excesivas, y para que el costo no aumente demasiado por el mayor consumo de acero.

La intención de reducir la separación de los estribos cerca de los nudos es aumentar la ductilidad de la columna en zonas, que son críticas bajo sismo.

Las razones para pedir un mínimo en las dimensiones transversales de una columna son las siguientes :

- a) Hacerlas menos vulnerables a errores constructivos, a impactos accidentales y a excentricidades accidentales de otra índole.
- b) Facilitar la colocación del refuerzo y del concreto, así como lograr cumplir con los recubrimientos necesarios sin disminuir demasiado la relación del área del núcleo al área transversal total.

Las razones para pedir un mínimo en las dimensión transversal sea al menos igual a  $P_u/0.5f'_c$  es garantizar una cierta capacidad de giro en zonas de la columna donde llegaran a formarse articulaciones plásticas.

##### IV.4.1.- Resistencia mínima a Flexión :

Bajo un mismo sismo, la demanda de giro en las articulaciones del segundo mecanismo es menor que la demanda de giro de los extremos de las columnas del entrepiso que falla, en tanto que en el otro se disipa en un número mayor de articulaciones distribuidas en todo el edificio. Por otra parte, la capacidad de giro de una articulación formada en una viga es mayor que la de aquella que se forma en una columna, a causa de la carga axial.

Lo anterior significa que una estructura donde las articulaciones se formen en las vigas y no en las columnas tienen más probabilidad de sobrevivir bajo un sismo de intensidad extraordinaria que otra en donde la influencia ocurra en las columnas de un entrepiso y en él se forma un mecanismo de falla lateral. Debe hacerse hincapié en la importancia de que no se formen articulaciones plásticas en las columnas.

Una causa que puede provocar la plastificación de las columnas es la sobrerresistencia en flexión de las vigas originada por el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo y por la contribución del refuerzo de la losa al momento resistente negativo. También puede proporcionar la formación de un mecanismo de falla lateral en un entrepiso la presencia de muros divisorios de cierta resistencia en los entrepisos adyacentes, cuando el entrepiso considerado no cuenta con esos elementos.

Si se forma el mecanismo definido por articulaciones en las vigas y en las bases de las columnas de planta baja, la falla de la estructura estará regida por

la falla de las bases de las columnas, de aquí que resulte esencial que esas zonas cuenten con el adecuado refuerzo transversal de confinamiento, el cual les aumentará la capacidad de giro y permitirá que soporten más ciclos de acciones sísmicas sin perder su capacidad de carga vertical.

#### IV.4.2.- Refuerzo longitudinal :

El límite inferior para la cuantía de refuerzo longitudinal tiene el propósito de evitar que dicho refuerzo fluya en compresión a causa del flujo plástico del concreto. Al deformarse el concreto con el tiempo, va transfiriendo su carga al acero de refuerzo el cual puede llegar a fluir en compresión si su cuantía es muy pequeña; la columna se iría acortando al paso del tiempo y se crearían esfuerzos y deformaciones no previstas en las vigas y en otras columnas.

Se limita a dos el número de barras por paquete a fin de disminuir el riesgo de fallas de adherencia en la columna y en especial en las intersecciones con las vigas. Por otra parte, se logra un mejor confinamiento del concreto del núcleo si las barras longitudinales están distribuidas en la periferia que si se concentran en paquetes.

Al igual que en las vigas, las uniones de barras por traslape en columnas son vulnerables al desprendimiento del recubrimiento. Los traslapes sólo se permiten en la zona central de la columna, donde es poco probable que se desprenda el recubrimiento. Las uniones soldadas o con dispositivos mecánicos no presentan ese inconveniente y se permiten en cualquier localización, con tal que se cumplan con los requisitos que se incluyen sobre cantidades de uniones y separación entre ellas.

#### IV.4.3.- Refuerzo Transversal :

El refuerzo transversal de una columna tiene la función de suministrar la resistencia requerida a fuerza cortante y dar confinamiento adecuado al núcleo, así como restricción lateral al refuerzo longitudinal. El confinamiento lateral hace que aumente considerablemente la capacidad del concreto para deformarse en la dirección longitudinal sin fallar, con lo cual se evita el comportamiento frágil de la columna.

Los estribos que forman parte del refuerzo para confinamiento deben ser rectangulares, con sus ramas paralelas a las caras de la columna. Las zonas en que cabe esperar comportamiento inelástico durante sismos extraordinarios son las próximas a las intersecciones con las vigas, por ser ellas máximos los momentos causados por las fuerzas laterales. Para tomar en cuenta que en las columnas de planta baja normalmente el punto de inflexión se encontrara más próximo a los nudos superiores, se pide que, además de cumplir con los requisitos generales que fijan la longitud confinada, ésta llegue por lo menos hasta media altura de la columna; por otro lado, para continuidad a la columna dentro de su cimentación, a fin de evitar que allí el confinamiento deba depender de otros refuerzos, se especifica que el refuerzo para confinar se continúe en la cimentación.

Durante un sismo violento, normalmente lo que va a incrementarse y quizá variar cíclicamente es la magnitud de los momentos flexionantes que actúan en las columnas y no tanto la magnitud de la carga axial ( si el edificio es esbelto, los incrementos de carga axial en los primeros entrepisos debidos al sismo sí

pueden ser importantes ); sin embargo, se ha mantenido el criterio del inciso a), en vista de que el confinamiento logrado también mejorar la ductilidad de la columna aunque haya flexiones importantes adicionales a la carga axial. El límite  $0.12f'_c/f_y$  rige en secciones grandes; en ellas  $A_g/A_c$  tiende a 1.0 y la cuantía suministrada por la primera fórmula tiende a cero.

Se admite que el confinamiento suministrado por estribos cerrados rectangulares, según se establece en el inciso b), es equivalente al que proporciona el zuncho en columnas circulares. Se sabe, sin embargo, que en realidad el confinamiento que da el estribo rectangular es menos eficiente debido a que la barra se flexiona y, por tanto, su acción sobre el núcleo disminuye al alejarse de las esquinas del estribo. Este inconveniente se pretende compensar usando más refuerzo transversal, y también por medio del uso de grapas intermedias, así como limitando las dimensiones de los estribos. En efecto, la cuantía volumétrica de refuerzo transversal de una columna cuadrada es aproximadamente un tercio mayor que la obtenida con las fórmulas del inciso a) para columnas con zuncho circular. Se recomienda el uso abundante de las grapas complementarias descritas en las Normas.

#### IV.4.3.1 .- Requisitos para el refuerzo transversal :

La expresión  $850/f_y$  da, aproximadamente, 17 para el acero grado estructural de las normas antiguas  $f_y = 2300 \text{ kg / cm}$ . Ya que el principal papel que desempeña el refuerzo transversal en un nudo es suministrar confinamiento al concreto del núcleo, a fin de aumentar su capacidad de deformarse y de resistir el efecto de acciones cíclicas, sin perder su capacidad de carga vertical. También tiene la función de contribuir a resistir la fuerza cortante que actúa en el nudo. Por otra parte, el confinamiento que da el refuerzo transversal mejora las condiciones de anclaje del refuerzo que allí llega. La fuerza cortante provoca tensiones principales inclinadas que causan agrietamiento diagonal en el nudo. El refuerzo transversal prescrito en las normas debe usarse siempre en todo el nudo, aunque la fuerza cortante calculada resulte pequeña.

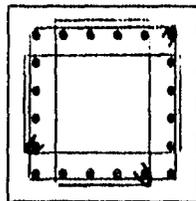
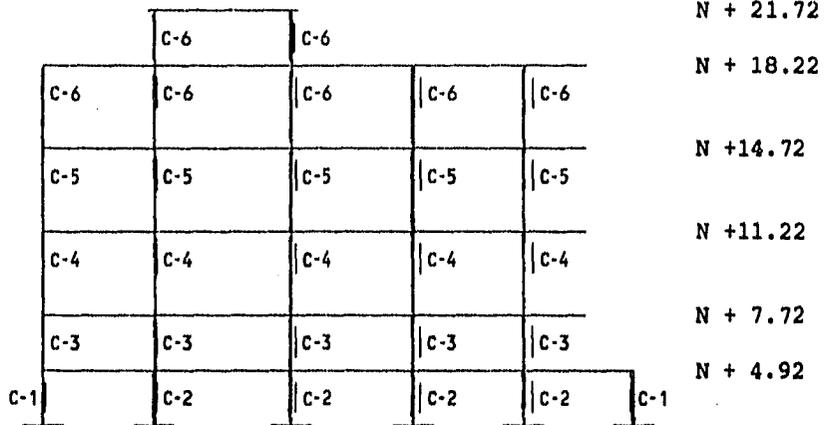
#### IV.4.3.2.- Requisitos para Fuerza Cortante :

Estos requisitos van encaminados a suministrar a las columnas mayor resistencia a fuerza cortante que a flexocompresión a fin de evitar que fallen por fuerza cortante, por ser ésta una forma de falla en la que no se pueden resistir ciclos de acciones como los que inducen los sismos. Una columna que falla por fuerza cortante se agrieta en diagonal y pronto pierde su capacidad para soportar la carga vertical, con lo que ocurre un derrumbe brusco.

Aunque el criterio general de diseño tiende a que las articulaciones plásticas se formen en las vigas y no en las columnas, existe la posibilidad de que sean las columnas las que se articulen, de aquí que sea necesario proporcionarles mayor resistencia a fuerza cortante que a flexocompresión.

El procedimiento de diseño por fuerza cortante puede resultar demasiado conservador, o puede dar lugar a un proceso que diverge, pues al tratar de dar más capacidad a fuerza cortante aumentando la escuadrilla se incrementan los momentos resistentes en los extremos de las columnas, lo que provoca que aumente la fuerza cortante por resistir y así sucesivamente.

ARMADO DE COLUMNAS



COLUMNA TIPO

DATOS DE COLUMNAS

| TIPO  | L x L   | ARMADO  | ESTRIBOS |
|-------|---------|---------|----------|
| C - 1 | 60 x 60 | 20 Ø 10 | Ø 3 @ 40 |
| C - 2 | 60 x 60 | 32 Ø 10 | Ø 3 @ 40 |
| C - 3 | 60 x 60 | 28 Ø 10 | Ø 3 @ 40 |
| C - 4 | 60 x 60 | 23 Ø 10 | Ø 3 @ 40 |
| C - 5 | 60 x 60 | 21 Ø 10 | Ø 3 @ 40 |
| C - 6 | 60 x 60 | 18 Ø 10 | Ø 3 @ 40 |

IV.5 .- LOSAS :

Las losas apoyadas perimetralmente son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados, y por lo tanto trabajan en dos direcciones. Una

característica estructural importante de los apoyos de estas losas es que su rigidez a flexión de la propia losa.

Se ha conservado el criterio del Reglamento de 1966 para el diseño de losas apoyadas en su perímetro. Los coeficientes están obtenidos de los Siess y Newmark, se puede observar que se incluyen coeficientes para losas construidas monolíticamente con las vigas de apoyo y para las losas apoyadas sobre vigas de acero. Esto se debe a que en el primer caso, las vigas proporcionan cierta restricción a la losa contra el giro, mientras que en el segundo caso la losa puede girar libremente.

Las losas que se dimensionan con los coeficientes de la tabla que contiene las N.T.C., deben considerarse divididas, en cada dirección, en dos franjas de borde y una central, la determinación de los anchos de las franjas se hacen de la siguiente manera. Para relaciones de claro corto a claro largo mayores de 0.5, las franjas centrales tienen un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema tiene un ancho igual a la cuarta parte del mismo. Para relaciones menores de 0.5, la franja central perpendicular al lado largo tiene un ancho, igual a  $a_2 - a_1$  y cada franja extrema, igual a  $a_1/2$ , donde  $a_1$  es el claro corto y  $a_2$  es el claro largo. Los coeficientes de la tabla corresponden a las franjas centrales. Los coeficientes de las franjas extremas son iguales a los de la tabla multiplicados por 0.60.

#### IV.5.1.- Ventajas y desventajas de las estructuras formadas por losas planas :

##### VENTAJAS :

a) Para una cierta altura libre de entrepiso, se obtiene una altura total del edificio menor, con el consiguiente menor peso de la construcción menores aceleraciones horizontales y los ahorros en acabados y en el costo de las instalaciones.

b) La cimbra es más sencilla y menos costosa, pues resulta una cimbra plana sin huecos para las vigas.

c) Se facilita la colocación de ductos horizontales de instalaciones, porque no hay el estorbo que causan las vigas.

##### DESVENTAJAS :

a) Resulta una estructura de baja rigidez, tanto ante cargas verticales como ante fuerzas horizontales, por lo que se dificulta cumplir con las deformaciones admisibles, en particular las deformaciones laterales de entrepiso

b) La transmisión correcta de fuerzas y momentos entre losas y columnas es más difícil de lograr, desventaja que se acentúa si la estructura debe resistir las acciones laterales cíclicas causadas por los sismos.

IV.6 .- MEMORIA DE CALCULO DEL EDIF. DE MEDELLIN Y ALVARO OBREGON.

1.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El proyecto ha sido desarrollado cumpliendo las disposiciones del reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal en vigor y con sus Normas Técnicas Complementarias.

La distribución arquitectónica aparece en los planos correspondientes. Su estructura consiste en entrepisos soportados en trabes, y columnas; apoyado todo esto en la cimentación.

2.- ANALISIS ESTRUCTURAL.

La estructura ha sido analizada para cargas gravitacionales y accidentales por separado, suponiendo sus efectos para obtener las condiciones de diseño mas desfavorables.

2.1.- CARGAS.

Las cargas muertas han sido consideradas de acuerdo al proyecto arquitectonico y las vivas empleando las recomendadas en el Reglamento para el uso al cual estará destinado la edificación obteniendo las siguientes cargas de servicio :

**CARGAS DE SERVICIO EN AZOTEA(+14.77)**

| <b>CARGAS</b> | <b>GRAVITACIONALES</b> | <b>SISMO</b>          |
|---------------|------------------------|-----------------------|
| Muertas       | 787 Kg/m <sup>2</sup>  | 787 Kg/m <sup>2</sup> |
| Vivas         | 100 Kg/m <sup>2</sup>  | 70 Kg/m <sup>2</sup>  |
| Servicio      | 887 Kg/m <sup>2</sup>  | 857 Kg/m <sup>2</sup> |

**CARGAS DE SERVICIO EN ENTREPISO.**

| <b>CARGAS</b> | <b>GRAVITACIONALES</b> | <b>SISMO</b>          |
|---------------|------------------------|-----------------------|
| Muertas       | 559 Kg/m <sup>2</sup>  | 559 Kg/m <sup>2</sup> |
| Vivas         | 250 Kg/m <sup>2</sup>  | 180 Kg/m <sup>2</sup> |
| Servicio      | 809 Kg/m <sup>2</sup>  | 739 Kg/m <sup>2</sup> |

**2.2.- METODO DE ANALISIS.**

Las losas han sido analizadas mediante los coeficientes de momentos del reglamento; las trabes secundarias fueron analizadas con el Método de Cross, a su vez las trabes principales fueron obtenidas utilizando el programa del SAP 90, y las columnas en su caso a flexocompresión.

**3.- DISEÑO ESTRUCTURAL.**

El diseño estructural se ha efectuado mediante los estados limites de falla y de servicio, diseñando las trabes de concreto doblemente armadas. Las columnas mediante las gráficas de interacción del Instituto de Ingeniería. Los materiales deberán tener mínimamente las siguientes calidades:

|                   |                              |
|-------------------|------------------------------|
| Acero de refuerzo | $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ |
| Acero en estribos | $F_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ |
| Concreto          | $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ |

**4.- CIMENTACION.**

La cimentación propuesta es a base de pilotes de punta; sus dimensiones han sido determinadas mediante sus áreas tributarias, las cargas de cimentación y la capacidad de carga del suelo.

**DISEÑO DE LA TRABE T-3**

**MOMENTOS MAXIMOS**

|         |       |         |
|---------|-------|---------|
| 58.66   | 27.58 | 55.51   |
| -102.65 |       | -105.51 |

**CALCULO DEL AREA DE ACERO:**

CONSTANTES DE DISEÑO:  $P_{min} = \frac{0.7 (250)}{4200} = 0.0026$

$P_{max} = 0.75 \quad P_b = 0.75 \left( \frac{170}{4200} - \frac{4800}{(4200 + 6000)} \right) = 0.014$

Sección propuesta 60 x 45

$$M_u = -105.51 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{f_y P_{\text{max}}}{f''c} = \frac{4200 (0.0142)}{170} = 0.3508$$

$$\begin{aligned} M_r \text{ max} &= F_r b d^2 f''c q_{\text{max}} (1-0.5q_{\text{max}}) \\ &= 0.9 \times 45 \times 55^2 \times 170 \times 0.35 \times (1-0.5 \times 0.35) = 60.14 \text{ to m} \\ &= 60.14 \text{ ton}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Por lo tanto se debe probar con una sección doblemente armada.

$$A_{s\text{max}} = P_{\text{max}} b d = 0.014 \times 45 \times 55 = 35.14 \text{ cm}^2$$

Sección doblemente armada ( calculo de  $s$  y  $A_{s'}$  )

$$M_{r_2} = M_u - M_{r_1} = 105.51 - 60.14 = 45.37 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$A_s - A_{s\text{max}} = M_{r_2} / f_r f_y (d-d')$$

$$\begin{aligned} A_s - A_{s\text{max}} &= 45.37 \times 10^5 / 0.9 \times 4200 \times (55 - 5) \\ &= 24 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = 24 + 35.14 = 59.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar 8 varillas del No 10} = 63.33 \text{ cm}^2$$

El acero a compresión sera :

$$A_{s'} = \frac{63.33 - 35.14}{0.75} = 37.58$$

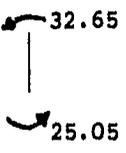
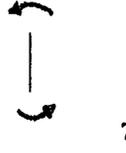
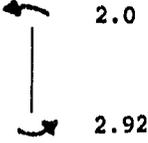
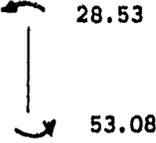
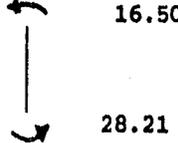
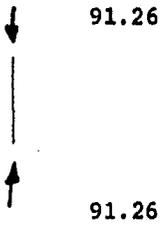
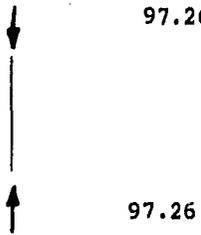
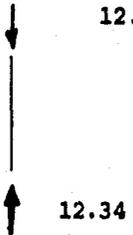
$$\text{Usar 4 varillas del No 10} = 31.66 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ varilla del No 6} = 2.85$$

$$\text{-----} \\ 34.51 \text{ cm}^2$$

DISEÑO DE LA COLUMNA C-5

TABLA DE DATOS GENERALES

| GRAVEDAD<br>(CM + CVins)  | Componente del sismo, en<br>dirección positiva del<br>eje x   | Componente del sismo<br>en dirección positiva<br>del eje y  |                                      |
|---|---|---|--------------------------------------|
|  <p>32.65<br/>25.05</p>  |  <p>58.95<br/>72.73</p>  |  <p>2.64<br/>4.80</p>    | D<br>I<br>R<br>E<br>C<br>X           |
|  <p>2.0<br/>2.92</p>     |  <p>28.53<br/>53.08</p>  |  <p>16.50<br/>28.21</p> | D<br>I<br>R<br>E<br>C<br>Y           |
|  <p>91.26<br/>91.26</p> |  <p>97.26<br/>97.26</p> |  <p>12.34<br/>12.34</p> | D<br>I<br>R<br>E<br>C<br>V<br>E<br>R |

Dimensionamiento :

Efectos gravitacionales

Dirección Vertical  $P_u = 91.26$  ton

Dirección X

$M_x = 32.65$  ton·m (rige)  
 $e_x = 0.05h = 0.05(60) = 3$ cm  
 $P_{ex} = 91.26(0.03) = 2.73$  ton·m

Dirección Y

$M_y = 2.92$  ton·m  
 $e_y = 0.03$  m  
 $P_{ey} = 2.73$  ton·m

100% de los efectos del componente X  
 Pu = 97.26 ton  
 en dirección x Ms = 72.73 ton·m  
 en dirección y Ms = 53.08 ton·m

100% de los efectos del componente Y  
 Pu = 12.34 ton  
 en dirección x Ms = 4.80 ton·m  
 en dirección y Ms = 28.08 ton m

Dimensionamiento considerando la flexocompresión principal

$$Pu = 91.26 + 97.26 + 0.3 (12.34) = 192.22 \text{ ton}$$

Momento amplificado en dirección X  
 $Mx = 1.0 (32.65) + 1.0(72.73 + 0.3(12.34)) = 106.82 \text{ ton}\cdot\text{m}$

Momento amplificado en dirección Y  
 $My = 1.0(2.92) + 1.0( 53.08 + 0.3(28.21)) = 64.46 \text{ ton}\cdot\text{m}$

$$Pu=192.22 \text{ ton} \quad ex = \frac{106.82}{192.22} = 0.55 \quad ey = \frac{64.46}{192.22} = 0.33$$

primer tanteo  $p = 0.045 \quad As = pbh = 0.045 \times 60^2 = 162.0 \text{ cm}^2$

$$Pro = Fr( Acf''c + As Fy ) = 0.8 ( .170(60)^2 + 162 (4.2) ) = 1033.92 \text{ ton}$$

$$q = p \frac{Fy}{f''c} = 0.045 \frac{4200}{170} = 1.11 \quad ; \quad ex/h = 55 / 60 = 0.91 \quad ey/h = 0.55$$

de las gráficas de iteración se obtiene  $Kx = 0.5 \quad Ky = 0.8$

$$Prx = Kx fr bhf''c = 0.5 \times 0.8 \times 60^2 \times 170 = 244800 \text{ ton}$$

$$Pry = Ky fr bhf''c = 0.8 \times 0.8 \times 60^2 \times 170 = 391680 \text{ ton}$$

$$Pr = \left( \frac{1}{244800} + \frac{1}{391680} - \frac{1}{1033.92} \right) = 1041.071 \text{ ton} > 192.22 \text{ ton}$$

Se deja  $As = 162.0 \text{ cm}^2 \quad == \quad 21 \text{ varillas del No } 10$

## DISEÑO DE LA LOSA

### CONSTANTES

$$f^*c = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 170 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Limitaciones del peralte min.

$$f_s < 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ y } w < 380 \text{ kg/m}^2$$
$$f_s = 0.6 F_y$$
$$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

**PERALTE MINIMO**

$$d = \frac{(515+540+340+552) + (540 + 340) 1.5}{300} = 10.89$$

consideramos  $h = 15 \text{ cm}$ ; por lo tanto el peralte efectivo es  $13 \text{ cm}$

La carga total ( $W$ ) =  $703 \text{ kg/cm}^2$   
Como no cumple con las limitaciones del peralte mínimo, se debe multiplicar por la constante  $K$ .

$$k = 0.034 (f_s w)^{1/4}$$

$$K = 0.034 (2520(730))^{1/4}$$
$$= 1.25$$

$d_{\text{min}} = 10.89 \times 1.25 = 13.61 \text{ cm}$   
por lo tanto se deja el propuesto  $h = 15 \text{ cm}$ .

**CALCULO DEL MOMENTO MAXIMO.**

Relación de claros  $a_1 = 340$   $a_2 = 552$

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{340}{552} = 0.61$$

de la tabla de las N.T.C.  $K = 530$

$$M_u = K W u a_1^2 \times 10^{-4} \times 1.4 = 530 (0.001182) = 0.62615 \text{ Kg m}$$

$$q = 1 - \left( 1 - \frac{2 M_u}{F_r b d f''c} \right)^{1/2} = 1 - \left( 1 - \frac{2 (62.615 \times 10^3)}{0.9 (15)^2 (100) \times 170} \right)^{1/2} = 0.018$$

$$p = 0.018 \frac{170}{4200} = 0.00074 < p_{\text{min}} = 0.0026$$

$$A_s = 0.0026 (15) (100) = 3.9 \text{ cm}$$

**Separación de varillas.**

$$S = \frac{100 (0.71)}{3.9} = 18.20 \text{ cm se deja a cada } 18 \text{ cm la separación}$$

**Revisión por fuerza cortante del peralte supuesto**

$$V_u = \frac{(0.5a_1 - d) W_u}{1 + (a_1/a_2)} = \frac{(0.5 (3.40) - 0.13)}{1 + (3.40 / 5.52)^6} = 1078.88 \text{ kg/m}$$

$$V_{cr} = 0.5F_r b d F_c^* = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 13 \times 200 = 7353.91 > V_u \text{ o.k.}$$

CAPITULO V.

COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL  
CONCRETO VS METALICA

Las recomendaciones de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F. acerca de las Estructuras de Concreto así como en las Estructuras Metálicas están encaminadas a obtener estructuras cuya respuesta ante sismos sea dúctil, y que no sufran deterioro significativo aunque el temblor sea de larga duración, de manera que los daños localizados que experimenten puedan repararse después del evento; al mismo tiempo se procura que tengan una sobrerresistencia del orden de la supuesta implícitamente al escoger las sollicitaciones de diseño. Se buscan márgenes de seguridad más elevados contra las fallas frágiles que contra las dúctiles, y el diseño se hace de manera que las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo eventual de colapso se formen, predominantemente, en las vigas.

Aunque el método de diseño preferido por el Reglamento de 1976 era ya el basado en estados permisibles, ha sido en los últimos diez años en los que se ha extendido su uso; en la actualidad los métodos tradicionales, por esfuerzos permisibles, se utilizan cada vez menos. En esta evolución han influido marcadamente en las N.T.C. del Reglamento del D.D.F. para diseño y construcción de estructuras metálicas y de estructuras de concreto, la evolución de las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC) y a su vez las del Instituto Americano del Concreto (ACI).

En las mayoría de los casos, las estructuras de acero se diseñan con los mismos métodos que se han utilizado, desde hace algún tiempo, para las de concreto : se hace un análisis elástico, y los miembros que componen la estructura se dimensionan para que su resistencia máxima iguale a las acciones obtenidas con él, multiplicadas por un factor de carga mayor que uno y, a veces, redistribuidas de manera parcial y más o menos arbitraria para tener en cuenta, aproximadamente, el comportamiento que precede al colapso. Este procedimiento no es del todo racional, pues compara sollicitaciones correspondiente a una respuesta elástica con resistencias basadas en el comportamiento, hasta la falla, de los miembros de la estructura, sin considerar los muy importantes cambios en la distribución de acciones internas que se presentan al pasar de una etapa a la otra.

Para asegurar una respuesta inelástica satisfactoria durante un evento sísmico extremo, el diseñador debe depender de mecanismos disipadores de energía confiables, que formen parte de la estructura, que proporcionarán el amortiguamiento histerético necesario. Por consiguiente, una parte importante del esfuerzo de diseño debe destinarse a detallar adecuadamente las regiones de las articulaciones plásticas potenciales, en las que la demanda de ductilidad será máxima.

La mayor parte de los Reglamentos, y en particular el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, favorecen a los sistemas estructurales capaces de disipar la energía que absorben de los sismos mediante el trabajo inelástico, otorgándoles factores de comportamiento sísmico elevados.

Los Reglamentos establecen los niveles de cargas laterales que por sismo o viento inciden en las estructuras. De igual manera limitan deformaciones laterales absolutas y relativas de las estructuras sometidas a estas cargas, a valores tales que no les produzcan daños no estructurales.

De igual manera, se reconoce a la ductilidad del sistema, resistente a cargas laterales, como la característica fundamental para absorber los sobreesfuerzos que generan los sismos intensos, por lo que las construcciones en zonas de alta sismicidad es deseable que posean sistemas estructurales que con una amplia reserva inelástica de resistencia, o ductilidad.

Para que las resistencias más elevadas contribuyan a estructuras más económicas, han de combinarse con sistemas estructurales adecuados, pues de nada servirán si el diseño queda regido por el control de deformaciones.

#### V.1 .- SISTEMAS ESTRUCTURALES.

El primer paso en el diseño de un edificio que será construido en una zona sísmica, debe ser la planeación cuidadosa del sistema estructural que resistirá solicitaciones (las acciones producidas por los temblores). Ha de cuidarse su configuración en planta y elevación, es decir simultáneamente la distribución de masas y rigideces en el edificio. Algunas de las reglas más importantes son :

1) Son deseables configuraciones sencillas en planta, como círculos o rectángulos no muy alargados, para evitar concentraciones de fuerzas en zonas localizadas, y lograr un trabajo de conjunto adecuado de la estructura.

2) Los centros de rigidez de los diversos niveles deben estar cerca de los centros de masa, para minimizar las deformaciones y esfuerzos producidos por la torsión.

3) Las masas y rigideces de entrepiso han de distribuirse uniformemente con la altura, evitando los cambios bruscos de rigidez y/o masa entre niveles sucesivos, que tienden a producir deflexiones excesivas en algunos entrepisos, y hacen que se concentren en ellos las demandas de ductilidad, que pueden llegar a ser excesivas.

4) Se recomienda que el diseño se haga con columnas más resistentes que las vigas adyacentes, pues la capacidad de deformación inelástica es mayor en las vigas, que tienen fuerzas axiales mínimas y, además, la falla de una columna es más crítica que la de una viga.

Desde el punto de vista de condiciones como las que se acaban de mencionar, se advierte la diferencia de enfoque entre ingenieros estructuristas y arquitectos, las N.T.C. para Diseño de Estructuras por Sismo, en su capítulo No.6, hablan sobre condiciones de regularidad, que de no cumplirse se castigan afectando el factor de comportamiento sísmico a utilizar en el cálculo de las fuerzas sísmicas horizontales aumentándolos en sólo un 25 %. Los arquitectos han parecido ignorar u olvidar éstas enseñanzas a pesar de la difusión de la importancia de no utilizar formas complicadas, interrupciones y cambios bruscos. Es responsabilidad del Ingeniero Estructural el crear una conciencia en el ámbito profesional y desanimar el uso de propuestas de comportamiento estructural

complicado, que aún bien diseñadas resultan con frecuencia económicamente injustificables. La simetría y la regularidad en todos los aspectos estructurales, incluyendo la integración con la cimentación y la consistencia de ésta última con el tipo de suelo deben de lograrse para poder obtener una predicción del comportamiento lo más cercana a la real. Debe de prevalecer el buen juicio del ingeniero y debe de apoyarse éste en todas las herramientas de diseño y análisis y en los productos que el mercado ofrezca, lo que nos lleva a concluir que es de gran importancia la combinación de trabajo entre el Ing. Estructuralista y el arquitecto para crear un sistema estructural compatible.

El nuevo reglamento obliga a buscar y a encontrar otras nuevas maneras de estructurar. Con él, los antiguos criterios de estructuración resulta caros e inseguros. Se debe de despertar el ingenio del ingeniero principalmente en las etapa de la estructuración.

En edificios de cierta altura el diseño suele quedar regido por la necesidad de proporcionar rigidez lateral suficiente para mantener los desplazamientos relativos de entrepiso dentro de límites aceptables, no por la capacidad del sistema para resistir las fuerzas cortantes horizontales y los momentos de volteo. Esto ha hecho que en las últimas tres décadas se hayan desarrollado diversos sistemas estructurales, buscando satisfacer la demanda de rigidez lateral de una manera económica.

Los marcos rígidos constituyen una solución adecuada de poca o mediana altura que se van a construir en zona sísmica porque, además de proporcionar la resistencia necesaria ante cargas verticales y horizontales de una manera económica, permiten obtener estructuras de ductilidad elevada, capaces de incursionar en el intervalo inelástico bajo sollicitaciones sísmicas intensas, disipando una parte importante de la energía que les trasmite el terreno sin sufrir daños, o experimentando desperfectos locales, de pequeña cuantía y fácil reparación.

Es una práctica aceptada generalmente la de que el dimensionamiento de los miembros que componen los marcos rígidos se haga de manera que las articulaciones plásticas se formen en las vigas antes que en las columnas, con lo que se logra que las deformaciones más importantes se concentren en zonas que pueden aceptarlas con poca, o ninguna, pérdida de resistencia. esta es la filosofía de diseño conocida como "columnas resistentes- vigas débiles"

## V.2 .- CRITERIO DE DISEÑO.

En el capítulo III del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se establece que toda estructura, y cada una de las partes que la componen, deberán diseñarse para cumplir con los siguientes requisitos básicos :

I.- Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.

II.- No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Para satisfacer los requisitos indicados en I debe revisarse que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en combinación de carga en estudio, multiplicado por el factor de carga correspondiente.

La condición anterior se expresa como sigue :

$$Fr R \geq Fc \text{ sum } Sn$$

El significado de los símbolos que aparecen en esta expresión es el siguiente:

R = Resistencia nominal

Fr = Factor de reducción de la resistencia correspondiente a la resistencia nominal que se está considerando.

Sn = Acción especificada en el Reglamento (la palabra sum indica que debe considerarse la suma de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente)

Fc = Factor de carga correspondiente a la acción o combinación de acciones que se esté considerando.

El producto FrR recibe el nombre de resistencia de diseño.

Las acciones y las combinaciones entre ellas que han de considerarse en el diseño, así como los factores de carga correspondientes, que se incluyen en el Título Sexto del Reglamento; son independientes del material con que esté hecha la estructura.

En cambio, las resistencias nominales y de diseño con las que ha de revisarse cada uno de los posibles estados límite de falla sí dependen de las características de los materiales y de los sistemas constructivos, por lo que en las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero y de concreto se proporcionan los factores de reducción Fr de los elementos y estructuras que deben diseñarse de acuerdo con ellas, y se dan métodos y fórmulas para evaluar, en cada caso, las resistencias nominales.

Cuando se emplean métodos de análisis elástico de primer orden para la determinación de las acciones internas ( fuerzas axiales y cortantes, momentos flexionantes y de torsión ) necesarias para revisar un estado límite de falla determinado, se obtienen los mismos resultados si se efectúa el análisis con las cargas nominales (de trabajo) y se multiplican después los elementos mecánicos correspondientes por el factor de carga, o si primero se multiplican las cargas por Fc y el análisis se realiza después con las cargas factorizadas.

En el diseño plástico se lleva acabo siempre con las acciones exteriores factorizadas.

Los estados límite de servicio son independientes del material utilizado en la estructura; los más importantes, de carácter general, se indican en el Título Sexto del Reglamento de las Construcciones.

En la revisión de estado límite de servicio se toma siempre un factor unitario; es decir, la revisión se efectúa con las cargas nominales (cargas de trabajo).

El artículo 195 del Reglamento permite el empleo de criterios de diseño diferentes de los especificados en las normas si se justifica, a satisfacción del Departamento del Distrito federal, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtienen con las Normas Técnicas.

#### V.2.1 .- ESTRUCTURAS METALICAS Y METODOS DE ANALISIS.

Se indica aquí la necesidad de que todas las construcciones cuenten con una estructura, que debe tener resistencia y rigidez suficientes para soportar los efectos de las cargas verticales permanentes actuando por sí solas, y los producidos por la combinación de carga permanentes y accidentales, sin que se viole ningún estado límite, de resistencia o de servicio.

Las características de una estructura de acero dependen, en buena parte, de las conexiones entre los elementos que la componen, las que determinan la manera en que interactúan esos elementos.

tradicionalmente, en las "Especificaciones para diseño, fabricación y montaje de acero estructural para edificios" del Instituto Americano de las Construcción en Acero se han admitido tres tipos básicos de construcción, que dependen de las características de las conexiones.

Tipo 1 : Designado comúnmente "marco rígido" o "estructura continua", en el que se supone que las conexiones entre vigas y columnas tienen rigidez suficiente para que se conserven, sin cambios significativos, los ángulos originales entre los ejes de los miembros que concurren en ellas.

Tipo 2 : Suelen designarse "construcción libremente apoyada" (no hay restricciones a las rotaciones en los extremos de las barras); en él se supone que, en lo que se refiere a cargas verticales, los extremos de las vigas están conectados de manera que sólo transmiten fuerzas cortantes, y pueden girar libremente.

Tipo 3 : Suelen designarse "estructuras semi-rígidas" (restringidas parcialmente); se supone que las conexiones de las vigas poseen una capacidad de transmisión de momento, conocida y confiable, comprendida entre la rigidez de la construcción tipo 1 y la flexibilidad de la tipo 2.

El diseño de las conexiones debe hacerse de manera que su comportamiento sea lo más cercano posible al correspondiente al tipo de construcción que se esté utilizando.

En vista de las dificultades existentes para definir características y capacidad de rotación de las conexiones semirrígidas, y de que no se cuenta con información que permita asegurar que las deformaciones inelásticas localizadas que se presentarían durante temblores de tierra, si se utilizasen para resistir sus efectos, no tienen efectos desfavorables en ellas, en la Normas Técnicas se limitan a dos los tipos de construcción: las estructuras continuas o marcos rígidos (tipo 1), cuyo análisis y diseño se basa en la suposición de que al deformarse la estructura no se alteran los ángulos que forman los ejes de las barras que concurren en cada conexión, y las tipo 2, que se analizan y diseñan como si las vigas estuviesen articuladas en las columnas.

Las estructuras tipo 1 pueden utilizarse sin ninguna restricción, en cambio, el empleo de las tipo 2 se limita a elementos que soporten solamente cargas verticales, ya sea porque se trate de vigas secundarias o porque las fuerzas horizontales sean resistidas por otros sistemas estructurales, como son muros, contraventeos, marcos rígidos o combinaciones entre ellos, ligados adecuadamente por los diafragmas horizontales constituidos por los sistemas de piso. Si se permite que vigas apoyadas libremente formen parte de crujeas contraventeadas; en ese caso, las conexiones deberán transmitir, además de las fuerza cortante, la compresión que aparece en las vigas, las que se diseñan como elementos flexocomprimidos.

Las estructuras de Tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o plásticos; para que éstos sean aplicables han de satisfacerse varias condiciones, que se enumeran en las Normas Técnicas, relativas a las propiedades físicas del material, alas características geométricas de los perfiles y a la manera en que deben estar soportados lateralmente (estos dos requisitos tienen por objeto evitar fallas prematuras por pandeo local o lateral; también se indica que han de colocarse atiesadores en las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas en el mecanismo de colapso eventual.

El diseño plástico no debe utilizarse cuando la estructura, o las cargas que actuarán sobre ella, tione características que propicien fallas frágiles, antes de que se desarrollen las deformaciones plásticas localizadas necesarias para la deformación del mecanismo de colapso. Sin embargo, alguno de los miembros que componen la estructura sí pueden estar sometido, por ejemplo, a cargas dinámicas que ocasionen fallas por fatiga, pero ese miembro, y la estructura completa, han de diseñarse de manera que no forme parte del mecanismo potencial de colapso.

Antes de proceder al diseño de estructuras tipo 1 analizadas elásticamente puede hacerse una redistribución de momentos con la que, sin violar las condiciones de equilibrio, se disminuyen los momentos más grandes, lo que permite reducir las dimensiones de los perfiles, y obtener estructuras más económicas que las correspondientes al análisis elástico sin modificar. En estructura tipo 2 no hay redistribución, pues las vigas que las componen son isostaticas.

La redistribución permitida por las Normas Técnicas es bastante más liberal que la que acepta el AISC, y algo más liberal que la que se admite en la N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de concreto, lo que se debe a la mayor ductilidad del acero.

## V.2.2 .- ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y METODOS DE ANALISIS.

El procedimiento para dimensionar de acuerdo con el concepto de estado limite de falla es el conocido generalmente como dimensionamiento plástico, o resistencia ultima, o a la rotura. Con la revisión de los estados límite de servicio, se trata de lograr que el funcionamiento de la estructura en las condiciones en que da servicio sea satisfactorio. En estructuras de concreto, esta revisión incluye deformaciones, agrietamientos y , en algunos casos, vibraciones.

Normalmente, es aceptable realizar el análisis de la estructura usando dimensiones entre ejes, es decir, sin tomar en cuenta las dimensiones transversales de vigas y columnas, y efectuando el dimensionamiento con los momentos y fuerzas internas que actúan en los paños de los elementos. Sin embargo, se recomienda que para dimensionar las columnas se usen los momentos que resulten directamente del análisis en lugar de los que actúan en las secciones extremas. Si el análisis se realiza con dimensiones entre ejes, debe tenerse presente que las deformaciones laterales que resulten serán mayores que las obtenidas por procedimientos más precisos, lo cual quiere decir que si una estructura analizada entre ejes rebasa el límite correspondiente para su deformación lateral, quizá se justifique repetir el análisis tomando en cuenta las dimensiones transversales de sus elementos.

El primer requisito mencionado para poder aplicar el análisis de límite tiende a garantizar que las articulaciones plásticas iniciales tenga suficiente capacidad de giro para mantener el momento plástico sin romperse, en tanto van apareciendo las articulaciones restantes necesarias para formar el mecanismo de falla.

el la figura 5.1 se ilustra el significado de la hipótesis para la obtención de resistencias de diseño y la aplicación de las condiciones de equilibrio. Las hipótesis son aplicables a secciones de cualquier forma. A diferencia del reglamento ACI 318, se hace disminuir el esfuerzo medio de compresión del bloque de esfuerzos como función de  $f'c$ , en lugar de su profundidad. Desde el Reglamento DDF de 1966 se adoptó este criterio, porque permite construir juegos de curvas de interacción que no dependen de  $f'c$  para dimensionamiento de las columnas, y conduce a resultados muy semejantes a los obtenidos con el ACI.

### a) FLEXION

El objeto del refuerzo mínimo es evitar la falla súbita que produciría el agrietarse el miembro. En efecto, si la resistencia a Flexión de la sección agrietada es menor que la resistencia de la sección no agrietada, el momento flexionante que agriete al miembro lo hará fallar. Contra esta eventualidad se adoptó un margen de seguridad de 1.5.

### b) REFUERZO MINIMO

Al limitar la cantidad de refuerzo de tensión, se logra que el elemento tenga un comportamiento dúctil, las hipótesis para calcular resistencias a flexión y, por tanto, el concepto de falla balanceada no son en rigor aplicables a un

elemento que ha sufrido varios ciclos de deformaciones inelásticas, como ocurre bajo un sismo intenso; sin embargo, la cuantía de refuerzo de tensión continúa un índice de fragilidad de la viga. En la figura 5.2 se muestran las condiciones que corresponden a la falla balanceada de una sección

#### c) FLEXOCOMPRESION

En interés de la sencillez en los cálculos, se suprimió el concepto de excentricidad accidental (sólo se mantuvo como excentricidad mínima). En cierta medida, el haber suprimido la excentricidad accidental se compensa con la reducción que se introdujo en los factores de resistencia,  $F_r$ , para flexocompresión. Desde el punto de vista del concepto, es preferible tomar en cuenta los momentos no previstos mediante la excentricidad accidental a considerarlos con los factores de resistencia; pero se juzgó que la simplificación que se lograba en los cálculos al dimensionar justificaba la medida adoptada.

La formula 2.15 es la de Bresler (  $P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} + \frac{1}{P_{RD}}}$  )

#### d) VIGAS SIN REFUERZO

Diversos estudios posteriores al Reglamento de 1966 han demostrado la necesidad de hacer depender la fuerza cortante que toma el concreto de la cuantía de acero longitudinal de tensión en forma más directa que como entonces se hacía. Este criterio ha sido adoptado también por otros reglamentos.

Lo que en una viga con refuerzo transversal se llama "contribución del concreto",  $V_{cr}$ , consta en realidad del componente vertical de la fuerza que actúa en el concreto arriba de la grieta, de la fricción que se genera en está entre las superficies de concreto en contacto, y de la fuerza cortante que toma el propio refuerzo longitudinal, disminuye la fuerza cortante que toma dicho refuerzo y, por otra parte, la grieta diagonal se hace más larga y ancha, con lo que se reduce la capacidad de la zona de compresión y disminuye la fricción a lo largo de la grieta. El factor 3.5-2.5  $M/Vd$  toma en cuenta que las condiciones de equilibrio de una viga después del agrietamiento diagonal mejoran conforme disminuye la relación claro a peralte.

#### e) PROXIMIDAD A REACCIONES Y CARGAS CONCENTRADAS

La compresión transversal que la reacción induce en la zona de apoyo de la viga aumenta la capacidad a tensión diagonal de esa zona, de aquí que se admita dimensionar con la fuerza cortante que actúa a un peralte efectivo del paño del apoyo. Si la reacción no comprime la cara inferior del miembro como sucede, por ejemplo, en las vigas de un marco, el efecto favorable mencionado es dudoso, y en tales casos se recomienda dimensionar la zona extrema de la viga con la fuerza cortante que actúe en el paño de la columna.

#### f) INTERRUPCIONES Y TRASLAPES DEL REFUERZO LONGITUDINAL

El agrietamiento tiende a desarrollarse prematuramente donde se interrumpe parte del refuerzo longitudinal en zonas de tensión, con la consiguiente reducción en la capacidad a fuerza cortante. Las disposiciones de este inciso están dirigidas a controlar dichos efectos.

V.2.3 -- TABLA DE PROPIEDADES Y GRAFICAS DE COMPARACION  
DE LAS ESTRUCTURAS.

Uno de los problemas mas frecuentes a los que se enfrentan los ingenieros, arquitectos y propietarios, al iniciar un proyecto de edificación urbana es el de elegir entre una estructura de acero o una estructura de concreto.

Es común encontrar que para llevar a cabo esta elección, las personas involucradas no siempre cuentan con suficientes elementos técnicos con lo que se pueda fundamentar una decisión de este tipo, y no son pocas las ocasiones en que la decisión se toma siguiendo criterios que responden más a una costumbre en las prácticas constructivas en nuestro medio, que a criterios suficientemente respaldados.

El problema antes mencionado reviste características que lo hacen muy complejo, y que son muchos los factores que deben considerarse para que la elección en cada caso sea la óptima. Para cada ocasión habrá que tomar en cuenta aspectos generales como son : económicos, los de tiempo de ejecución de la obra, de disponibilidad de materiales, etc. y también algunos otros de carácter más técnico como son los volúmenes de materiales, claros libres y descargas a cimentación.

A continuación se presentan unas tablas con propiedades de ambas estructuras como medio de comparación. Para la determinación de las solicitaciones verticales para las 2 estructuras, se consideraron : el peso propio de los marcos, el peso del sistema de piso, la carga adicional por firmes, plafones, instalaciones, ( 809 kg/m<sup>2</sup> en la estructura de concreto y 748 kg/cm<sup>2</sup> en la estructura de acero ), y la carga viva máxima (250 Kg/m<sup>2</sup> en ambos casos) y la carga viva instantánea para acciones accidentales de sismo (180 Kg/m<sup>2</sup>). Las tablas cuentan con la siguiente información : a) Los tipos de secciones que se utilizaron b) Los pesos de las secciones, c) Los pesos de los niveles, d) Los momentos de inercia, e) Los modulos de elasticidad, f) Las gráficas de respuesta de los desplazamientos y giros de ambas estructuras.

ESTRUCTURA DE CONCRETO

| NIVEL | TRABE PRINCIPAL | PESO W (Kg/m) | PESO x NIVEL W (Kg) | MOMENTO DE INERCIA (cm <sup>4</sup> ) | MODULO DE ELASTICIDAD (Kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------|-----------------|---------------|---------------------|---------------------------------------|---|
| 1     | SEC. 60 x 45    | 648           | 74,700              | 810,000                               | 221,359                                     |
| 2     | SEC. 60 x 45    | 648           | 63,931              | 810,000                               | 221,359                                     |
| 3     | SEC. 60 x 45    | 648           | 63,931              | 810,000                               | 221,359                                     |
| 4     | SEC. 60 x 45    | 648           | 63,931              | 810,000                               | 221,359                                     |
| 5     | SEC. 60 x 45    | 648           | 63,931              | 810,000                               | 221,359                                     |
| 6     | SEC. 60 x 45    | 648           | 17,690              | 810,000                               | 221,359                                     |

SUMA 348,116

ESTRUCTURA DE CONCRETO

| NIVEL | COLUMNA PRINCIPAL | PESO W (Kg/m) | PESO x NIVEL W (Kg/ml) | MOMENTO DE INERCIA (cm <sup>4</sup> ) | MODULO DE ELASTICIDAD (Kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------|-------------------|---------------|------------------------|---------------------------------------|---|
| 1     | SEC. 60 x 60      | 864           | 29,445                 | 1080,000                              | 221,359                                     |
| 2     | SEC. 60 x 60      | 864           | 24,192                 | 1080,000                              | 221,359                                     |
| 3     | SEC. 60 x 60      | 864           | 23,940                 | 1080,000                              | 221,359                                     |
| 4     | SEC. 60 x 60      | 864           | 23,940                 | 1080,000                              | 221,359                                     |
| 5     | SEC. 60 x 60      | 648           | 23,930                 | 1080,000                              | 221,359                                     |
| 6     | SEC. 60 x 60      | 648           | 9,072                  | 1080,000                              | 221,359                                     |

SUMA 134,521

Peso de los marcos (W) = 482,637 Kg

Peso muerto de la estructura (W) = 799,109 Kg

Peso de la estructura (W) = 1,281,746 Kg

ESTRUCTURA METALICA

| NIVEL | TRABE PRINCIPAL              | PESO W (Kg/m)    | PESO x NIVEL W (Kg) | MOMENTO DE INERCIA (cm <sup>4</sup> ) | MODULO DE ELASTICIDAD (Kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------|------------------------------|------------------|---------------------|---------------------------------------|---|
| 1     | SEC.W 24 x 76<br>y W 16 x 26 | 113.4 y<br>38.9  | 9,276               | 87,400 y<br>12,520                    | 2100,000                                    |
| 2     | SEC.W 24 x 76<br>y W 16 x 76 | 113.4 y<br>38.9  | 8,309               | 87,400 y<br>12,520                    | 2100,000                                    |
| 3     | SEC.W 18 x 35<br>y W 27 x 94 | 152.2 y<br>140.3 | 10,632              | 630 y<br>5,160                        | 2100,000                                    |
| 4     | SEC.W 24 x 76<br>y W 27 x 94 | 113.4 y<br>140.3 | 10,632              | 87,400 y<br>5,160                     | 2100,000                                    |
| 5     | SEC.W 24 x 76<br>y W 27 x 94 | 113.4 y<br>140.3 | 10,632              | 87,400 y<br>5,160                     | 2100,000                                    |
| 6     | SEC.W 24 x 76<br>y W 27 x 94 | 113.4 y<br>140.3 | 2,789               | 87,400 y<br>5,160                     | 2100,000                                    |

SUMA 52,270

ESTRUCTURA METALICA

| NIVEL | COLUMNA PRINCIPAL | PESO W (Kg/m) | PESO x NIVEL W (Kg) | MOMENTO DE INERCIA (cm <sup>4</sup> ) | MODULO DE ELASTICIDAD (Kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------|-------------------|---------------|---------------------|---------------------------------------|---|
| 1     | SEC. 40 x 35      | 148.8         | 5,071               | 19,480                                | 2100,000                                    |
| 2     | SEC. 40 x 35      | 212.02        | 5,936               | 51,280                                | 2100,000                                    |
| 3     | SEC. 40 x 35      | 212.02        | 7,420               | 51,280                                | 2100,000                                    |
| 4     | SEC. 40 x 35      | 179.61        | 2,686               | 23,670                                | 2100,000                                    |
| 5     | SEC. 40 x 35      | 179.61        | 2,686               | 23,670                                | 2100,000                                    |
| 6     | SEC. 40 x 35      | 179.61        | 1,886               | 23,670                                | 2100,000                                    |

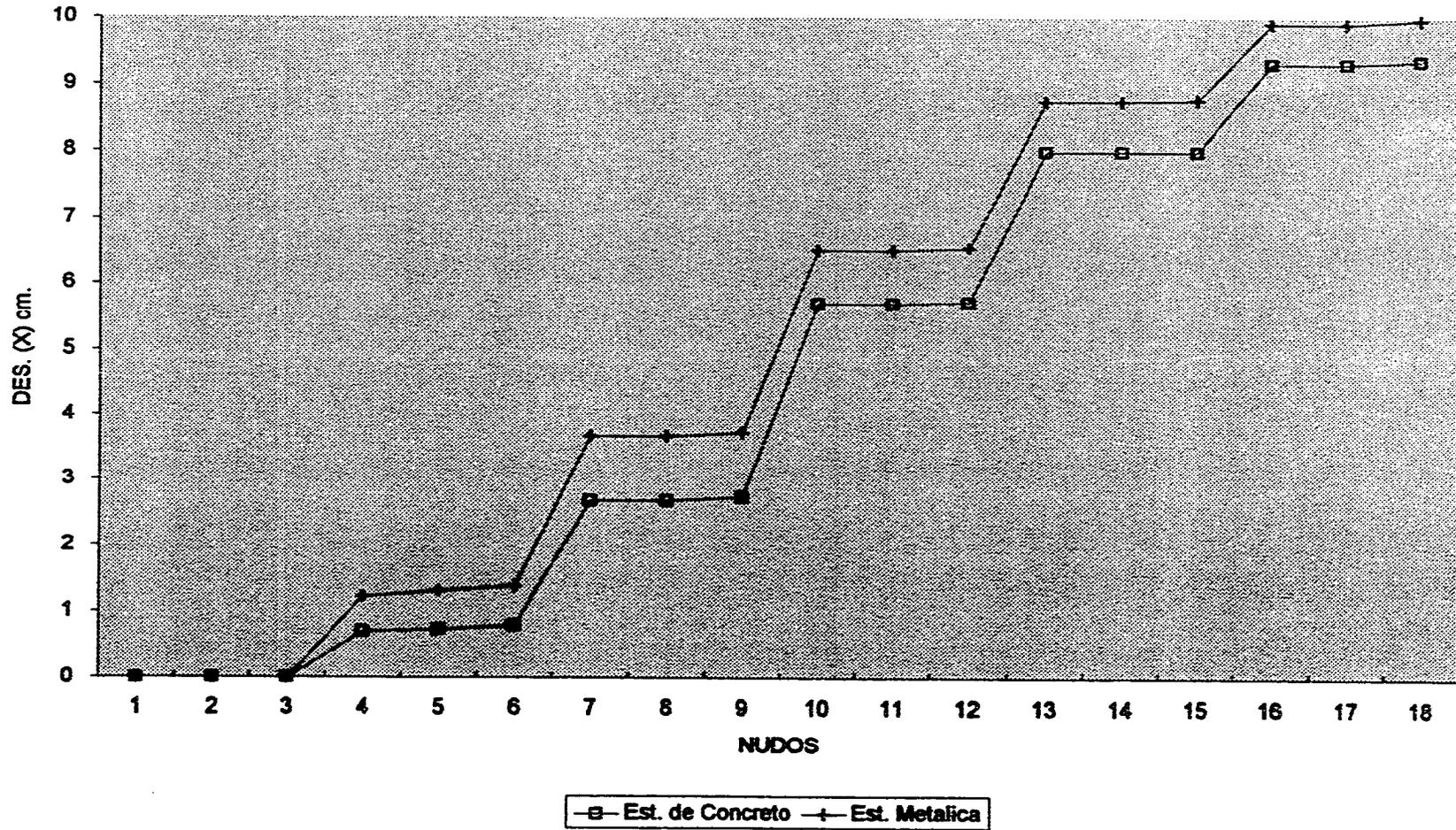
SUMA 25,685

Peso de los marcos (W) = 77,955 Kg

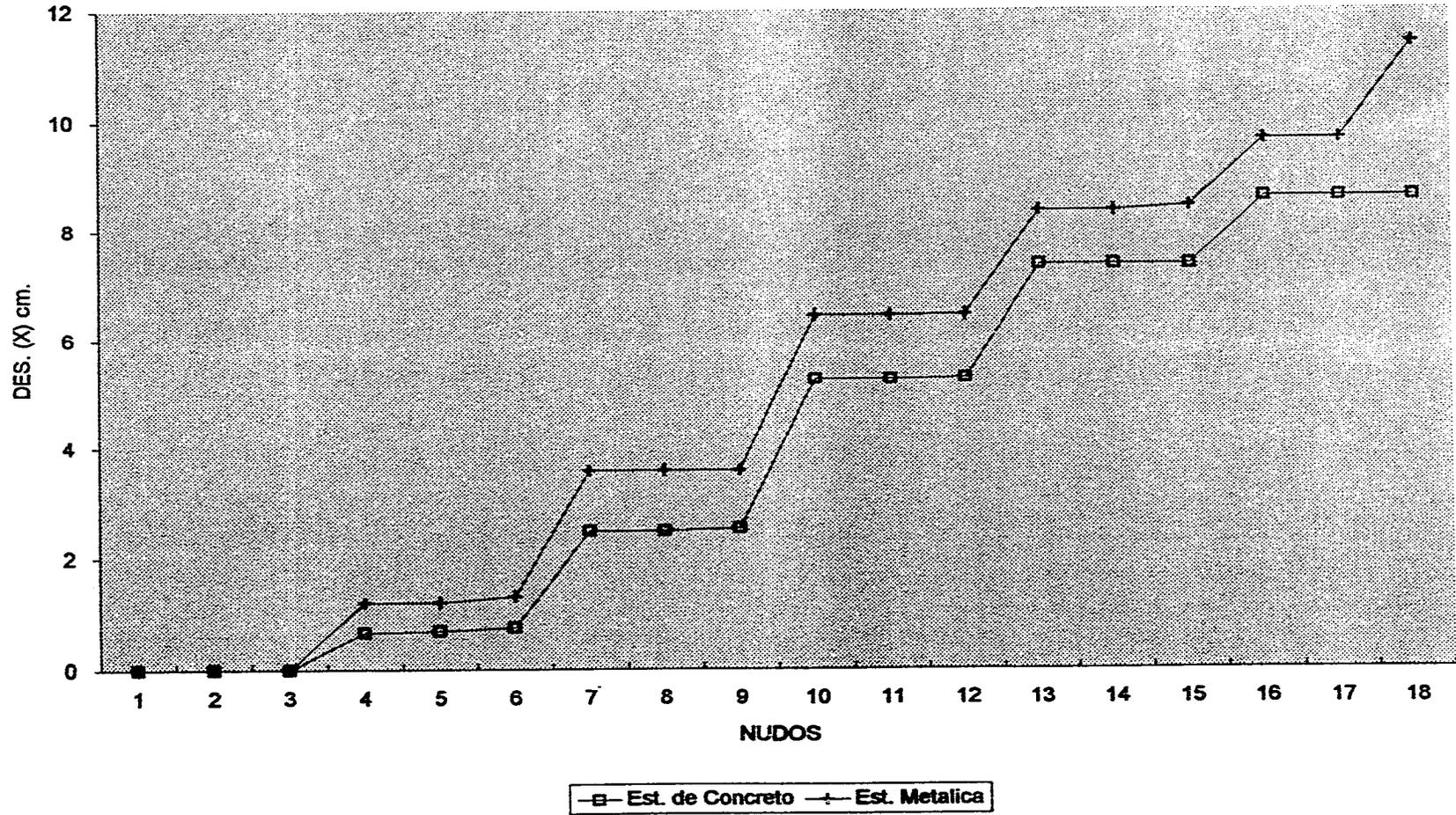
Peso muerto de la estructura (W) = 569,363 Kg

Peso de la estructura (W) = 647,318 Kg

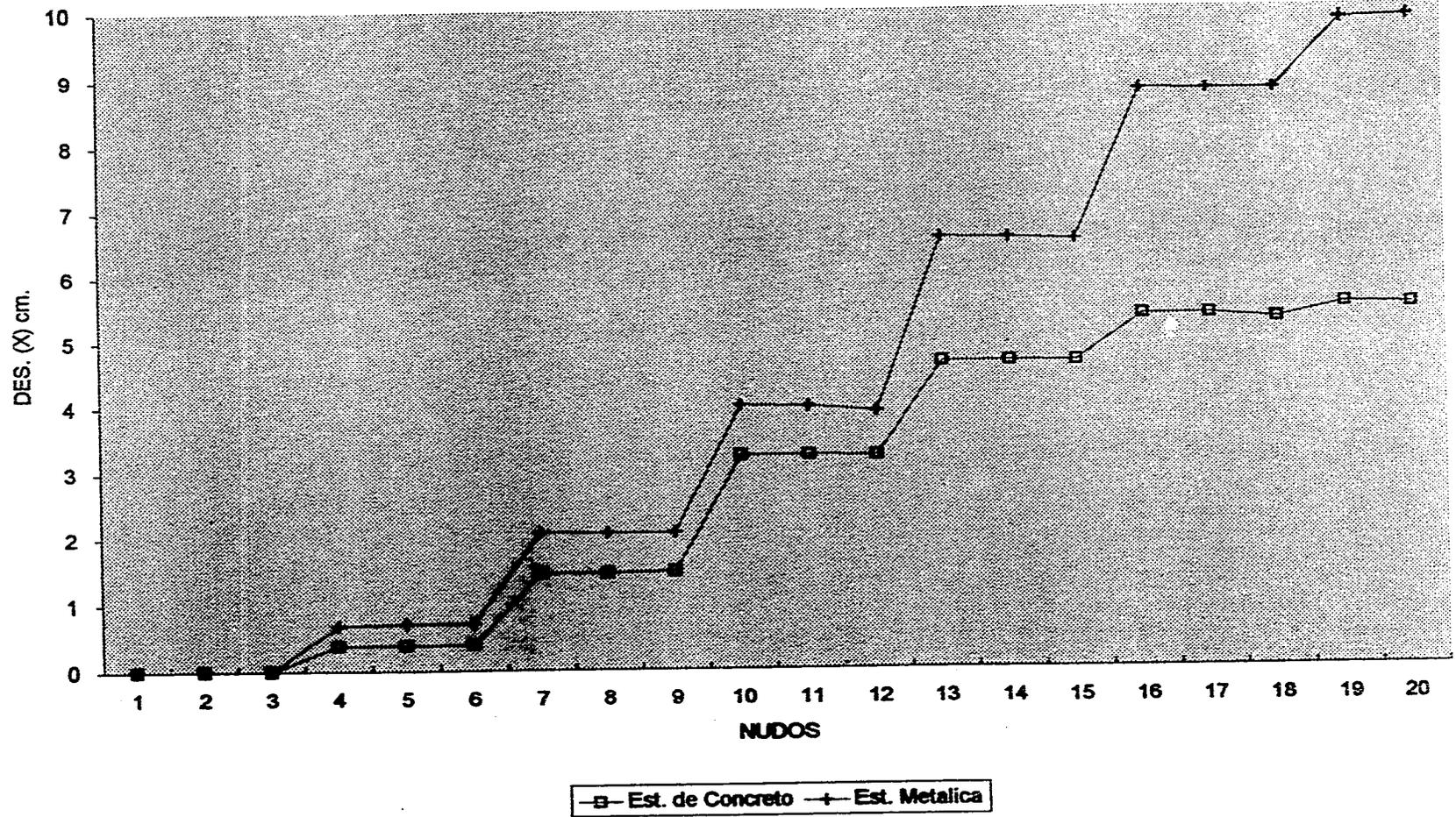
### MARCO 3 DESPLAZAMIENTOS



### MARCO 4 DESPLAZAMIENTOS



### MARCOS DESPLAZAMIENTOS



## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES

Este trabajo pretende describir brevemente la respuesta estructural en términos de sus desplazamientos entre una estructura de Acero y una de Concreto, siguiendo los criterios que establece el Reglamento de Construcciones del D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias por lo tanto se hace un análisis breve dentro de las siguientes conclusiones :

1) Para el diseño correcto de un marco se requiere del conocimiento de los métodos de análisis estructural, así como de las teorías de mecánica de materiales, sin embargo en el Reglamento del Distrito Federal y en sus N.T.C., se encuentran recomendaciones que están encaminadas a dar soluciones satisfactorias a la estructura. Las vigas, columnas y otros elementos como lo son las conexiones son de gran importancia para la estructuración de cualquier edificio, sin olvidar por supuesto que juntos o unidas dan paso a la formación de un marco.

2) El reglamento del D.D.F. establece en su titulo sexto, lo que se refiere a la seguridad estructural de las construcciones, las disposiciones generales con las que debe contar una estructura, así como los requisitos que se deben cumplir en un proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación, con el fin de lograr un nivel adecuado de seguridad contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación, a su vez este titulo sexto se divide en 11 capítulos, encaminados a dar información para la realización de un buen diseño estructural, en su capítulo tercero, se podrá encontrar las recomendaciones acerca de los criterios de diseño, y las dos categorías de estados límite : que son el estado límite de falla y el estado límite de servicio que se establece mas ampliamente en las N.T.C.

3) Las resistencias nominales y de diseño de cualquier elemento donde se revisen sus posibles estados límites de falla, dependen de las características de sus materiales por tal motivo, las N.T.C. para diseño y construcción de estructuras de Concreto y Acero, proporcionan los requisitos a seguir, así como las formulas y factores de reducción que se requieran tomar para la evaluación de una revisión de las resistencias nominales de la estructura y su diseño, haciendo una distinción en los materiales por separado. Por otra parte los estados límites de servicio no dependen de los materiales utilizados por tal razón, deben de cumplir con los siguientes requisitos los cuales son tener resistencia y suficiente rigidez para soportar la combinación de cargas permanentes y accidentales sin que se viole ningún estado límite de servicio, con esta revisión se trata de lograr que el funcionamiento de una edificación sea satisfactoria.

### VI.1.1.- COMPARACION DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y ACERO

6) Uno de los muchos problemas a los que se enfrentan los profesionistas e inversionistas al querer iniciar un proyecto es el de elegir entre una estructura de concreto y una de acero, sin embargo para la elección de alguna de estas dos estructuras por lo regular esta determinado mas por practicas constructivas que de criterio técnico.

7) Hay muchos factores que afectan la consideración para la elección de algún tipo de estructuras, sin embargo dentro de los aspectos importantes será siempre la optimización del sistema total, es decir los aspectos generales como lo son : el económicos, tiempos de ejecución, disponibilidad de materiales etc., aunque en los sistemas estructurales, pueden presentar ciertas dificultades, son aun más graves, los problemas, de naturaleza psicológica o social que difícilmente son cuantificables en un proyecto, los cuales solamente serán enfocados o resueltos mediante la experiencia del ingeniero o proyectista.

8) Ventajas y desventajas del Concreto :

a) El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que lo sostengan mientras adquieren resistencia suficiente para que la estructura sea autosoportante, esta característica impone ciertas restricciones, pero al mismo tiempo aporta algunas ventajas, una de estas es su moldeabilidad, propiedad que brinda al proyectista gran libertad en elección de formas.

b) Otra característica importante es la facilidad con que se puede lograr la continuidad en la estructura mientras que en las estructuras metálicas el logro de continuidad en las conexiones entre los elementos implica serios problemas en el diseño y en la ejecución.

c) Cuando los elementos estructurales se construyen en forma definitiva, obliga a una secuencia determinada de operaciones, ya que para iniciar cada etapa es necesario, esperar a que se haya concluido la anterior, por ejemplo, no puede procederse a la construcción de un nivel en un edificio hasta que el nivel inferior haya adquirido la resistencia adecuada, además es necesario a menudo construir obras falsas muy elaboradas, operaciones que influyen decisivamente en su tiempo y costo.

d) Una desventaja son los agregados, por lo regular debido a que no son renovables los agregados de buena calidad se van agotando lo que ocasiona que los agregados andesíticos para concreto de tipo 1 son cada vez de menor calidad.

9) Ventajas y desventajas del Acero :

a) La alta resistencia del acero, por unidad de peso, esto significa que las cargas muertas serán menores.

b) El acero está mas cerca de las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, porque sigue la ley de Hooke.

c) La propiedad de un material que le permite soportar deformaciones generales sin falla, bajo esfuerzos de tensión elevadas, se conoce como su ductilidad, la naturaleza dúctil de los aceros estructurales usuales, les permite fluir localmente en dichos puntos, previniendo así fallas prematuras.

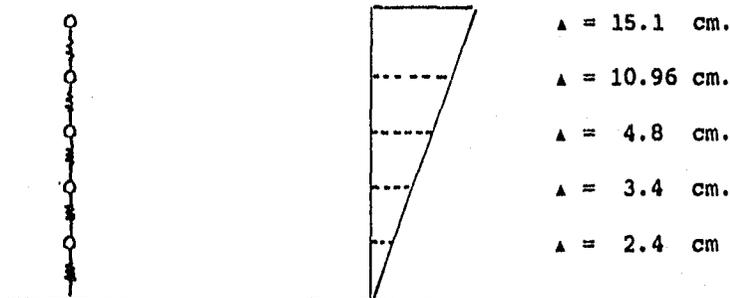
d) La mayoría de los aceros se corroen cuando están expuestos libremente al aire y deberán pintarse periódicamente

10) A continuación se hace una breve explicación de la respuesta estructural de ambas estructuras:

La deformación que puede presentar una estructura antes de su colapso total depende en gran medida de las características de su material, de las gráficas que se presentaron en el capítulo anterior se puede observar claramente que se tiene un comportamiento elástico lineal, sin embargo hay una clara diferencia entre los desplazamientos que presenta una y otra estructura.

Se puede apreciar claramente que la estructura metálica tiene un desplazamiento lateral mayor, que el de la estructura de concreto, esto es debido a que esta última tiene mayor rigidez, en sus secciones. El máximo desplazamiento que presenta la estructura de concreto en términos de porcentaje es de 0.62 % y, para acero es de 0.75 %, estos porcentajes son comparados con el desplazamiento permisible que marca el reglamento de construcciones del D.F. como se muestra a continuación:

En el art. 209 se especifican las diferencias de los desplazamientos debido a fuerzas cortantes laterales y marca lo siguiente :  $\Delta = 0.012 (h-\Delta h)$



El desplazamiento mayor que puede tomar la estructura será de 15.1 cm.

R E F E R E N C I A S

- 1) Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Septiembre de 1987.
- 2) Normas Tecnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. Septiembre de 1987 CICM.
- 3) Diseño Estructural  
Roberto Meli Piralla  
Ed. Limusa
- 4) Manual de Diseño Sismico de Edificios  
Roberto Meli Piralla  
E. Bazán  
Ed. Limusa México D.F. 1984
- 5) Mecanica de Materiales  
S.P. Timoshenco  
James M. Gere  
Ed. Hispano-Americana 1972
- 6) Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado  
Oscar M. González Cuevas  
Francisco Roberto F.-V.
- 7) Comentarios Y Ayudas de diseño de las N.T.C. para diseño y Construcción de Estructuras de Concreto DDF  
Series del Instituto de Ingenieria  
Noviembre de 1991
- 8) Comentarios Y Ayudas de diseño de las N.T.C. para diseño y Construcción de Estructuras de Metalicas DDF  
Series del Instituto de Ingenieria  
Noviembre de 1991
- 9) Tercer Simposio Internacional y Sexto Simposio Nacional de Estructuras de Acero  
Mexico D.F. Noviembre de 1993  
Editada por Ing. Enrique Martínez Romero
- 10) Structural Analysis Users Manual SAP90  
Edward L. Wilson  
Ashraf Habibullah

11) Diseño de Estructuras Metalicas

Jack c.

Mc Cormac

Ed. Electrocomp, s.a.

12) Estructuras de Acero

Oscar de Buen

Lopez de Heredia

Ed. Limusa