

2967



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO CON SISTEMA DE ARMADURAS ALTERNADAS

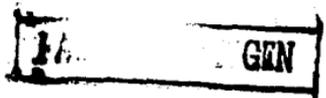
## T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

GERARDO GONZALEZ SARAVIA COSS



MEXICO, D. F.

1989



## **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 está 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.

## TEMARIO

	pg
I.- INTRODUCCION .....	2
1 - Descripción del proyecto. ....	4
2 - Sistema de Armaduras Alternadas. ....	10
3 - Método de análisis y diseño. ....	14
4 - Estructuración propuesta del edificio. ....	20
5 - Criterios generales de diseño. ....	25
II.- MODELO MATEMATICO. ....	27
1 - Breve descripción del ETABS. ....	27
2 - Análisis de cargas.....	47
3 - Análisis sísmico. ....	49
III.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA. ....	54
1 - Diseño del sistema de piso. ....	54
2 - Diseño de una columna. ....	59

	pg
3 - Diseño de una viga. ....	75
4 - Diseño de un muro. ....	80
5 - Diseño de una losa maciza. ....	102
6 - Diseño de las armaduras. ....	106
IV.- DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CIMENTACION. ....	123
1 - Breve descripción del suelo. ....	123
2 - Criterios empleados. ....	125
3 - Diseño de pilotes. ....	128
4 -Cálculo de losa de fondo. ....	137
5 -Cálculo de losa tapa. ....	138
V.- COMENTARIOS Y CONCLUSIONES. ....	146
VI.- BIBLIOGRAFIA. ....	151

## 1.- INTRODUCCION

## I.- INTRODUCCION

En la zona metropolitana existen 17 millones de habitantes, 10 millones de ellos radican en el Distrito Federal; lo que representa el 20% de la población nacional. Esto nos explica el gran volumen de actividades; económicas, industriales, culturales, políticas, educativas, científicas, deportivas, artísticas y sociales tanto nacionales como internacionales que tiene lugar en una milésima parte del territorio nacional.

Para la realización de estas actividades es necesario el traslado de numerosas personas y objetos, tanto en el interior del país como al exterior del mismo por medio de los diferentes medios de transporte. El transporte aéreo es de gran importancia en todas estas actividades por ser el medio más rápido y seguro. En el caso del Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México esta situación se ve acentuada por las razones antes expuestas por el volumen tan grande de pasajeros; tanto nacionales como extranjeros; así como la carga que maneja cada año. Los estudios demuestran que el número de personas que viajaron por avión fué de 20 millones en 1983. De estos, 13.9 (69.3%) correspondieron al servicio nacional y 6.1 (30.7%) al internacional. El traslado de todas estas personas demanda alojamiento tanto en los destinos como en las conexiones cuando es necesario pernoctar en estas.

El aeropuerto Internacional de la Ciudad de México cuenta con pocos hoteles de calidad para el turismo nacional como internacional en sus vecindades. Estos principalmente son ocupados por turistas con necesidad de pernoctar en espera de una conexión, lo que hace necesario la ampliación de estos para cubrir las crecien-

te demada de habitaciones.

. El edificio en cuestión se encuentra ubicado sobre la Avenida Puerto México, lo que lo coloca en una posición estratégica para recibir a los turistas con necesidad de alojamiento lo más cerca posible del Aeropuerto.

Como se sabe el Aeropuerto y sus inmediaciones se encuentran localizados en la zona del ex-lago de Texcoco en una zona de suelo blando constituido por una capa de arcilla de profundidad variable, antes de llegar al primer lente de material resistente, lo que le da características de comportamiento desfavorable para las estructuras que se encuentren sobre este, tanto por hundimientos, como por fuerzas sísmicas.

1.1.- DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El edificio está destinado a funcionar como hotel por lo que presenta una disposición arquitectónica de los espacios bastante regular. El espacio sobre el que se desplanta el hotel es un terreno de forma trapezoidal casi rectangular de 52.05 por 44.21 por 50.53 por 34.80 m aproximadamente; ocupando en los dos primeros niveles el edificio la totalidad de este. A partir del tercer nivel comienza lo que de ahora en adelante se referirá como la torre, que consiste en un estrechamiento en la planta a un cuerpo de forma rectangular de 49.00 m de longitud por 17 m de ancho con un desfazamiento en la parte casi intermedia, divide esta en el sentido longitudinal por claros de 7.20 m.

En el primer nivel o sótano (N +8.90) se encuentra destinado a estacionamiento de automóviles del hotel y bodegas. El segundo nivel (N +12.00), que se encuentra casi al nivel de la calle, se encuentran localizados la cafetería, cocina de apoyo, el lobby, locales comerciales o concesiones, salones de convenciones, camerinos, sanitarios y alacenas.

A partir del tercer nivel se encuentran los cuartos de huéspedes a todo lo largo de la torre colocados simétricamente uno enfrente del otro dejando únicamente un pasillo central con una altura de entrepiso de 3.00 m. A continuación se presentarán los niveles de los que se compone el edificio, así como su designación para fines de diseño, y su nivel asociado a los planos arquitectónicos en orden del nivel superior hacia abajo:

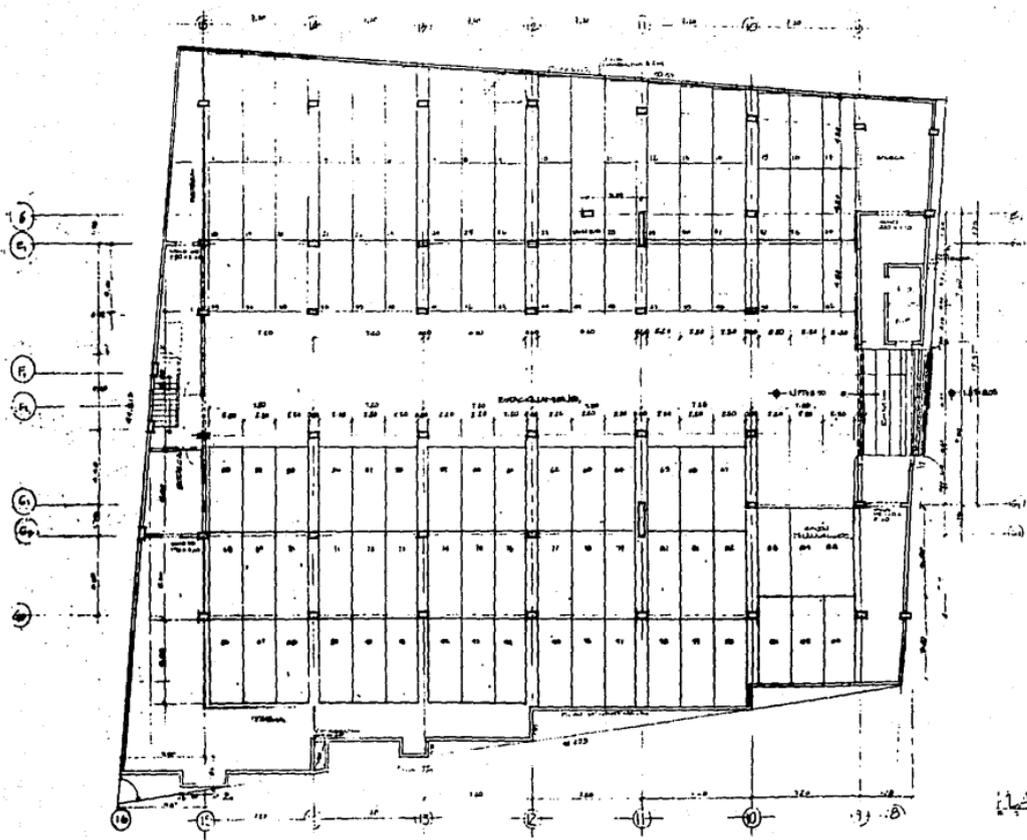
- CAS (N+45.15)

- AZD (N+42.50)

- NOV (N+40.50)
- OCT (N+37.50)
- SEP (N+34.50)
- SEX (N+31.50)
- QUI (N+28.50)
- CUA (N+25.50)
- TER (N+22.50)
- SEG (N+19.50)
- PRI (N+16.50)
- PB (N+12.00)
- EST (N+ 8.90)

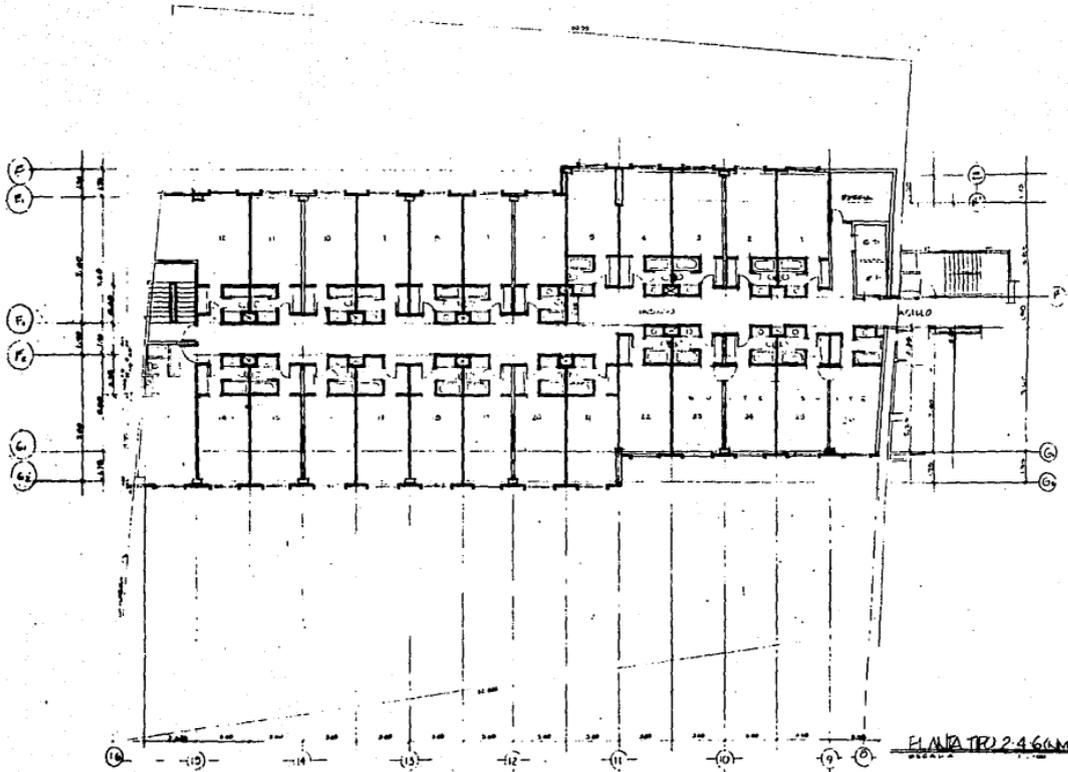
Para la selección del sistema estructural se presentó un requisito, debido a disposiciones arquitectónicas se pretende eliminar todas columnas en el nivel +12.00 dentro de la zona de torre. Además en la zona de cuartos; estos se encuentran a todo lo largo de la torre en dos filas paralelas al sentido longitudinal de la torre dejando entre ellos un pasillo central. Por estas dos razones y otras que más adelante se mencionarán se escogió el sistema de Armaduras Alternadas.

A continuación se presentan las plantas Arquitectónicas de los niveles +8.90, +12.00, planta tipo de la torre y un corte transversal del edificio en cuestión.



PLANTA SUPERIOR





PLANTA TPO 2:466 METROS DE ANCHO



### 1.2. - SISTEMA DE ARMADURAS ALTERNADAS

Un nuevo concepto en marcos estructurales ha sido desarrollado en el Instituto de Tecnología de Massachusetts llamado Sistema de Armaduras Alternadas en la década de los sesenta y setenta. El sistema que se describe recibe este nombre ya que utiliza armaduras con profundidad de un nivel en forma alternada tanto a lo largo como a lo alto del edificio, ocupando cada armadura el ancho completo del edificio (ver figura I.1.a).

Aunque este sistema estructural fué desarrollado para unidades habitacionales, el sistema ha sido utilizado exitosamente para edificios de usos múltiples.

#### DESCRIPCION DEL SISTEMA.

El sistema consiste en armaduras de cuerdas paralelas, simétricas con respecto a su centro, con una altura igual a la de los entrepisos, orientadas en la dirección transversal del edificio y apoyadas en las columnas exteriores teniendo estas por consiguiente el ancho total del edificio. Las armaduras se disponen en forma alternada, tanto en sentido horizontal como vertical a todo lo largo del edificio ( ver figura ).

De esta manera en el interior del edificio no existen columnas y los espacios libres quedan limitados por las armaduras alternadas y las columnas extremas. En este sistema las armaduras en adición de transmitir las fuerzas gravitacionales verticales, también resisten las fuerzas laterales.

El sistema de piso consiste en una losa apoyada sobre largueros y estos a su vez apoyados en las cuerdas de las armaduras; los

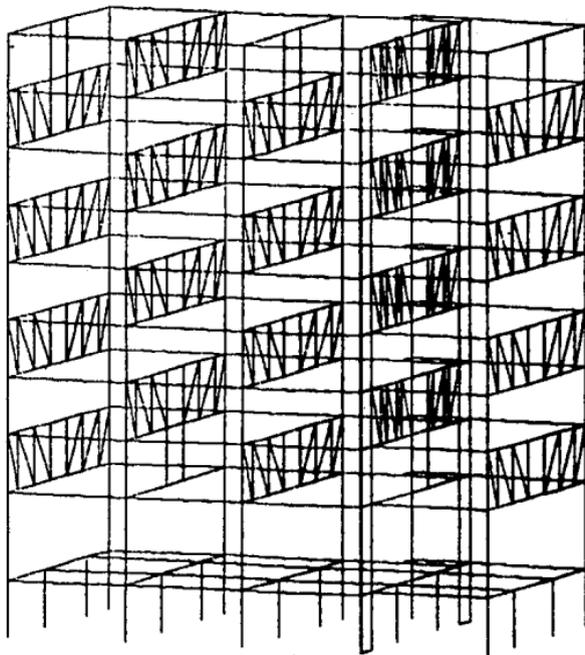
cuales van de la cuerda superior de la armadura del piso inferior a la cuerda inferior de la armadura del piso en cuestión.

El sistema de piso así constituido no solo transmite cargas verticales, si no que además trabaja como un diafragma horizontal que transmite las cargas laterales a las armaduras, y estas a través de sus diagonales fácilmente a las columnas como carga axial, con momentos pequeños; siendo esta una característica muy importante de este sistema estructural. Por este motivo las columnas se pueden orientar de manera que su eje de mayor resistencia pueda resistir la flexión debida a las fuerzas longitudinales de viento y sismo. Por este concepto de doble uso este sistema da como resultado una estructura más ligera y provee más espacio libre-columna que un sistema convencional de viga-columna, lo que favorece el comportamiento sísmico del sistema. La característica de tener el panel central abierto en cada armadura permite un corredor ininterrumpido en cada nivel por todo lo largo del edificio.

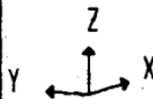
El sistema de piso que se utilice puede ser muy variado, pero la condición que debe cumplir es que siempre forme un diafragma integral con las armaduras, para transmitir las cargas horizontales.

El sistema de armaduras alternadas ha sido analizado para fuerzas gravitacionales y de viento en un principio. Por sus aparentes ventajas de aplicación de este concepto a áreas con actividad sísmica ha sido discutido por un número de ingenieros en la costa oeste de E.U.A. Pero el comportamiento dinámico de este sistema estructural, particularmente durante un severo terremoto, todavía no es conocido hasta la fecha. Esto ha restringido el posible uso de este concepto en áreas sísmicas.

Aunque las cargas laterales que están especificadas en los códigos de construcción son utilizadas para construir edificios de altura, porque resultan en diseños económicos, algunos de los cuales tienen gran resistencia a fuertes movimientos telúricos. La gran diferencia entre la predicción de la respuesta lineal elástica y la comportamiento observado de estructuras similares fué atribuido a la habilidad de las estructuras de disipar energía através de deformaciones inelásticas en cierto miembros de la misma. A la fecha, estudios analíticos y experimentales de muchos autores Housner, Berg, Goel, Workman, Anderson & Bertero, y Hanson, han demostrado que la mayoría de las estructuras sobreviven a fuertes movimientos telúricos disipando parte de la energía del terremoto através de deformaciones histeréticas inelásticas de ciertos elementos estructurales por lo tanto es esperada que cierta actividad inelástica ocurra en las estructuras durante un severo terremoto.



SISTEMA DE ARMADURA ALTERNADAS



FILE : TESIS.PST  
UNDEFORMED GEOMETRY  
TOP LEVEL : CAS  
BOTTOM LEVEL : PB

ETABS

### I.3.- METODO DE ANALISIS Y DISEÑO

Debido a su naturaleza tridimensional causada por el alternamiento de las armaduras en el espacio y a la necesidad de la interacción entre el sistema de piso actuando como diafragma y las armaduras para la integridad estructural del edificio, hacen que la filosofía de análisis y diseño deba tomar en cuenta estos factores en conjunto, aunque las condiciones de carga y métodos de análisis y diseño son en principio similares a los sistemas convencionales. El uso de un programa de análisis tridimensional parece idóneo para valuar estos factores en conjunto.

Como un primer paso en el análisis y diseño de las armaduras, se diseñaran estas estudiando el comportamiento de una armadura simple sometida a cargas verticales estáticas, el cual permitirá desarrollar un modelo matemático para el análisis integral de la estructura.

Para el diseño de las armaduras se supondrán una serie de hipótesis, las cuales en realidad no difieren mucho de lo real. Estos principios son que para el análisis de una armadura esta se encuentra formada por barras rectas, las cuales únicamente trabajan a fuerza axial, despreciándose la flexión y el cortante. Las cuerdas trabajan como vigas continuas y las armaduras se suponen simplemente apoyadas en las columnas.

Para el caso de las cargas, se suponen estas concentradas en los puntos de unión de los tableros y que las cuerdas serán axialmente rígidas debido a el diafragma formado por el sistema de piso.

De esta manera el problema se resume a analizar una armadura estáticamente determinada, cuyo modelo de análisis se muestra en la figura, así como las fuerzas en cada uno de sus miembros. Los momentos en las cuerdas pueden calcularse por cualquier método convencional.

Para el análisis por cargas horizontales (sismo o viento), se ejecutarán en las siguientes etapas:

a) se calcularán la fuerza cortante total en el entrepiso de la cuerda superior e inferior, esto es debido a que las longitudes de los tableros son iguales y a la suposición de la acción de di-fragma de la losa de piso, la cual transmite el cortante de la cuerda inferior de una armadura a las cuerdas superiores de las armaduras adyacentes. Este cortante uniformemente distribuido puede ser representado por fuerzas laterales aplicadas en los nudos.

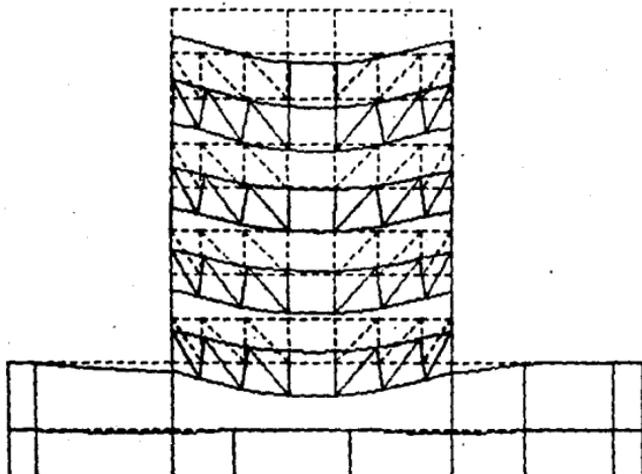
b) Se calcula el cortante vertical y se distribuye entre las cuerdas en función de sus rigideces relativas. Suponiendo que el punto de inflexión está localizado en el punto medio del tablero central, las reacciones y momentos resultantes en las cuerdas y miembros del alma pueden ser calculados.

c) Las fuerzas internas calculadas en el paso b) son superpuestas a las fuerzas verticales a la carga muerta y carga viva reducida.

Debe hacerse notar que el método no incluye el efecto de fle-xión en las columnas debido a el acortamiento y alargamiento de las cuerda. Sin embargo este efecto puede ser reducido aplicando una contraflecha a la armadura.

El diseño de los elementos se basa en el criterio de los es-fuerzos permisibles del reglamento y de las especificaciones del

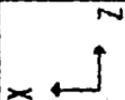
Para que la armadura alcance este mecanismo de falla es necesario que los miembros del alma mantengan su rigidez y resistencia superiores a este nivel de esfuerzos. De aquí que el tercer criterio que debe usarse es que el pandeo o su capacidad de fluencia sea mayor que las fuerzas a que estarán sometido. De esta manera se asegura que bajo un incremento de fuerzas laterales, la única porción de la armadura donde la fluencia puede ocurrir es en los extremos del tablero central, mientras que el resto de la armadura permanece elástica.



SISTEMA DE ARMADURAS ALTERNADAS - deformación  
ante fuerzas gravitacionales

ETABS

FILE : TESIS.PST  
LOAD CONDITION : I  
TOP LEVEL : CAS  
BOTTOM LEVEL : PB



#### I.4.- ESTRUCTURACION PROPUESTA DEL EDIFICIO

Para el edificio que consta de 10 niveles, con una planta 52.00 por 44.21 por 50.53 por 34.80 m en los dos primeros niveles y en los siguientes ocho niveles con una planta de 17.00 por 42.00 m aproximadamente y con una altura total de 36.5 m (incluyendo la caseta de los elevadores). Se cuenta con una separación de columnas en el sentido longitudinal de 7.20 m, localizándose sobre estos ejes las armaduras de manera alternada a todo lo largo y alto de la torre, lográndose de esta manera espacios libres de 17.00 x 14.40 m en las plantas. En toda las plantas en dirección transversal en los extremos del edificio se colocaron muros de cortante para aminorar la fuerza cortante sobre las columnas, a estas se les orientó de manera que su eje mayor fuera en el sentido longitudinal del edificio para mejorar en este sentido la formación de marcos rígidos en unión de las trabes.

El sistema de piso se está formando de largueros simplemente apoyados en los nudos de las armaduras, para evitar fuerzas concentradas que produzcan momentos flexionantes altos en las cuerdas, conservándose dentro de las hipótesis consideradas.

La losa del piso es de concreto normal colado sobre cimbra metálica que a la vez trabaja de refuerzo de metal corrugado.

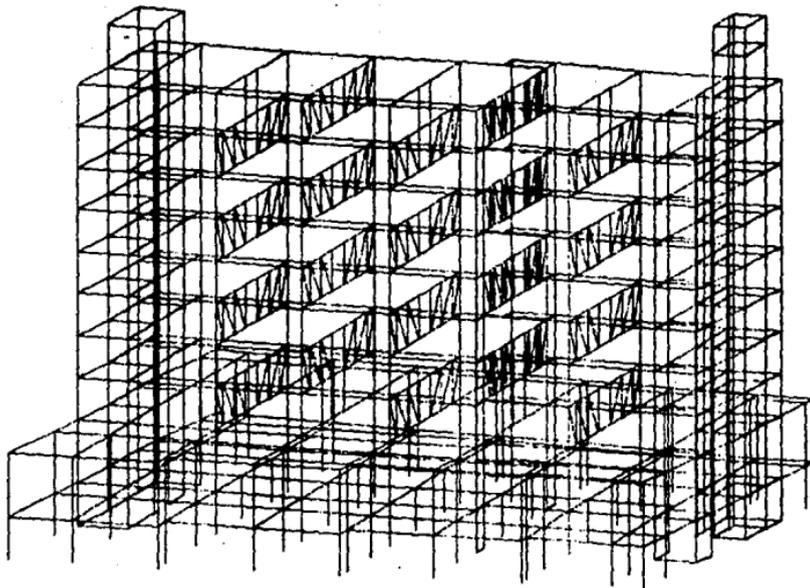
Se hizo un análisis preliminar bajo condiciones de servicio para establecer secciones de los elementos para el análisis integral de la estructura por computadora. En el presente trabajo únicamente se presentarán los resultados del programa con las secciones definitivas y su revisión, así como algunos cálculos preliminares de algunos elementos para mejor explicación de su cálculo.

Las condiciones de carga estáticas para las que se efectuó el análisis tridimensional fueron:

- 1 Carga Muerta + Carga Viva
- 2 Carga Muerta + Carga Viva reducida + sismoX + 0.3sismoY.
- 3 Carga Muerta + Carga Viva reducida + 0.3sismoX + sismoY.
- 4 Carga Muerta + Carga Vivareducida - sismoX - 0.3sismoY.
- 5 Carga Muerta + Carga Viva reducida - 0.3sismoX - sismoY

esto para valuar el efecto de las irregularidades del edificio tanto en elevación como en planta.

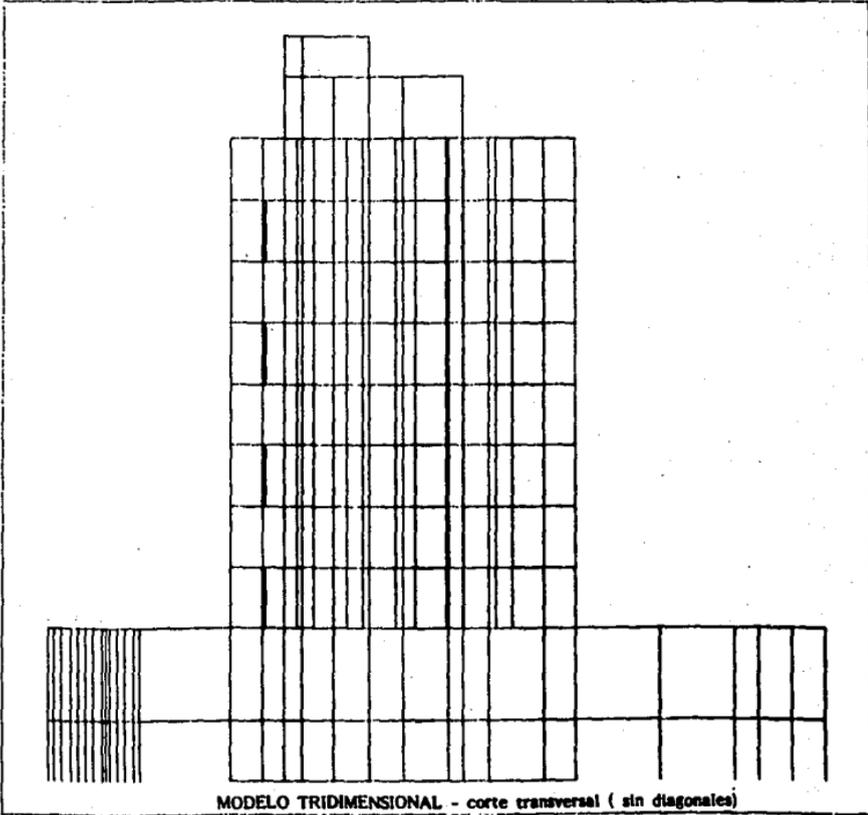
NOTA : La descripción de la cimentación se hará en el capítulo correspondiente.



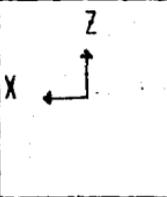
SISTEMA DE ARMADURAS ALTERNADAS - Modelo Tridimensional - ETABS

FILE : TESIS.PST  
UNDEFORMED GEOMETRY  
TOP LEVEL : CAS  
BOTTOM LEVEL : PB

ETABS

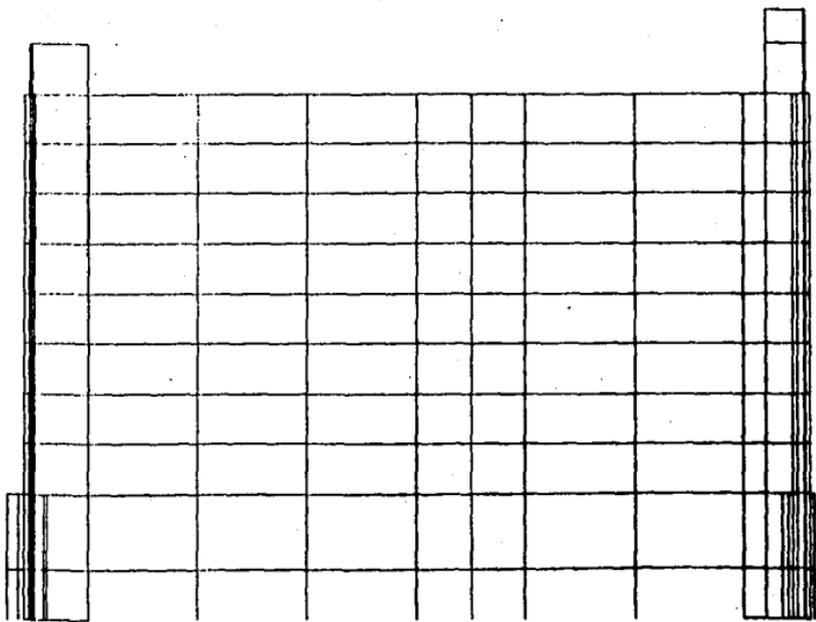


MODELO TRIDIMENSIONAL - corte transversal ( sin diagonales)



FILE : TESIS.PST  
UNDEFORMED GEOMETRY  
TOP LEVEL : CAS  
BOTTOM LEVEL : PB

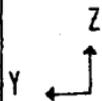
ETABS



MODELO TRIDIMENSIONAL - corte longitudinal

FILE : TESIS.PST  
UNDEFORMED GEOMETRY  
TOP LEVEL : CAS  
BOTTOM LEVEL : PB

ETABS



### 1.5.-CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO.

La meta del diseño sísmico es producir estructuras óptimas para la sociedad. Esto implica considerar diversas opciones, evaluar los costos y consecuencias de cada una y hacer la mejor selección. Dicha meta puede expresarse en términos de los siguientes objetivos:

- Se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante temblores frecuentes de baja intensidad.
- Que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable y el daño estructural sea mínimo bajo la acción de temblores de intensidad moderada.
- Que para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables.

También se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general, y para evitar que se produzca pánico incontrolado durante temblores moderados o severos, principalmente.

## 11.- MODELO MATEMATICO

## II.- MODELO MATEMATICO.

### II.1.- BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA ETABS.

El programa ETABS ( Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) fue el programa que utilicé para el análisis del edificio con armaduras alternadas.

Este programa se basa para el análisis de estructuras en el método de las rigideces y en el método del elemento finito. El objetivo del ETABS es el del análisis de edificios de formas regulares en computadoras personales que incluyan disco duro.

El programa considera automáticamente la existencia de un diafragma infinitamente rígido en su plano en cada nivel declarado de la estructura, lo que representa una enorme ventaja de este programa, ya que simplifica la necesidad de declarar este en cada nivel en los datos del archivo de entrada del programa, Aunque el programa permite la modelación de huecos en los diferentes niveles a través de separar las columnas del diafragma rígido.

El programa idealiza a la estructura como un ensamble de marcos planos verticales y sistemas de muros interconectados por un diafragma horizontal rígido en su plano, también permite modelar sistemas con diagonales ( armaduras), aunque con la limitación de que estas tengan las cuerdas horizontales. Modelar una armadura con pendiente requeriría declarar gran cantidad de niveles, elementos y líneas de columnas, lo que resulta complicado y antipráctico.

Para los muros considera que estos son membranas de elementos finitos, con la rigidez rotacional definida únicamente en su plano.

En el análisis se incluyen las deformaciones por cortante, por

flexión y axiales de todos los elementos, aunque en el caso de las vigas las deformaciones axiales solo se consideraran cuando estas se encuentren separadas del sistema de piso.

Al tener el sistema de piso rígido se asegura la distribución del cortante entre las armaduras.

Otra ventaja que presenta el ETABS, es que considera el efecto del nudo rígido o la rigidez de la intersección de la viga-columna, en comparación con otros programas que únicamente consideran las dimensiones de eje a eje. El programa considera que existe esta zona rígida que no se deforma, lo que nos lleva a una reducción de la longitud libre de los elementos. Esta longitud queda definida por la expresión:

$$L'' = L - z(R_i + R_j)$$

donde: z es el porcentaje que se considera rígido de la unión.

R<sub>i</sub> peralte de la trabe o columna en el extremo i  
R<sub>j</sub> " " " " " " " " " j

Los efectos P-delta pueden ser incluidos al análisis de la estructura. Estos efectos son introducidos a la matriz de rigideces como una corrección geométrica. Debido a que los efectos P-delta son poco significativos cuando la relación rigidez/peso son poco significativos, que es el caso de nuestra estructura, por lo que se ignorarán del análisis.

En el programa se indican diferentes tipos de cargas, siendo estas:

- cargas verticales que incluyan carga muerta, carga viva máxima y carga viva reducida.

- cargas horizontales que representan através de cargas estáticas linealmente independientes entre sí, fuerzas de viento o de sismo.

La estructura se analiza bajo diferentes combinaciones de estas cargas con diferentes porcentajes de cada una.

#### DATOS DE ENTRADA DEL ETABS

Para la ejecución del ETABS se requiere del archivo de entrada de datos, el que se compone de diferentes bloques con la información necesaria para el análisis.

A continuación se indican los conceptos que comprende el archivo de entrada.

- 1- datos de control
- 2- datos de las masas
- 3- datos de los niveles del edificio
- 4- datos de las propiedades de los materiales
- 5- datos de las secciones geométricas de los elementos
- 6- datos del marco
- 7- datos de localización del marco
- 8- datos de las cargas laterales (opcional)
- 9- datos del espectro dinámico (opcional)
- 10- datos del acelerograma ya incluido en el programa (opcional)
- 11- datos de condiciones de cargas (opcional)

En los datos de control es donde se especifica el direccionamiento del programa, en cuanto al tipo de análisis y los datos generales de la estructura, como el número de niveles, número de marcos, tipos de masas, número total de tipos de cargas, número de modos, número de tipos de materiales, número de secciones de

columnas, vigas, diagonales y de muros. tipo de cargas laterales, activación de análisis dinámico para obtener los modos de vibrar, periodos, etc. El cálculo de centros de masas y momentos de inercia de cada nivel se pueden calcular por el programa o indicarse los en los datos de las masas.

En el bloque de los diferentes niveles de la estructura se indican el nombre de cada entrepiso, la altura del mismo, así como el tipo de masa correspondiente de los tipos anteriormente dada, así como la rigidez externa y rotacional de esta en las dos direcciones ortogonales siendo esto último opcional.

En el cuarto bloque se pueden indicar al programa tipos de materiales como acero, concreto, muros de concreto y otros, indicando además el módulo de Young (E), el modulo de Poisson (V), y el peso volumétrico para el cálculo del peso propio de los elementos. Para el cálculo de módulo de cortante (G) se realiza automáticamente con la expresión:

$$G = E/2(1-V)$$

En el quinto bloque se establecen los tipos de secciones en columnas, vigas, diagonales y espesores de muros, así como el material del que se componen. El programa presenta la opción de proporcionar únicamente la geometría de la sección (sección I, rectangular y cajón) y el tipo de material, calculando automáticamente las propiedades de las mismas; tales como el área, área de cortante, inercia, módulo de sección, radio de giro, etc.

El programa permite la repetición de un mismo marco varias veces y ensamblarlo a otros a través del bloque de definición del marco, definiendo para cada marco su número de identificación, número de

niveles, número de líneas de columnas, de vigas, de diagonales y de paneles, tipos de cargas, etc.

En la definición de columnas se puede indicar la orientación de estas con respecto al eje X local, lo que permite una modelación más exacta de las estructuras.

En el caso de las vigas se puede indicar la posición de la misma con respecto al nivel del piso, esto resulta muy práctico, especialmente en el caso de vigas diafragma, donde el peralte de estas sobre el nivel del piso llega a ser considerable. El omitir esta consideración nos puede conducir a una valuación incorrecta de las rigideces principalmente de las columnas con las consecuencias que esto implica.

Tanto en el caso de columnas, vigas y diagonales es posible articularlas en alguno de sus extremos o en ambos, siendo posible modelar diversas condiciones de apoyos, quedando incluidas las armaduras de formas regulares.

La modelación de mezzanines es posible ya que se puede desconectar las columnas con alturas libres de varios niveles.

Para los muros lo único que se requiere es el espesor de los muros y el tipo de material, cabe aclarar que, en el programa, los muros únicamente tienen rigidez en su plano.

En el sexto bloque se define cada uno de los diferentes marcos de los que se compone la estructura, así como su geometría, incluyendo sus líneas de columna con coordenadas y orientación, conectividad de vigas, cargas verticales; dentro de las cuales están las cargas uniformemente repartidas a todo lo largo de la viga, cargas y momentos concentradas en los extremos y a lo largo de la misma. Localización de los elementos; columnas, vigas, diagonales

y muros con asignación de propiedades y condiciones de apoyo así como liberación del sistema de piso.

En el bloque siete finalmente se le da al marco localización, con respecto a los ejes coordenados globales para su localización, realizándose esto para cada marco existente.

Para el caso de la estructura que se va analizar se modeló como un solo marco y se le dió a las coordenadas locales el mismo origen y la misma inclinación que las coordenadas globales.

En el octavo bloque se proporcionan las fuerzas laterales estáticas, calculadas con el método estático, aplicadas en el centro de masa de cada nivel, en función de las masas proporcionadas por el programa anteriormente en función del peso de los elementos y las cargas aplicadas. La distribución de cortantes la realizará el programa.

El bloque nueve y diez no se emplearon debido a que no se hará análisis dinámico y a que las fuerzas laterales ya fueron proporcionadas en el bloque anterior.

En el bloque once se definen las combinaciones de carga para los que se analizará la estructura. El edificio de armaduras alternadas se analizará bajo las condiciones de carga ya antes mencionadas.

En las figuras siguientes se presentan únicamente cuatro plantas tipo del modelo matamático; la planta baja o N+12.00 (fig II.1.a), el primer piso o N+16.50 (fig II.1.b), la planta tipo para la torre (fig II.1.c) y el noveno piso o N+40.50 (fig II.1.d). Así como la numeración de las diagonales en los diferentes ejes del modelo (fig II.1.e a II.1.i).

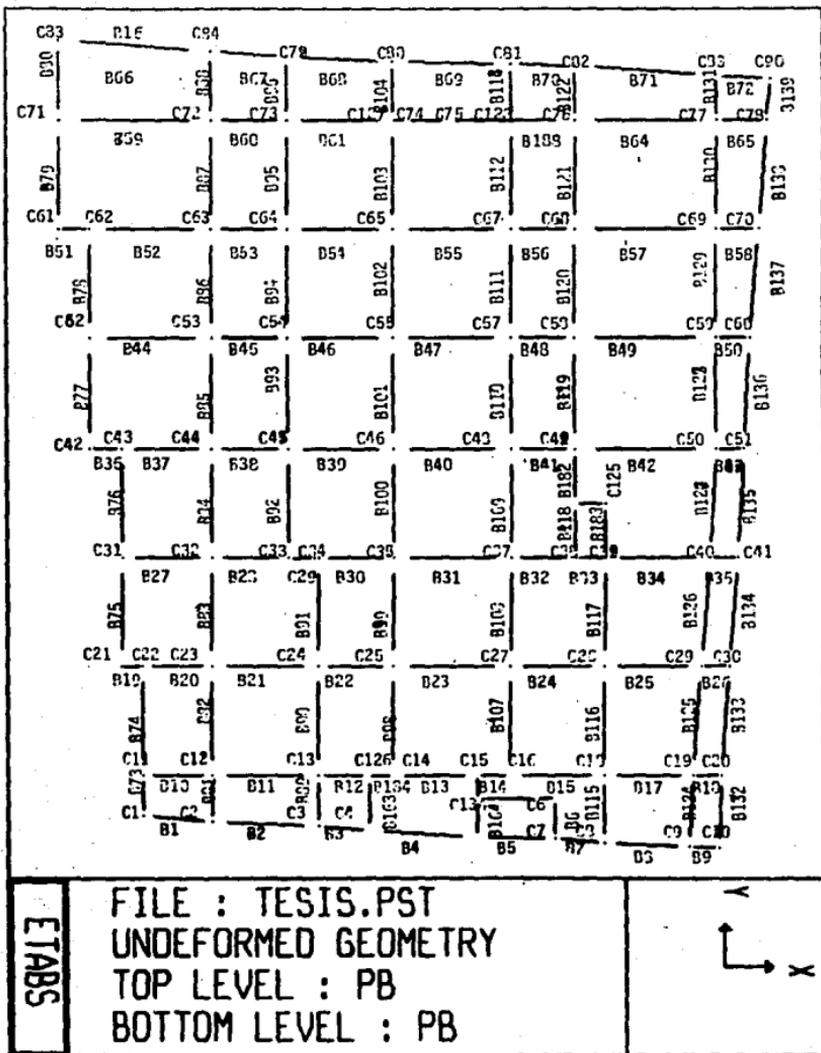
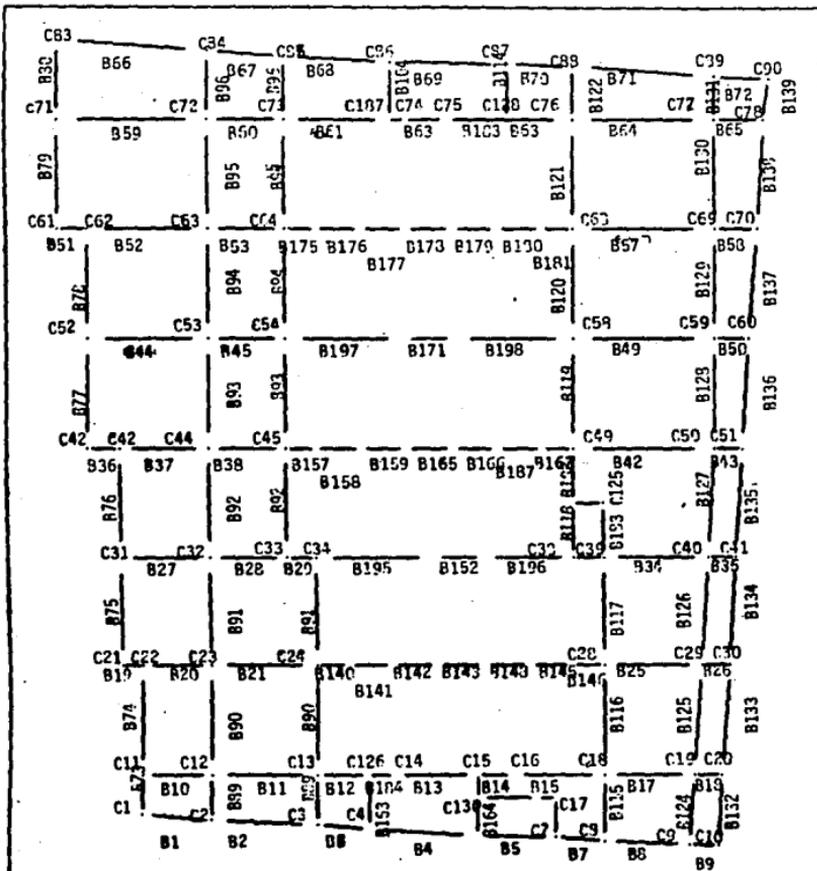


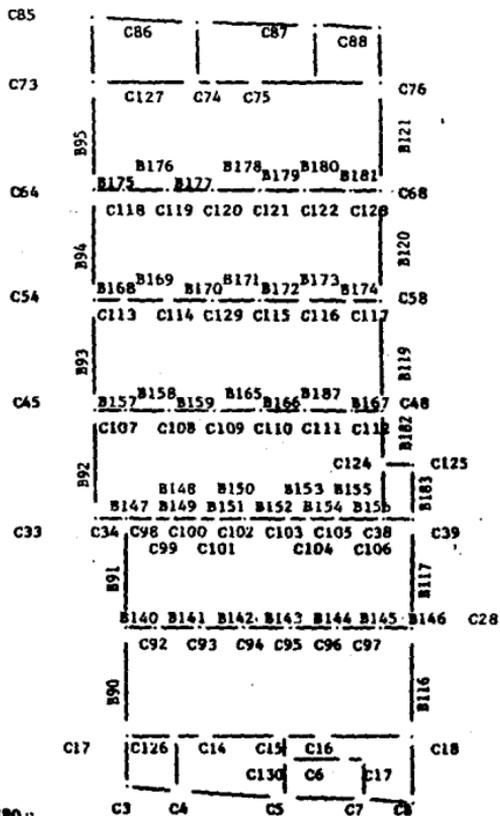
Fig 11.1.a



**ETABS**

FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : PRI  
 BOTTOM LEVEL : PRI

Fig. 11.1.b



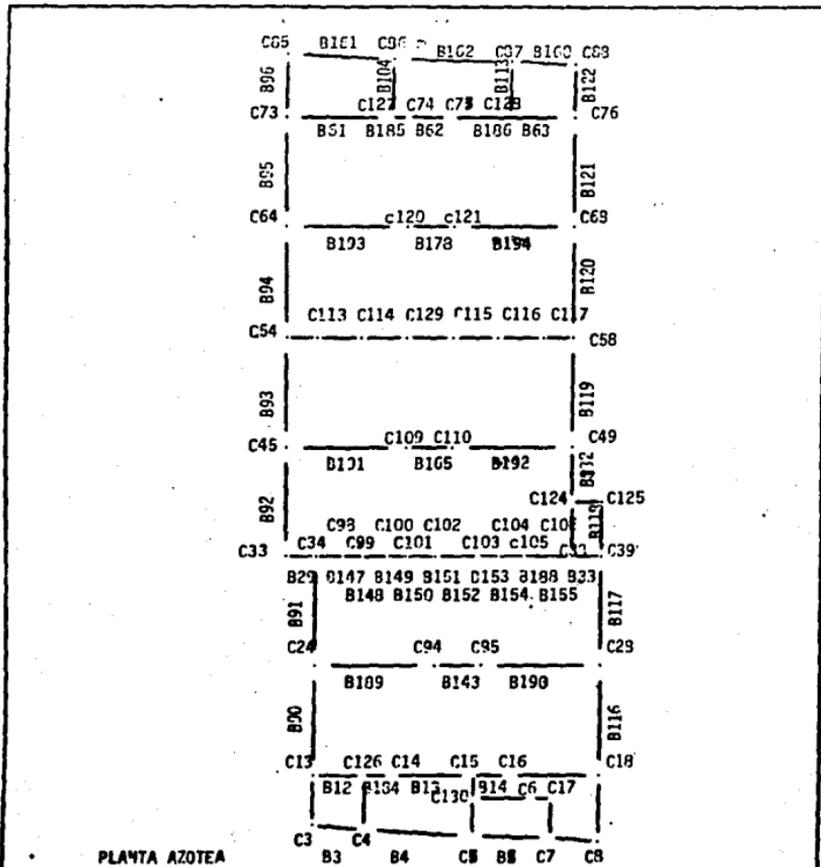
PLANTA-TIPO

ETABS

FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : SEG  
 BOTTOM LEVEL : SEG



Fig. 11.2.c



PLANTA AZOTEA

ETABS

FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : NOV  
 BOTTOM LEVEL : NOV

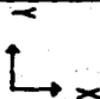
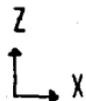
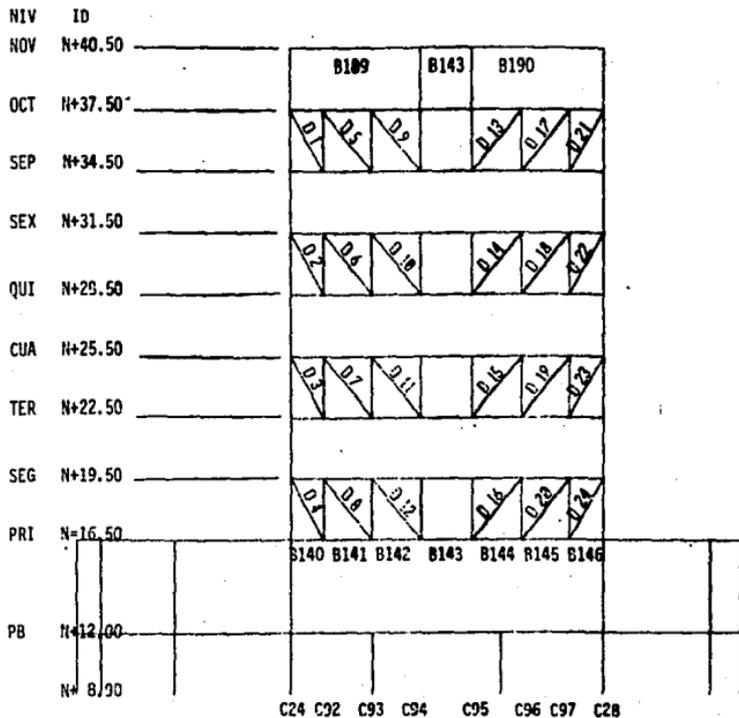


Fig. 11.1.d

EJE 10

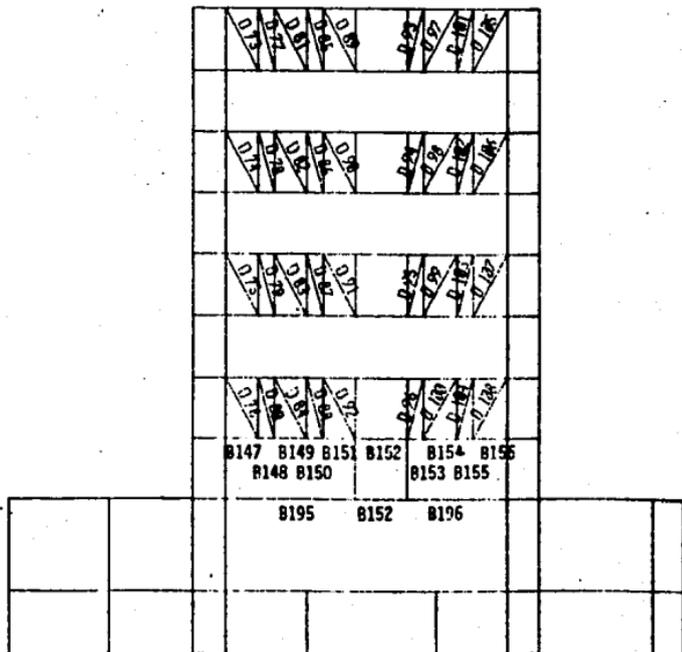


FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : CAS  
 BOTTOM LEVEL : PB

ETABS

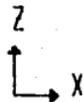
Fig. 11.1.e

EJE 11



C33 C34 C0899 C100 C102 C103 C105 C106 C39

C38



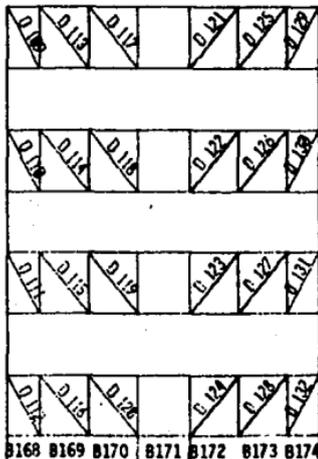
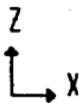
FILE : TESIS.PST  
UNDEFORMED GEOMETRY  
TOP LEVEL : CAS  
BOTTOM LEVEL : PB

ETABS

Fig. 11.1.1.c



EJE 13



B197

B171

B198

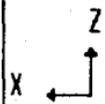
C54 C113 C114 C129 C115 C116 C117 C58

FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : CAS  
 BOTTOM LEVEL : PB

ETABS

FIG. 11.1.1.h

EJE 14



B193			B178			B174		
0.88	0.85	0.81		0.82	0.83	0.84		
0.78	0.65	0.62		0.88	0.84	0.89		
0.71	0.82	0.83		0.88	0.85	0.81		
0.77	0.88	0.81		0.88	0.84	0.83		

		B175 B176 B177		B178 B179 B180 B181			

C68 C123 C122 C121 C120 C119 C118 C64

FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : CAS  
 BOTTOM LEVEL : PB

ETABS

Fig. 11.1.1

DATOS DE SALIDA DEL ETABS

Dependiendo de las opciones que fueron activadas por los datos de entrada, el programa producirá diferentes archivos conteniendo información producida por las diferentes etapas del análisis. Estos archivos son:

a) TESIS.EKO

Contiene la información leída por el programa de los datos de entrada proporcionados por el usuario. Este archivo contiene, además de la interpretación de los datos de entrada, información de las propiedades de las diferentes secciones calculadas por el programa, así como la masa de cada nivel, la sumatoria de cargas verticales por condición de carga para cada nivel y el peso estructural de los diferentes elementos que componen la estructura y el total de estos.

b) TESIS.DSP

En este archivo se encuentran registrados los desplazamientos de cada nivel y las columnas separadas del sistema de piso y las reacciones en cada línea de columna para cada una de las combinaciones de carga.

c) TESIS.FRM

Contiene la información de los elementos mecánicos de cada condición de carga para cada uno de los elementos estructurales. En el caso de las vigas los elementos mecánicos son reportados en cinco puntos del elemento; en el extremo  $i$ ,  $1/4$ ,  $1/2$ ,  $3/4$  y el extremo  $j$  en los casos que la viga se encuentra cargada. Para las columnas reporta los elementos únicamente en los extremos y para los muros en el centro de gravedad de estos.

d) TESIS.EIG

Contiene las propiedades dinámicas de la estructura, entre las que se encuentran los periodos, eigen vectors y factores de participación en cada dirección (X, Y y rotación) para cada modo. Debido a que no se realizó dinámicamente el análisis, no se cuenta con estos resultados.

e) TESIS.PST Contiene toda la información de la geometría y elementos mecánicos de cada condición de carga y sus respectivos desplazamientos. Este archivo no es visible debido a que es en lenguaje máquina.

d) TESIS.STR

Contiene por marco, los desplazamientos relativos de entrepiso, cortantes, torsiones y propiedades de inercia dinámica por entrepiso.

Existen además los posprocesadores que son:

- PLOTTER

Este posprocesador es de gran utilidad, ya que funciona como un graficador para descubrir errores en la geometría de los datos de entrada, así como la estructura deformada o animada en diferentes modos de vibrar cuando el análisis fue dinámico.

- CONKER

Diseña los elementos de concreto, para poder hacer uso de este posprocesador es necesario tener las unidades en sistema inglés, al igual que los demás posprocesadores de diseño. Este posprocesador no fue utilizado.

- STEELER

Diseño de los elementos de acero, este posprocesador no fue utilizado.

- WALLER

Diseño de los muros de concreto, este posprocesador no fue utilizado.

En las figuras siguientes se presentan la convención de signos para la interpretación de resultados del programa.



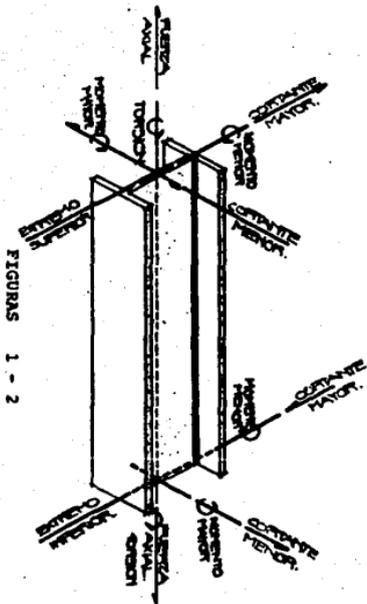


FIGURA ELEMENTOS MECANICOS EN COLUMNAS

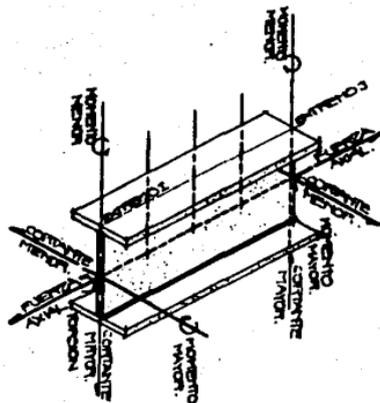


FIGURA ELEMENTOS MECANICOS EN VIGAS

## II.2.-ANÁLISIS DE CARGAS

Para considerar las cargas de diseño para el edificio, se hicieron de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1938.

De acuerdo al artículo 174 de dicho reglamento, el edificio se clasifica como estructura del grupo B, en el subgrupo B1, por su uso como hotel y por tener más de 30 m de altura.

Para el tipo de cargas se separaron en cuatro tipos; carga muerta, carga viva máxima, carga viva reducida y cargas laterales.

A continuación se presentan las cargas de diseño utilizadas en el análisis.

### CARGA MUERTA EN PISO TIPO

Losa	200	kg/m <sup>2</sup>
Firme	80	"
Plafón	40	"
Ductos	40	"
Acabado piso	20	"
Muros	100	"
Sobrecarga RCDF	40	"

---

520 kg/m<sup>2</sup>

### CARGA MUERTA AZOTEA

Losa	200	kg/m <sup>2</sup>
Firme	80	"
Plafón	40	"
Ductos	40	"

Relleno (h=15)	225	"
Enladrillado	50	"
Sobrecarga KCDF	40	"

---

675 kg/m<sup>2</sup>

**CARGA VIVA MAXIMA**

Pasillos	350	kg/m <sup>2</sup>
Cuartos	170	"
Azotea (p<3%)	100	"
Estacionamiento	250	"

**CARGA VIVA REDUCIDA**

Pasillos	250	kg/m <sup>2</sup>
Cuartos	90	"
Azotea	70	"
Estacionamiento	100	"

El peso de la fachada se considerará de 400 kg/m<sup>2</sup> y el peso propio de la estructura será calculado de acuerdo a las especificaciones y sumado a la carga muerta.

De acuerdo al artículo 194 del ECD, en el concreto las cargas muertas y viva máxima se multiplicará por un factor de 1.4 y para condiciones accidentales por un factor de 1.1. En el caso de acero para condiciones accidentales se incrementará el esfuerzo permisible en un 33%.

### II.3- ANALISIS SISMICO

De acuerdo al reglamento de construcciones del Distrito Federal la estructura se desplanta sobre un tipo de terreno muy compresible, clasificado como tipo de terreno III, por lo que se le asigna un coeficiente sísmico igual 0.40.

Según el Artículo 206 del RCDF el coeficiente sísmico se define como "el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la construcción por efecto del sismo, entre el peso de esta sobre dicho nivel".

Según el artículo 207 " Cuando se aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ello los criterios que fijen las normas técnicas complementarias, en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas normas."

El artículo 203 plantea que para el análisis con altura menor que 60 metros, se calcularán las fuerzas con el método estático.

Se considerará un factor de ductilidad igual a 3 por tener acción de marco; en el sentido longitudinal por la acción de marco de las vigas de acero con las columnas de concreto y en el sentido transversal por las armaduras alternadas.

El Método Estático descrito en la sección 8 de las Normas Técnicas Complementarias de Sismo nos dice que para obtener las fuerzas cortantes en los diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de los puntos donde se supongan concentradas las ma-

sas. Cada una de estas fuerzas se tomara igual al peso al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a  $h$ , siendo  $h$  la altura de la masa en cuestion sobre el desplazante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El coeficiente se tomara de tal manera que la relación  $v_0/w_0$  sea igual a  $c/Q$ , siendo  $v_0$  la fuerza cortante basal,  $w_0$  el peso de la construcción incluyendo las cargas muertas que fija el capitulo IV del RCDF y las cargas vivas del capitulo V,  $Q$  es el factor de ductilidad que se fija en la seccion 5 de las normas y  $c$  es el coeficiente sismico que para nuestra estructura se tomara igual a 0.40 por estar en la zona tipo III.

La ecuación proporcionada por el metodo estático es:

$$P_i = [ (w_i h_i) / (E w_i h_i) ] C_s E w_i$$

donde:

$$C_s = c/Q \quad \text{y} \quad c = f(a_0)$$

CALCULO DE FUERZAS SISMICAS

Para el cálculo de las fuerzas sismicas se realizara através del método estático.

La obtencion del peso de la estructura fué calculada por el ETABS y el resultado impreso como parte del archivo TESIS.EKO. A continuación se presenta los datos dados por el programa en función del peso y de las cargas aplicadas en la estructura.

CARGAS VERTICALES Y PESO PROPIO EN EL MARCO

NIVEL	COND. DE CARGA VERT.			PESO PROPIO DE LOS ELEMENTOS*			
	I	II	III	COLUMNA	VIGA	DIAGONAL	MURO
CAS	49147.3	1079.4	764.4	1680.0	590.9	.0	27569.0
AZO	120113.7	1789.3	558.7	10080.0	1248.1	.0	99082.2
NOV	898569.8	181656.5	128040.4	66447.4	25031.8	33569.8	202060.7
OCT	947782.0	231761.4	165403.6	65944.6	16698.9	43760.7	202060.7
SEP	949850.9	231661.4	165403.0	65336.2	29573.0	33569.8	202060.7
SEX	970784.1	231761.4	165403.6	76226.2	29419.4	43760.7	202060.7
QUI	1011465.7	231761.4	165403.6	75617.8	30385.1	33569.8	252575.9
CUA	1022265.0	231761.4	165403.6	76226.2	30385.1	43760.7	252575.9
TER	1010824.1	231761.4	165403.6	86579.8	18781.5	33569.8	252575.9
SEG	1083431.2	231761.4	165403.6	94388.2	22874.2	43760.7	303091.1
FRI	1998653.6	513864.4	362198.9	264384.0	55813.0	.0	454636.7
PB	2057795.0	506559.2	428532.3	210816.0	59494.5	.0	306604.3
TL	12120688.	2827278.	2077919.	1093726.	320295.	309322.	2756954.

CALULO DEL METODO ESTADICO

$C/Q = 0.4/3 = 0.1333$

ID	w	h	hi	Wi hi	F1	V
	kg	m	m	Tm	T	T
CAS	49912	2	36.5	1821.8	16.14	16.14
AZO	120672	3	34.5	4163.2	36.89	53.03
NOV	1026610	3	31.5	32338.2	286.45	339.48
OCT	1113186	3	28.5	31725.8	281.00	620.48
SEP	1115261	3	25.5	28439.2	251.91	872.39
SEX	1136187	3	22.5	25564.2	226.44	1098.83
QUI	1176869	3	19.5	22948.9	203.28	1302.11
CUA	1187669	3	16.5	19596.5	173.58	1475.69
TER	1176227	3	13.5	15879.0	140.65	1616.34
SEG	1248833	3	10.5	13112.7	116.15	1732.49
PRI	2360853	4.5	7.5	10623.8	94.10	1826.59
PB	2486327	3	3	7458.9	66.07	1892.66

14198608

213672.34

Comprobación  $1892.66/0.1333 = 14198.499$  O.K.

Estas serán las fuerzas sísmicas que se introducirán en el programa.

### **III.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA**

### III.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA

#### III.1.-DISEÑO DEL SISTEMA DE PISO

Para el sistema de piso se empleara una combinación de Losacero y Joist.

Este sistema de piso presenta grandes ventajas sobre los sistemas convencionales.

- Mayor rapidez

Al eliminar el uso de cimbra de madera se aumenta en un 50% la velocidad de avance lo que representa una importante reducción en mano de obra y material.

- Menor peso propio

Lo que nos lleva a mejorar la respuesta del edificio ante fuerzas sísmicas, al reducirse las fuerzas inerciales del edificio.

- Acción diafragma

Se ha comprobado la efectiva acción de la losacero como diafragma horizontal, siendo este detalle muy importante para el sistema de armaduras alternadas en la transmisión del cortante de armadura a armadura y a los elementos verticales resistentes. De hecho, este sistema actúa como una viga horizontal entre los elementos verticales. Puesto que la magnitud de la acción transmitida a los elementos verticales depende no tan sólo de la rigidez de estos, sino también de la rigidez del diafragma losacero, es esencial que ambas características de resistencia y deflexión de este sistema sean conocidas. Dadas estas características, las direcciones de las fuerzas laterales a través de la estructura puede ser determinadas con suficiente aproximación.

- Adeherencia al concreto

Por sus indentaciones en las caras horizontales y en las de las caras verticales de la lámina de acero, se aseguró una correcta transmisión de cortante entre el concreto y el acero.

Para completar el sistema de piso, se utilizó como elementos secundarios los Joist que tienen las siguientes ventajas:

- Economía

Desde la estandarización del producto, por su fabricación bajo estricto control de calidad, así como la rápida selección del más apropiado a través de las tablas proporcionadas por el fabricante, así como su rápida instalación. Todo esto genera ahorros en el costo total de la estructura.

- Ligerza

Estudios internacionales aseguran que este sistema optimiza la ligereza del edificio.

- Claros máximos

El sistema Joist permite resolver el problema de las cubiertas de grandes claros de hasta 12 m.

En conjunto, el uso de losacero y joist por ser considerablemente más ligeros que los sistemas convencionales, representa un gran ahorro en el costo de cimentación, así como en el de elementos resistentes de la superestructura.

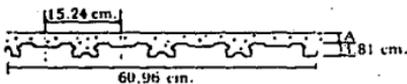
DISEÑO DE LA LOSACERO

Para el diseño de la losacero se utilizó el manual proporcionado por el fabricante.

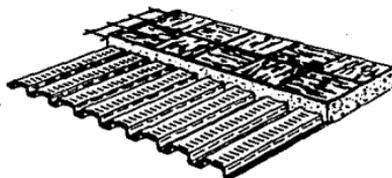
Esta se valúa en función del claro de la losa y del espesor de la capa de concreto.

LOSACERO ROMSA  
SECC. 3  
CAL. 22

Robertson  
mexicana s.a de c.v.



A = Altura variable de 5 a 10 cm.



PROPIEDADES DE LA SECCION DE ACERO

$I_x = 24.38 \text{ CM}^4$

$S_b = 12.90 \text{ CM}^3$

$S_t = 10.91 \text{ CM}^3$

Peso = 9.7 Kg/m<sup>2</sup>

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA POR METRO DE ANCHO

CONCRETO NORMAL  
PESO VOLUMETRICO = 2300 KG./M<sup>3</sup>  
FC = 300 KG./CM<sup>2</sup>  
ANCHO = 1 M.

N = 14

	ESPESOR "A" DE CONCRETO CMS			
	5	6	8	10
Wd KG./M <sup>2</sup>	157.6	180.9	226.40	272.50
Vd KCS	1308	1473	1823	2192
IC CM <sup>4</sup>	198.03	268.29	448.43	681.23
SC CM <sup>3</sup>	72.20	89.83	129.26	174.82
Sec CM <sup>3</sup>	42.87	51.40	70.10	89.69

SOBRECARGA PERMISIBLE  
KG./M<sup>2</sup>

CLARO MTS.	ESPESOR "A" DE CONCRETO CMS			
	5	6	8	10
1.25	2099	2338	2919	3305
1.50	1745	1963	2451	2924
1.75	1488	1684	1930	2324
2.00	1284	1380	1674	2011
2.25	742	891	1091	1267
2.50	541	722	1076	1191
2.75	488	551	634	1083
3.00		434	534	630
3.25			389	449
3.50			290	492
3.75			292	361
4.00				223
4.25				161

CONCRETO NORMAL  
PESO VOLUMETRICO = 1400 KG./M<sup>3</sup>  
FC = 300 KG./CM<sup>2</sup>  
ANCHO = 1 M.

N = 18

	ESPESOR "A" DE CONCRETO CMS			
	5	6	8	10
Wd KG./M <sup>2</sup>	112.20	128.20	160.00	192.20
Vd KCS	1300	1461	1805	2165
IC CM <sup>4</sup>	180.30	243.09	411.82	630.74
SC CM <sup>3</sup>	61.84	73.39	108.62	147.24
Sec CM <sup>3</sup>	40.83	49.46	67.80	87.19

SOBRECARGA PERMISIBLE  
KG./M<sup>2</sup>

CLARO MTS.	ESPESOR "A" DE CONCRETO CMS			
	5	6	8	10
1.25	2079	2331	2885	3461
1.50	1733	1948	2407	2883
1.75	1388	1669	2080	2473
2.00	981	1292	1699	2035
2.25	673	917	1408	1796
2.50	491	652	1103	1405
2.75	371	502	844	1122
3.00		385	645	823
3.25			512	749
3.50			410	680
3.75			332	608
4.00				394
4.25				297

NOTA: LOS VALORES SOMBRADOS REQUIEREN APLINTAMIENTO TEMPORAL AL CENTRO DEL CLARO CONSIDERANDO UN CLARO SENCILLO. SI LA LAMINA VA A CUBRIR UN CLARO MULTIPLE CONSULTAR CON SU REPRESENTANTE ROMSA.

las cargas de diseño fueron:

$$CM = 340 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 350 \text{ kg/m}^2 \text{ para zona de pasillos y PB}$$

$$CV = 170 \text{ kg/m}^2 \text{ para zona de cuartos}$$

para ejemplificar se tomara la carga total de 690 kg/m<sup>2</sup> de PB

La separación sera

$$7.2 / 3 = 2.4 \text{ m (separacion propuesta del joist)}$$

Se propone Losacero de Secc 3 Cal 22 con una capacidad de sobrecarga, para un claro de 2.4 m, igual a 732 kg/m<sup>2</sup> > 690 kg/cm<sup>2</sup>.

La Losacero propuesta tiene un peso de 180.5 kg/m<sup>2</sup>

#### DISEÑO DEL JOIST

Al igual que para la losacero, el Joist se diseñará de acuerdo al manual proporcionado por el fabricante.

$$CM = 690 + 181 = 871 \text{ kg/m}^2$$

Se calcula en función del momento actuante, considerando que el Joist esta libremente apoyado.

debido a la separación de 2.4 m propuesta la carga sera:

$$w = 871 \times 2.4 = 2090.4 \text{ kg/m}$$

$$M = w l^2 / 8 = 2090.4 \times (7.2)^2 / 8 = 13545 \text{ kgm}$$

como el Joist trabajará en sección compuesta con la losacero; através de conectores proporcionados por el fabricante, se recomienda utilizar el 75% del  $M_t$  para la selección del Joist.

$$M_d = 0.75 \times 13545 = 10159 \text{ kgm}$$

se proponen Joist dobles debido a la magnitud del momento

$$M_d / 2 = 5079 \text{ kgm}$$

el Joist doble sera 18HB

$$\text{donde el MR total} = 2 \times 5495 = 11990 \text{ kgm} > 10159 \text{ kgm.}$$

DESIGNACION DE JOIST	18H5	18H6	18H7	18H8	20H6	20H7	20H8	20H9
PERALTE NOMINAL (CMS.)	45.7	45.7	45.7	45.7	50.8	50.8	50.8	50.8
MOMENTO RESISTENTE (MTS. - KG.)	3347	3886	4363	5495	4368	4906	5681	6184
MAXIMA REACCION EN EL EXTREMO (KGS.)	2434	2392	2685	3383	2688	2804	3030	3092
MOMENTO DE INERCIA (CM. <sup>4</sup> )	4125	5035	5397	7237	6294	6747	8258	9047
PESO APROX. (KG. - M.L.)	11.6	13.7	15.4	18.0	15.5	15.9	17.8	18.5
CLARO EN MTS.	8.5							
8.5	744							
8.5	634	736	826	1041	827			
7.0	546	634	712	897	713	801		
7.5	476	553	621	782	621	698	808	
8.0	418	486	545	687	546	613	710	773
8.5	371	430	483	608	484	543	629	685
9.0	331	384	431	543	431	486	561	611
9.5	297	344	387	487	387	435	504	548
10.0	268	311	349	440	349	392	455	495
10.5	243	282	317	399	317	358	412	449
11.0	221	257	288	363	289	324	376	409
11.5					264	297	344	374
12.0					243	272	318	344

EN LARGOS MENORES DE 8 MTS. SE DEBERA AÑADIR UN 10% AL PESO TEORICO ESPECIFICADO. EN LOS CASOS DONDE NO APAREZCA CARGA SEÑALADA EN LOS RECUADROS, SE DETERMINARA SU PESO Y CARGA ADMISIBLE EN FORMA ESPECIAL, ASI COMO EN LARGOS MAYORES DE 12 MTS.

Revisión por cortantes en los extremos

$$V = ( 871 \times 2.4 + 15 \times 7.2 ) / 2 = 1099.2 \text{ kg}$$

$$V = 1099.2 / 2 = 550 \text{ kg} < 3383 \text{ kg}$$

$\therefore$  no necesita refuerzo en los apoyos

### III.2.- DISEÑO DE LAS COLUMNAS

El comportamiento de una columna que forma parte de una estructura de concreto reforzado o combinado es complejo, debido a que las estructuras generalmente son monolíticas y a que las columnas están restringidas por otros elementos estructurales que influyen en su comportamiento. Se han realizado ensayos de columnas esbeltas que forman parte de marcos, sin embargo la interpretación de su comportamiento requiere un estudio previo del comportamiento de estructuras hiperestáticas y cae fuera del alcance de este trabajo.

La influencia de las distintas variables en la reducción de resistencia por esbeltez, puede deducirse que la solución rigurosa del problema consiste en calcular las deflexiones adicionales y los momentos de segundo orden. La suma de estos momentos y de los de primer orden es igual a los momentos totales de diseño. Sin embargo, el cálculo de los momentos de segundo orden que se obtiene con un análisis estructural de segundo orden, resulta demasiado laborioso. Para obtener estos elementos de segundo orden hay que hacer un análisis por aproximaciones sucesivas, ya que los momentos adicionales producen deflexiones adicionales, las que a su vez incrementan nuevamente los momentos, y así sucesivamente hasta que los incrementos sea mínimos.

Debido a la forma en que trabaja el sistema de vigas alternadas, es decir los momentos son muy pequeños y la carga axial alta, este efecto se reduce enormemente por lo que se excluyó del análisis y se diseñó únicamente con elementos de primer orden.

Para el diseño de las columnas se establecieron secciones preli-

minares en función de las cargas verticales que soportan, así como características establecidas por el RCDF entre los que se encuentran el artículo 4.2.1 que se refiere a la geometría y dice que la relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4. También establece que la dimensión menor transversal de la columna no será menor que 30 cm.

De las Normas Técnicas Complementarias para estructuras de concreto establece en su sección 5.3. para los miembros a flexocompresión ( marcos dúctiles ) una serie de condiciones para miembros en los que la carga axial de diseño  $P_u$ , sea mayor que  $A_g f'_c / 10$

En la misma sección establece que los requisitos geométricos que debe cumplir:

- La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm.
- La relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

Aunque las columnas se diseñaron con un programa, se presentará la forma como lo hace el programa para una columna.

Por fines constructivos se pretende armar columnas de concreto con alma de acero, para facilitar el montaje de las armaduras y vigas. Por disposiciones de material se propone que los elementos metálicos sean tres secciones tipo I soldadas entre si.

Para valorar la influencia de estos elementos de metálicos en el comportamiento de la columna se recurrió a la ref. ( 8 ).

En esta nos dice que para verificar que una sección es compuesta se debe comprobar que:

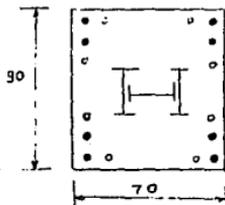
$$A_s / ( A_s + A_{cr} + A_{cc} ) > 0.04 *$$

donde:  $A_s$  : Área de acero de la sección de acero

Acr: área del refuerzo longitudinal

Acc: área efectiva de concreto

para nuestro ejemplo se diseñará por la columna del nivel PR1. que es la columna de mayor altura y con una carga axial muy grande.



Verificando si la sección es compuesta

$$A_s = 3 \times 33.4 = 100.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{cr} = 14 \times 5.07 = 70.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{cc} = 80 \times 60 - 100.2 - 70.98 = 4628.8 \text{ cm}^2$$

$$100.2 / ( 100.2 + 70.98 + 4628.8 ) = 0.02 < 0.04$$

∴ no es sección compuesta por lo que se diseñará como una columna de concreto reforzado únicamente.

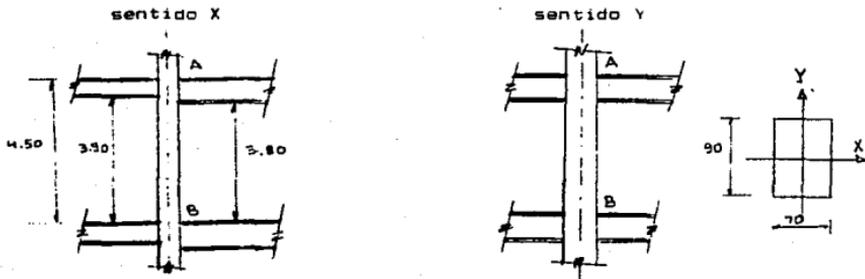
Se presenta una tabla de resultados dados por el programa y seleccionados por el usuario para el diseño de las columnas.

CASE	MAYOR MOMENTO kgm	MAYOR CORTANTE kg	MEJOR MOMENTO kgm	MEJOR CORTANTE kg	CARGA AXIAL kg	MOMENTO TORSIONANTE kgm
NIV NOV						
5	55112.24	-45722.45	20892.6	-12703.4	-27837.0	-182
4	13614.07	-11216.78	24938.12	-15314.0	-42928.0	-440
3	-32884.0	26585	-19669.0	12227.0	-43701.0	132
NIV OCT						
5	-55599.0	-42811.0	-8140.0	3345.0	-134458.0	-38
3	-810.0	289.78	-11848.0	-4951.0	-22727.0	-183
2	15990.0	11729.0	-6328.0	2879.0	-168650.0	545
NIV SEF						
5	-70092.0	56721.0	-669.0	-255.0	-133458.0	-242
4	7717.0	7922.0	-2762.0	1530.0	-122922.0	-610
1	-4465.0	-3586.0	119.0	-72.0	-260615.0	-32
NIV SEX						
5	-95752.0	-71831.0	-363.0	344.0	-231573.0	-315
1	7845.0	6776.0	0.0	-145.0	-311734.0	-41
NIV QUI						
5	-32932.0	-66373.0	-98.0	-154.0	-231360.0	-297
1	-2533.0	1970.0	203.0	-198.0	-396562.0	-36
NIV CUA						
5	62427.0	-53670.0	-98.0	326.0	-332182.0	-270
3	-45553.0	38330.0	-150.0	55.0	-481923.0	209
NIV TER						
5	-56261.0	-40711.0	-254.0	-378.0	-337560.0	-288
4	-10127.0	-7274.0	2108.0	-1837.0	-570506.0	-811

CASO	MAYOR	MAYOR	MENOR	MENOR	CARGA	MOMENTO
	kgm	kg	kgm	kg	kg	kgm
NIV SEG						
5	-39866.0	-31331.0	3817.0	1357.0	-444132.0	-207
1	-1076.0	-103.0	1763.0	777.0	-590634.0	-30
NIV PRI						
5	-72510.0	-30520.0	8780.0	3362.0	-472281.0	-112
1	-1130.0	-412.0	-5222.0	-6821.0	-638435.0	-20
NIV PB						
5	-40497.0	-10430.0	8556.0	6416.0	-505218.0	-45
1	-153.0	-312.0	-15120.0	11273.0	-673542.0	-5
NIV PB FUERA DE TORRE						
5	-21683.0	-11103.0	-2711.0	1460.0	-16625.0	-17
5	15900.0	-8186.0	101.0	192.0	-34110.0	-17
NIV PB FUERA DE TORRE						
5	-10172.0	-7083.0	-1004.0	1206.0	33433.0	-7
5	-5657.0	-2105.0	-916.0	-1470.0	-75879.0	-7

Se calculará la relación de esbeltez para ver si se consideraran estos en el calculo. Si es menor la relación  $Kl/r$  que 22, los efectos de esbeltez no serán considerados. si es mayor que 100 se considerarán efectos de segundo orden.

Para el nivel PRI



se valorará el grado de restricción en el nudo en función de las rigideces de columnas y del sistema de piso.

$$G_a = (I_c/L_c) / (I_b/L_b) \quad \text{para el nudo A}$$

$$G_b = (I_c/L_c) / (I_b/L_b) \quad \text{para el nudo B}$$

columna 70 x 90

$$I_x = 70 \times 90^3 / 12 = 4252500 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 90 \times 70^3 / 12 = 2572500 \text{ cm}^4$$

trabe

$$d = 64 \text{ cm} \quad I_x = 53139 \text{ cm}^4$$

$$d = 70 \quad I_x = 90096 \text{ cm}^4 \quad \text{niv PRI}$$

$$I_x = 85919 \text{ cm}^4 \quad \text{niv PB}$$

en sentido X

$$G_a = [(4252500/310) + (4252500/450)] / [(68298/620) + (11175 / 710)] = [13717 + 9450] / [110.2 + 157.4] = 86$$

$$G_b = [(4252500/450) + (4252500/300)] / [(68298/620) + (68298/445)] = [9450 + 14175] / [110.2 + 153] = 89$$

en sentido Y

$$G_a = [(2572500/310) + (2572500/450)] / [(111745/720) + (111745/720)] = [8298 + 5716] / [155 + 155] = 45$$

$$G_b = [(2572500/450) + (2572500/300)] / [(111745/450) + (111745/720)] = [5716 + 8575] / [155 + 155] = 46$$

Si al obtener la relación de esbeltez en ambas direcciones resulta menor que 22, no se considerarán efectos de esbeltez. Si la relación de esbeltez resulta mayor de 100, se considerarán efectos de segundo orden.

del nomograma de Jackson y Moreland

sentido X                    K = 1.0

sentido Y                    K = 1.0

se obtendrá la relación de esbeltez  $Kl/r$

$$r_x = (I_x/A)^{0.5} = (4252500/6300)^{0.5} = 26$$

$$r_y = (I_y/A)^{0.5} = (2572500/6300)^{0.5} = 20.21$$

$$kl/r_x = 1.0 \times 390 / 26 = 15.3 < 22$$

$$kl/r_y = 1.0 \times 390 / 20.21 = 19.3 < 22$$

1. no se considerarán efectos de esbeltez

$$d_b = 1$$

$$M_c = d_b M_{2b} + d_s M_{2b}$$

$d_s = 0$  si se considera restringido el desplazamiento por la existencia de muros y armaduras.

por lo que queda:

$$M_c = M_{2b}$$

donde:

$M_{2b}$  es el momento mayor en los dos extremos en el sentido de análisis.

$$F_a = C_m / 1 - (P_u/P_c) > 1.0$$

a) para la primera condición

SENTIDO Y

$$P_u = 1.1 \times 472281 = 519509 \text{ Kg}$$

$$P_c = FR \cdot \frac{EI}{H^2}$$

$$O = 0.70 \text{ por tener estribos}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M_1/M_2) > 0.4$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 (-41938/72510) = 0.368 < 0.4$$

$$C_m = 0.4$$

$$E = 14000(f'c)^{0.5} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 2572500 \text{ cm}^4$$

$$EI = (E_c I_g / 2.5) / 1 + \delta_d$$

debido a que por combinaciones realizadas en el programa no se puede conocer los momentos debidos únicamente a carga muerta, se obtendrá como un porcentaje de la carga total actuante.

$$C_M / C_T = 520 / 690 = 0.75$$

$$EI = [(221359 \times 2572500) / 2.5] / 1 + 0.75 = 1.301159 E11 \text{ kgcm}^2$$

$$P_c = 0.70 \times 3.14^2 \times 1.301159 E11 / (390)^2 = 5912117 \text{ kg}$$

$$F_a = C_m / 1 - P_u/P_c = 0.4 / (1 - 519509/5912117) = 0.43 < 1.0$$

$$i. F_a = 1.0 \text{ sentido y}$$

SENTIDO X

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M1/M2)$$

$$= 0.6 + 0.4 (-4164/8780) = 0.410 > 0.4$$

$$EI = [(221359 \times 4252500) / 2.5] / (1 + 0.75) = 2.1516E11 \text{ Kgcm}^2$$

$$P_c = 0.70 \times 3.14^2 \times 2.1516E11 / (390)^2 = 9773092 \text{ kg}$$

$$F_a = 0.41 / (1 - 519509/9773092) = 0.433 < 1.0$$

$$\therefore F_a = 1.0$$

b) para la segunda condición

SENTIDO X

$$P = 638435 \text{ kg}$$

$$P_u = 1.4 \times 638435 = 893809 \text{ kg}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 (-5222/20357) = 0.5 > 0.4$$

$$EI = [(221359 \times 4252500) / 2.5] / 110.75 = 2.1516E11 \text{ Kgcm}^2$$

$$P_c = 0.7 \times 3.14^2 \times 2.1516E11 / (390)^2 = 9773092 \text{ kg}$$

$$F_a = 0.5 / (1 - 893809/9773092) = 0.55 < 1.0$$

$$F_a = 1.0$$

SENTIDO Y

$$C_m = 0.6 + 0.4 (-413/1130) = 0.45 > 0.4$$

$$EI = [(221359 \times 2572500) / 2.5] / (1 + 0.75) = 1.3016E11$$

$$P_c = 0.70 \times 3.14^2 \times 1.3016E11 / (390)^2 = 5912200 \text{ kg}$$

$$F_a = 0.5 / (1 - 893809/5912200) = 0.59 < 1.0$$

$$F_a = 1.0$$

obtendremos las excentricidades

para la primera condición

$$e_y = M_{cx}/P_u = 878000 / 519509 = 1.69 < 2 \text{ cm}$$

$$e_x = M_{cy}/P_u = 7251000 / 519509 = 13.95 \text{ cm}$$

para la segunda condición



$$e_y = M_{cx} / P_u = 2035700 / 893809 = 2.27 \text{ cm}$$

$$e_x = M_{cy} / P_u = 413 / 893809 = 0 < 2 \text{ cm}$$

que son las excentricidades de diseño.

Para el diseño de columnas a flexocompresión se recurrirá a la ecuación de Bresler

$$1/P_r = 1/P_{rx} + 1/P_{ry} + 1/P_{ro}$$

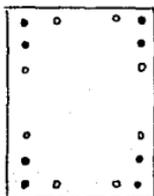
donde:

$P_{ro}$  : carga axial resistente de diseño (cuando  $e = 0$ )

$P_{rx}$  : carga nominal resistente de diseño aplicada con una excentricidad  $e_x$ .

$P_{ry}$  : carga nominal resistente de diseño aplicada con una excentricidad  $e_y$

Se revisará el armado que aparece a continuación



8#12 + 8#8

$$p = 0.02$$

$$A = 131.76 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

para la columna

$$P_{ro} = P_r ( f'_c A_c + A_s f_y )$$

$$= 0.8 ( 250 \times (70 \times 90) + 131.76 \times 4200 )$$

$$= 1676361.6 \text{ kg}$$

calculando  $P_{rx}$

$$d_x/h = 70 - 6 / 70 = 0.91$$

$$e_x/h_x = 13.95 / 70 = 0.20 \quad \}$$

$$q = p f_y/f''c = 0.02 \times 4200 / 250 = 0.336 \quad \} \quad K_y = 0.81$$

$$k_x = 0.81 \Rightarrow P_{ux} = K FR b h f''c$$

$$= 0.81 \times 0.8 \times 70 \times 90 \times 170$$

$$= 694008 \text{ kg}$$

$$d_y/h = 90 - 6 / 90 = 0.93$$

$$d_y/h = 0.90$$

$$e_y/h = 2/90 = 0.02 \quad \}$$

$$q = 0.336 \quad \} \quad K_y = 1.3$$

$$K = 1.3 \Rightarrow P_{uy} = k FR b h f''c$$

$$= 1.3 \times 0.8 \times 70 \times 90 \times 170$$

$$= 1113840 \text{ kg}$$

$$d_y/h = 0.95$$

$$\} \quad k_y = 1.3$$

$$P_{uy} = 1113840 \text{ kg} \quad \text{no varió}$$

sustituyendo en la ecuación de Bresler

$$P_r = 1 / ( 1/694008 + 1/1113840 + 1/1676361.6 )$$

$$= 573996 \text{ kg} > 519509 \text{ Kg} \quad 10\% \text{ O.K.}$$

#### DISEÑO POR CORTANTE

Se propone refuerzo de varilla del #4 por tener varilla del #12 y del #8 en el refuerzo longitudinal

De acuerdo al reglamento de construcciones del Departamento de Construcciones del Distrito Federal indica sobre la separación:

$$s < \begin{cases} 850 D_l / (F_y)^{0.5} = 850 \times 2.54 / (4200)^{0.5} = 33.31 \text{ cm} \\ 48 D_e = 48 \times 1.27 = 60.96 \text{ cm} \\ b / 2 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

∴ la separación máxima de los estribos será de 30 cm.

La separación en los extremos de la columna se reducirá en los extremos de las columnas se reducirá a la mitad de la anterior, para determinar esta distancia esta:

$$l = \begin{cases} H / 6 = 450 / 6 = 75 \text{ cm} \\ D = 90 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

∴ la distancia sera de 90 cm

Además los estribos se colocarán dando soporte lateral a las barras longitudinales de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga soporte lateral suministrando por el doblez de un estribo con ángulo interno no mayor de 135 grados. Ninguna varilla sin soporte lateral debe distar mas de 15 cm de otra con soporte lateral.

#### REVISION POR CORTANTE

$$Vcr = 0.5 FR b d (f+c)^{0.5} > p=0.01$$

y nunca debe exceder

$$Vu = 2 FR b d (f+c)^{0.2}$$

Para elementos sujetos a flexocompresion en los que  $P_u$  no sea mayor de:

$$0.7 f_c A_g + 2000 A_g$$

Para valuar la fuerza cortante que toma el concreto se obtiene multiplicando el valor obtenido por

$$1 + 0.007 + (P_u / A_g)$$

Si  $P_u$  es mayor que el valor anterior, se variara linealmente el factor que afecta a  $V_{cr}$  en función de  $P_u$ , desde el valor antes especificado hasta cero para

$$P_u = A_g f_c + A_s f_y$$

y la separación de los estribos se calculará

$$s = FR Av fy d / (Vu - Vcr) < Fr Av fy / 3.5 b$$

Para la columna de 70 x 90

$$Pu = 0.7 \times 200 \times 70 \times 90 + 2000 \times 131.76 = 1145520 \text{ kg}$$

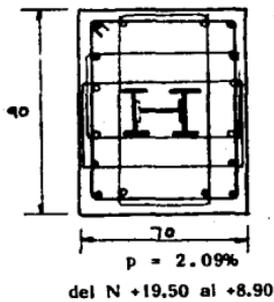
$$> Pu = 519509 \text{ kg}$$

entonces

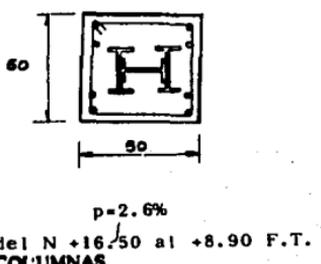
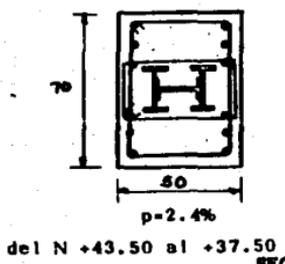
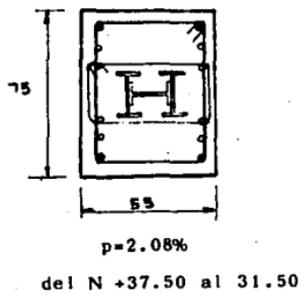
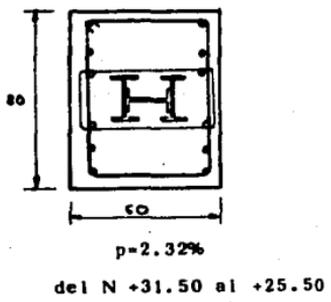
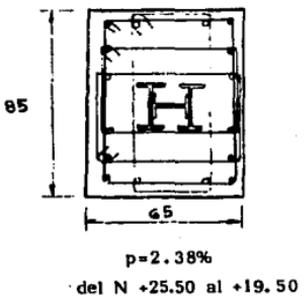
$$\begin{aligned} Vcr &= (1 + 0.007 (519509 / 6300)) \times 0.8 \times 90 \times 64 \times (200)^{0.5} \\ &= 102782 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Vu = 30520 \times 1.1 = 33572 \text{ kg} < 102782 \text{ kg}$$

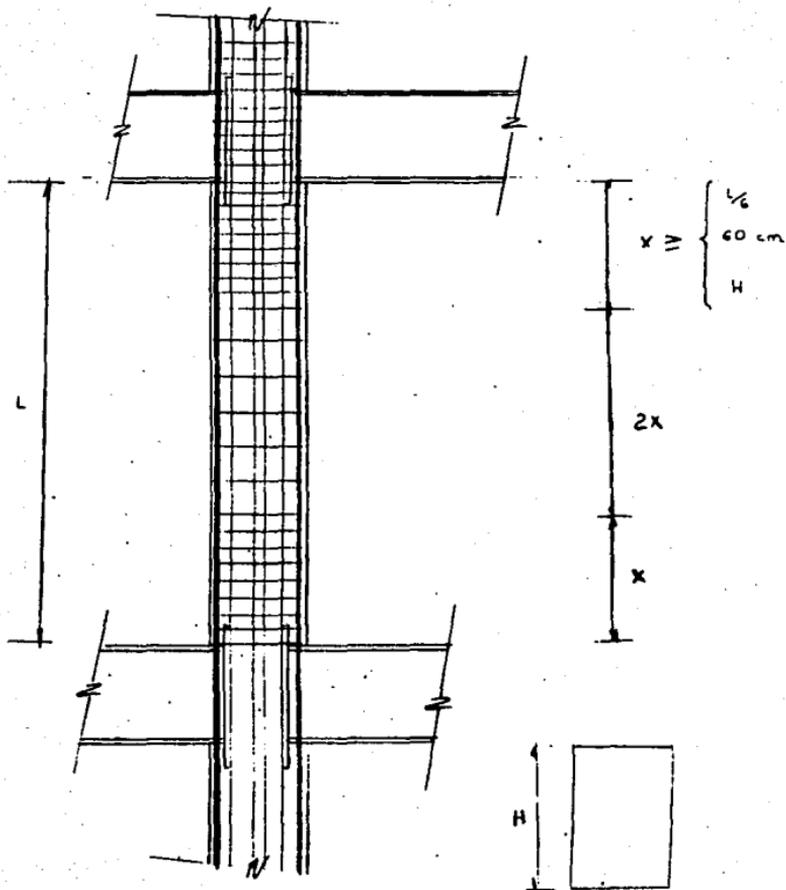
∴ no necesita refuerzo por cortante por lo que se colocará el que indica el reglamento.



●	#12
○	#10



**SECCIONES DE COLUMNAS**  
Fig. III.2.b



DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS EN COLUMNAS

Fig.III.2.c

### III.C.-DISEÑO DE VIGAS

En el diseño estructural del hotel, se diseñaron muchos tipos de vigas y se estandarizó a dejar un solo tipo de viga por nivel para facilitar la construcción de las mismas en taller y facilitar el montaje en obra.

En este trabajo únicamente se mostrará el diseño de una de estas vigas, mostrando así el procedimiento que se siguió para las demás.

A continuación se presenta la tabla con los valores máximos registrados por el programa ETABS. Cabe aclarar que la selección de estos valores son resultados de una selección de los valores máximos de cada viga para las diferentes condiciones de carga seleccionadas por un posprocesador de este programa.

NIV	EXTREMO		CENTRO	
	MOMENTO [kg]	CORTANTE [kg]	MOMENTO [kg m]	CORTANTE [kg]
AZO	27849.24 (4)	-14849.0 (4)	13813.8 (3)	-14819.73 (4)
NOV	-46172.34 (3)	19580.82 (3)	28656.27 (1)	-29777.7 (4)
OCT	-53378.04 (3)	20580.82 (3)	24119.0 (3)	14936.78 (3)
SEP	-71730.43 (3)	26651.83 (3)	32986.46 (3)	20603.6 (3)
SEX	-92992.68 (3)	32987.84 (3)	46470.75 (3)	-31332.0 (3)
QUI	-92552.68 (3)	33879.37 (3)	45296.5 (5)	27331.15 (3)
CUA	-85927.56 (3)	32908.37 (3)	-42315.25 (5)	34002.0 (5)
TER	-54279.64 (3)	26663.5 (3)	28764.56 (1)	15490.0 (3)
SEG	-50019.99 (3)	30141.59 (3)	28828.0 (1)	27611.3 (3)
PRI	-44300.02 (3)	19191.45 (5)	22548.48 (5)	21257.0 (3)
PB	-32961.24 (5)	20259.79 (3)	17766.7 (5)	11167.7 (3)
PRI F.T.	-21652.75 (5)	-15558.73 (5)	9842.1 (1)	12055.46 (3)
PB F.T.	-27872.96 (3)	16846.65 (5)	11963.32 (5)	13343.0 (5)

Nota

El número que aparece entre paréntesis corresponde a la combinación de carga en la que se presentó el máximo valor.

F.T. = Fuera de torre.

### DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el nivel QUI en la viga 117 en el extremo tenemos un momen-

$$M_o = 9299268 \text{ kg}$$

Los esfuerzos máximos en cada sección transversal aparecen en los bordes superior y se obtienen con la ecuación de la escuadría

$$\sigma = M y / I$$

donde  $\sigma$  : esfuerzo actuante máximo

$M$  : momento actuante

$y$  : distancia de la fibra más alejada del centroide

$I$  : inercia de la sección

$$\text{pero } S = I/y$$

$S$  : modulo de sección elástico

En el diseño de una viga es necesario asegurar su resistencia a la flexión, fuerza cortante e inestabilidad, así como de deformación.

En estas condiciones el diseño puede efectuarse de dos maneras diferentes, una basada en el comportamiento elástico de la viga y la otra en su resistencia última.

Para el diseño de las vigas se siguió el criterio del comportamiento elástico, para esto el esfuerzo máximo ocasionado por las cargas de trabajo no debe ser mayor que el correspondiente al límite de proporcionalidad; a un cierto porcentaje del de fluencia en este caso y de acuerdo al AISC (American Institute of Steel Construction) es igual a  $0.6F_y$ .

$$\text{para acero grado A-36} \quad \rightarrow \quad F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = 0.6 F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$O_p$  : esfuerzo permisible

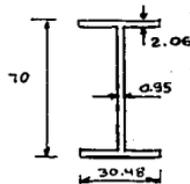
despejando de la ecuación de la escuadria tenemos:

$$S = M / O_p$$

conocido S se elige un perfil comercial cuyo modulo de sección elástico tenga como minimo ese valor. En el caso de condiciones de cargas que incluyan cargas accidentales el AISC permite incrementar en 33% el esfuerzo permisible.

$$S = 9255284 / 1.33 \times 0.6 \times 2530 = 4584 \text{ cm}^3$$

por lo que se propone sección con  $S = 4796 \text{ cm}^3 > 4584 \text{ cm}^3$  O.K.

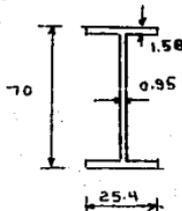


para el momento al centro del claro

$$S = 4529650 / 1.33 \times 0.6 \times 2530 = 2244 \text{ cm}^3$$

y se propone sección con  $S = 3374 \text{ cm}^3 > 2244 \text{ cm}^3$  O.K.

para evitar cambios bruscos en la sección de la viga y evitar concentraciones fuertes de esfuerzos en el cambio de sección y cambios fuertes de rigidez.



El peralte de todas las trabes de la torre se estandarizaran a 70 cm variando unicamente los espesores de las placas y el ancho de los patines. En la zona de fuera de torre por ser menores los momentos se reducirá el peralte a 65 cm. Se evitara el uso de atezadores, de ser posible, que compliquen el trabajo de taller para reducir el tiempo en este, reduciendo además el costo de mano de obra al simplificar el armado de las vigas compuestas de tres placas.

A continuación se presenta una tabla resumen de las secciones finales del edificio.

NIV	CALCULADO S EXTREMO cm <sup>3</sup>	DIMENSIONES DE LA SECCION PROPUESTA					
		W	D	tw	tf	I <sub>x</sub> S	
		cm	cm	cm	cm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>
A20	1379	30.48	70	0.63	0.95	85919	2454
NOV	2287	30.48	70	0.79	0.95	90096	2574
OCT	2644	30.48	70	0.95	0.95	94273	2693
SEP	3556	30.48	70	0.95	1.42	126423	3612
SEX	4606	30.48	70	0.95	2.06	167892	4796
QUI	4584	30.48	70	0.95	2.06	167892	4796
CUA	4256	30.48	70	0.95	1.90	157673	4504
TER	2689	30.48	70	0.95	1.27	115807	3308
SEG	2478	30.48	70	0.95	1.27	115807	3308
PRI	2194	30.48	70	0.79	1.27	111745	3192
PB	1903	30.48	70	0.79	1.27	111745	3192
PRI F.T.	1072	25.4	65	0.63	1.11	68298	2134
PB F.T.	1381	25.4	65	0.63	1.11	68298	2134

NOTA : el que el modulo de seccion en algunos casos sea mayor que 20% que el solicitado se debe a calculos anteriores en los que se fueron estableciendo las secciones y se fue modificando puntos de la estructura. lo que provoco modificacion en los elementos mecanicos de los diferentes elementos estructurales.

#### DISEÑO POR CORTANTE PURO

Aunque es fisicamente imposible que se presente en un tramo de viga únicamente fuerza cortante, ya que esta se presenta siempre acompañada por momentos flexionantes. Para facilitar su cálculo se considerará únicamente la acción de esta fuerza.

Antes que se presente el pandeo es válida la teoría ordinaria de las vigas, y los esfuerzos cortantes  $T_v$  pueden calcularse con buena precisión por medio de la ecuación:

$$T_v = V / A_v = V / dtw$$

donde:  $T_v$  : esfuerzo cortante

$V$  : cortante actuante

$d$  : peralte

$tw$  : espesor del alma de la trabe

este tipo de resistencia se debe a la capacidad que tiene el alma de acero para soportar esfuerzos principales de tensión y compresión, de magnitud igual a  $T_v$ , e inclinados a 45 grados con respecto al eje de la trabe.

Cuando los esfuerzos principales de compresión alcanzan un cierto valor, que depende de las características geométricas y mecánicas de la trabe, el alma se pandea en dirección diagonal, pero si está soportada adecuadamente en los bordes no falla en ese instan-

te (excepto cuando el esfuerzo crítico es muy cercano al de fluencia) ni su resistencia disminuye bruscamente ya que las deflexiones fuera del plano están restringidas por el material que trabaja en tensión, por lo que la placa pandeada sigue siendo capaz de soportar una cierta fuerza a lo largo de la diagonal comprimida, y conserva una parte de su resistencia original al cortante, correspondiente al trabajo de viga.

No es fácil determinar la magnitud exacta de esta contribución a la resistencia última del tablero, pero una suposición que ha demostrado ser adecuada es la que dice que la magnitud se conserva hasta el colapso; el valor que tiene cuando se inicia el pandeo.

En el nivel QUI en el extremo:

$$V = 33899.7 \text{ kg}$$

del AISC 8va. edición nos indica que para esfuerzo constante en el alma  $Ocr = 0.4Fy$

$$\text{para acero A-36 } Fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ocr = 0.4 \times 2530 = 1012 \text{ kg / cm}^2$$

de acuerdo al D. de Buen pg. 375

$$Aw = 0.95 \times 70 = 66.5 \text{ cm}^2$$

$$Va = 33899.7 \text{ kg}$$

sustituyendo

$$Ocr = 33899.7 / 66.5 = 509.76 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2$$

∴ por lo tanto no necesita atezadores por cortante

En el centro

$$Va = 27331.5 \text{ kg}$$

$$Aw = 66.5 \text{ cm}^2$$

$$Ocr = 27331.5 / 66.5 = 380.91 \text{ kg / cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2$$

∴ por lo tanto no necesita atezadores por cortante

En las trabe se emplean atiezadores de dos tipos. Dentro del primer tipo están los atiezadores extremos y los que se colocan bajo cargas concentradas intensas; su objeto es transmitir las fuerzas exteriores al alma, evitando al mismo tiempo que esta se arrugue. se diseñan como columnas cortas. Los del segundo tipo son los atiezadores intermedios; difieren de los primeros en que a través de ellos no se introduce ninguna fuerza exterior en la trabe. Desempeñan una doble función: conservar la forma de las secciones transversales de la trabe y asegurar su resistencia posterior al pandeo, para lo que se deben tener una cierta rigidez lateral y una cierta capacidad de carga.

Ver tabla B.1 D.de Buen pg 436

-Diseño de atiezadores por flexión

En trabes armadas de acero A-36 h/t no debe exceder de 322

$$h / t < 985000 / (D_y (D_y + 1160) )^{1/2} = 320.5$$

pero puede aumentarse hasta 333 si hay atiezadores transversales con las separaciones indicadas arriba

$$h / t = 70 / 0.95 = 73.68 < 322$$

∴ no necesita atiezadores por flexión

Por simplicidad en el diseño de atiezadores bajo cargas concentradas se diseñarán de acuerdo a la tabla propuesta por el Ing. Oscar de Buen que dan resultados conservadores,

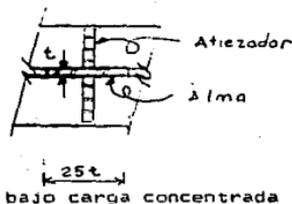
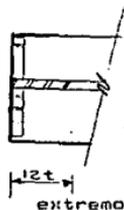
-Diseño de atiezadores bajo cargas concentradas

Los atiezadores bajo cargas concentradas se diseñan igual que los de los apoyos, teniendo en cuenta que los extremos deben incluirse un faja del alma de ancho igual 12t.

En el caso de los atiezadores bajo cargas concentradas son inter-



riores debido al doble volado que tiene la trabe (fig) y una faja del alma centrada, de ancho igual a  $25t$  que trabaja junto a ellos.



La carga concentrada más grande que se calculó en la estructura es la debida al peso en la zona de pasillos centrales, siendo esta igual a  $17929.4$  kg y se revisará en la sección del centro.

$$h/t = 70/0.63 = 111$$

$$a = 720 / 3 = 240$$

$$a / h = 240 / 70 = 3.42$$

de la tabla se obtiene

$$a_n = 48\% \text{ del la porción de Área del alma}$$

$$A_w = 0.63 \times 15.75 = 9.92 \text{ cm}^2$$

por recomendaciones los atizadores se colocarán por pares y se procurarán que lleguen a todo lo ancho de la viga.

por lo tanto el espesor de los atizadores será:

$$A = bt \Rightarrow t = A/b = 9.92 \times 4.85 / (25.4 - 1) = 1.97 \text{ cm}$$

se aplicarán 2 atizadores de  $3/4" \times 12.2 \times (70-2t_f)$  con soldadura de 6 mm en ambos lados.

-Cálculo de la soldadura

Debido a que las vigas estarán formadas de tres placas, será ne-

cesario calcular la soldadura entre las placas.

En el extremo

$$I = 144955.26 + 22636 = 167591 \text{ cm}^4$$

$$Q = (30.48 \times 2.06) (33.97) = 2132.9 \text{ cm}^3$$

$$q = VQ/I = 33899 \times 2132 / 167591 = 431.24 \text{ kg/cm}$$

se propone soldadura de 6 mm

$$q = (0.6) (0.7071) (1480)^2 = 1255 \text{ kg/cm} > 431.24 \text{ O.K.}$$

En el centro

$$I = 118063 \text{ cm}^4$$

$$V = 27331 \text{ kg}$$

$$Q = (1.58 \times 25.4) \times 34.21 = 1373 \text{ cm}^3$$

$$q = VQ/I = 27331 \times 1373 / 118063 = 317.84$$

se propone soldadura de 6 mm

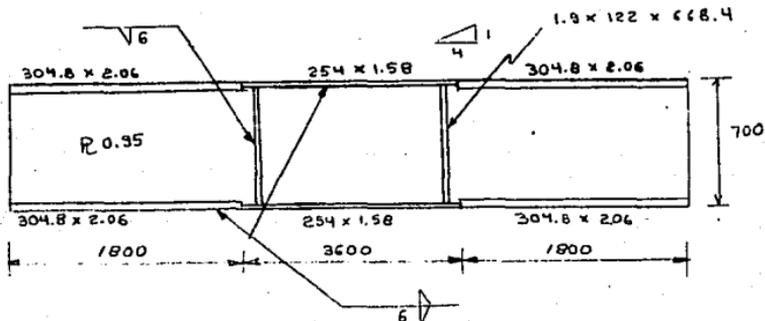
$$q = (0.6) (0.7071) (1480)^2 = 1255 \text{ kg/cm} > 317 \text{ kg/m O.K.}$$

Las condiciones ordinarias de carga bajo las que trabajan las traveses armadas producen en cada una de sus secciones transversales momento flexionante y fuerza cortante simultaneos, por lo que debe estudiarse su comportamiento bajo la acción combinada de ambos elementos mecánicos; en algunas secciones transversales uno de ellos es muy pequeño en comparación con el otro, aunque a veces los dos son elevados y hay que tener en cuenta su interacción.

Mf es el momento que resisten los patines solos, sin ayuda del alma, cuando el esfuerzo normal en ellos es uniforme y de intensidad  $O_y$ ,  $M_y$  el momento para el que se inicia el flujo plástico en el centroide del patin comprimido y  $M_p$  el correspondiente a la plastificación íntegra de la sección. Si para simplificar los resultados se supone que la distancia entre los centroides de los

patines es igual al peralte  $h$  del alma, y se llama  $A_p$  al área del patín y  $A_a$  a la del alma.

El momento máximo que puede soportar la trabe, cuando la fuerza cortante es nula y las condiciones son las más favorables ( el patín en compresión esta proporcionado y contraventeado adecuadamente, de manera que pueda alcanzarse el esfuerzo de fluencia en  $\sigma_1$ ), y se desprecia el endurecimiento por deformación, es  $M_p$ . La capacidad de la trabe para resistir flexión disminuye cuando aparece una fuerza cortante, por pequeña que sea, ya que una parte del alma debe destinarse a soportarla; al aumentar la fuerza cortante disminuye el momento resistente, hasta quedar reducido a  $M_f$ , que corresponde a esfuerzos normales  $\sigma_f$  en los patines, cuando la fuerza cortante alcanza su valor máximo,  $V_u$ , que ocasiona la plastificación íntegra del alma. Por consiguiente, mientras el momento flexionante es menor que  $M_f$  la trabe puede soportar la fuerza cortante máxima  $V_u$ , que se supone resistida por el alma únicamente, pero su resistencia al corte disminuye al tender  $M$  hacia  $M_p$  y se anula por completo cuando llega al momento plástico.



Armado final de la trabe

### III.4.- DISEÑO DE MUROS

Para localización de los muros se presenta en la tabla anexa los resultados dados por el programa ETABS.

Se diseñaron los muros de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal para resistir fuerzas horizontales en su plano con cargas verticales de consideración.

Para ejemplificar el diseño de los muros de concreto se mostrará el diseño del muro #9 del nivel PB.

De acuerdo al reglamento el espesor de los muros se determina de acuerdo a lo siguiente:

$$L/40 = 300/40 = 7.5 \text{ cm}$$

$$t > 13 \text{ cm}$$

$$0.06 H = 18.6$$

∴ por lo tanto el espesor mínimo será de 20 cm.

Los elementos mecánicos para este muro reportados por el programa ETABS son :

para la condición de CM + CVred + sismo

$$M = 286.253 \text{ Tm}$$

$$V = 66.392 \text{ T}$$

$$P = 190.959 \text{ T}$$

para la condición de CM + CV

$$M = 104.055 \text{ Tm}$$

$$V = 35.818 \text{ T}$$

$$P = 821.670 \text{ T}$$

por disposiciones del RCDF

$$H/L = 310 / 300 = 1.03 > 0.8$$

$$H' = L/2 = 300 / 2 = 150$$

- Disposición de armado por flexión en los extremos  
cálculo del ancho

$$b = 0.25L - 0.1 H = 0.25 \times 300 - 0.1 \times 310 = 44 \text{ cm}$$

ó

$$b = 0.4 H = 0.4 \times 310 = 124 \text{ cm} \leq \text{RIGE}$$

#### REVISION POR FUERZA CORTANTE

debido a que  $H/L < 1.5$

$$\begin{aligned} V_{cr} &= 0.85 FR (f_c c)^{0.5} t L \\ &= 0.85 \times 0.8 \times (200)^{0.5} \times 30 \times 300 \\ &= 86549 \text{ kg} > 73031 \text{ kg} \end{aligned}$$

∴ no necesita refuerzo por cortante

de haber requerido refuerzo se aplicaría la ecuación para refuerzo horizontal.

$$p_h = (V_u - V_{cr}) / (FR F_y d t)$$

$$p_h = A_{vh} / (S_h t)$$

y para el refuerzo vertical

$$p_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - H/L) (p_h - 0.0025)$$

$$p_v = A_{vv} / (S_v t)$$

Si la relación  $H/L$  excede de 2.0 la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la de refuerzo horizontal.

Debido a que no se necesita refuerzo por cortante, el refuerzo horizontal será el mínimo que el RCDF indica, el cual será de 0.0025. El refuerzo se colocará uniformemente distribuido con separación no mayor de 35 cm. Se pondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro y cuando el espesor de este exceda de 15

cm o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas horizontales de diseño sea mayor que  $0.6 (f \cdot c)^{0.5}$ . En caso contrario se colocará en una capa.

$$0.6 \times (200)^{0.5} = 8.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$73031 / (300 \times 30) = 8.1 \text{ kg/cm}^2 < 8.48 \text{ kg/cm}^2$$

refuerzo vertical

$$p_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - 1.03) \times (0.0025 - 0.0025)$$

$$p_v = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 \times 300 \times 25 = 22.5 \text{ cm}^2$$

se propone varilla del #4 (  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$  )

$$s = (1.27 \times 300) / 22.5 = 16.93 \text{ cm}$$

se colocará varilla #4 @ 20 cm A.S. y A.L.

Se verá la posición de la resultante

$$R = 28625300 / 190959 = 150 \text{ cm} > L/3 = 100 \text{ (tercio medio)}$$

$$R_{cr} = 0.25 F' C A_s = 0.25 \times 250 \times 300 \times 30$$

$$= 562500 \text{ T} < 1150.338 \text{ T}$$

i. será necesario restringir contra el pandeo y el refuerzo vertical será el calculado.

#### REFUERZO POR FLEXION

Debido a que  $P_u = 1150330 \text{ kg} > 0.2 FR L t f'c$

$$0.2 \times 0.8 \times 300 \times 30 \times 250 =$$

$$360000 \text{ kg}$$

se calculará el refuerzo de la siguiente manera :

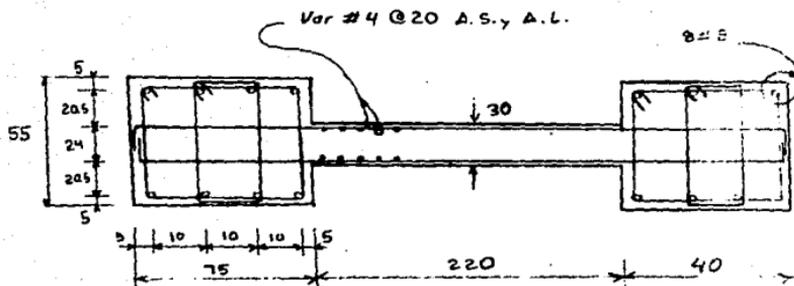
$$H/L = 1.03 > 1.0$$

$$z = 0.8 L = 240$$

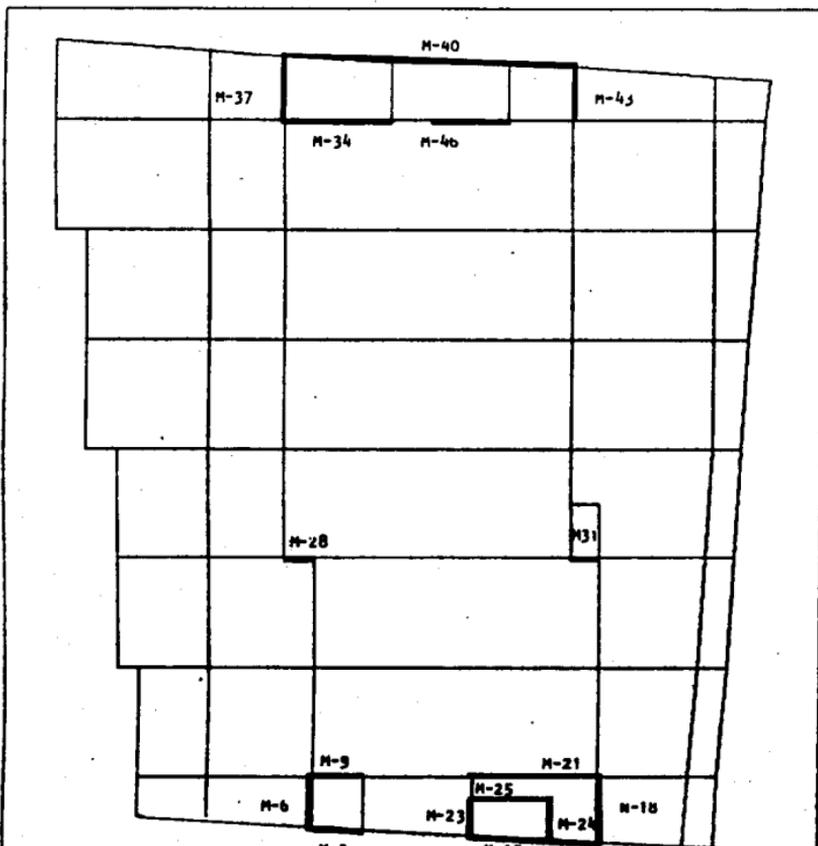
$$MR = FR A_s f_y z \Rightarrow A_s = 31487830 / (0.8 \times 4200 \times 240) =$$

$$= 39 \text{ cm}^2$$

se usarán 8 #8 (  $A_s = 40.56 \text{ cm}^2$  )



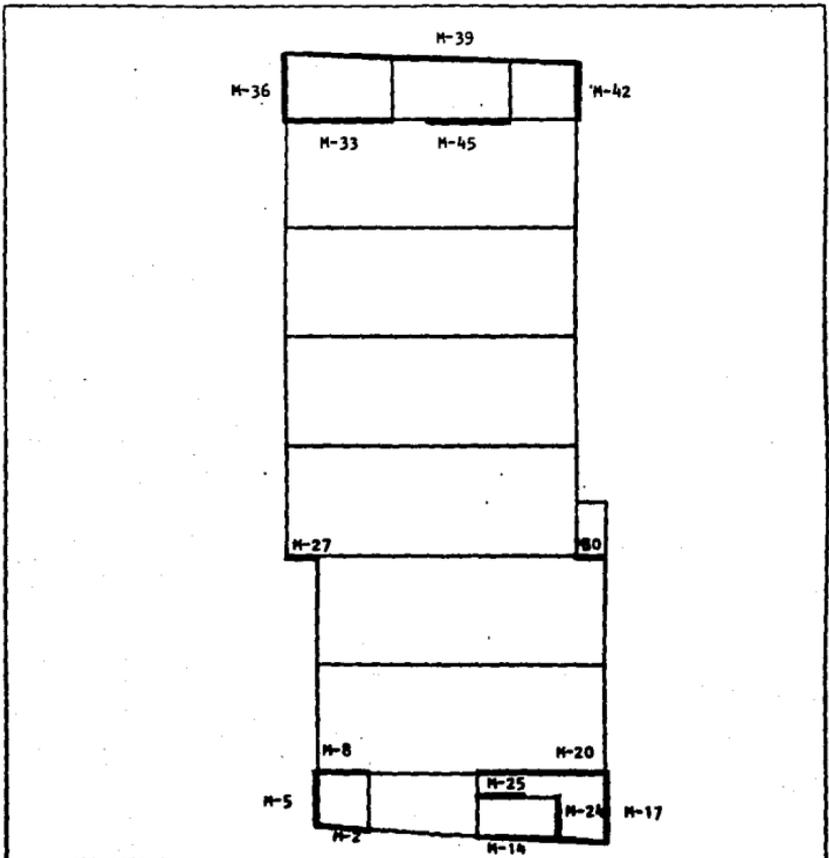
Armado del muro



LOCALIZACION DE MUROS NIV. SEG AL PB.

ETABS	FILE : TESIS.PST	
	UNDEFORMED GEOMETRY TOP LEVEL : BOTTOM LEVEL :	

Fig. III.4.a



LOCALIZACION DE MUROS NIV. QUI AL TER.

ETABS	<p>FILE : TESIS.PST          UNDEFORMED GEOMETRY          TOP LEVEL :          BOTTOM LEVEL :</p>	
-------	---	--

Fig. III.4.b

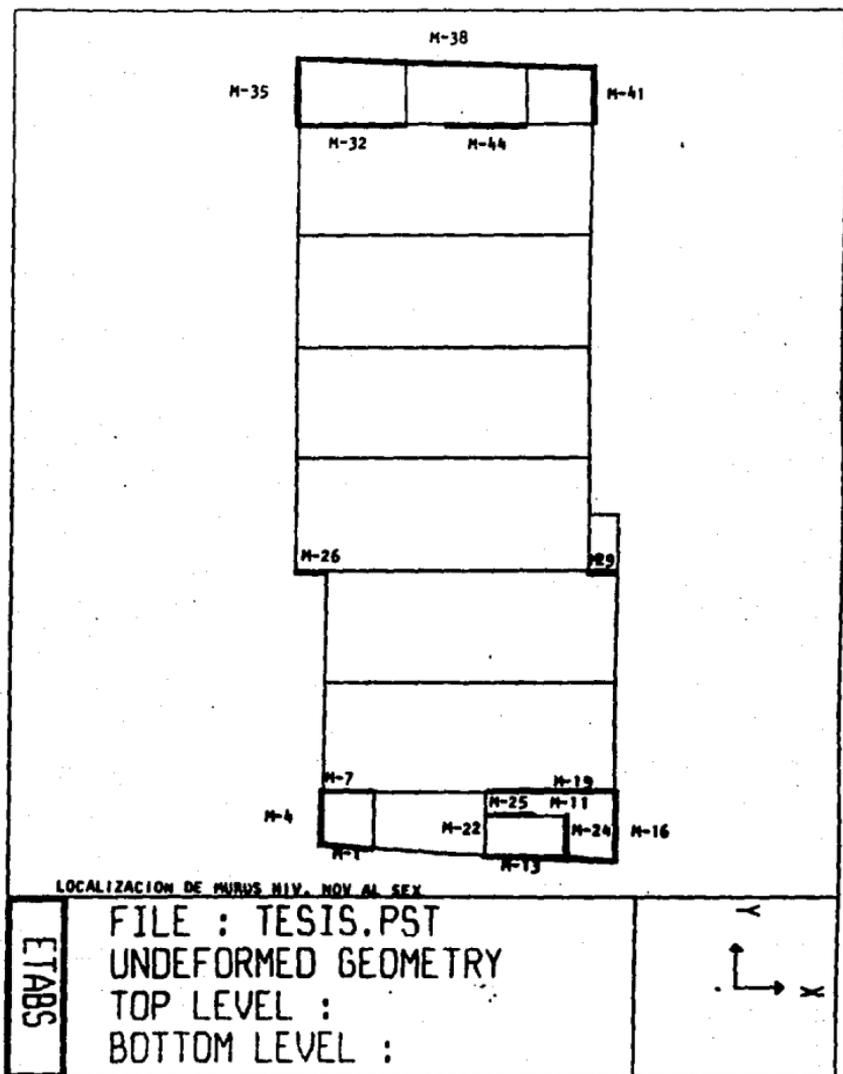


Fig.111.4.c

MURO	MOMENTO [T m]	CORTANTE [T]	CARGA AXIAL [T]	ESPESOR [cm]	ALTURA [cm]	LONGITUD [cm]
NIV.	CAS. AZO. NOV, OCT, SEP, SEX					
1	69.739	33.974	40.169	20	300	300
	12.685	7.079	85.614			
4	90.095	51.796	86.049	20	300	360
	19.792	12.388	96.294			
7	84.274	43.723	43.351	20	300	300
	16.277	7.266	87.336			
13	741.449	218.556	299.184	20	300	750
	691.739	258.35	24.255			
	448.806	15.231	379.069			
16	392.979	206.850	6.921	20	300	295
	179.907	100.822	174.822			
19	487.723	90.201	67.435	20	300	750
	413.897	110.69	141.586			
	87.246	50.372	300.954			
24	13.815	8.401	12.111	15	300	260
	9.860	2.267	87.938			
25	41.561	15.523	68.399	15	300	375
	29.035	3.994	164.737			
26	33.306	19.375	94.056	20	300	175
29	203.877	15.384	107.555	20	300	175
32	203.877	93.684	107.555	20	300	700
	182.235	52.929	281.663			
35	270.453	155.704	21.072	25	300	427
	74.155	46.398	84.426			

MURO	MOMENTO	CORTANTE	CARGA	AXIAL	ESPESOR	ALTURA	LONGITUD
	[kgm]	[kg]	[kg]		[cm]	[cm]	[cm]
38	1504.151	449.204	271.371		20	300	1700
	386.435	217.982	435.691				
41	55.311	32.564	43.061		20	300	295
	3.146	1.014	83.632				
44	36.907	21.343	95.938		20	300	310
	5.621	0.3	174.512				
NIV QUI, CUA , TER							
2	115.211	20.107	65.418		25	300	300
	90.623	47.998	68.966				
	81.712	36.877	305.553				
5	400.398	171.938	184.699		30	300	340
	104.571	48.910	233.694				
8	154.487	48.352	19.453		25	300	300
	124.371	59.157	124.272				
	81.910	34.854	347.307				
14	1946.852	354.34	894.135		30	300	750
	1886.196	406.622	429.942				
17	929.956	409.508	33.349		25	300	445
	395.951	168.376	552.411				
20	1574.914	93.188	241.248		25	300	750
	1456.047	158.221	133.291				
	423.525	72.876	754.652				
24	71.619	17.703	116.126		25	300	260
25	104.590	18.513	15.609		25	300	375
	84.470	0.2	217.518				

MURO	MOMENTO	CORTANTE	CARGA	AXIAL	ESPESOR	ALTURA	LONGITUD
	[kgm]	[kg]	[kg]	[kg]	[cm]	[cm]	[cm]
27	41.195	22.842	199.851		25	300	375
	17.003	13.777	203.214				
30	42.475	23.580	146.026		25	300	175
	16.191	7.457	199.916				
33	288.882	140.690	403.518		25	300	700
	196.244	106.784	250.368				
36	715.045	345.034	0.753		25	300	427
	196.244	106.984	250.368				
39	3361.236	623.79	607.139		25	300	1700
	554.244	317.385	1166.210				
42	220.071	102.152	40.039		25	300	293
	55.761	18.61	185.141				
45	42.585	21.450	319.868		25	300	370
NIV	SEG.	PRI.	PE				
3	276.971	44.203	103.616		30	310	300
	85.123	10.869	707.668				
6	737.276	210.469	288.960		40	310	300
	235.679	78.101	438.008				
9	286.253	66.392	190.959		30	310	300
	104.055	35.818	821.670				
15	2632.108	273.784	1404.126		30	310	750
	485.401	122.894	1782.616				
18	1335.374	314.739	97.169		30	310	445
	525.135	123.735	1038.845				
21	3178.962	169.465	439.094		30	310	750
	3053.373	188.153	140.224				

23	242.324	106.817	220.779	25	310	285
	102.287	11.517	421.209			
24	244.568	81.229	58.133	25	310	293
25	354.00	104.593	120.395	30	310	450
	132.94	118.436	306.613			
28	80.746	31.957	228.507	30	310	175
31	81.432	32.903	227.976	30	310	175
	31.407	13.379	260.238			
34	1302.989	15.369	106.668	30	310	175
	761.565	20.398	1344.948			
40	5481.499	549.66	1112.428	30	310	1700
	715.279	186.213	2327.447			
43	418.460	140.169	319.539	30	310	293
46	286.317	60.728	326.664	30	310	370
	118.946	21.344	467.017			

A continuación se presenta una tabla con el resumen de los armados de los muros:

MURO	A flexión [cm <sup>2</sup> ]	A cortante [cm <sup>2</sup> ]
1	12.68	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.
4	13.66	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.
7	15.33	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.

MURO	A flexión [cm2]	A cortante [cm2]
13	70.24	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.
16	49.15	Rh = #4 @ 10 A.L. Rv = #4 @ 10 A.L.
19	46.20	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.
24	2.90	Rh = #4 @ 40 A.L. Rv = #4 @ 40 A.L.
25	6.05	Rh = #4 @ 40 A.L. Rv = #4 @ 40 A.L.
26	10.38	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.
29	8.29	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.
32	19.81	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.
35	35.00	Rh = #4 @ 15 A.L. Rv = #4 @ 15 A.L.
38	136.79	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
41	10.30	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.
44	5.44	Rh = #4 @ 30 A.L. Rv = #4 @ 30 A.L.

MURO	A flexión [cm2]	A cortante [cm2]
NIV QUI, CUA, TER		
2	20.95	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
5	60.69	Rh = #4 @ 10 A.L. Rv = #4 @ 10 A.L.
8	28.1	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
14	184.42	Rh = #4 @ 10 A.L. Rv = #4 @ 10 A.L.
17	116.32	Rh = #4 @ 10 A.L. Rv = #4 @ 10 A.L.
20	149.19	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
24	15.03	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
25	15.22	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
27	12.84	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
30	13.24	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
33	28.08	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
39	305.67	Rh = #4 @ 15 A.L. Rv = #4 @ 15 A.L.

MURD	A flexión [cm2]	A cortante
42	40.98	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.
45	6.28	Rh = #4 @ 25 A.L. Rv = #4 @ 25 A.L.
NIV	SEG, PRI, PB	
3	50.38	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.
6	111.75	Rh = #4 @ 10 A.L. Rv = #4 @ 10 A.L.
9	39.00	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.
15	244.17	Rh = #4 @ 10 A.L. Rv = #4 @ 10 A.L.
18	166.02	Rh = #4 @ 15 A.L. Rv = #4 @ 15 A.L.
21	294.91	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.
23	46.39	Rh = #4 @ 15 A.L. Rv = #4 @ 15 A.L.
24	45.54	Rh = #4 @ 15 A.L. Rv = #4 @ 15 A.L.
25	43.61	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.
28	25.18	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.

31	25.39	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.
34	124.16	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.
40	482.4	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.
43	71.00	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.
46	42.22	Rh = #4 @ 20 A.L. Rv = #4 @ 20 A.L.

### III.S.-DISEÑO DE LA LOSA MACIZA

Para la zona de los elevadores, en la de escalera y en toda la periferia del cuerpo bajo se colocara losa maciza con el fin de evitar la losacero en esta zona, que resultaria poco práctico ya que por lo irregular de la periferia, se necesitaría cortar la losacero de diferentes tamaños para tramos muy pequeños; esto resultaria poco económico por la falta de uniformidad para realizar los cortes.

Para ejemplificar el diseño de estas, se escogió un tablero del nivel PB de la zona de pasillos con las siguientes cargas:

$$CM = 560 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 350 \text{ kg/m}^2$$

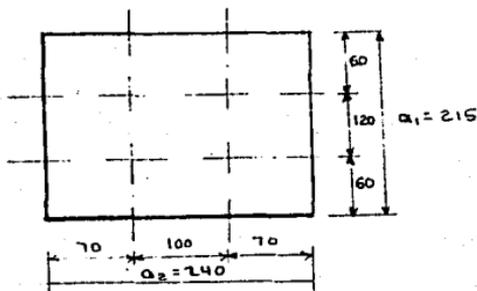
---

$$CT = 910 \text{ kg/m}^2$$

$$CD = 1.4 \times 910 = 1274 \text{ kg/m}^2$$

Para el diseño de la losa se realizó apegado a las indicaciones del Reglamento de Construcciones del Distrito federal de 1987 y las Normas técnicas Complementarias.

Debido a las dimensiones del tablero



el tablero es aproximadamente rectangular.

$$a_1 / a_2 = 215 / 240 = 0.895 = 0.9$$

relacion de carga muerta a carga viva no mayor que 1.5 ( apoyos no monolíticos ).

$$CV / CM = 350 / 560 = 0.625 < 1.5$$

La losa se dividirá en cada direccion en tres franjas, una central y dos extremas.

La franja central tendrá un ancho igual a la mitad del claro perpendicular a ellos, y cada franja extremos de ancho igual a L/4. ver figura

Para el peralte mínimo el RCDF nos dice que:

$$d_{\min} = P / 300$$

siendo P el perímetro de la losa

Se incrementará además este en un 50% por ser apoyos no monolíticos.

$$P = 2 \times ( 215 \times 1.5 + 240 \times 1.5 ) = 1365 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 1365 / 300 = 4.55 \text{ cm}$$

se propone peralte  $h = 10 \text{ cm}$  y  $d = 7 \text{ cm}$

#### REVISION DE LA RESISTENCIA A FUERZA CORTANTE

las constantes de diseño son:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

el cortante actuante será:

$$V = (a_1 / 2 - d) w / [ 1 + (a_1/a_2)^{1/6} ]$$

$$= (2.15 / 2 - 0.07) 1274 / [ 1 + (2.15/2.40)^{1/6} ]$$

$$= 844 \text{ kg}$$

el cortante resistente será :

$$\begin{aligned}Vcr &= 0.5 FR b d (f'c)^{0.5} \\ &= 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 7 \times (200)^{0.5} \\ &= 3960 \text{ kg} > 844 \text{ kg} \quad (0.K) \text{ cortante} \\ a1/a2 &= 0.9\end{aligned}$$

#### DISEÑO POR FLEXION

Para la obtención de los momentos en el tablero el reglamento proporciona coeficientes en función del tipo de tablero y sus apoyos.

momentos	claro	coeficiente ( k )
negativo en bordes	corto	338
" " interiores	largo	330
positivo	corto	164
	largo	127

$$\begin{aligned}M &= K \times 10^{(-4)} w a1^2 \\ &= K \times 10^{(-4)} \times 1274 \times (2.15)^2 \\ &= 0.5889 K\end{aligned}$$

Momento negativo en claro corto

$$(-)M = 0.5889 \times 338 = 199.05 \text{ kgm}$$

$$k = M / FR b d^2 f'c$$

sustituyendo

$$\begin{aligned}k &= 19905 / 0.9 \times 100 \times 7^2 \times 170 \\ &= 0.0265\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q &= 1 - (1 - 2k)^{0.5} \\ &= 1 - (1 - 2 \times 0.0265)^{0.5} \\ &= 0.0269\end{aligned}$$

$$p = f'c q / fy$$

$$= 170 \times 0.0269 / 4200$$

$$= 0.001 < 0.0026$$

i. por lo tanto se armará con el acero mínimo

Debido a que el coeficiente anterior es el mayor de los cuatro propuestos por RCDF, se armará el resto de la losa con acero mínimo, por lo que será innecesario calcular los demás momentos.

Para el armado de la losa se propone varilla #3 ( $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ )

$$A_s = 100 \times 7 \times 0.0026 = 1.82 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$s = 0.71 \times 100 / 1.82 = 39 \text{ cm}$$

Acero por temperatura y cambios volumétricos

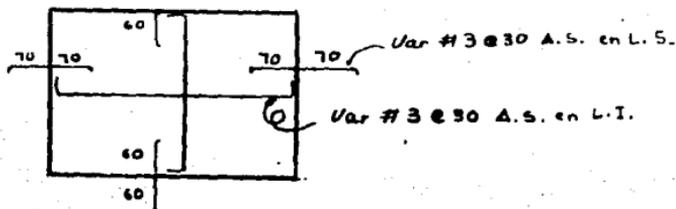
$$a_s = 660 X_1 / [ f_y (X_1 + 100) ]$$

$$= 660 \times 7 / [ 4200 ( 7 + 100 ) ]$$

$$= 0.010 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$100 a_s = 100 \times 0.010 = 1.02 \text{ cm}^2/\text{m} < 1.82$$

la varilla se colocará @ 30 cm, para uniformizar con el resto del piso. ver figura.



### III.6.- DISEÑO DE ARMADURAS

Podemos mencionar que las armaduras son elementos estructurales con gran rigidez y poco peso, por lo que son de gran utilidad cuando se presenta solucionar claros de gran tamaño.

El principio en el que se basan las armaduras es que sus elementos trabajan únicamente a fuerza axial, ya sea compresión o tensión. Lo que facilita enormemente su cálculo y diseño.

Una armadura puede ser idealizada por un sistema de barras con peso despreciable (por comparación con las cargas que transmite), encontrándose estas en un plano y unidas en sus extremos sin restricción al giro (extremos articulados), para los cuales las fuerzas externas actúan en el mismo plano y en las uniones o nudos exclusivamente. Así en cada nudo tenemos un sistema de fuerzas equilibradas con fuerzas coplanares con líneas de acción determinadas y la determinación de la magnitud de estas fuerzas internas constituye el análisis de la armadura.

Para evitar la existencia de esfuerzos secundarios en los nudos bastará con cuidar que la línea de acción de las barras se encuentren en un mismo punto, de esta manera podremos considerar despreciables estos efectos.

Considerar que los extremos se encuentran articulados no dista mucho de la realidad, ya que, aunque los elementos de la armaduras están rigidamente conectados, la inercia de estos es tan baja que en realidad no restringe el giro.

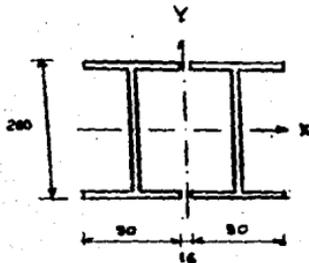
Para el diseño de las armaduras, como lo indica los estudios, puede realizarse por una primera etapa la cual consiste en calcular una de estas con la que se establecerán secciones y únicamente se revisarán resultados con el programa ETABS de los elementos más

esforzados; para comprobar o modificar la resistencia de los elementos.

En el edificio se cuenta con dos diferentes tipos de armaduras. Esto debido a que el edificio presenta un quiebre, en la zona de torre, casi a la mitad de su longitud lo que obliga al diseño de una armadura "especial" o diferente a las del resto del edificio en cuanto a su geometría y por lo tanto diferente en sus cargas.

Por disposiciones de material, se propone formar las cuerdas con dos IFR iguales a las usadas en las columnas y reforzar estas en la medida que se necesiten. Para los montantes se proponen dos canales en sección cajón [I] y para las diagonales también dos canales pero espalda con espalda [I]. El diseño de estas se realizarán con los resultados de dos modelos preliminares, uno para la armadura A-1 y otro para la armadura A-2, para establecer secciones y se revisarán posteriormente con los resultados del ETABS.

A continuación se presentan las propiedades de las secciones CUERDAS



$$2 \text{ IE } 200 \times 26.4$$

$$A = 67 \text{ cm}^2$$

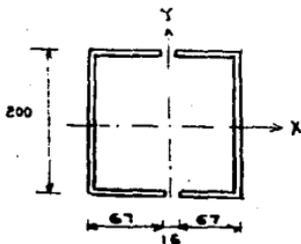
$$I_x = 4296 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 8.01 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times (137.9 + 33.5 \times 9.8^2)$$
$$= 6710 \text{ cm}^4$$

$$r_y = (6710 / 67)^{0.5}$$
$$= 6.19 \text{ cm}$$

MONTANTES



2 CE 203 X 31.62

$$A = 80.64 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 3976 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 7.02 \text{ cm}$$

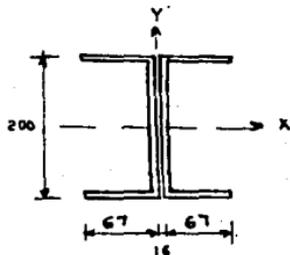
$$I_y = 2x(93.7 + 40.3x 2.3^2)$$

$$= 3090 \text{ cm}^4$$

$$r_y = (3090 / 80.64)^{0.5} =$$

$$= 6.19 \text{ cm}^4$$

DIAGONALES



2 CE 203 X 31.62

$$A = 80.64 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 3976 \text{ cm}^4$$

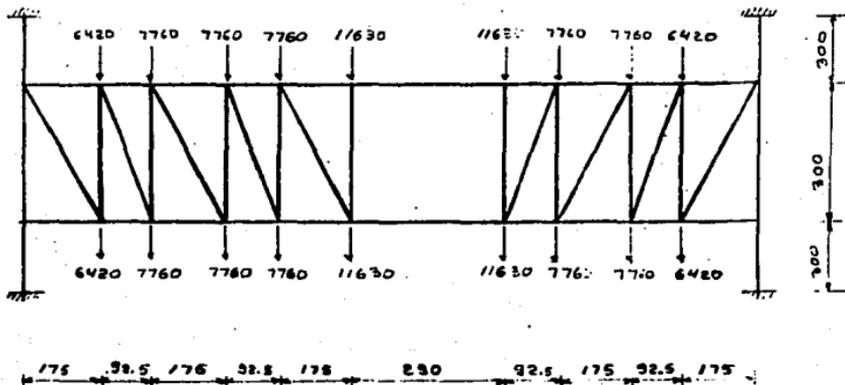
$$r_x = 7.02 \text{ cm}$$

$$I_y = 2x(93.7 + 40.32x 2.3^2)$$

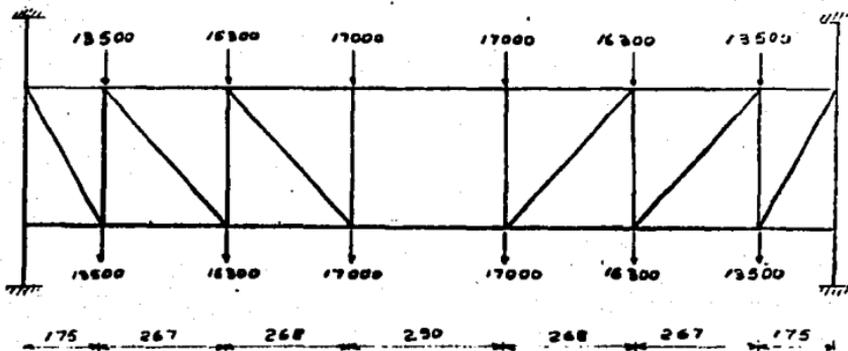
$$= 614 \text{ cm}^4$$

$$r_y = (614 / 80.64)^{0.5} =$$

$$= 2.76 \text{ cm}$$



MODELO ARMADURA A-2



MODELO ARMADURA A-1

Fig.III.6.a

REVISIÓN DE CUERDAS SECCIÓN COMPACTA (IMCA Secc. 1.5.1.4.1)

$$bf / 2tf < 545 / (F_y)^{0.5}$$

$$90 / (2 \times 11.3) = 4 < 10.8 \text{ correcto}$$

$$b / tf < 1590 / (2530)^{0.5}$$

$$(180 + 16 - 90) / 11.3 < 1590 / (2530)^{0.5}$$

$$9.4 < 31.6 \text{ correcto}$$

$$d / tw < 2150 / (2530)^{0.5}$$

$$26.7 < 42.7 \text{ correcto}$$

$$1b < 84400 b / F_y$$

$$< (84400 \times 10.6) / 2530$$

$$< 354 \text{ cm}$$

$$\text{como } 1b \text{ mayor es } 280 \text{ cm } < 354 \text{ cm}$$

$$1. \text{ la sección es compacta } \Rightarrow F_b = 0.66F_y = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

-Revisión por Flexotensión para Armadura A-2

$$f_t = T / A = 1400 / 67 = 20.9 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_t = 0.6 F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = M c / I = 213000 \times 10 / 4296$$

$$= 495.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

para la interacción de los elementos

$$f_t / F_t + f_b / F_b < 1.0$$

$$20.9 / 1518 + 495.8 / 1670 = 0.311 < 1 \text{ correcto}$$

para el otro extremo

$$\text{la interacción da } 0.4345 < 1 \text{ correcto}$$

-Revisión por Flexocompresión para la Armadura A-2

$$F_b = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

para los elementos más esforzados

$$P = 46350 \text{ kg} \quad M = 765000 \text{ kgcm} \quad L = 178 \text{ cm.}$$

$$K1/r = 178 / 8.01 = 22.22 \text{ ; de la tabla 3-36 apéndice A (AISC)}$$

$$F_a = 20.465 \text{ ksi} = 1429 \text{ kg/cm}^2$$

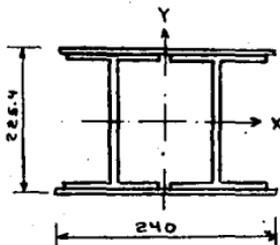
$$f_b = 765000 / 429.6 = 1780.7 \text{ kg/cm}^2 > F_b$$

$$f_a = 46350 / 67 = 691.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a / F_a = 691.8 / 1439 = 0.48 > 0.15 \Rightarrow \text{ec. 1.6-1a y 1.6-1b}$$

aumentando cubreplacas de 1.27 x 24 cm

se calculan nuevas propiedades



$$A = 67 + 2 \times 1.27 \times 24 = 128 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4296 + (24)(22.54^3 - 20^3) / 12 \\ = 11199 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 11199 / 11.27 = 993.7 \text{ cm}^3$$

$$r_x = (11199 / 128)^{0.5} = 933.7 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 6710 + (2.54 \times 24^2) / 12 \\ = 9336.1 \text{ cm}^4$$

$$r_y = (9336.1 / 128)^{0.5} = 8.68 \text{ cm}$$

-Revisión por Flexotensión

se realizará de acuerdo a la interacción :

$$T / A F_t + M / S F_b < 1.0$$

debido a que las propiedades ya se obtuvieron para cálculos anteriores, únicamente se mostrarán los resultados obtenidos para los elementos más esforzados con las cubreplacas

T ( kg )	M ( kgcm )	Interacción
91900	120000	0.545 correcto
138999	120245	0.788 correcto
92255	77929	0.522 correcto
95104	84913	0.541 correcto

-Revisión de los montantes

La revisión de los montantes se realizará únicamente por compresión.

$$Kl/r = 300 / 6.19 = 48.47$$

$$i. Fa = 18.49 \text{ ksi} = 13000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pa = A Fa = 80.64 \times 1300$$

$$= 104832 \text{ kg}$$

comparando con el elemento más esforzado

$$P = 61393 \text{ kg} < Pa \text{ correcto}$$

-Revisión de las diagonales

$$Ta = Ft A$$

$$Ft = 0.6 Fy = 0.6 \times 4200 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 2 \times 35.42 = 70.84 \text{ cm}^2$$

sustituyendo

$$Ta = 1518 \times 70.84 = 107535 \text{ kg}$$

para el elemento más esforzado

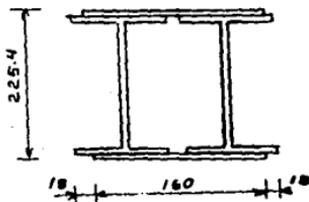
$$T = 81438 \text{ kg} < 107535 \text{ kg correcto}$$

-Revisión por Flexotensión de la armadura A-1

De revisiones anteriores se observó que la sección compuesta

Únicamente por dos IE era insuficiente se propuso agregar cubreplacas de 1.27 x 16 cm.

calculando las propiedades de la nueva sección



$$A = 67 + 2.54 \times 16 = 108 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4296 + 6 \times (22.54^3 - 20^3) / 12 = 8898 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 8898 / 11.27 = 789.5 \text{ cm}^3$$

$$r_x = (8898 / 108)^{0.5} = 9.08 \text{ cm}$$

$$I_y = 6710 + 2.54 \times 16^3 / 12 = 7577 \text{ cm}^4$$

$$r_y = (7577 / 108)^{0.5} = 8.38 \text{ cm}$$

revisando para el elemento más esforzado

$$T / A F_t + M / S F_b =$$

$$138999 / (108 \times 1518) + 120245 / (789.5 \times 1670) =$$

$$= 0.939 < 1 \text{ correcto}$$

-Revisión por flexocompresión

$$L = 280 \text{ cm}$$

$$P = 131823 \text{ kg}$$

$$M_1 = 98981 \text{ kgcm}$$

$$M_2 = -103771 \text{ kgcm}$$

$$F_a = 1385 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 1221 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 131.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$c_m = 0.982$$

$$F'_e = 11041 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Interacción 1} = 0.968 < 1 \text{ correcto}$$

$$\text{Interacción 2} = 0.883 < 1 \text{ correcto}$$

-Revisión de montantes

La revisión de los montantes se realizara únicamente por compresión.

$$K_r = 300 / 6.19 = 48.47$$

$$i. Fa = 18.49 \text{ ksi} = 13000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Pa = A Fa = 80.64 \times 1300 \\ = 104832 \text{ kg}$$

comparando con el elemento más esforzado

$$P = 93730 \text{ kg} < Pa \text{ correcto}$$

-Revisión de las diagonales

$$T_a = F_t A$$

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 4200 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 2 \times 35.42 = 70.84 \text{ cm}^2$$

sustituyendo

$$T_a = 1518 \times 70.84 = 107535 \text{ kg}$$

para el elemento más esforzado

$$T = 108291 \text{ kg} > 107535 \text{ kg} \quad \text{escaso en menos del 1\%}$$

i. se acepta la sección

Estas secciones fueron las que se dieron en el archivo de entrada del ETABS, y únicamente se revisarán con los resultados dados por este, el que la secciones sean adecuadas.

De los resultados arrojados por el programa se presentó:

Para los elementos a compresión el máximo valor que se presentó fue de

$$P = 94496 \text{ kg} < Pa = 94784 \text{ kg} \quad \text{correcto}$$

Para los elementos a tensión el máximo valor fue:

$$T = 118291 \text{ kg} > T_a = 107535 \text{ kg}$$

∴ se reforzara la sección de las diagonales extremas

$$A_{nec} = T / F_t \qquad A_{nec} = \text{área requerida}$$

$$= 118291 / 1518$$

$$= 78 \text{ cm}^2$$

$$A_p = A_{nec} - A_{secc}$$

$A_p = \text{área de las placas}$

$$= 78 - 2 \times 35.42 = 7.2 \text{ cm}^2$$

se propone placas de 6 x 80 mm

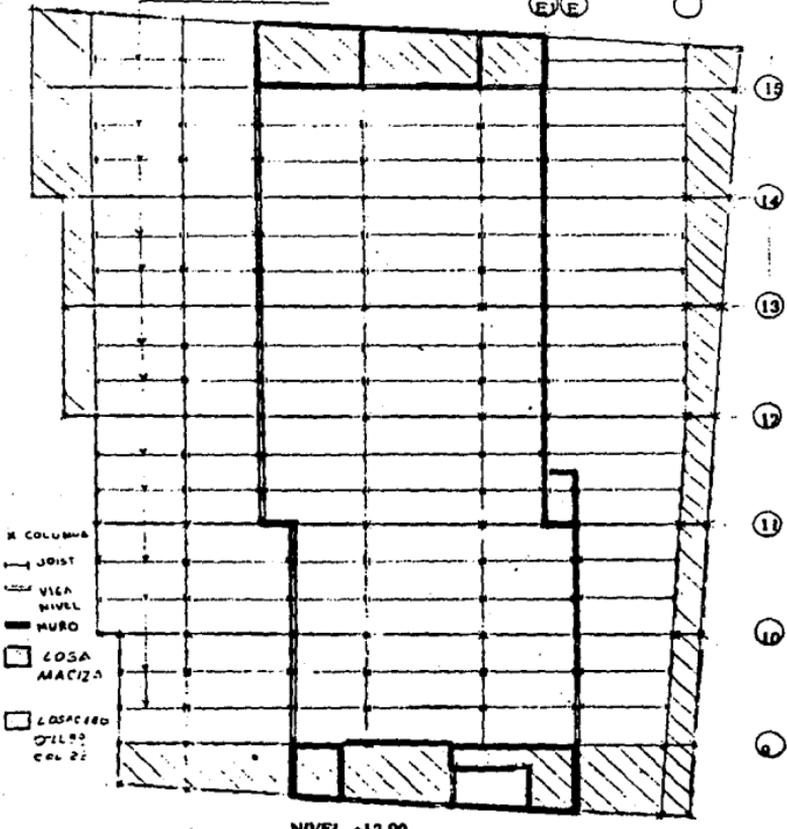
$$A_p = 0.6 \times 8 \times 2 = 9.6 \text{ cm}^2 > 7.2 \text{ cm}^2 \text{ correcto}$$

∴ se acepta refuerzo de las diagonales

Se presenta un resumen de la estructuración final del edificio en la gráficas siguientes.

JUL 27 03:14:3 22 MB

E E



ETARS

FILE : TESIS.PST  
UNDEFORMED GEOMETRY  
TOP LEVEL : PB  
BOTTOM LEVEL : PB

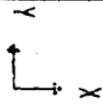


Fig. 111.6.b

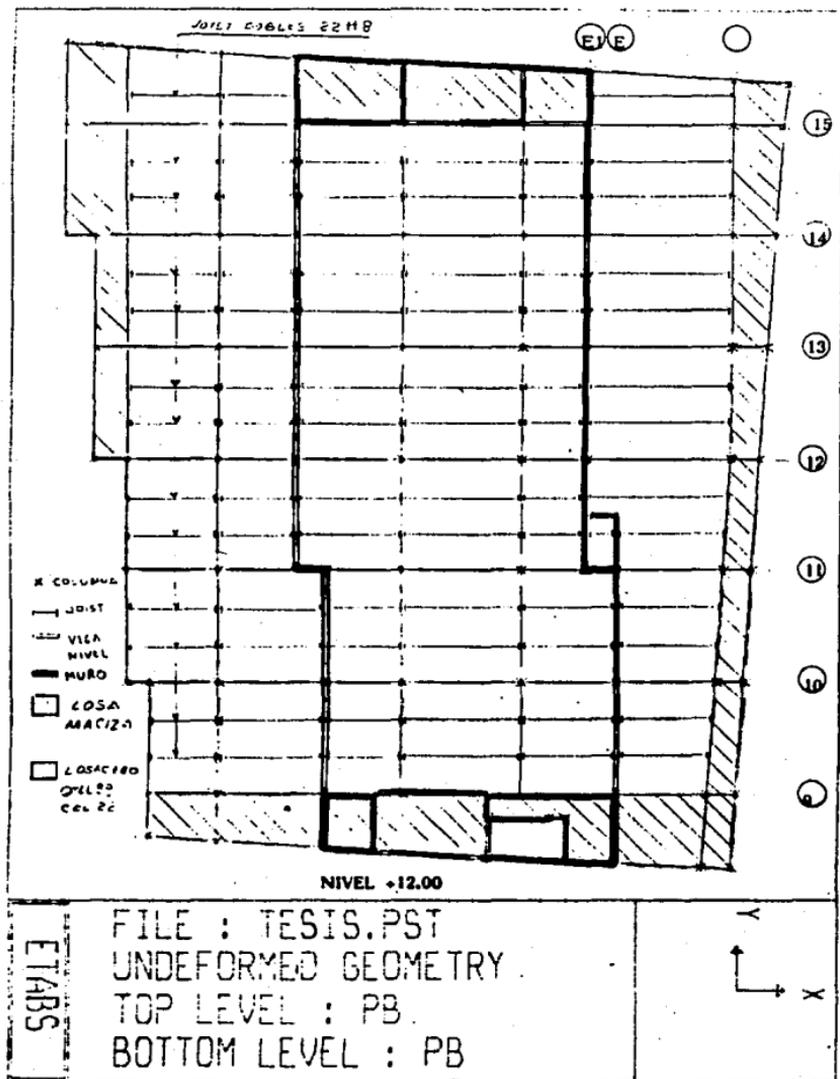
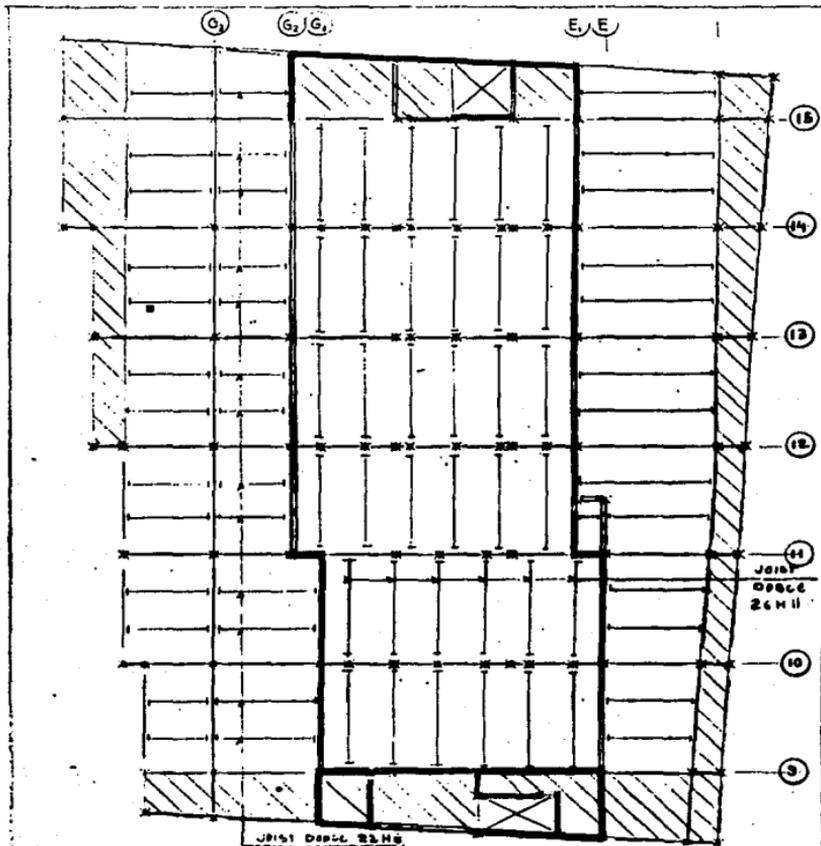


Fig.111.6.c



NIVEL +16.50

ETABS

FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : PRI  
 BOTTOM LEVEL : PRI



Fig.III.6.d

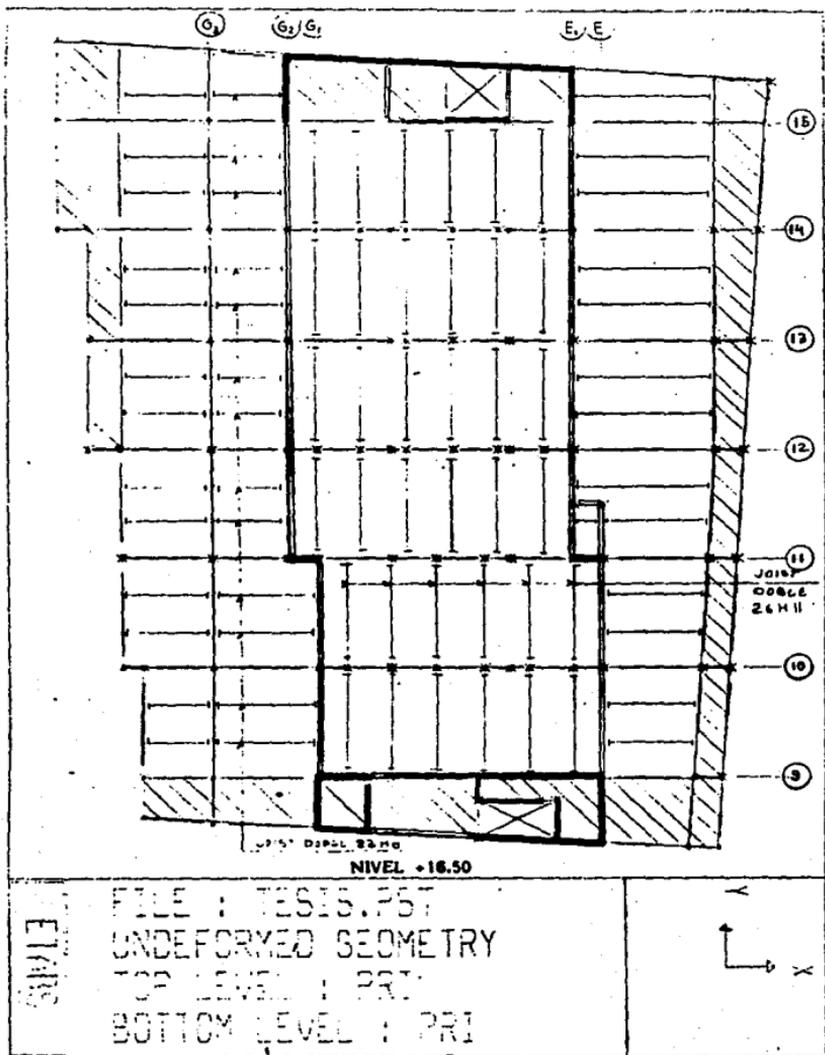
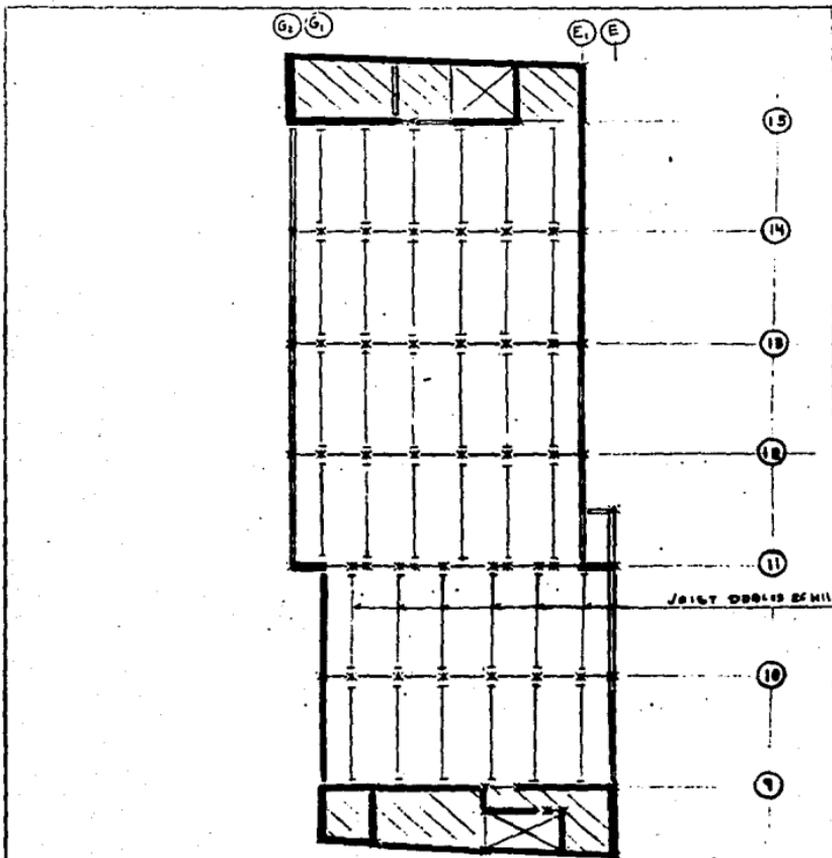


Fig. III.6.e



ETABS

FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : TER  
 BOTTOM LEVEL : TER

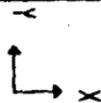
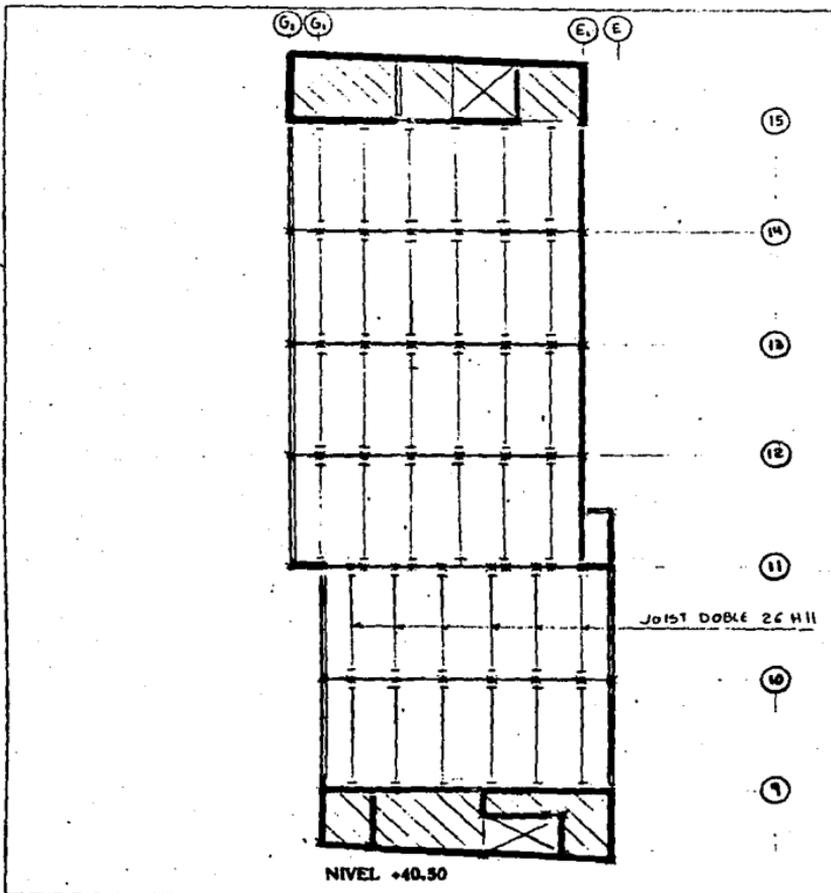
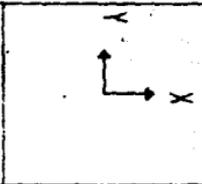


Fig. III.6.f



FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : NOV  
 BOTTOM LEVEL : NOV



ETABS  
ANALYSIS AND DESIGN SOFTWARE FOR BUILDINGS

Fig. III.6.g

#### **IV.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION**

#### IV. DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA CIMENTACION

La cimentación es la parte de la estructura que proporciona apoyo a esta y sus cargas, para transmitir su peso al terreno natural y asegurar el comportamiento satisfactorio general de la estructura.

##### IV.1- BREVE DESCRIPCION DEL SUELO

El valle de México es una unidad geográfica limitada al N. por las Sierras de Tepetzotlán, Tezontliapan y Pachuca; al E. por los llanos de Apan, los montes de Río Frio y la Sierra Nevada; al S. por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al O. por las sierras de Las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo.

Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido zonificar la ciudad de México en tres grandes zonas, atendiendo a un punto de vista estatigráfico.

La primera correspondería a la zona de Lomas constituida por terrenos compactos, arenolimosos, con alto contenido de gravas unas veces y con tobas uífíticas bien cementadas. En general esta zona presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras.

La segunda correspondería a la zona de Transición, donde las condiciones del subsuelo varían mucho, desde un punto de vista estatigráfico, de un lugar a otro de la zona urbanizada. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava. En este lugar la capaci-

dad del suelo puede ser muy variable.

La tercera corresponde a la zona del Lago, así llamada por pertenecer a los terrenos del antiguo lago de Texcoco. Por ser esta zona donde se desplanta el edificio se describirá más a fondo. Un corte estatigráfico de esta zona y específicamente en el terreno de la estructura (datos del estudio de mecánica de suelos) se presenta a continuación:

- De 0.0 a 3.2 ó 4.0 m se encuentra el Manto Superficial, formado por limos de color café, cementados ( tobas), y por arcillas de color café claro y gris verdoso, de consistencia muy blanda a blanda, ambos materiales cubiertos por una capa de relleno de 1.2m de espesor.

Subyaciendo y hasta 30.1 m se atraviesa la formación Arcillosa Superior, constituida por arcillas de alta plasticidad, de colores gris verdoso y café en distintas tonalidades, de consistencia muy blanda a firme, interceptadas por lentes arenosas, limosas y arcillosas, esta dos últimas con grupos cementados.

- Entre 30.1 y 32.7 m se detecta la Capa Dura, compuesta por arcillas de colores café grisáceo y consistencia firme a muy firme, intercalas por lentes arenosas.

- Finalmente y con espesor mayor de 4.1 m se encuentra la Formación Arcillosa Inferior, integrada por arcillas de alta plasticidad, de colores gris verdoso y café en distintas tonalidades, sólo que de consistencia muy blanda a muy firme. En un sondeo próximo al sitio esta formación se extiende hasta 52 m de profundidad.

El nivel freático se localiza entre 2.00 y 2.35 m de profundidad

#### IV.2- CRITERIOS EMPLEADOS

La meta de los estudios geotécnicos aplicados a la ingeniería de cimentaciones, es lograr obras estables, económicas y funcionales, requisitos que son indispensables e inseparables.

Desde el punto de vista de su estabilidad, una cimentación tiene asegurarse contra falla por resistencia al esfuerzo cortante del subsuelo y, a la vez, garantizar que las deformaciones que sufrirá -asentamiento o expansiones- no resulten intolerables, tanto por la estructura que soporta, como por las obras colindantes.

#### DESCRIPCION DE LA CIMENTACION

Por el tipo de suelo tan compresible y las descargas tan fuertes del edificio en las columnas y muros, se necesita una combinación de varios sistemas para lograr la cimentación que cumpla con los requisitos, ya mencionados antes, para lograr la cimentación óptima.

El estudio de Mecánica de Suelos recomienda para el cuerpo bajo un tipo de cimentación superficial con pilotes y para la zona de torre recomienda un cajón sobre pilotes.

Para la cimentación superficial se considerará una losa de cimentación, para obtener así, una reducción en la presión de contacto con el terreno.

Para la zona de torre el cajón nos permitirá reducir la descarga neta y así evitar incrementos de presión en la masa del subsuelo que pudieran producir asentamientos intolerables. Se propone que el cajón sea del tipo de cimentación parcialmente compensada, es decir, la descarga neta es solo una fracción del peso del edificio y la diferencia será tomada por pilotes.

El cajón estara formado por una losa de cimentación y de tapa, reticula de trabes y muros de contención.

Cuando las capas del subsuelo cercanas a la superficie son muy compresibles, formadas por arcillas muy blandas, suelos organicos y turba o limo y arena en estado suelto; se utilizan cimentaciones profundas constituidas por elementos alargados que transmiten parte o todo el peso del edificio a estratos profundos y resistentes o menos compresibles que los superiores. Algunas veces el costo elevado y los problemas de construcción, además de un mal comportamiento de los cimientos superficiales, conducen al empleo de los cimientos profundos.

Como ya se habia indicado, se colocarán pilotes; estos serán de los llamados pilotes de adherencia ( si están en contacto con arcillas) o fricción ( si están en contacto con suelo tipo granular), que transmiten la carga del edificio, através de la superficie lateral de estos.

La ventaja de utilizar la combinación de pilotes de adherencia con un cajón que compensa parte del peso del edificio; como es el caso del suelo de la ciudad de México; son:

- La carga no compensada es transmitida a los pilotes para evitar asentamientos intolerables.
- Reducir la profundidad de excavación, y por lo tanto, el costo y la facilidad de construcción que en el caso de cimentación totalmente compensada.
- Que el edificio se hunda con la misma velocidad que la superficie del terreno, evitando así que el edificio emerja y dañe construcciones aledañas.

OBTENCION DE LA CAPACIDAD DE COMPENSACION

Centro de gravedad

Se propone cimentar el cuerpo bajo con superficie y el alto con pilotes de fricción y cajón de 3m de profundidad.

A.- Zona Torre

a) centro de gravedad

	A	x	y	Ax	Ay
1	9.35	26.58	0.23	248.52	2.15
2	306.0	23.75	9.60	7267.50	2937.60
3	539.41	22.00	34.47	11867.02	18593.46
4	11.31	19.17	50.78	216.81	574.32
5	6.3	31.38	20.40	197.67	128.52
<hr/>				<hr/>	<hr/>
	872.37			19797.55	22236.06

$$x = 22.69 \text{ m}$$

$$y = 25.49 \text{ m}$$

$$I_x = 17 (1.1)^3 / 36 + 9.35 (25.26)^2 + 17 (18)^3 / 12 + 306 (15.89)^2 + 17 (31.73)^3 / 12 + 539.41 (8.98)^2 + 6.3 (5.09)^2$$

$$I_x = 187650.39 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1.1 (17)^3 / 36 + 9.35 (3.89)^2 + 18 (17)^3 / 12 + 306 (1.06)^2 + 31.73 (17)^3 / 12 + 539.41 (3.52)^2 + 1.33 (17)^3 / 36 + 11.31 (3.52)^2 + 3.6 (1.75)^2 + 6.3 (8.69)^2$$

$$I_y = 28478.23 \text{ cm}^4$$

Presión de compensación = 11.4 T/m<sup>2</sup>

Pilas de 50 cm de diámetro,  $Q_u=11.3 \text{ T/m}^2$  F.S. = 2  $\Rightarrow Q_p=56.5 \text{ T}$

$$A_p = (0.25)^2 = 0.1963 \text{ m}^2 = 1963 \text{ cm}^2$$

$$I_p = \pi^3 / 4 = (0.25)^3 / 4 = 0.003068 \text{ m}^4$$

Para una primera distribución de pilotes se considerará que todo el edificio se deplanta sobre una placa infinitamente rígida, la que nos distribuye los esfuerzos de una manera uniforme.

Se revisará en un segundo paso la zona de cajón donde existe concentración de esfuerzos debido al peso de la torre y se aumentarán los pilotes necesarios en las líneas de columnas y zona de muros con ambos extremos. Para la distribución de pilotes en la zona de torre se colocarán de manera lo más simétricamente posible.

#### IV.3.- DISEÑO DE PILOTES

Para pilotes colados en sitio

sección cuadrada 40 x 40 cm

$$A_c = 1600 \text{ cm}^2$$

compresión máxima = 100 ton

$$P_a = A_c f_c + A_s f_s$$

$$f_c = 0.33 f'_c = 0.33 \times 250 = 82.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0.4 f_y = 0.4 \times 4200 = 1680$$

$$A_s = (P_a - A_c f_c) / f_s$$

$$A_s = 100000 - (1600 \times 82.5) / 1680 = -19.05 \text{ cm}^2$$

se armará con el 1 % por especificación

$$A_s = 0.01 \times 33 \times 40 = 13.20 \text{ cm}^2$$

se colocarán 4#8

Estribos #4 en 100 cm de la punta

y 50 de la cabeza @ 8 cm

#4 @ 15 cm en toda la longitud

Tomando toda el área circular Diam = 75 cm

$$A = 4417.86 \text{ cm}^2 \text{ con } 1\% \text{ As} = 44.18 \text{ cm}^2$$

usar #8

Usando un pilote de 50 cm con estribos 25 x 25 cm

$$A = 1963.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{As} = 19.63 \text{ cm}^2 \quad 4 \text{ \#8}$$

$$\text{As} = (P_a - A_c f_c) / f_s = (100000 - (1963.5 \times 82.5)) / 1680$$

$$= -36.63 \text{ cm}^2$$

Armar con el 1% 4 #8

$$T_{adm} = 4 \times 5.08 \times 4200 = 85344 \text{ kg} = 85 \text{ ton}$$

#### Revisión para condición CM + CV

Ubicación del centro de cargas

$$EF_v = 10661907 \text{ kg}$$

$$EM_x = 0.60 (348173) + 0.33 (100065) - 0.15 (140673)$$

$$+ 2.7 (56414) - 0.23 (223027) - 0.5 (220811)$$

$$+ 4.2 (341577) + 44541 + 155965 + 241183$$

$$+ 2.7 (45291) + 11.4 (614505 + 44212 + 43893$$

$$+ 610298) + 18.6 (418482 + 418372 + 38448 + 38092$$

$$+ 355559 + 358861) + 25.8 (613622 + 40526 + 39961$$

$$+ 571093) + 33 (666043 + 40261 + 40010 + 673989)$$

$$+ 18450 + 191719 + 200085) + 51.67 (195209)$$

$$+ 51.67 (195209) + 51.18 (294339) + 50.63 (310297)$$

$$+ 50.33 (266797) + 1131$$

$$EM_x = 269,802,654 \text{ kg m}$$

$$\begin{aligned} EMy &= 15.25 (348173 + 341577 + 614505 + 418372) + 13.5 (418482 \\ &+ 613622 + 666043 + 650370 + 238280 + 195209) \\ &+ 19.7 (44212 + 38448 + 40526 + 40261 + 44269 + 294339) \\ &+ 20.5 (18450) + 23 (191719) + 24.75 (140693 + 44541) \\ &+ 26.7 (155965 + 43893 + 38092 + 39961 + 40010 + 44289 \\ &+ 310297) + 28.4 (56,414) + 29.35 (223027 + 45291) \\ &+ 30.5 (355559 + 571093 + 673989 + 663856 + 200085 \\ &+ 266777) + 32.25 (220811 + 241183 + 610298 + 358861) \\ &+ 17443 \end{aligned}$$

$$EMy = 241828036 \text{ kg m}$$

$$x = 241828036 / 10661907 = 22.6815 \text{ m}$$

$$y = 269802654 / 10661907 = 25.3053 \text{ m}$$

$$ex = 22.68 - 22.69 = -0.01 \text{ m} \quad Mx = -106019 \text{ kgm}$$

$$ey = 25.31 - 25.49 = -0.18 \text{ m} \quad My = -1919143 \text{ kgm}$$

finalmente obtenemos la ecuación de esfuerzos para CM + CV

$$0 = -3.74 x - 10.23 y + 12222 \text{ (kg J) , Cond. 1}$$

y así sucesivamente para las otras cuatro condiciones de carga

$$CM + CVred + Sx + 0.3 Sy \quad \text{Cond 2}$$

$$0 = 1268.70 x + 43.02 y + 1128LL09$$

$$CM + CVred + 0.3 Sx + Sy \quad \text{Cond 3}$$

$$0 = 316.33x + 285.91y + 11474$$

$$CM + CVred - Sx - 0.3 Sy \quad \text{Cond 4}$$

$$0 = -1252.33 - x 629By + 11884$$

$$CM + CVred - 0.3 Sx - Sy \quad \text{Cond 5}$$

$$0 = -318.86 x - 304.48 y + 11695$$

Cálculo de esfuerzos por apoyo para CM + CV

Apoyo	x	y	D	d0
	m	m	kg/m2	D-11400 kg/m2
3	-7.44	-24.89	12504.45	1104.45
4	-4.44	-25.16	12495.99	1096
5	2.06	-25.64	12476.59	1076.6
6	5.71	-22.79	12433.79	1033.8
7	6.66	-25.72	12460.2	1060.2
8	9.56	-25.99	12454.1	1052.1
13	-7.44	-21.29	12467.6	1067.6
15	2.06	-21.29	12432.09	1032.09
Apoyo	x	y	D	d0
	m	m	kg/m2	D-11400 kg/m2
16	4.01	-21.29	12424.80	1024.80
17	6.66	-22.79	12430.23	1030.23
18	9.56	-21.29	12404.04	1004.04
24	-7.44	-14.08	12393.97	993.97
25	-2.99	-14.09	12377.32	977.32
27	4.01	-14.09	12351.14	951.14
28	9.56	-14.09	12330.39	930.39
33	-9.19	-6.89	12326.86	926.86
34	-7.44	-6.89	12320.31	920.31
35	-2.99	-6.89	12303.67	903.67
37	4.01	-6.89	12277.49	877.49
38	7.81	-6.89	12263.28	863.28
39	9.56	-6.89	12256.73	856.73
45	-9.19	0.31	12253.20	853.20
46	-2.99	0.31	12330.01	830.01
48	4.01	0.31	12203.83	803.01

49	7.21	0.31	12189.62	789.62
54	-9.19	7.51	12179.54	779.54
55	-2.99	7.51	12156.26	756.36
57	4.01	7.51	12130.18	730.18
58	7.81	7.51	12115.96	715.96
64	-9.19	14.71	12105.89	705.89
65	-2.99	14.71	12062.70	682.70
67	4.01	14.71	12056.52	656.52
68	7.81	14.71	12042.31	642.31
Apoyo x	y	0	d0	
	m	m	kg/m2	0-11400 kg/m2
73	-9.19	21.91	12032.23	632.23
74	-2.19	21.91	12006.05	606.05
75	0.31	21.91	11968.65	596.70
76	7.81	21.91	11968.65	568.65
79	-9.19	26.18	11988.55	588.55
80	-2.99	25.69	11970.37	570.37
81	4.01	25.14	11949.82	549.82
82	7.81	24.84	11938.68	538.68

**DISTRIBUCION DE PILOTES PARA CM + CV**

En un primer paso se calculará el área tributaria de los pilotes con la misma área aproximadamente

$$At \text{ prom} = 2.35 \times 17 = 39.95 \text{ m}^2$$

$$\text{tomando } 1.10 \text{ t/m}^2 \quad P = 1.10 \times 39.95 = 43.95 \text{ t}$$

∴ poner 1 pilote bajo cada apoyo.

A continuación se presentará una tabla resumen de los grupos de apoyos por áreas tributarias, su número de pilotes para las dis-

tintas condiciones de carga.

Nota: los esfuerzos que aparecen en la tabla son únicamente para la condición de carga muerta más carga viva, el resto no aparece indicado, solamente el número de resultante de pilas.

	Apoyos Descarga Axial		# pilotes				
	Ton	AD T/m2	condicion				
			1	2	3	4	5
At prom = 2.35 x 17		39.95m2	Ao = 0.93 6.42				
3	348.2	1.10	1	1	0	2	2
4	100.1	140.3	1	1	0	1	1
5	140.7	1.08	1	1	0	3	1
6	56.4	1.06	1	2	0	1	1
7	223.0	1.06	1	2	0	2	2
8	220.8	1.05	1	2	0	1	2
At prom 5.4 x 17 =		91.8 m2	1.07				
13	341.6	1.07	1	2	0	3	3
15	44.5	1.03	1	1	0	3	1
16	156.0	1.02	1	1	0	3	2
17	45.3	1.03	1	1	0	1	1
18	241.2	1.00	1	7	0	10	6
At prom = 7.2 x 17 =		122.4 m2	1.00				
24	614.5	1.00	2	8	0	9	5
25	44.2	0.98	1	1	0	1	1
27	43.9	0.95	1	1	0	1	1
28	610.2	0.93	2	9	0	8	5
Ap = (7.2 x 17) + (3.6 x 1.95) =		128.7 m2	0.93				
33	418.5	0.93	1	3	1	8	3
34	418.4	0.92	1	8	1	3	2
35	38.4	0.90	1	1	1	1	1
37	38.1	0.88	1	1	1	1	1
38	355.6	0.86	1	2	1	7	3

	Apoyos Descarga Axial		AO T/m2	# pilotes condición				
	Ton			1	2	3	4	5
39	358.9	0.86		1	7	1	3	2
At prom = 7.2 x 17 = 122.4 m2			0.85					
45	613.6	0.85		1	8	2	9	3
46	40.5	0.83		1	1	1	1	1
48	40.0	0.83		1	1	1	1	1
49	571.1	0.79		1	8	2	8	3
Ap = 7.2 x 17 = 122.4m2			0.78					
54	666.0	0.78		1	8	4	8	1
55	40.3	0.76		1	1	1	1	1
57	40.0	0.73		1	1	1	1	1
58	674.0	0.72		1	9	4	8	1
Ap = 7.2 x 17 = 122.4 m2			0.71					
64	650.4	0.71		1	8	5	8	0
65	44.3	0.68		1	1	1	1	0
67	44.3	0.66		1	1	1	1	0
68	663.9	0.64		1	9	5	7	0
Ap = (3.6+1.47) x 17 =86.19			0.63					
73	238.3	0.63		1	6	6	7	0
74	184.5	0.61		1	1	1	1	0
75	191.7	0.60		1	1	1	2	0
76	200.1	0.57		1	2	3	2	0
Ap = (0.67+1.47) x 17 = 36.38 m2			0.59					
79	195.2	0.59		1	1	2	2	0
80	294.3	0.57		1	1	2	1	0
81	310.3	0.55		1	2	2	1	0

	Apoyos Descarga Axial		# pilotes				
	Ton	T/m2	condición				
			1	2	3	4	5
B2	266.8	0.54	1	0	1	2	0

NOTA: cuando el # sea 0, significa que hubo tension.

Como tercer y último paso se efectuará una revisión en la zona de elevadores y en la zona de escaleres, para calcular los pilotes faltantes en estas zonas; ya que es en estos donde se concentran más los esfuerzos, especialmente ante fuerzas sísmicas.

Además en esta zona se aumentará el peralte de la losa de cimentación de 45 cm; que es el espesor en todo el cajón; a 90 cm.

Revisión de la cimentación entre los ejes E1, G2, 15 y 16 para la condición 1 (CM + CV)

$$P = 2056502 \text{ kg}$$

$$M_x = 19294016 \text{ kgm} \quad y = 9.38\text{m} \Rightarrow e_y = 9.38 - 8.25 = 1.13\text{m}$$

$$M_y = 5059499 \text{ Kgm} \quad x = 2.46 \text{ m} \Rightarrow e_x = 2.64 - 3.65 = -1.01\text{m}$$

aplicando la fórmula de la escuadria general

$$D = 2077067 \cdot x / 93929 + 2323847 \cdot y / 7030 + 2056502 / 17404.04 \\ = -2211.32x + 331y + 11816.26$$

$$D_{\text{máx}} (+) = 21411 \text{ kg/m}^2 \quad D_{\text{pilote}} = 10011 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 10011 (2.76) = 27631 \text{ kg} = 27.63 \text{ T} < 56.5 \text{ T}$$

$$D_{\text{máx}} (-) = 3652 \text{ kg/m}^2 \quad D_{\text{pilote}} = 0 \text{ kg/m}^2$$

A continuación se presenta una tabla resumen del incremento de pilas para estos muros

Col	Area	Q kg/m <sup>2</sup>	Q - 11400	P	# pilotes
73	15.70	18296	6896	108.300	2
74	8.36	32218	20818	174030	1
75	15.70	37190	25790	404898	8
76	9.62	52106	40706	391593	7
79	7.94	17020	5620	44621	1
80	15.08	29497	18097	272905	5
81	10.21	43584	32184	328593	6
82	3.07	51231	39831	122280	3
127	17.73	30626	19226	340884	6
128	19.00	44549	33149	629821	12

E = 54 pilotes  
en total.

#### IV.4.- CALCULO DE LA LOSA FONDO

peralte propuesto: 45 cm

presión de contacto = presión de compensación = 0c

la presión de contacto en la zona de cuerpo bajo será de 6.84 t/m<sup>2</sup>  
y para la zona de cajón será de 11.4 t/m<sup>2</sup>.

debido a que el diseño se realizó con la presión de contacto, se  
diseñará como una losa común por el RCDF.

para el tablero de esquina

$$w = 6.84 \text{ t / m}^2$$

$$3.6 \times 6.17 \quad m = 0.6$$

$$(-) k = 582E-4 \quad \Rightarrow \quad M = 5.16 \text{ t m}$$

$$(+) k = 354E-4 \quad \Rightarrow \quad M = 3.14 \text{ t m}$$

Revisión del peralte propuesto por cortantes:

$$V = [(a_1 / 2 - d) w] / [1 + (a_1/2)^2/b^2]$$
$$= [(3.6 / 2 - 0.40) 6.84] / [1 + (3.6/6.17)^2]$$

$$V = 9.21 t$$

constante admisible

$$V_{cr} = 0.5 FR b d (f_c/c)^{0.5}$$
$$= 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 35 \times (200)^{0.5}$$
$$= 19.8 t > 9.21 t$$

Armado por flexión

$$\mu_u = 1.4 \cdot 5.16E5 / (0.9 \times 100 \times 35^2 \times 170) = 0.03852$$
$$r = 7.22 E5 / (0.9 \times 100 \times 35^2 \times 170) = 0.03852$$
$$q = 1 - (1 - 2k)^{0.5} = 0.03929 \Rightarrow p = 0.00159 < p_{min} = 0.0026$$

$$A_s = 5.57 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{usando varilla } \#6; s = 285 / 5.57 = 51.17$$

usar  $\#6 @ 20 \text{ L.I.}$

$$\text{para M (+)} \quad k = 0.02345$$

$$q = 0.02374 \Rightarrow p = 0.00096 < p_{min}$$

$$\therefore A_s = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{con } \#4 \quad s = 127/5.57 = 22.8 \text{ cm} \quad \text{usar } \#4 @ 20 \text{ cm L.S.}$$

por análisis de los otros tableros la losa de fondo se armará con varilla de  $\#4 @ 20 \text{ A.S.}$  en el L.S. y con varilla  $\#6 @ 20$  en el L.I. con un peralte de la losa de 45 cm. En la zona de auros, en los extremos de la torre, el espesor se aumentará a 90 cm y se armará con varilla  $\#6 @ 15 \text{ cm}$  en el L.I. y  $@ 20 \text{ cm}$  en el L.S. que es el acero mínimo ( $p = 0.0026$ ).

#### IV.5.- CALCULO DE LA LOSA TAPA

Por último para losa tapa del cajón se diseñará la losa para soportar las siguientes cargas:

losa ( h=15cm) 2400 x 0.15 = 360 kg/m<sup>2</sup>

Asfalto 30 cm 2200 x 0.3 = 660 "

sobrecarga RCDF = 20

---

CM = 1040 kg/m<sup>2</sup>

estacionamientos CV = 250 "

---

CT = 1290 kg/m<sup>2</sup>

más una concentración de 100kg en el punto mas desfavorable

Debido a que ya se mostró el método del RCDF ya anteriormente, Únicamente se dará el armado resultante de la aplicación de este.

Se efectuará la revisión por la carga concentrada en los casos:

1- la carga está en un punto interior del tablero.

$$x = 0 \quad y = 180$$

2- la carga está en el extremo del tablero.

$$x = 540 \quad y = 180$$

de tabla 1.109a p. Bares

$$b = 360 \text{ cm} \quad a = 540 \text{ cm} \quad y = a/b = (360/540)^{-1} = 0.6667^{-1} =$$

1.5

$$y/b = 180 / 360 = 0.5 \quad x/b = 0 \text{ caso 1} \quad y/b = 0.5$$

$$x/b = 1.5 \text{ caso 2}$$

$$M \text{ máx } x = 0.1181 \times 100 = 11.81 \text{ kgm}$$

$$M \text{ máx } y = 0.1139 \times 100 = 11.39 \text{ " } \quad \text{caso 1 } \leftarrow \text{rige}$$

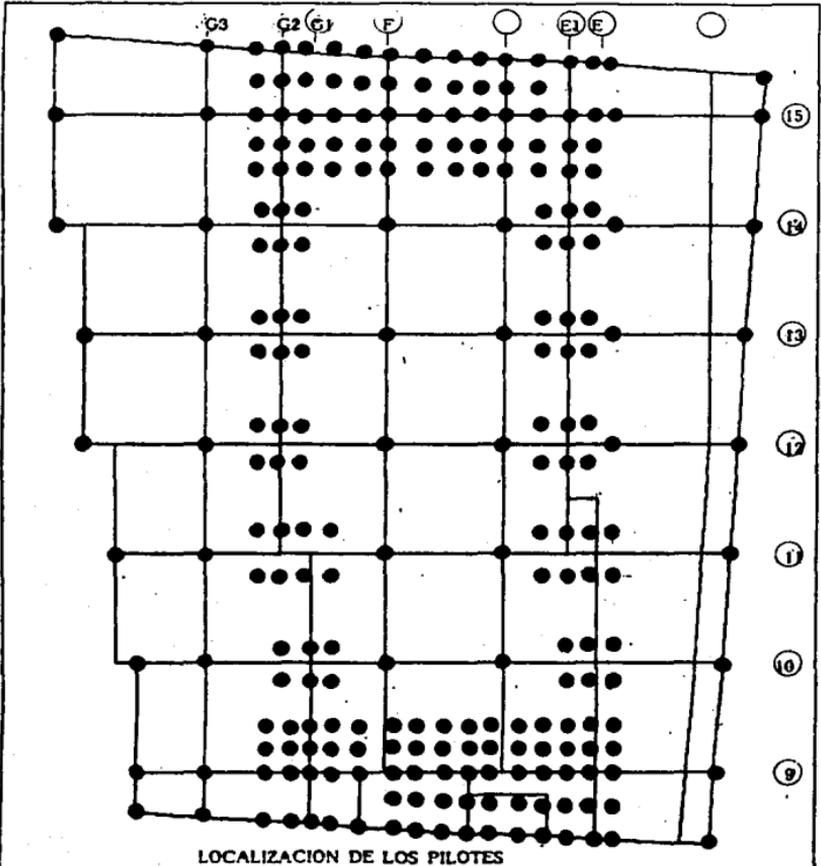
$$M \text{ máx } x = 0.0009 \times 100 = 0.09 \text{ kg m } \quad \text{caso 2}$$

Momento total

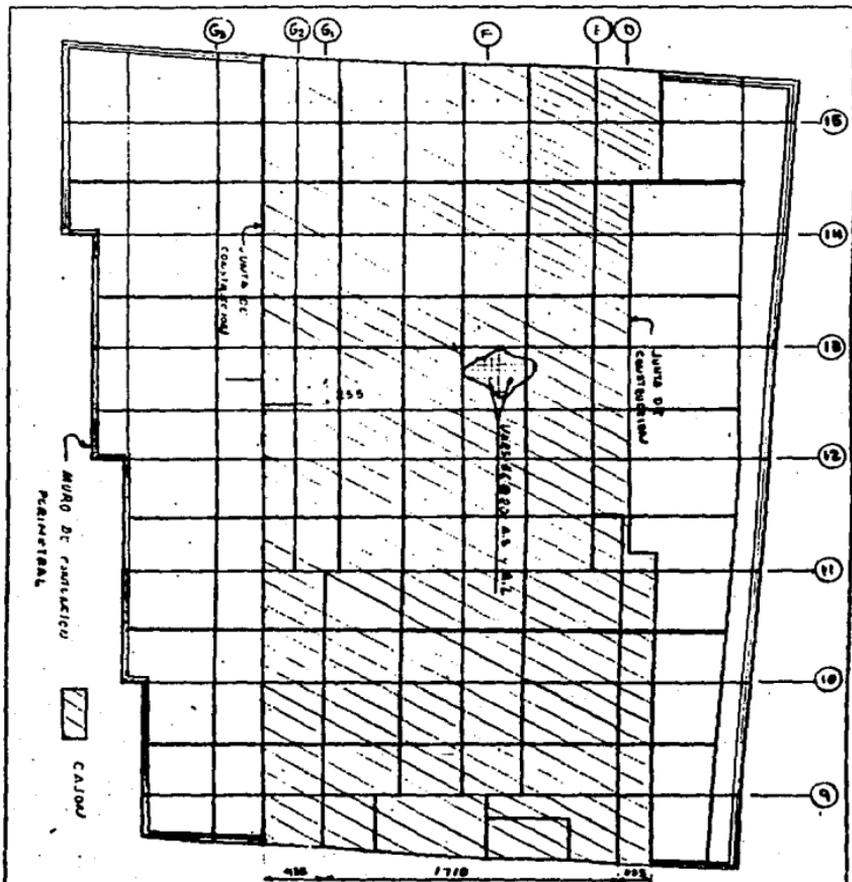
$$M = (754 + 11.81) \cdot 1.1 = 842.39 \text{ kgm} \quad \text{1. Armado mínimo}$$

La losa tapa se armará con #4 @ 15 A.L. y A.S. con un peralte

h= 15cm.

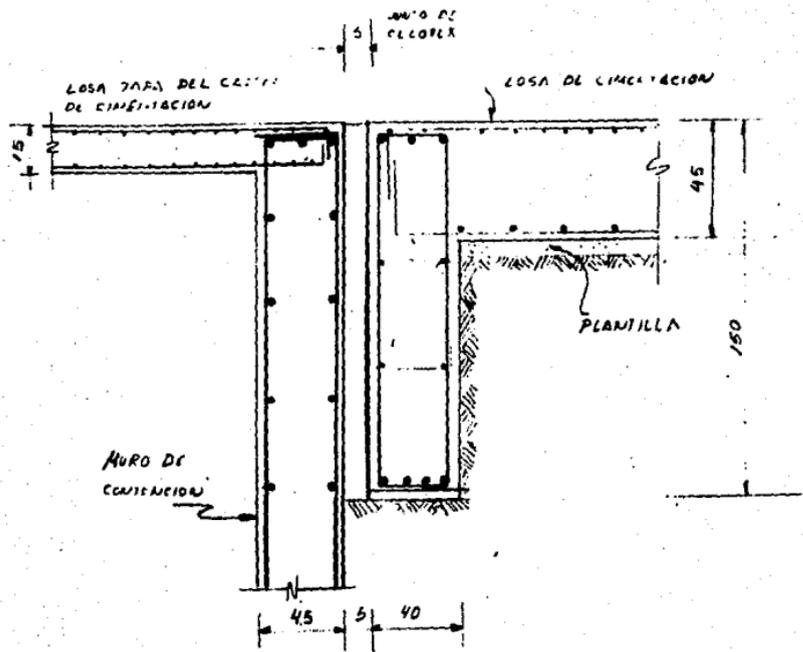


ETABS	FILE : TESIS.PST UNDEFORMED GEOMETRY. TOP LEVEL : PB BOTTOM LEVEL : PB	
-------	---	--

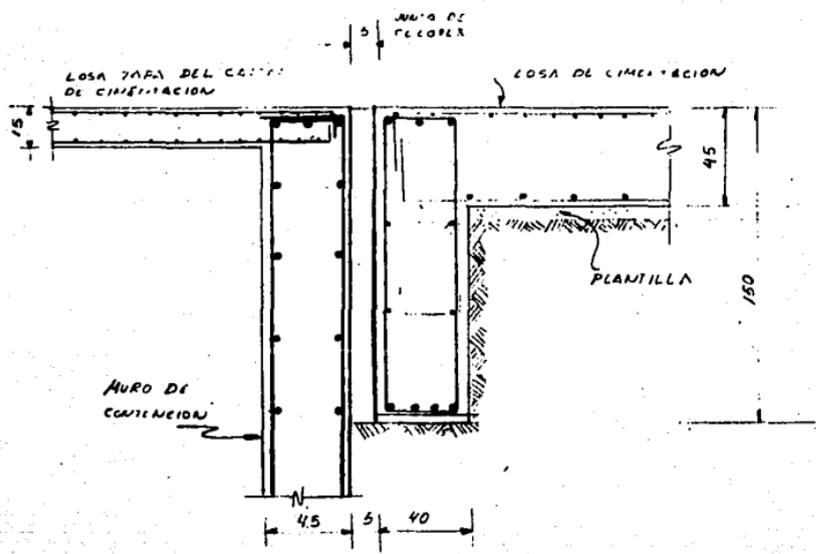


FILE : TESIS.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : PB  
 BOTTOM LEVEL : PB

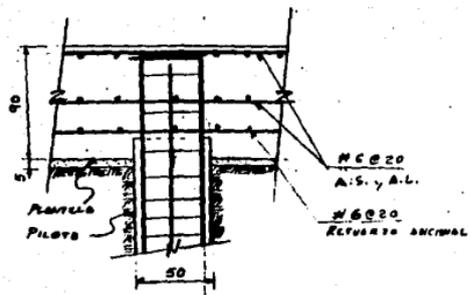
ETABS



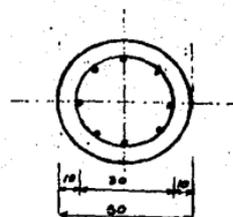
JUNTA CAJON - LOSA SUPERFICIAL



JUNTA CAJON - LOSA SUPERFICIAL



ARMADO DE LOSA CON PILOTE



SECCION PILOTE



## V.- COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

#### V.- COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Ya a lo largo de este trabajo se han comentado las ventajas del sistema de vigas alternadas, así como de los diferentes elementos de los que se compone y el porqué de estos sobre otras alternativas. A continuación se hará énfasis de las ventajas de este sistema estructural.

- Una gran ventaja del sistema es que pueden ser penetradas verticalmente y horizontalmente sin violar su integridad estructural para dar acomodo a ductos de instalaciones, escaleras, elevadores, etc. cuyas aberturas en el sistema pueden ser estructuradas fácilmente a base de trabes apoyadas en las cuerdas de las armaduras. Además los peraltes de los entrepisos permiten alojar en ellas instalaciones eléctricas, sanitarias, hidráulicas y de acondicionamiento de aire en un mínimo de espacio.

- La disposición de muros divisorios en los entrepisos es prácticamente ilimitada, por los grandes espacios libres que con este sistema se logra.

- La planta baja de los edificios con este sistema pueden utilizarse en multitud de formas al contar con todo el espacio interior libre de cualquier columna o muro.

- El sistema; en adición a su excelente comportamiento estructural bajo cargas de servicio y accidentales, y amplia gama de usos, ofrece amplias ventajas con respecto a sistemas convencionales, las cuales se describen a continuación.

A) Constructivas.-

Al ser casi todas las armaduras o la mayoría iguales, la prefabricación de la estructura resulta simple, evitando un gran número de traveses, vigas y elementos diversos, limitando a un mínimo el número de partes distintas y logrando un alto grado de estandarización.

Desde el punto de vista del montaje de la estructura, la parte de acero se puede instalar en una quinta parte del tiempo que se realiza el montaje de una estructura convencional, y el auxilio de una grúa torre en una sola posición permite el montaje de toda la estructura.

Los pisos pueden irse colando simultáneamente con el montaje de la estructura, sin interferir el colado de un nivel con el del otro.

#### B) Económicas.-

40% de reducción en el peso de la estructura comparada con sistemas estructurales convencionales.

Rápido montaje de la estructura implica corto tiempo de construcción y rentabilidad anticipada.

Grandes espacios sin columnas permite mayores áreas rentables y flexibilidad en la distribución interior.

Fabricación y montaje muy simples representan menor costo por kilo.

Lo liviano de la estructura conduce a fuerzas sísmicas pequeñas y a un ahorro considerable de la cimentación (del orden 25%).

En edificios altos (12 pisos o más), para una misma altura de edificio con sistemas estructurales convencionales, se logra un piso útil adicional en virtud del reducido peralte del sistema de piso (40 ó 50 cm).

En lo referente al uso de programas tridimensionales y más específicamente el ETABS, se puede decir que aunque existen muchos programas de dos y tres dimensiones para análisis estructural lineal y que la mayoría pueden usarse para análisis estático y dinámico de edificios de varios niveles y edificios con muros de cortante. Sin embargo, el ETABS presenta ventajas sobre estos, ya que reconoce ciertas características inherentes del análisis de edificios, que para un tipo de análisis general no serían reconocidas, de ahí, que en una significativa pérdida de horas hombre, tiempo de computadora y posible precisión.

- La mayoría de los edificios son de geometría simple con vigas horizontales y columnas verticales. Con un simple sistema reticular definido por pisos horizontales y líneas verticales de columnas se puede establecer una geometría tal con un mínimo de datos.

- Muchos de los marcos y muros de cortante son típicos; lo que muchos programas no hacen. El ETABS si, por lo que los datos de estos se reducen enormemente.

- Las cargas en un edificio son de una forma muy definida; en general, son cargas verticales (vivas o muertas) o laterales (de viento o sísmicas). Las cargas verticales están aplicadas en las vigas y las laterales en cada nivel.

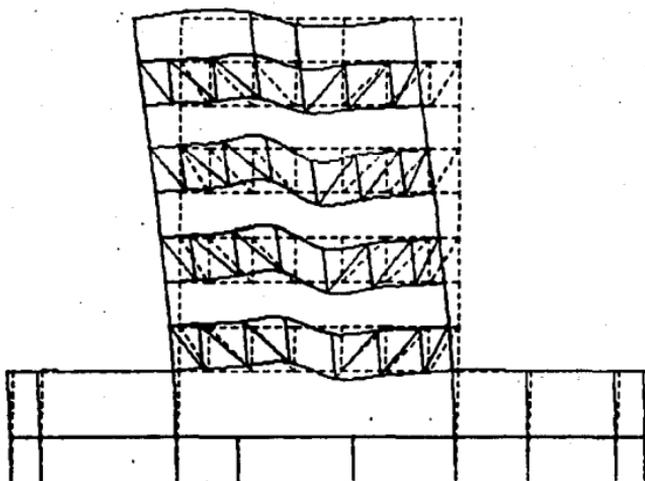
- El ETABS considera el nudo rígido de las intersecciones de viga-columna, lo que tiene significancia en la rigidez del marco.

- Este programa cuenta además con generación de datos lo que reduce mucho el trabajo de meter lista de datos entre los que podemos mencionar, la declaración automática del diafragma rígido por nivel, la generación de vigas y la asignación de cargas; siendo es-

tas últimas independientes de la generación de las vigas.

- Los listados de salida son imprimidos en un formato especial, de fácil lectura e interpretación.

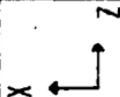
Por estas y más razones el ETABS resulta perfecto para la aplicación específica de este tipo de problemas.



SISTEMA DE ARMADURAS ALTERNADAS - deformación  
ante fuerzas laterales

ETABS

FILE : TESIS.PST  
LOAD CONDITION : A  
TOP LEVEL : CAS  
BOTTOM LEVEL : PB



VI.-BIBLIOGRAFIA

- 1.- Bresler, Lin y Scalzi  
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO  
Ed. Limusa, Mex. 1970
- 2.- AISC  
MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO  
AISC, eight edition
- 3.- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A.C.  
MANUAL DE CONSTRUCCION EN ACERO  
Ed. Limusa, tomo1 Mex. 1987
- 4.- Meli Piralla Roberto  
DISEÑO ESTRUCTURAL  
Ed. Limusa Mex. 1985
- 5.- Bowles Joseph  
DISEÑO DE ACERO ESTRUCTURAL  
Ed. Limusa Mex. 1984
- 6.- Compañía Siderurgica de Guadalajara S.A. de C.V.  
MANUAL DE CONSTRUCTORES  
Mex. 1985
- 7.- Bares R.  
TABLAS PARA EL CALCULO DE PLACAS Y VIGAS PARED  
Ed. Gustavo Gili, S.A. Barcelona 1981 2 edición
- 8.- American Institute of Steel Construction  
ENGINEERING JOURNAL  
first quarter 1979, Vol 16 No.1
- 9.- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C.  
MEMORIAS DE 4 SIMPOSIO NACIONAL DE ESTRUCTURAS METALICAS  
Mex. 1985

- 10.- Buen Lopez de Heredia O. de  
ESTRUCTURAS DE ACERO  
Ed. Limusa, Mex. 1982
- 11.- S. F. Timoshenko & D. H. Young  
THEORY OF STRUCTURES  
Mc Graw Hill, 1965, second edition
- 12.- González Cuevas Oscar M., Robles F. Francisco  
ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO  
Ed. Limusa segunda edición Mex. 1985
- 13.- Juárez Badillo, Rico Rodríguez  
MECANICA DE SUELOS  
Ed. Limusa segunda edición tomo II Mex. 1984
- 14.- Departamento del Distrito Federal  
MANUAL DE ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS  
Mex. 1988
15. American Iron and Steel Institute  
SEISMIC BEHAVIOR OF STAGGERED TRUSS FRAMING SYSTEMS  
Michigan 1974
- 16.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos  
MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PILAS Y PILOTES  
Mex. 1983
- 17.- Bazán Zurita Enrique , Meli Piralla Roberto  
MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS  
Ed. Limusa Mex. 1985
- 18.- Habibullah Ashraf  
THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS (ETABS) users manual  
California 1986

19.- Downrick D. J.

DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS

Ed. Limusa Mex. 1984

20.- Park R., Paulay T.

ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

Ed. Limusa Mex. 1986

21.- Departamento del Distrito Federal

REGLAMENTO PARA CONSTRUCCIONES EN EL DISTRITO FEDERAL

Mex. 1987

22.- Departamneto del Distrito Federal

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION D

ESTRUCTURAS DE CONCRETO, ACERO, CIMENTACIONES Y POR SISMO.

Mex. 1987