



151  
2ej.  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**ANALISIS Y DISEÑO DE UN MODULO  
HOTELERO DE GRAN CLARO, PARA  
CONVENCIONES**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE;  
**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A N :

**RODOLFO ERNESTO VALLES MATTOX**

**ISMAEL VAZQUEZ MARTINEZ**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

Todo el material contenido en esta tesis 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.

## I N D I C E

<b>I. INTRODUCCION</b>	
Breve descripción del proyecto arquitectónico .....	2
<b>II. ELABORACION DEL MODELO MATEMATICO PARA SU ANALISIS</b>	
1.- Estructuración del edificio .....	15
2.- Solicitaciones .....	27
A) Cargas Verticales .....	27
B) Cargas Laterales .....	29
3.- Método de análisis .....	39
A) Breve descripción del ETABS .....	39
B) Datos de entrada del ETABS .....	41
C) Datos de salida del ETABS .....	46
<b>III. DISEÑO ESTRUCTURAL: CONCRETO</b>	
1.- Diseño de columnas .....	51
A) Diseño por flexocompresión .....	51
B) Diseño por cortante .....	61
2.- Diseño de Vigas .....	66
A) Diseño por flexión .....	68
B) Diseño por cortante y tensión diagonal .....	71
C) Diseño por torsión .....	74
D) Revisión por deflexión .....	77
E) Revisión por agrietamiento .....	83
F) Revisión por vibración .....	84
3.- Diseño de losa de concreto .....	94
A) Revisión de losa por cortante .....	95
B) Revisión por flexión .....	95
C) Revisión por vibración .....	97
4.- Diseño de muros de concreto .....	102
A) Diseño por flexión y flexocompresión .....	102
B) Diseño por cortante .....	104

**IV. DISEÑO ESTRUCTURAL: ACERO**

1.- Modelo matemático .....	107
A) Cargas y combinaciones de carga .....	107
B) Análisis de la armadura .....	113
C) Viga equivalente para análisis con ETABS .....	115
2.- Diseño y revisión .....	122
A) Elementos de la armadura .....	122
B) Elementos del nivel de cabinas y ventilación .....	127
C) Contravientos en las armaduras .....	130
D) Conexiones de elementos de acero .....	134
E) Conexiones de acero a concreto .....	135
3.- Procedimiento constructivo .....	145

**V. CIMENTACION**

1.- Breve descripción del subsuelo .....	151
2.- Tipo de cimentación a usar .....	154
A) Procedimiento constructivo .....	156
B) Capacidad de carga de pilas .....	157
C) Cálculo del número de pilas .....	160
3.- Revisión de zapatas .....	165
4.- Diseño de contratrabes y losa de cimentación .....	169

**VI. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....172**

**BIBLIOGRAFIA .....174**

## I.- INTRODUCCION

## I. INTRODUCCION

### BREVE DESCRIPCION DEL PROYECTO

El edificio del Centro de Convenciones y Casa de Máquinas, forma parte de todo un conjunto hotelero en construcción, que será manejado por una cadena hotelera transnacional. Este se encuentra situado en una pequeña península en el conocido - centro turístico de Cancún, Quintana Roo. El predio en cuestión está ubicado en un lote baldío del Boulevard Kukulkán, y tiene un área aproximada de 38,000 m<sup>2</sup>. El terreno colinda con el - Boulevard al Sur, con el mar al Norte, y con un hotel de lujo al Este. Por el momento, el lote que colinda con este terreno al Oeste está baldío.

Cancún es una ciudad turística que actualmente cuenta - con una población de alrededor de 200,000 habitantes. Su prin cipal fuente de recursos es el turismo. En 1987 más de 900,000 turistas visitaron Cancún, gastando 246 millones de dólares. Casi el 75% de estos vacacionistas provino de los Estados Unidos y Canadá.

La zona hotelera de Cancún cuenta con 8351 cuartos --- repartidos en 53 hoteles, mientras que en la zona del Centro - existen 32 hoteles con un total de 1470 cuartos. Más del 70% del total de cuartos disponibles corresponden a hoteles de 5 y 4 estrellas que mantienen un promedio de ocupación anual del - 65%.

Esta ciudad cuenta actualmente con varios centros comer ciales, restaurantes, playas recreativas, campo de golf, casa club, etc. Sin embargo, únicamente existe un Centro de Conven ciones con capacidad aproximada de 2000 personas y una superfi cie de 1600 m<sup>2</sup> que resulta insuficiente para una ciudad turís tica de la importancia de Cancún. Es por todo lo anterior que la construcción de un nuevo Centro de Convenciones resulta -- imprescindible para el desarrollo de este centro turístico que se encuentra actualmente en gran expansión.

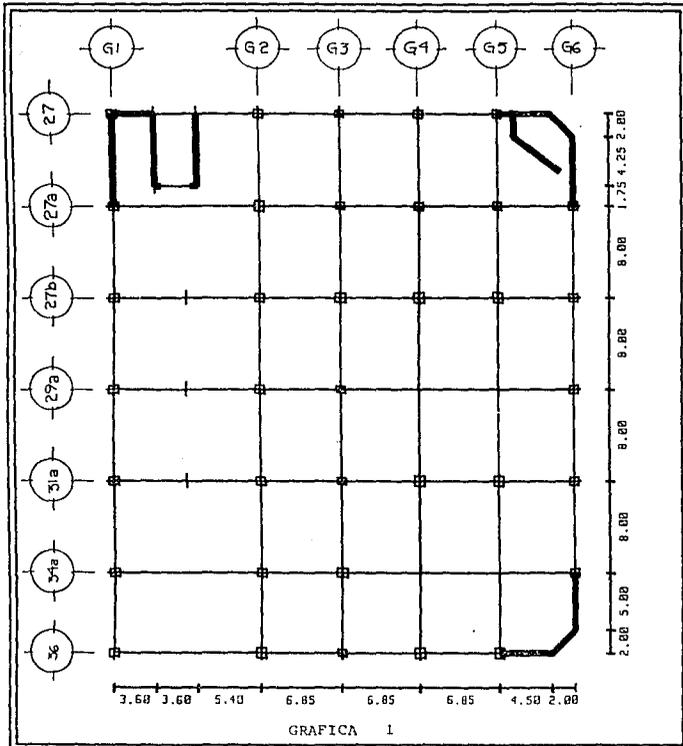
El nuevo edificio de Centro de Convenciones estará ---

situado en un lugar de confluencia de numerosas actividades -- culturales, cívicas, comerciales y de esparcimiento, lo que lo hace por demás atractivo. Este contará con un área de 1863 m<sup>2</sup> proporcionando así una capacidad aproximada de 2300 personas -- además de contar con diversos salones privados para usos múlti- ples.

El edificio está diseñado con un sistema estructural -- combinado ya que se hace uso tanto de marcos de concreto como de armaduras de acero de gran claro. Esta edificación tiene -- una forma rectangular con las siguientes dimensiones: 39.65 m entre los ejes G1 al G6 por 47.0 m entre los ejes 27 y 36, lo que dá un área utilizable por piso de 1863 m<sup>2</sup> (ver gráfica 1).

Los diferentes niveles que conforman a esta estructura (ver Planos 1 a 7) son los siguientes:

- a) A 2.00 m (nota: todas las cotas de niveles están dados en metros sobre el nivel del mar) se encuentra el nivel denominado Casa de Máquinas. En este nivel se localizarán las diversas máquinas necesarias para el mantenimiento y buen funcionamiento del conjunto hotelero. Entre éstas se -- encuentran varias calderas, compresoras, bombas, enfriadoras de agua, etc. Para evitar los problemas potenciales -- de vibración ocasionada por las máquinas, se les pondrá -- una base de neopreno que servirá como aislante. En el -- extremo (Norte) se encuentra la parte de la cocina que -- colinda con otros cuerpos del conjunto hotelero.
- b) A 6.30 m se encuentra el nivel denominado mezzanine, en el cual existirán dos salones para reuniones privadas, dos -- sanitarios, tres privados para oficinas y espacio para -- secretarías, así como un cuarto para archivo de seguridad, zona para equipo de refrigeración, y un pequeño almacén. Cabe hacer notar que este nivel ocupa solamente una franja del área aprovechable (de 19.45 m por 47.0 m), proporcionando así una gran zona con doble altura (8.90 m) en donde se localizarán las máquinas (nivel + 2.00), para permitir -- libertad en el paso de tuberías e instalaciones que suelen



GRAFICA 1

TESIS

CENTRO DE CONVENCIONES  
Planta de Ejes  
- 4 -

ser abundantes en esas partes.

- c) A 10.90 m se localiza el nivel de Recursos Humanos. En este nivel se contará con otros dos salones privados de -- diferentes áreas (291.75 m<sup>2</sup> y 311.2 m<sup>2</sup> respectivamente) -- sin columnas en medio. Cada uno de estos salones contará con mamparas móviles lo que permitirá unir los dos en uno solo, o bien dividir a cada salón en áreas menores todavía, según las necesidades eventuales del hotel. En este nivel también se contará con un almacén de gran capacidad.
- d) A 15.90 m se encuentra el nivel de Centro de Convenciones, Este nivel se caracteriza por requerir grandes claros --- libres de columnas (de 39.65 m) los cuales se logran mediante la colocación de armaduras de acero en el techo que soportan una losa ligera formada por una lámina de acero acanalada y una capa de concreto (losacero). Este tipo de losa evita los molestos ruidos que generalmente se escuchan en los techos de estructuras metálicas cuando se presentan aguaceros. En este nivel se encontrará lateralmente, además del área de convenciones, un amplio almacén para enseres (tales como mesas y sillas), barra principal, sanitarios y pantry. Entre este nivel y el techo del mismo existe todavía un nivel adicional para las cabinas de proyección a 18.50 m y otro más a 21.10 m para el almacén de loza. Este último se encuentra ubicado al mismo nivel del lecho inferior de la armadura, por lo que ésta será aprovechada para la --- estructuración del nivel de almacén.

El edificio cuenta además con escaleras de emergencia y un montacargas que permitirá dar servicio en cada uno de los diferentes niveles.

En esta tesis se pretende expresar detalladamente la forma en que se llevó a cabo la estructuración de este edificio, su análisis estructural y el diseño de los diferentes elementos estructurales que lo conforman.

El análisis estructural se hizo con la ayuda del programa denominado E.T.A.B.S. (Extended Three Dimensional Analysis

of Building Systems) versión 88. Para el diseño estructural se siguieron las normas de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987.

La filosofía de diseño que se siguió es la marcada por el artículo 182 del Título Sexto del Reglamento. Es decir, se buscó:

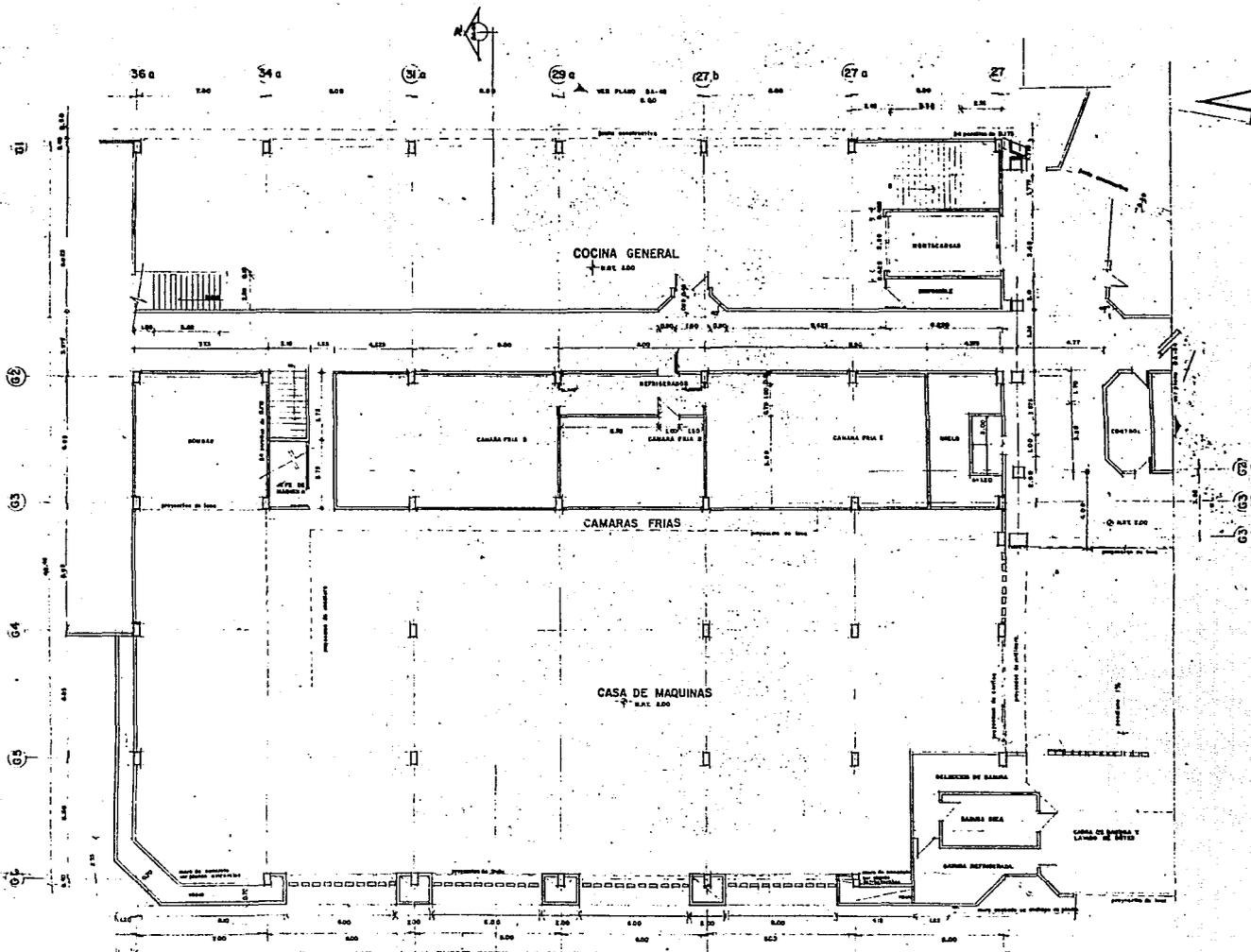
- "I. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo -- estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada y,
- II. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación." 1

Notas Aclaratorias:

- 1.- De aquí en adelante se utilizará indistintamente los nombres de Casa de Máquinas o Centro de Convenciones para referirnos al mismo edificio.
- 2.- Todas las gráficas en donde aparezcan secciones de acero estructural tienen acotaciones en milímetros.

---

1.- Departamento del Distrito Federal, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987, (publicado por la Gaceta Oficial del Departamento del D.F., el 6 de Julio de 1987) p. 68

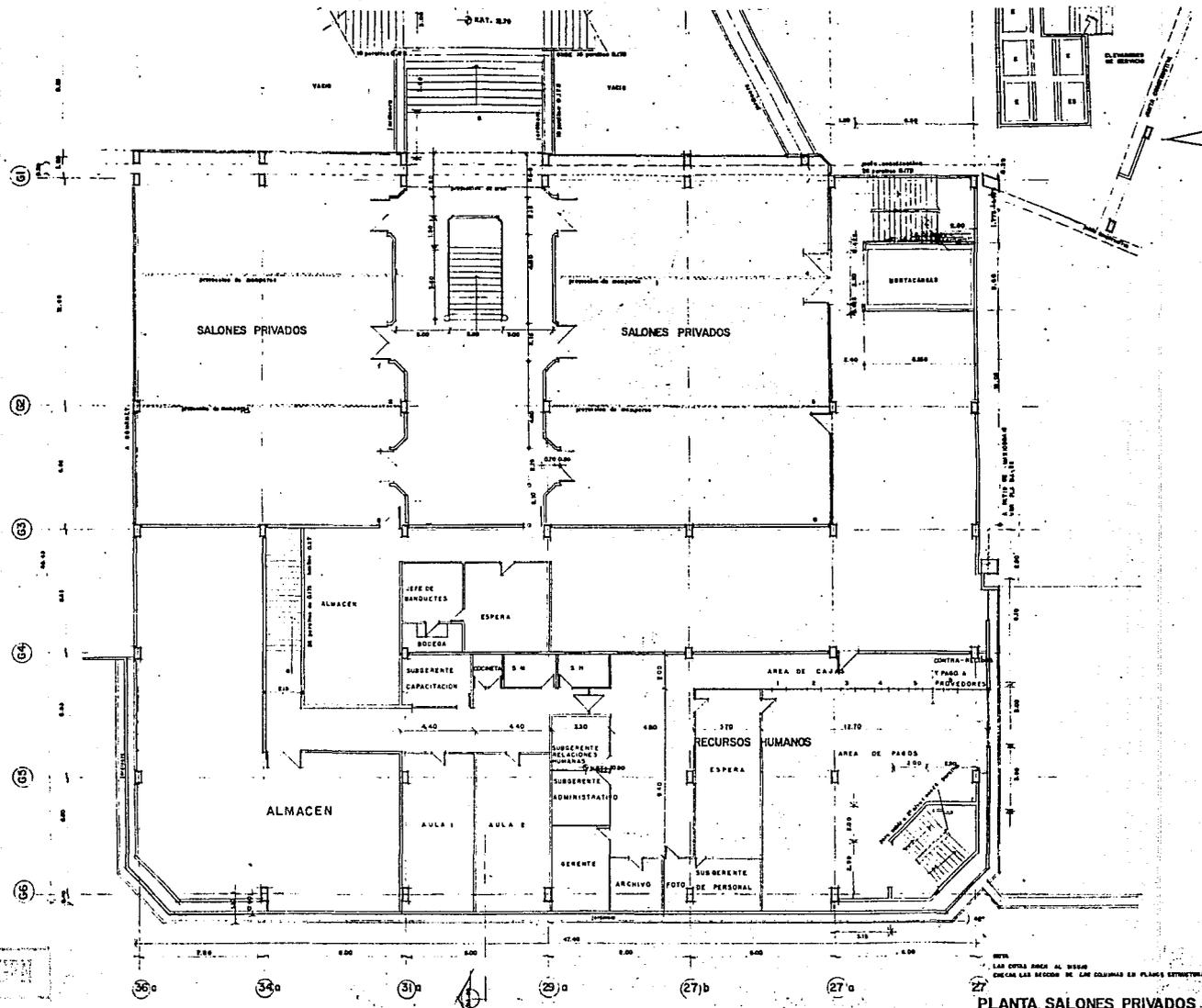


FOLIO 03 DE 04

NOTA:  
 LAS COTAS SON AL DIBUJO  
 DE LAS MEDIDAS DE CONSTRUCCION DE PLANO ESTRUCTURAL

**PLANTA DE SERVICIOS**

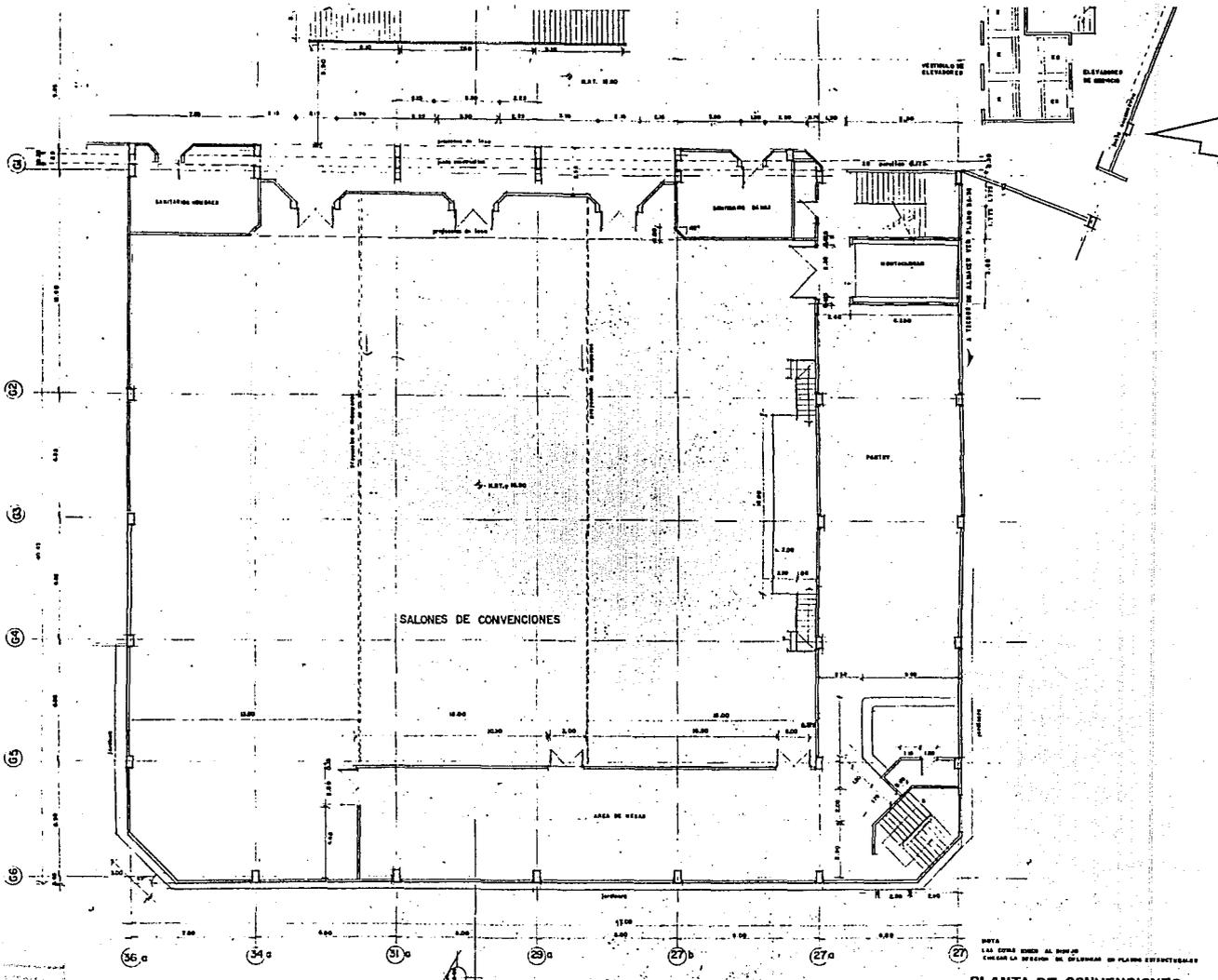




VALLA DE OCHOEN

NOTA: LAS COTAS ANTES AL DIBUJO DE CADA UNO DE LAS COLUMNAS EN PLANO ESTIMATORIALES DE CADA LAS SECCIONES DE LAS COLUMNAS EN PLANO ESTIMATORIALES

27 PLANTA SALONES PRIVADOS

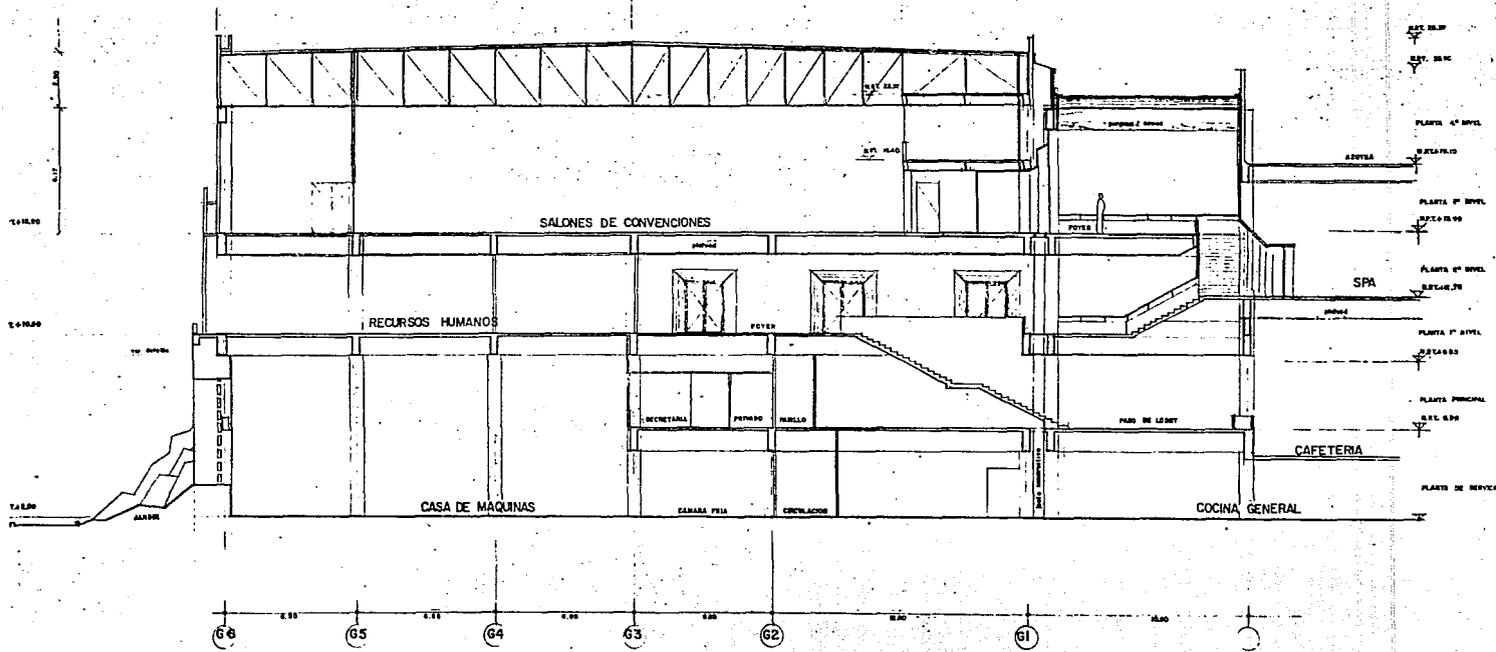


CALLE DE CONVENIO

PLANTA DE CONVENCIONES







FALLA DE ORIGEN

SECCION POR CONVENCIONES

**II.- ELABORACION DEL MODELO MATEMATICO  
PARA SU ANALISIS**

## 1.- ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO

El edificio de Centro de Convenciones trabaja estructuralmente como un sistema de marcos y muros de concreto reforzado. Los muros están situados en tres de las esquinas del edificio para proporcionarle rigidez lateral (ver gráfica 2). Esta distribución asimétrica de muros no ocasiona problemas importantes de torsión debido a la poca altura y forma regular del edificio. Los muros tienen 20 cm de espesor y rematan en columnas en ambos extremos.

Las columnas de concreto son de forma rectangular y sus dimensiones permanecen constantes con la altura, no siendo así el caso del porcentaje de refuerzo. Las dimensiones típicas de columnas (en centímetros) son las siguientes: 70\*60, 70\*70, 70\*80, 80\*90 (ver gráfica 6). Estas están orientadas de tal forma que su eje mayor sea paralelo al claro mayor para proporcionar una mayor rigidez en esa dirección.

A nivel 2.00 m, en la zona donde están ubicadas las -- máquinas de mayor tamaño, existen columnas de doble altura -- (8.90 m). En estas columnas el efecto de esbeltez es importante, por lo que éste se considerará en el diseño (ver gráfica 7).

En el nivel 10.90 m, se interrumpen dos columnas para -- proporcionar grandes áreas libres (ver columnas 10 y 26 en las gráficas 8 y 9), ocasionando así que los claros de algunas -- trabes se vean incrementados de manera importante. Buscando -- el mismo fin, la mayoría de las columnas terminan en el nivel 15.90 m (nivel de convenciones) en donde los grandes claros -- son librados mediante la presencia de cuatro armaduras planas (ver gráfica 11).

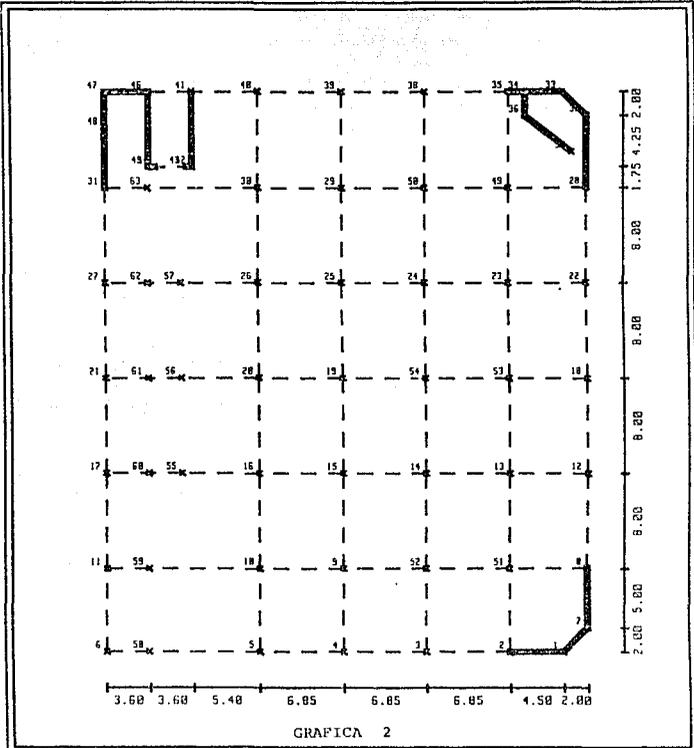
Las armaduras libran un claro de 39.65 m. La distancia -- entre la cuerda inferior y la cuerda superior de la armadura -- es variable (de 2.5 m en los extremos y de 3.5 m al centro -- del claro). En los ejes en donde no se requieren armaduras se colocarán muros piñón sobre las trabes de concreto.

Las secciones de traves dependien del claro por librar. Los claros típicos son de: 6.85, 7.0, 8.0, 12.60, 15.0, 16.0 m (ver gráfica 2). Las dimensiones de las vigas (en centímetros) van desde 80\*40 hasta 150\*60 (ver secciones de traves en cada uno de los niveles en las gráficas 7 a 11).

Las traves en el nivel de convenciones (niv. 15.90 m) - que tienen claros de 15.0 y 16.0 m tienen una sección de --- 150\*60 debido a su gran área tributaria y a las cargas concen tradas que le transmiten las traves que se apoyan en ellas. El gran peralte de estas traves nos ayuda a resistir la gran --- torsión y evitar excesivas vibraciones como se demostrará --- posteriormente.

El sistema de piso consta de losas de concreto reforzado de 15 cm de espesor, excepto en zonas donde haya maquinaria - pesada, en donde el espesor aumenta hasta 25 cm. En el nivel de cabinas (niv. 18.50 m) se usará losacero al igual que para el techo de la armadura.

La cimentación es a base de pilas coladas in situ. Para disminuir los momentos que transmiten las columnas a la cimen tación, se usarán contratraves de gran peralte (de 120\*40) que absorban los momentos flexionantes.

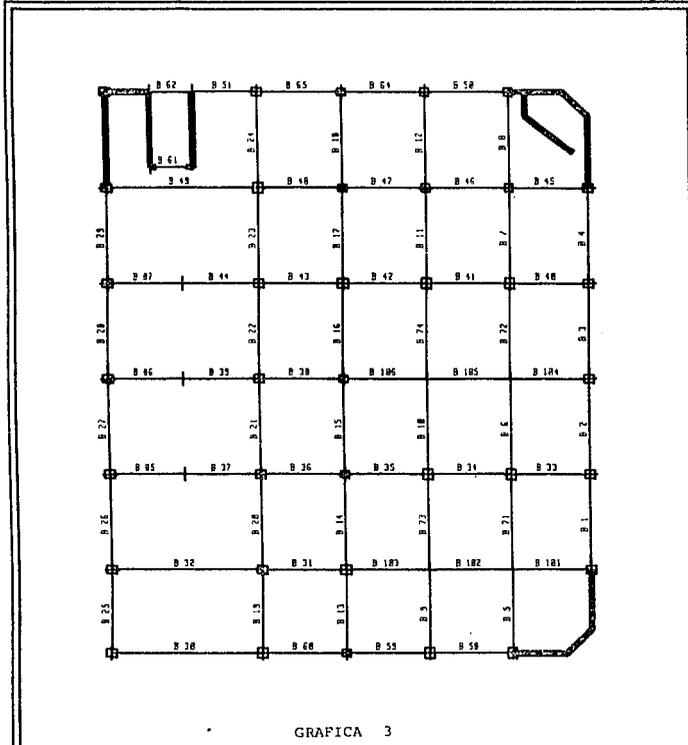


GRAPICA 2

TESIS

CENTRO DE CONVENCIONES

Lineas de Columnas

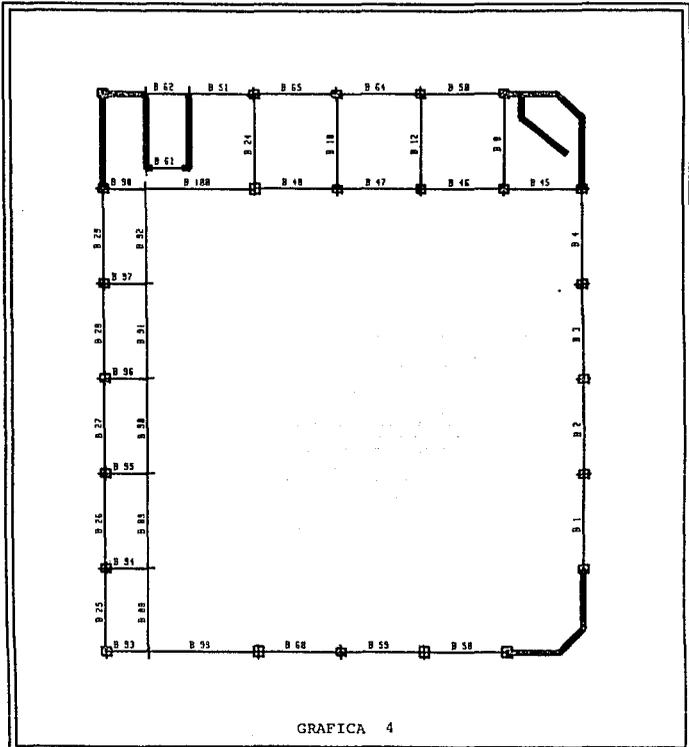


GRAFICA 3

TESIS

# CENTRO DE CONVENCIONES

Bays en Planta Tipo

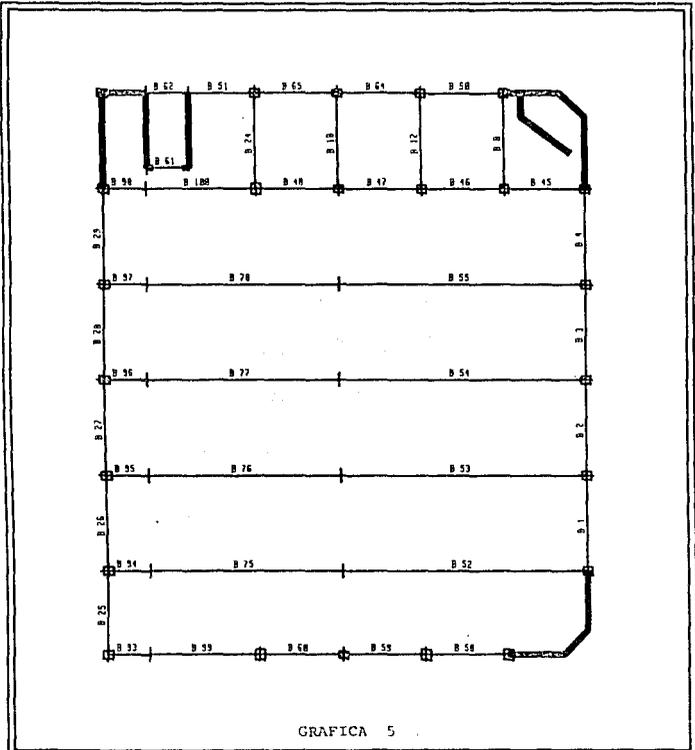


GRAFICA 4

TESIS

# CENTRO DE CONVENCIONES

Bays en Cabinas



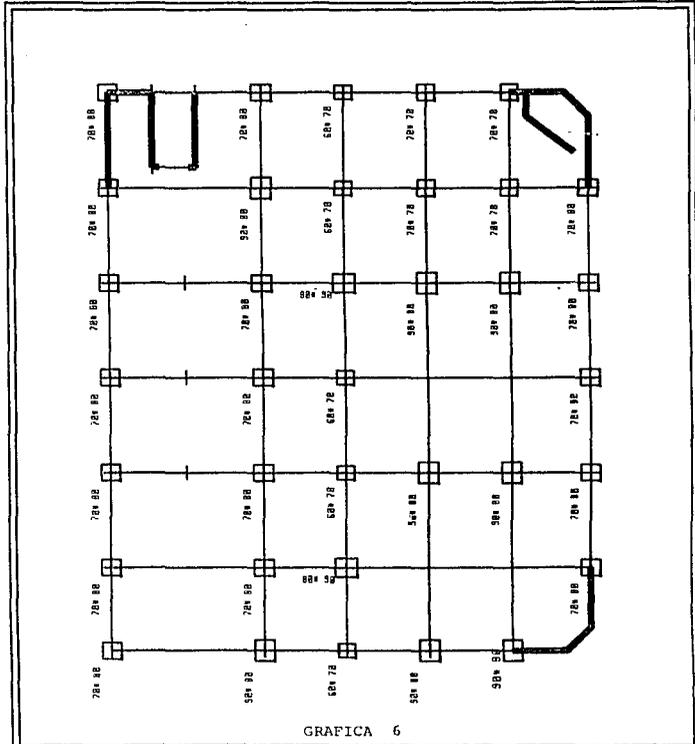
GRAFICA 5

TESIS

CENTRO DE CONVENCIONES

Bays en Azotea

- 20 -

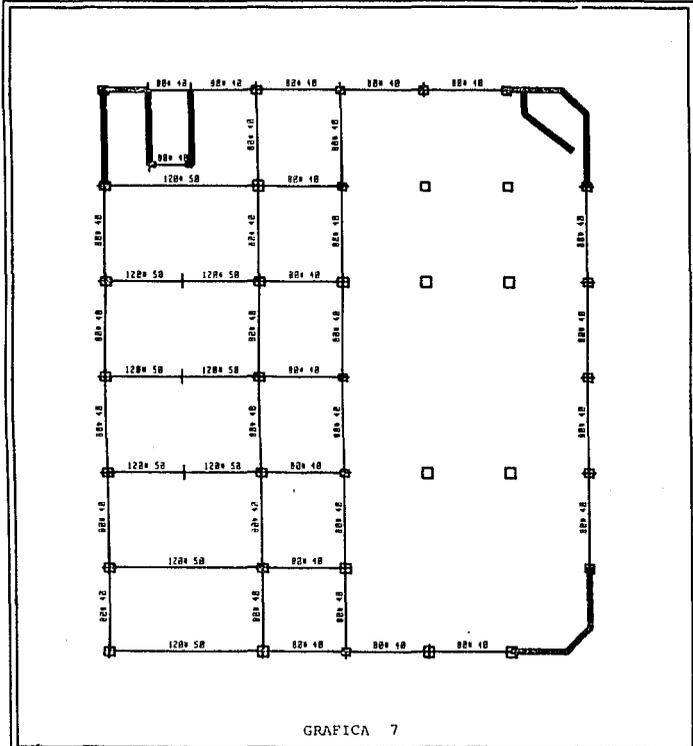


GRAFICA 6

TESIS

# CENTRO DE CONVENCIONES

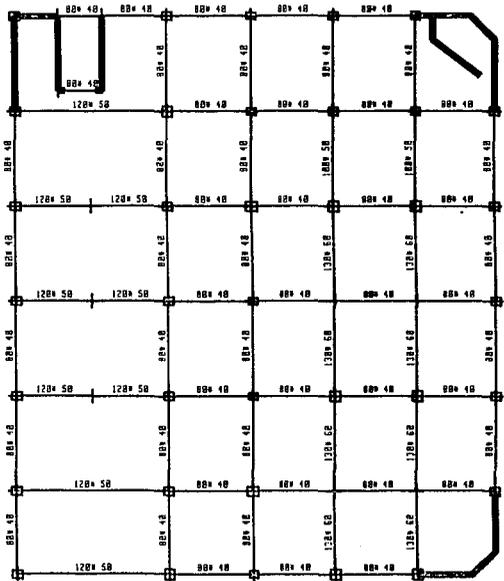
Secciones de Columnas



TESIS

## CENTRO DE CONVENCIONES

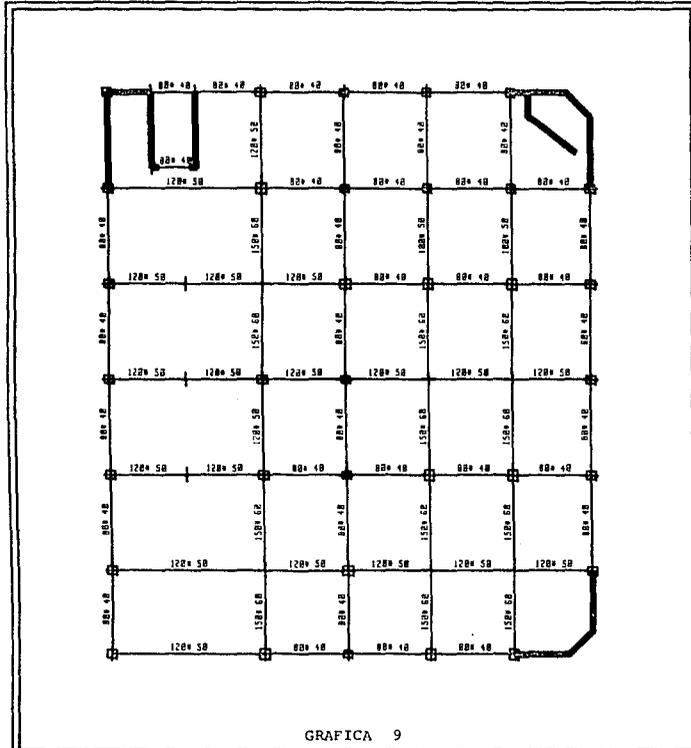
Estructuración Niv. +6.30



GRAFICA 8

TESIS

CENTRO DE CONVENCIONES  
Estructuración Niv. +10.90  
- 23 -

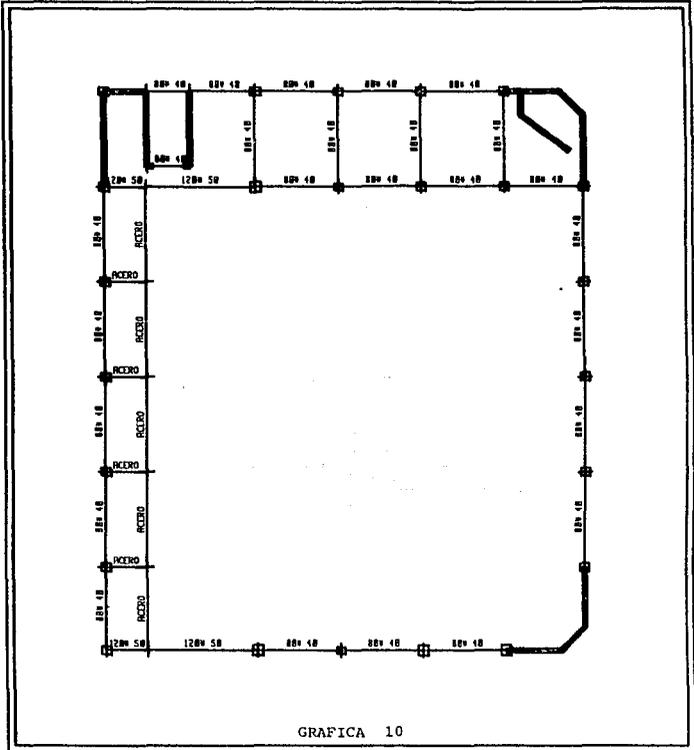


GRAFICA 9

TESIS

# CENTRO DE CONVENCIONES

Estructuración Niv. +15.90



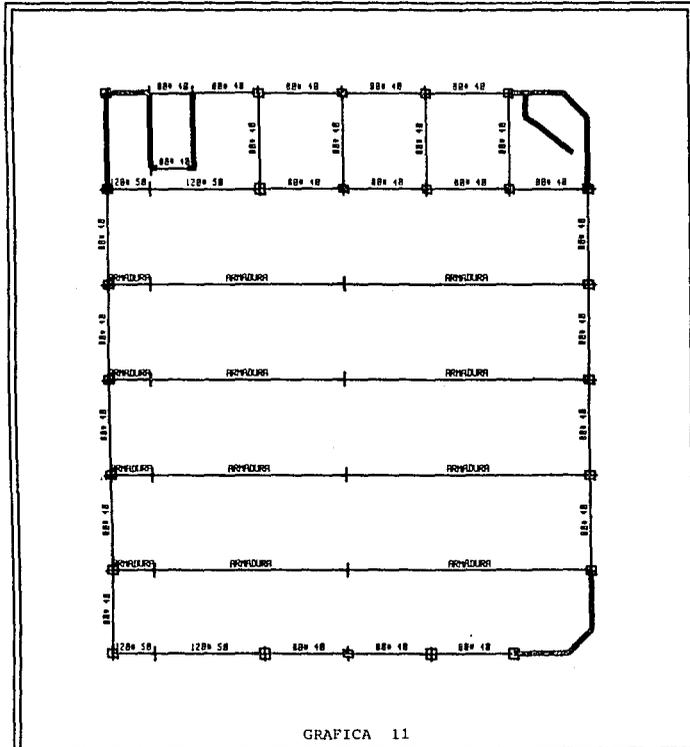
GRAFICA 10

TESIS

# CENTRO DE CONVENCIONES

## Estructuración de Cabinas

- 25 -



GRAFICA 11

TESIS

# CENTRO DE CONVENCIONES

Estructuración de la Azotea

## 2.- SOLICITACIONES

Las cargas del edificio de Centro de Convenciones se calcularon de acuerdo a las normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Para efecto de diseño estructural, según el artículo 174 del Título Sexto del Reglamento, el edificio se clasifica dentro del Grupo A por tener salas de reunión que alojan a más de 200 personas. Por esta misma razón, el factor de carga que se tomó fue igual a 1.5 como lo estipula el artículo 194.

El edificio de Centro de Convenciones tiene en los primeros cuatro niveles, es decir hasta el nivel + 15.90 ( nivel de Convenciones ), un sistema de losa maciza de 15 cm de espesor. En los niveles superiores que son los de cabinas de proyección (nivel +18.50), almacén (nivel +21.10), así como en la azotea, se utilizará el sistema de losacero.

### A) Cargas Verticales:

Cálculo de Cargas Muertas (C.M.):

Las cargas muertas (permanentes) para los entrepisos con losa maciza se constituyeron de la siguiente forma:

Peso propio de la losa: $0.15 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3$	=	360 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga (según art. 197):		40 kg/m <sup>2</sup>
Plafón:		50 kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones:		40 kg/m <sup>2</sup>
Mosaico:		40 kg/m <sup>2</sup>
Mortero (3 cm): $0.03 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3$	=	70 kg/m <sup>2</sup>
Suma:		<u>600 kg/m<sup>2</sup></u>

En el primer piso (nivel+6.30) existe una gran cantidad de muros no estructurales. Se calculó el peso de estos muros y se dividió entre el área correspondiente para así tener una carga muerta adicional de 330 kg/m<sup>2</sup>. Para los niveles restantes con sistema de losa maciza, se tomó una carga muerta adicional de 120 kg/m<sup>2</sup>, debido al peso de muros no estructurales. Resumiendo lo anterior tenemos que:

Para nivel 6.30:

$$\text{C.M.} = 600 + 330 = 930 \text{ kg/m}^2$$

Para nivel 2.00, nivel 10.90, nivel 15.90:

$$\text{C.M.} = 600 + 120 = 720 \text{ kg/m}^2$$

Para la zona de maquinaria en el nivel 2.00 se consideraron también los pesos de cada una de las diferentes máquinas para diseñar las contratraves de la cimentación, así como para obtener la distribución de las pilas.

Para los niveles con sistema de losacero, la carga muerta se constituyó de la manera siguiente:

Peso propio de losacero (QL99 calibre 22):	200 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga:	20 kg/m <sup>2</sup>
Plafón:	50 kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones:	<u>40 kg/m<sup>2</sup></u>
Suma:	310 kg/m <sup>2</sup>

Para los niveles 18.50 y 21.10 se tomó una carga adicional por concepto de muros de 120 kg/m<sup>2</sup>. Para la azotea se -- añade a la carga muerta el peso del impermeabilizante (20 kg/m<sup>2</sup>) y del aislante (30 kg/m<sup>2</sup>). Resumiendo lo anterior, tenemos - que las cargas muertas para los niveles con sistema de losacero son las siguientes:

Para nivel 18.50 y nivel 21.10:

$$\text{C.M.} = 310 + 120 = 430 \text{ kg/m}^2$$

Para nivel azotea:

$$\text{C.M.} = 310 + 20 + 30 = 360 \text{ kg/m}^2$$

Nota: El peso propio de los elementos (traves, columnas y muros estructurales) se calcula automáticamente con el Programa ETABS, por lo que no es necesario incluirlo en las cargas muertas.

Cálculo de Cargas Vivas y Cargas Vivas Reducidas:

El artículo 198 del Reglamento marca las cargas vivas - (C.V.) y cargas vivas reducidas (C.V.R.) que se deberán usar -

según el destino del piso. Para el edificio de Centro de Convenciones se utilizaron las siguientes cargas:

Para zona de oficinas:

$$C.V. = 250 \text{ kg/m}^2 \text{ y } C.V.R. = 180 \text{ kg/m}^2$$

Para zona de salones privados y centro de convenciones:

$$C.V. = 350 \text{ kg/m}^2 \text{ y } C.V.R. = 250 \text{ kg/m}^2$$

Para azotea:

$$C.V. = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ y } C.V.R. = 70 \text{ kg/m}^2$$

La carga viva (C.V.) se usó para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales. La carga viva reducida (C.V.R.) se utilizó para diseño por sismo tal y como lo marca el Reglamento.

Para conocer la distribución de cargas en los diferentes elementos del edificio se utilizó el sistema de áreas tributarias. Como ejemplo se calcularán en esta tesis algunas de las áreas tributarias que se usaron para la obtención de cargas - (ver gráfica 12):

$$A1 = (6.3 + 2.8) * (1.75 / 2) = 7.6925 \text{ m}^2$$

$$A2 = (3.5 * 1.75) / 2 = 3.0625 \text{ m}^2$$

$$A3 = 2 * A2 = 2 * 3.0625 = 6.1250 \text{ m}^2$$

$$A4 = 2 * A1 = 2 * 7.6925 = 15.3850 \text{ m}^2$$

$$A5 = (6.85 + 3.35) * (1.75 / 2) = 8.9250 \text{ m}^2$$

$$A6 = 2 * A5 = 2 * 8.9250 = 17.8500 \text{ m}^2$$

$$A7 = A1 + (6.3 + 2.3) * (2 / 2) = 16.5625 \text{ m}^2$$

$$A8 = (6.3 + 2.3) * (2 / 2) * 2 = 17.20 \text{ m}^2$$

$$A9 = (4 * 2) / 2 = 4 \text{ m}^2$$

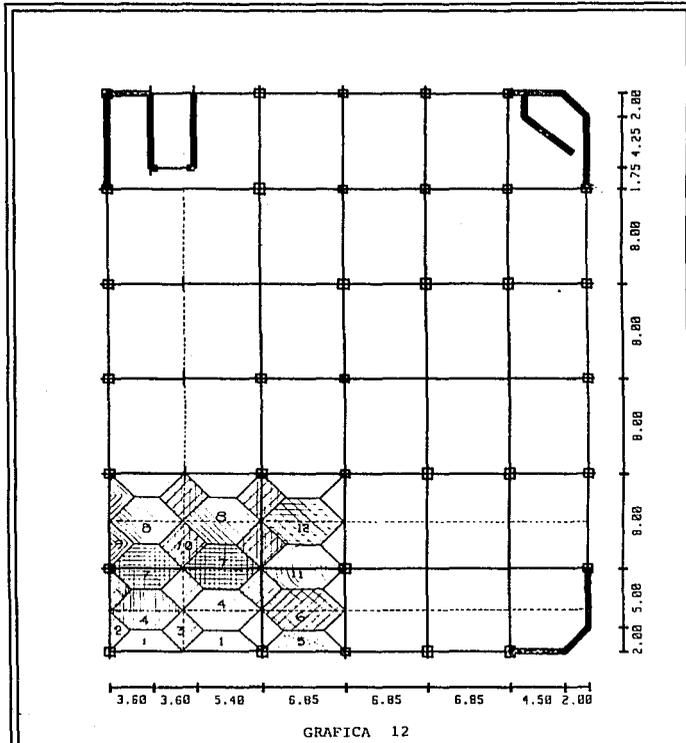
$$A10 = 2 * A9 = 2 * 4 = 8 \text{ m}^2$$

$$A11 = A5 + (6.85 + 2.85) * (2 / 2) = 18.625 \text{ m}^2$$

$$A12 = (6.85 + 2.85) * (2 / 2) * 2 = 19.40 \text{ m}^2$$

#### B) Cargas Laterales:

En Cancún, Quintana Roo, las solicitaciones por sismo no son tan importantes debido a que ésta es una zona no sísmica.



TESIS

# CENTRO DE CONVENCIONES

## Areas Tributarias

- 30 -

En cambio, el viento juega un papel determinante para el diseño de estructuras ya que a menudo se presentan huracanes y tormentas en esta zona costera. Al final de esta sección se hace una comparación entre las fuerzas por viento y las fuerzas sísmicas de diseño en donde se podrá notar que estas últimas tienen una magnitud de alrededor del 40% de las solicitaciones por viento.

Para calcular las cargas laterales por viento se utilizó el "Manual de Diseño de Obras Civiles: Estructuras C.1.4. Diseño por Viento" de la Comisión Federal de la Electricidad. El edificio de Centro de Convenciones se analizó suponiendo que el viento actúa por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. Además la estructura se consideró aislada de otros edificios, tal y como lo señala el manual antes citado.

Para efectos de diseño por viento, el edificio en cuestión se clasifica de la siguiente manera:

- 1-) De acuerdo a su destino, pertenece al Grupo A por ser casa de máquinas y tener salas de convenciones.
- 2-) Por las características de su respuesta ante viento es estructura de tipo 1, ya que su altura es menor de 60 m y además es poco sensible a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento.

La velocidad regional del viento en Cancún Quintana Roo con un período de recurrencia de 200 años es:

$$V_r = 220 \text{ km/hr}$$

Cabe mencionar que el Huracán Gilberto que azotó la zona peninsular de Quintana Roo y Yucatán el 14 de Septiembre de 1988 presentó velocidades de viento superiores a la antes mencionada (con ráfagas de alrededor de 300 km/hr). Probablemente este hecho cambiará la velocidad regional reglamentaria para el diseño por viento.

La velocidad regional se multiplica por un factor  $k$  que depende de la topografía del sitio para obtener la llamada

velocidad básica (Vb). En nuestro caso por ser campo abierto y terreno plano, el factor k se tomó igual a 1. Por lo tanto:

$$Vb = Vr * k = 220 \text{ km/hr} * 1 = 220 \text{ km/hr}$$

La velocidad del viento varía con la altura sobre el terreno. Es por ésto que para calcular la velocidad a una altura "z" es necesario usar la siguiente fórmula:

$$Vz = Vb * (z/10)^a \text{ para } 10 \text{ (m)} < z \text{ (m)} < d \text{ (m)}$$

Por ser litoral,  $a = 0.14$  y  $d = 200$  m según la tabla I.4 de la página I.4.13 del manual antes citado. La altura del edificio del Centro de Convenciones es  $z = 23.6$  m. Por lo tanto:

$$Vz = 220 * (23.6/10)^{0.14} = 248 \text{ km/hr.}$$

Finalmente para obtener la velocidad de diseño (Vd), es necesario multiplicar Vz por el factor de ráfaga en la estructura (Fr). Por ser estructura tipo 1, el factor de ráfaga  $Fr = 1$ . Por lo que:

$$Vd = Fr * Vz = 1 * 248 \text{ km/hr} = 248 \text{ km/hr}$$

Para estructuras del tipo 1 no es necesario tomar en cuenta los efectos dinámicos, sino únicamente los empujes estáticos para la sollicitación por viento. Estos se calculan como fuerzas perpendiculares a la superficie en que actúan, distribuidas sobre el área expuesta, mediante la siguiente ecuación:

$$P = 0.0048 * G * C * (Vd)^2$$

donde:

G es un factor de reducción de densidad de la atmósfera a la altura h (km) sobre el nivel del mar y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$G = (8 + h) / (8 + 2*h)$$

donde  $h = 0.002$  km, entonces:

$$G = (8 + 0.002) / (8 + 2 * 0.002) = 0.999 \approx 1.0$$

C es el coeficiente de empuje. Para edificios de planta rectangular y cubierta a dos aguas se toma  $C = 0.75$  para

barlovento y  $C = -0.68$  para sotavento (ver figura 17).

P presión causada por el viento en  $\text{kg/m}^2$ .

De esta forma, la presión ejercida por el viento en función del coeficiente de empuje es la siguiente:

$$P = 0.0048 * 1 * C * (248)^2 = 295 * C$$

Por lo tanto la presión en el lado de barlovento ( $C = 0.75$ ) es:

$$P_b = 295 * 0.75 = 221.2 \text{ kg/m}^2$$

y para la zona de sotavento ( $C = -0.68$ ):

$$P_s = 295 * (-0.68) = -200.6 \text{ kg/m}^2$$

Para las paredes paralelas a la acción del viento, el coeficiente de empuje  $C$  varía según la distancia a la que se encuentre de la pared que recibe la presión debida al viento. En consecuencia los valores de  $P$  también cambian con la distancia.

Sean  $H$  y  $L$  la altura y la longitud del edificio (paralela a la acción del viento) respectivamente. Donde  $H = 23.6$  m y  $L = 47.0$  m. Entonces los valores de  $C$  y  $P$  serán los siguientes:

Hasta una distancia de: Valor de  $C$ : Valor de  $P$  ( $\text{Kg/m}^2$ )

$$H/3 = 23.6/3 = 7.87 \text{ m} \quad C = -1.75 \quad P = 295 * (-1.75) = -516.3$$

$$1.5 * H = 35.40 \text{ m} \quad C = -1.0 \quad P = 295 * (-1.0) = -295.0$$

$$L = 47.0 \text{ m} \quad C = -0.4 \quad P = 295 * (-0.4) = -118.0$$

Una vez que ya conocimos estos valores se pueden obtener las fuerzas de viento por unidad de altura. Estas son las siguientes:

$$F_1 = -516.3 \text{ Kg/m}^2 * 7.87 \text{ m} = -4063 \text{ kg/m}$$

$$F_2 = -295.0 \text{ Kg/m}^2 * (35.40 - 7.87) \text{ m} = -8121 \text{ Kg/m}$$

$$F_3 = -118.0 \text{ Kg/m}^2 * (47.0 - 35.40) \text{ m} = -1369 \text{ Kg/m}$$

El programa ETABS sólo acepta una fuerza lateral en cada dirección por nivel. Es por ésto que se optó por sacar la resultante de las fuerzas que actúan en las paredes laterales a la dirección del viento:

$$F_r = F_1 + F_2 + F_3 = (-4063) + (-8121) + (-1369) = -13553 \text{ kg/m}$$

Esta fuerza resultante por unidad de altura (Fr) actúa a una distancia x calculada de la siguiente forma:

$$x = ((F1 * h1) + (F2 * h2) + (F3 * h3)) / Fr$$

Donde h1, h2, h3 son los brazos de palanca de las fuerzas F1, F2, y F3 respectivamente, por lo tanto:

$$h1 = 7.87 / 2 = 3.94 \text{ m}$$

$$h2 = 7.87 + ((35.40 - 7.87) / 2) = 21.64 \text{ m}$$

$$h3 = 35.40 + ((47.0 - 35.40) / 2) = 41.20 \text{ m}$$

$$x = ((-4063 * 3.94) + (-8121 * 21.64) + (-1369 * 41.20)) / -13553$$

$$x = 18.31 \text{ m}$$

Si el viento viene en la dirección x las fuerzas Fy --- (aplicadas a x = 18.31 m) y Fx (aplicadas a y = 39.65 / 2 = 19.83 m) se calcularán como sigue:

$$Fy = Fr * H$$

$$Fx = A * (Pb + Ps)$$

donde:

H es la altura de entrepiso (m)

A es el área (m<sup>2</sup>) de la pared a la que se le está aplicando Fx en el nivel correspondiente.

Para nivel 6.30 con H = 4.30 m

$$Fy = -13553 \text{ kg/m} * 4.30 \text{ m} = -58278 \text{ kg}$$

$$Fx = (39.65 * 4.3) \text{ m}^2 * (-221.2 + (-200.6)) \text{ kg/m}^2 = -71914 \text{ kg}$$

Para nivel 10.90 con H = 4.60 m

$$Fy = -13553 \text{ kg/m} * 4.60 \text{ m} = -62348 \text{ kg}$$

$$Fx = (39.65 * 4.6) \text{ m}^2 * (-221.2 + (-200.6)) \text{ kg/m}^2 = -76932 \text{ kg}$$

Para nivel 15.90 con H = 5.0 m

$$Fy = -13553 \text{ kg/m} * 5.0 \text{ m} = -67765 \text{ kg}$$

$$Fx = (39.65 * 5.0) \text{ m}^2 * (-221.2 + (-200.6)) \text{ kg/m}^2 = -83622 \text{ kg}$$

Para nivel 18.50 con H = 2.60 m

$$Fy = -13553 \text{ kg/m} * 2.60 \text{ m} = -35238 \text{ kg}$$

$$Fx = (39.65 * 2.6) \text{ m}^2 * (-221.2 + (-200.6)) \text{ kg/m}^2 = -43483 \text{ kg}$$

Para nivel 23.6 con H = 5.10 m

$$F_y = -13553 \text{ kg/m} * 5.10 \text{ m} = -69120 \text{ kg}$$

$$F_x = (39.65 * 5.1) \text{ m}^2 * (-221.2 + (-200.6)) \text{ kg/m}^2 = -85294 \text{ kg}$$

Ver gráficas 13 y 14 de deformación de la estructura - debido al viento en la dirección X.

Comparemos ahora las solicitaciones por sismo con las - fuerzas por viento. Para ésto realizaremos el siguiente análisis sísmico estático.

Los pesos por nivel fueron obtenidos de los archivos de salida del ETABS. Se tomará el valor del factor de comportamiento sísmico como Q = 3. El valor del Coeficiente sísmico será de c = 0.04 como lo marca para la zona de Cancún el "Manual de -- Diseño de Obras Civiles" de la Comisión Federal de Electricidad.

Análisis sísmico estático:

Nivel	Wi	Hi	hi ac	Wi*hi ac	Fi (sismo)
i	(t)	(m)	(m)	(t m)	(kg)
5	1914	5.10	21.6	41,342	43,029
4	1450	2.60	16.5	23,952	24,930
3	3100	5.00	13.9	43,090	44,849
2	2758	4.60	8.9	24,546	25,548
1	<u>1738</u>	4.30	4.3	<u>7,473</u>	<u>7,778</u>
Suma	10,960			140,403	146,134

donde:

$$V_b = (c/Q) * \sum W = (0.04/3) * 10,960 = 146.133 \text{ t}$$

$$\alpha = V_b / \sum W * h_{ac} = 146.133 / 140,403 = 0.001041$$

$$F_i (\text{sismo}) = \alpha * W_i * h_i \text{ ac}$$

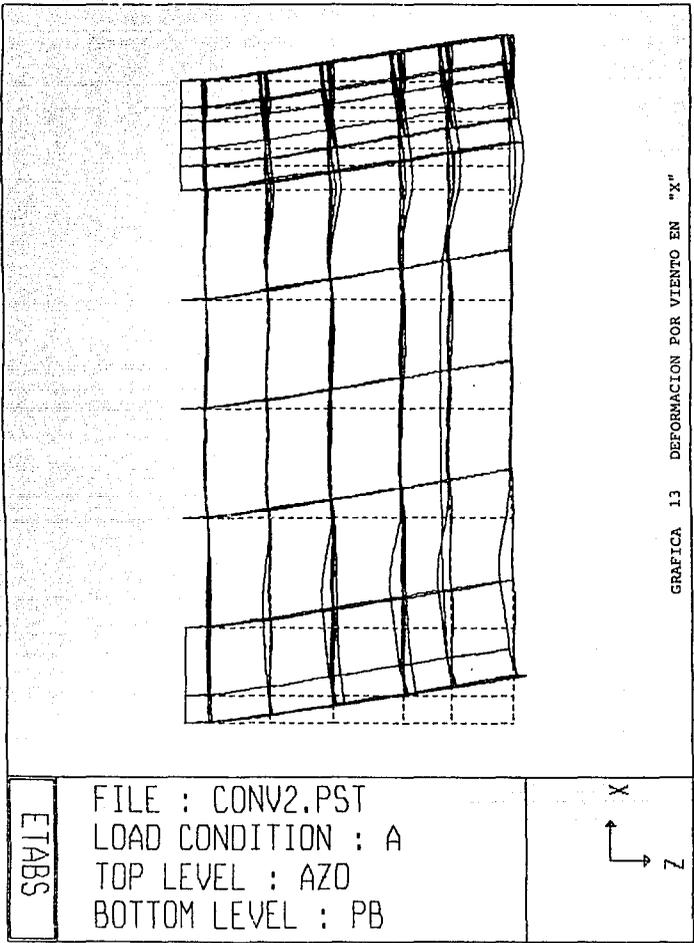
Tabla de comparación de fuerzas:

Nivel	Fsi (sismo)	Fvxi (viento)	Fsi/Fvxi
i	(t)	(t)	
5	43.029	85.294	0.50
4	24.930	43.483	0.57
3	44.849	83.622	0.54

Nivel	Fsi (sismo)	Fvxi (viento)	Fsi/Fvxi
2	25.548	76.932	0.33
1	<u>7.778</u>	<u>71.914</u>	0.11
Suma	146.134	361.245	

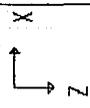
Relación entre sumas:

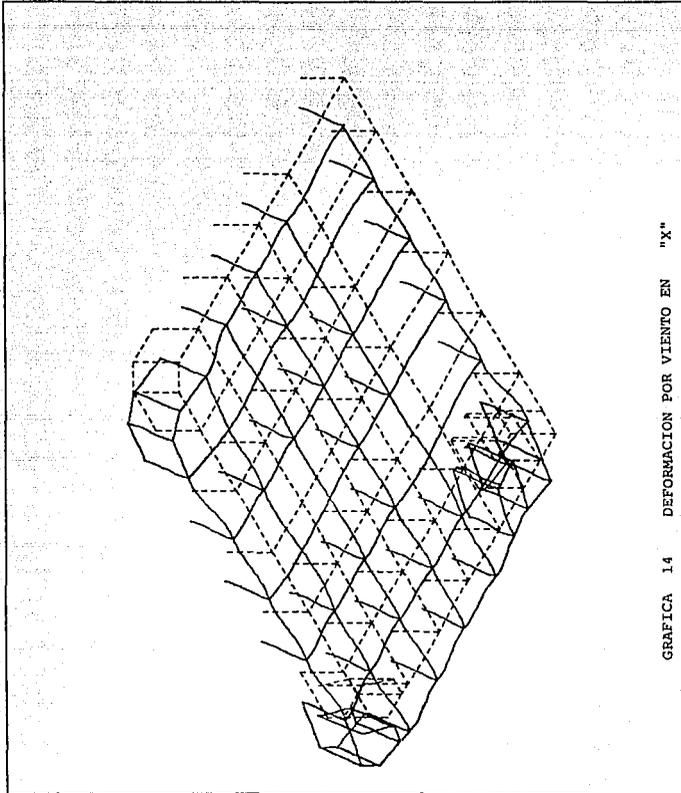
$$r = \sum F_s / \sum F_{vx} = 146.134 / 361.245 = 0.40$$



GRAFICA 13 DEFORMACION POR VIENTO EN "X"

ETABS  
 FILE : CONV2.PST  
 LOAD CONDITION : A  
 TOP LEVEL : AZO  
 BOTTOM LEVEL : PB

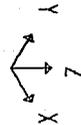




GRAFICA 14 DEFORMACION POR VIENTO EN "X"

ETABS

FILE : CONV2.PST  
 LOAD CONDITION : A  
 TOP LEVEL : TER  
 BOTTOM LEVEL : TER



### 3.- METODO DE ANALISIS

#### A) Breve Descripción del ETABS

Para llevar a cabo el análisis del Centro de Convenciones se utilizó el Programa ETABS (Extended Three Dimensional - Analysis of Building Systems), éste es el más reciente de la serie TABS y está orientado para utilizarse en computadoras personales con disco duro. El programa, como la gran mayoría de los de su tipo, basa su análisis en elementos finitos y el método de las rigideces.

El programa idealiza a la estructura como una combinación de marcos verticales y sistemas de muros, interconectados por un diafragma horizontal rígido en su plano. Sistemas de diagonales pueden ser incluidos en el modelo. La formulación de los muros se basa en una membrana isoparamétrica de elementos finitos, con la rigidez rotacional definida - en su plano. El programa permite modelar edificaciones - con huecos en el sistema de piso.

En el análisis se consideran las deformaciones por cortante, por flexión, y axiales de todos sus elementos. En vigas, las deformaciones axiales sólo son consideradas en águellas aisladas del sistema de piso. Esto se debe a que el diafragma horizontal tiene rigidez infinita en su plano, pero nula fuera de éste. De manera similar, los muros no tienen -- rigidez más que en su plano.

Se sabe que las dimensiones de los miembros tienen un gran efecto en la rigidez de la estructura. Un análisis basado en una geometría de centro a centro, como lo hacen la --- mayoría de los programas existentes, en general sobreestima las deflexiones. El programa considera una zona rígida - (no deformable) en las uniones, lo que se traduce en una - reducción de la longitud libre de los elementos. La nueva longitud queda definida por:

$$L' = L - z (R_i + R_j) \quad \dots(1)$$

donde:

$R_i$ ,  $R_j$  son los peraltes de las traveses (o las dimensiones de las secciones de las columnas) en los extremos  $i$  y  $j$  de la columna (trabe).

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

Los efectos P-delta son incorporados al programa como -- una corrección geométrica a la matriz de rigidez. En una edificación con buena relación rigidez/peso los efectos P-delta son poco significativos, llegándose a presentar incrementos menores al 10% en los desplazamientos y las fuerzas de los elementos. Si el peso de la estructura es muy elevado en comparación con la rigidez a fuerza lateral, los desplazamientos y fuerzas --- pueden elevarse en un 30% al incluir en el análisis los efectos P-delta. Si el efecto P-delta es muy grande pueden aparecer -- singularidades en la solución, lo que indicaría inestabilidad -- de la estructura.

Al programa se le especifican 3 tipos de cargas verticales y 2 horizontales estáticas linealmente independientes entre sí. La estructura se analiza bajo diferentes combinaciones de carga. Las combinaciones de carga no son más que combinaciones lineales de las 5 cargas estáticas y 3 dinámicas de que dispone el programa. Cada viga puede cargarse con 3 cargas verticales diferentes, las cuales pueden corresponder a carga muerta, viva y viva reducida. Las 2 cargas laterales se pueden usar para -- aplicar fuerzas sísmicas estáticas o de viento en direcciones -- ortogonales. Las 3 cargas dinámicas se pueden usar para hacer un análisis paso a paso o por espectro de respuesta. Para el caso en que las fuerzas laterales correspondan a un análisis -- por viento, el programa permite aplicar fuerzas horizontales a las columnas desconectadas del diafragma. Esta es la única -- forma de que estas columnas sean cargadas con fuerzas horizontales.

El peso propio de los elementos estructurales pueden ser automáticamente calculado e incluido para el análisis en cual -- quiera de los 3 grupos de cargas verticales. El peso de las -- vigas se transforman en una carga uniformemente distribuida.

El peso de las columnas y diagonales se toma en cuenta con una fuerza en la parte superior de las mismas. Finalmente, el -- peso de los muros se convierte en dos fuerzas aplicadas en las esquinas superiores de los mismos.

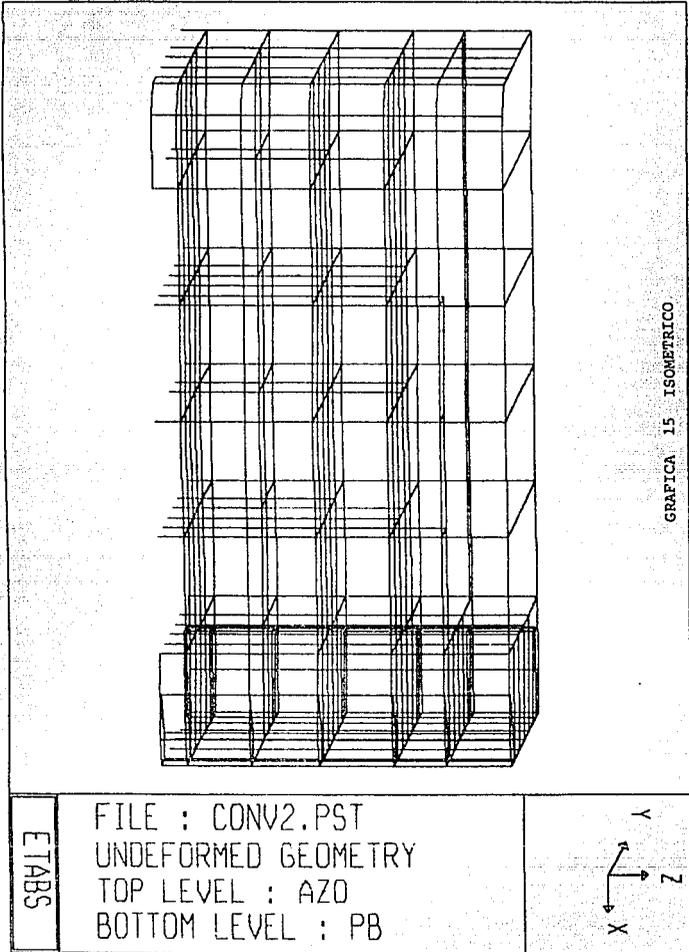
El programa cuenta además con unos postprocesadores de diseño y graficación como son: CONKER (diseño de trabes y - columnas de concreto), WALLER (diseño de muros de concreto), y STEELER (diseño de elementos de acero). Los postprocesadores de diseño de elementos de concreto se basan en el reglamento - del ACI-83, mientras que el postprocesador que diseña en acero se basa en el reglamento del AISC. Los postprocesadores de - diseño sólo revisan condiciones de falla por resistencia, pero no revisan estados de falla por condiciones de servicio. El - postprocesador gráfico resulta de gran utilidad, pues cualquier error en la geometría de la edificación es rápidamente identificado. Además nos permite ver la forma en que se deforma la estructura ante diferentes condiciones de carga.

#### B) Datos de Entrada del ETABS

El archivo de entrada consta de los siguientes bloques de información (algunos de ellos son opcionales):

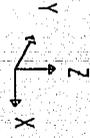
- Control
- Masas (opcional)
- Niveles
- Propiedades de materiales
- Secciones de los elementos
- Definición del marco
- Localización del marco
- Fuerzas estáticas laterales (opcional)
- Espectro de respuesta, (opcional)
- Aceleraciones de algún sismo (opcional)
- Condiciones de carga (opcional)

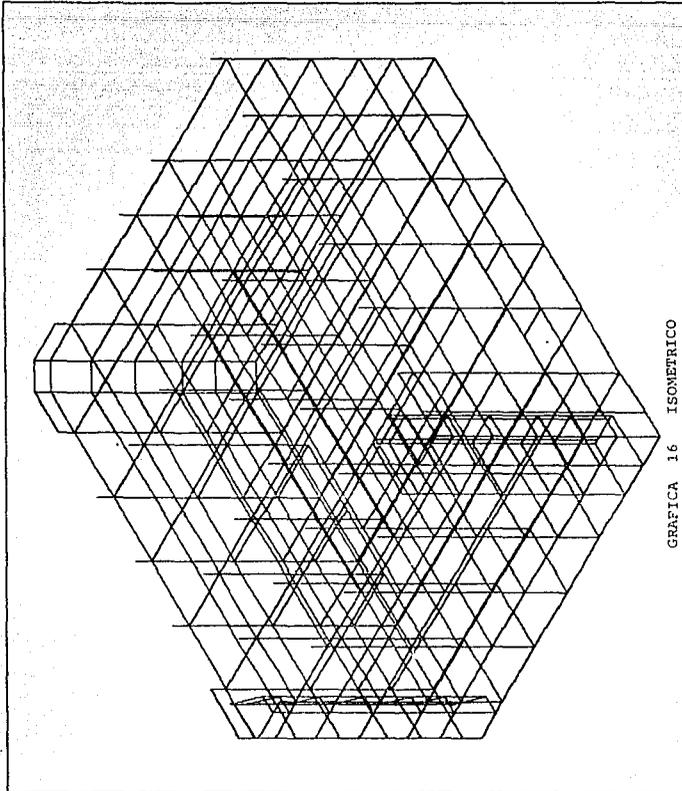
Los datos de control especifican los datos generales de la estructura, como son el número de pisos, número de marcos, número de propiedades de materiales y secciones, número de --



GRAFICA 15 ISOMETRICO

ETABS  
 FILE : CONV2.PST  
 UNDEFORMED GEOMETRY  
 TOP LEVEL : AZD  
 BOTTOM LEVEL : PB

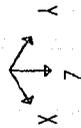




GRAFICA 16 ISONETRICO

ETABS

FILE : CONV2.PST  
UNDEFORMED GEOMETRY  
TOP LEVEL : AZO  
BOTTOM LEVEL : PB



modos que se desea obtener, etc. Aquí también se especifican qué bloques opcionales serán usados para que el programa haga el análisis correspondiente.

Los datos de las masas son indispensables si se desea hacer cualquier tipo de análisis dinámico: obtener modos de vibrar, análisis por espectro de respuestas, o paso a paso. Los centros de masa y momentos de inercia de las masas pueden ser calculados automáticamente si se activa el bloque de masas; en caso contrario, se deberán especificar en el bloque de niveles.

En el tercer bloque se le asigna un nombre único a cada nivel, así como altura y masa. De este momento en adelante los niveles serán referidos por el nombre que se le ha dado en esta sección. En esta sección es posible asignar rigideces externas al nivel en dos direcciones ortogonales horizontales además del sentido rotacional.

En el bloque de materiales se piden las principales propiedades como el módulo de Young (E) y el de Poisson ( $\nu$ ). Los materiales pueden ser etiquetados como acero, concreto, muros de concreto, u otro, para de esta forma ser reconocidos por los postprocesadores como tales. Se pide además el peso volumétrico para que sea posible el cálculo automático del peso de los elementos estructurales. El módulo de cortante, también requerido por el programa, es calculado con la siguiente fórmula:

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Todas las secciones de los elementos son establecidas en el bloque de secciones. Este bloque se subdivide en cuatro (dependiendo de los elementos presentes): columnas, vigas, diagonales y muros. El programa puede calcular las propiedades geométricas para los tipos de secciones más usuales (rectangular, "I", y cajón) con sólo darle las dimensiones de la sección. En el caso en que algún elemento no corresponda a alguno de estos tres tipos de secciones, el programa pedirá las siguientes propiedades: Área axial y de cortante, momento polar de inercia, momentos de inercia, módulos de sección elásticos y plásticos, y radios de giro de la sección.

Estas propiedades deberán ser calculadas por separado. Para el caso de los muros la única dimensión pedida es el ancho. Para los cuatros grupos el programa pide el tipo de material de que está formada la sección.

El bloque de la definición del marco se debe repetir tantas veces como marcos diferentes tenga el edificio. El blo que se subdivide en las siguientes partes: control del marco, coordenadas de las líneas de columnas, conectividad de trabes, cargas laterales en las columnas, cargas verticales en las tra bes, localización de elementos, y asignación de cargas en colu mnas y trabes. En los datos de control del marco se le asigna a éste un nombre único y se especifican los números de líneas de columnas, conectividades de vigas, diagonales, paneles, y número de cargas verticales. Para que quede definida la orientación de las columnas, al dar las coordenadas de las líneas de columnas, también se especifica el ángulo que guarda la direc - ción mayor con el eje X global. El programa permite las - - - siguientes cargas en las vigas: carga uniformemente distribuida 4 cargas concentradas, momento y fuerza vertical en cada extremo La forma de generar los elementos permite articulaciones en los mismos, así como liberación del sistema de piso. Según la convención del ETABS, los elementos de un nivel están en ese nivel (trabes), o del nivel hacia abajo (columnas, diagonales y muros).

Una vez definidos los marcos tipo, se les dá su ubicación y orientación respecto a los ejes globales a la totalidad de -- los marcos que forman la estructura. Hasta aquí el modelo contempla la geometría y las cargas verticales. Los dos bloques restantes de datos se refieren a las solicitaciones laterales a las que puede someterse el modelo: cargas laterales estáticas y dinámicas. En el bloque de cargas laterales estáticas se permi ten dos condiciones de carga, en cada condición se piden las - fuerzas en X y Y (Globales) así como las coordenadas del punto de aplicación de las mismas. El último bloque de solicitaciones es el correspondiente al análisis dinámico, ya sea por espectro o paso a paso. Si el análisis es por espectro de respuesta, - este espectro se debe introducir al archivo por medio de pares

de valores de período y aceleración. Este análisis permite - evaluar las fuerzas para tres diferentes direcciones de sismo al mismo tiempo. Si se desea analizar la estructura paso a - paso se le debe proporcionar al programa coordenadas de puntos de un registro de aceleraciones de algún temblor.

El último bloque de información de que puede ser provis - to al programa consta de las combinaciones de carga bajo las - que se desea sea analizado el modelo. El cuerpo de casa de -- máquinas fue analizado bajo las siguientes combinaciones de - carga:

Combinación 1: CM + CV

Combinación 2: 0.9 CM + Vientox +0.3 Vientoy

Combinación 3: 0.9 CM +0.3 Vientox + Vientoy

Combinación 4: 0.9 CM - Vientox -0.3 Vientoy

Combinación 5: 0.9CM -0.3 Vientox - Vientoy

La razón de usar únicamente el 90% de la carga muerta se debe a que de esta manera los momentos de volteo serán mayores.

En las gráficas 2 a 11 se puede ver la estructura que se modela, así como las dimensiones de traveses por nivel y de colum - nas (de sección constante con la altura). En el modelo, la -- armadura se introdujo como una viga equivalente articulada en - sus extremos. Esto se debe a que la cuerda superior no es --- horizontal y por consiguiente se tendría que generar un piso - para cada nudo a diferente nivel. El análisis de los elementos de la armadura se hizo con otro programa.

#### C) Datos de Salida del ETABS

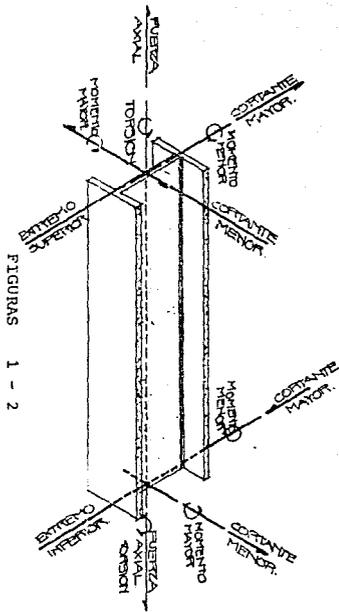
Una vez que el programa corre adecuadamente crea cinco - archivos con el nombre del Archivo de Entrada pero con diferen - tes extensiones: DSP, EIG, FRM, PST y STR. El primero de los - archivos (DSP) contiene los desplazamientos del sistema de piso las reacciones en la base y los desplazamientos por línea de -- columna en cada nivel. Si se desea conocer la deflexión de -- alguna trabe se debe dividir a ésta colocando una línea de colum

nas al centro, y la deflexión será reportada en dicha columna en el nivel en que se encuentre la trabe. Siguiendo este procedimiento se encontró que la deflexión máxima fue de 2.5 cm - en las trabes de 15 m de claro del nivel 15.90.

El segundo archivo (EIG) contiene lo referente a las - propiedades dinámicas de la edificación, como períodos, eigen- vectores, y factores de participación de cada dirección (X,Y y rotación) para cada modo. Como la Casa de Máquinas no fue -- analizada bajo sollicitación dinámica no se cuenta con estos - resultados. El archivo con extensión FRM lista los elementos mecánicos (para cada combinación de carga) con los que deberá hacerse el diseño. Para el caso de las trabes los elementos - mecánicos son reportados en cinco puntos (extremo I, 1/4 L, - 1/2 L, 3/4 L, y extremo J), a menos que la trabe no se encuentre cargada, en cuyo caso el diagrama es lineal y el reporte de - los extremos resulta suficiente. En las figuras 1 a 4 se mues- tran las convenciones de signos usadas en el archivo.

El cuarto archivo (PST) contiene todos los datos del - modelo como la geometría, elementos mecánicos y desplazamientos. Este archivo no puede ser visto, pero es necesario para el uso de postprocesadores.

Por último el archivo de salida STR contiene por marco, los desplazamientos relativos de entrepiso, las propiedades de inercia dinámica, y los cortantes y torsiones por entrepiso.



FIGURAS 1 - 2

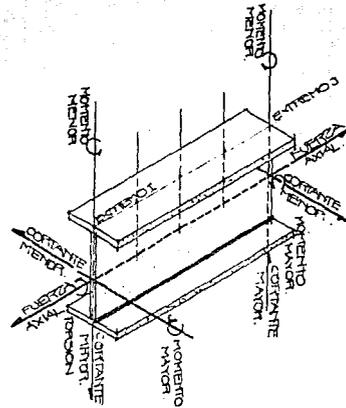


FIGURA 2 ELEMENTOS MECANICOS EN VIGAS

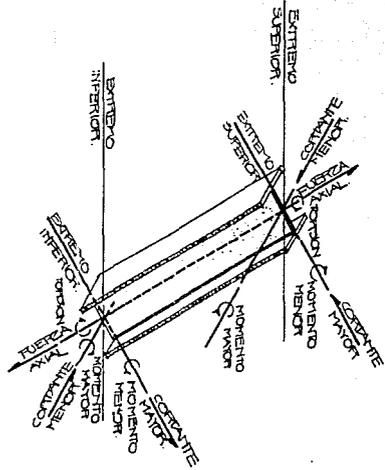


FIGURA 3 ELEMENTOS MECANICOS EN DIAGONALES

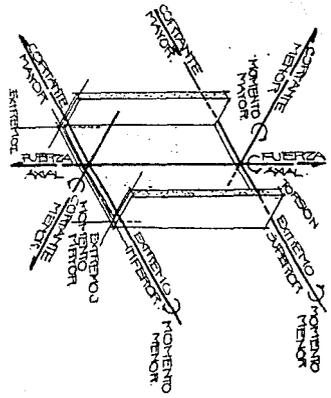


FIGURA 4 ELEMENTOS MECANICOS EN MUROS

### **III.- DISEÑO ESTRUCTURAL: CONCRETO**

## 1.- DISEÑO DE COLUMNAS

El diseño de las columnas se hizo de acuerdo con lo -- estipulado en las "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Departamento del Distrito Federal", y los elementos mecánicos empleados son los obtenidos de la corrida del ETABS multiplicados por el correspondiente factor de carga (1.5 para cargas gravitacionales y 1.1 para cargas accidentales).

El diseño en las columnas se hizo con la ayuda de un -- programa, pero con el objeto de mostrar la forma en que trabaja dicho programa se hará el diseño de una columna a mano. Para que el diseño sea representativo, se escogieron las dos columnas más problemáticas: la C11 (en la intersección de los ejes 34a y G1) y la C14 (intersección de ejes 34a y G4). La columna C11 es de orilla y en el nivel 15.90 recibe una trabe de 20m entre ejes de columnas, y por su parte la columna C14 tiene -- doble altura y recibe trabes de 15 y 16 metros en su dirección mayor. Las columnas se analizarán en el nivel 6.30 por ser el entrepiso en que las combinaciones de elementos mecánicos son más desfavorables.

Datos de diseño para elementos de concreto:

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

$$f^*c = 0.8 * f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 * f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2 \text{ ya que } f^*c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

### A) Diseño por Flexocompresión:

Lo primero que calcularemos es la relación  $kH/r$  para -- ver si se deben considerar los efectos de esbeltez. Si esta -- relación llega a ser mayor de 22, los efectos de esbeltez debe -- rán ser considerados, si por otro parte la relación es mayor a 100 se deberá hacer un análisis de segundo orden. Calculemos ahora el factor de longitud efectivo en cada dirección, éste -- se obtiene de un nomograma a partir de los valores:

$$G_a = (EI/L) \text{ columnas} / (EI/L) \text{ trabes (nudo superior)}$$

$$G_b = (EI/L) \text{ columnas} / (EI/L) \text{ trabes (nudo inferior)} \dots (1)$$

i) Para la columna 11 se obtuvieron los siguientes resultados:

$$G_{ax} = 1.0 \quad (\text{empotramiento})$$

$$G_{bx} = (0.0299 / 4.30 + 0.0299 / 3.5) / (0.072 / 12.6) = 2.71$$

$$G_{ay} = 1.0 \quad (\text{empotramiento})$$

$$G_{by} = (0.0229/4.30 + 0.0229/3.5)/(0.0171/7 + 0.0171/8) = 2.59$$

con lo que consultando un nomograma se obtiene:

$$k_x = 1.55$$

$$k_y = 1.53$$

como se trata de una sección de 70\*80 los radios de giro serán:

$$r_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{2,986,666 / 5600} = 23.094 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{2,286,666 / 5600} = 20.207 \text{ cm}$$

y sustituyendo los valores encontrados obtenemos:

$$k_x * H / r_x = 1.55 * 430 / 23.094 = 28.87 > 22$$

$$k_y * H / r_y = 1.53 * 430 / 20.207 = 32.56 > 22$$

por lo que en esta columna sí hay que tomar en cuenta los efectos de esbeltez.

ii) Para la columna C14 se obtuvieron los siguientes resultados:

$$G_{ax} = 1.0 \quad (\text{empotramiento})$$

$$G_{bx} = (0.0384/7.80 + 0.0384/3.70) / (2*0.0171/6.85) = 3.07$$

$$G_{ay} = 1.0 \quad (\text{empotramiento})$$

$$G_{by} = (0.0486/7.80 + 0.0486/3.7)/(0.110/15 + 0.110/16) = 1.36$$

con lo que de un nomograma se obtiene:

$$k_x = 1.58$$

$$k_y = 1.40$$

como se trata de una sección de 90\*80 los radios de giro son:

$$r_x = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{3,840,000 / 7200} = 23.094 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{4,860,000 / 7200} = 25.98 \text{ cm}$$

y sustituyendo los valores encontrados obtenemos:

$$k_x * H / r_x = 1.58 * 780 / 23.094 = 53.36 > 22$$

$$k_y * H / r_y = 1.40 * 780 / 25.98 = 42.03 > 22$$

Por lo que para el diseño de esta columna también habrá que tomarse en cuenta los efectos de esbeltez.

Cuando los efectos de esbeltez no pueden ser despreciados, los momentos de diseño se obtendrán de:

$$M_c = F_{ab} * M_{2b} + F_{as} * M_{2s} \quad \dots (2)$$

donde:

$$F_{ab} = C_m / (1 - (P_u/P_c)) \geq 1.0 \quad \dots (3)$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 (M_1/M_2) \geq 0.4 \quad \dots (4)$$

$$P_c = \frac{F_r * \pi^2 * EI}{(k H)^2} \quad \dots (5)$$

$$EI = 0.4 E_c I_g / (1 + u) \quad \dots (6)$$

$$F_{as} = 1 + (W_u/H) / (R/Q - 1.2 * W_u/H) \quad \dots (7)$$

y donde:

u: relación del máximo momento de diseño por carga muerta y máximo momento total.

W<sub>u</sub>: suma de las cargas de diseño acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

R: rigidez de entrepiso, definida como la fuerza - cortante del entrepiso entre el desplazamiento - relativo de los niveles que lo limitan.

Q: cantidad definida para en diseño por sismo e igual a uno si no se está haciendo un análisis sísmico.

M<sub>2b</sub>: mayor de los momentos de diseño producido por - cargas verticales, o menor al provocado por la excentricidad accidental.

M<sub>2s</sub>: mayor de los momentos de diseño causado por cargas laterales. El valor de M<sub>2s</sub> es cero si la estructura está restringida lateralmente.

M1 y M2: momentos menor y mayor en la columna. El signo de la relación M1/M2 será positivo si la columna se flexiona en curvatura simple, y negativo si el miembro se flexiona en curvatura doble.

En la tabla 1 se presentan los elementos máximos de las dos columnas que se diseñan.

i) Para la columna C11 (70\*80):

De acuerdo con el programa de análisis:

$$\begin{aligned} M1x &= 17,441 \text{ t m} \\ M2x &= 59,273 \text{ t m y curvatura doble} \\ M1y &= 756 \text{ t m} \\ M2y &= 6,476 \text{ t m y curvatura doble} \end{aligned}$$

con estos resultados sustituimos en (4) y obtenemos:

$$\begin{aligned} Cmx &= 0.6 + 0.4(M1x/M2x) = 0.6 - 0.4(17,441/59,273) = 0.48 \\ Cmy &= 0.6 - 0.4(756/6,476) = 0.55 \end{aligned}$$

Calculemos ahora la relación de máximo momento de diseño por carga muerta y máximo momento total:

$$\begin{aligned} ux &= 37,481/59,273 = 0.63 \\ uy &= 2,641/6,476 = 0.41 \end{aligned}$$

sustituyendo en (6) obtenemos:

$$\begin{aligned} Ec &= 10,000 * \sqrt{F'c} = 10,000 * \sqrt{250} = 158,114 \text{ kg/cm}^2 \\ Igx &= 70 \times 80^3 / 12 = 2,986,666 \text{ cm}^4 \\ Igy &= 80 \times 70^3 / 12 = 2,286,666 \text{ cm}^4 \\ EIX &= 0.4 * Ec * Igx / (1 + ux) \\ &= 0.4 * 158,114 * 2,986,666 / (1 + 0.63) = 1.1588 \times 10^{11} \text{ kg cm}^2 \\ EIY &= 0.4 * Ec * Igy / (1 + uy) \\ &= 0.4 * 158,114 * 2,286,666 / (1 + 0.41) = 1,0256 \times 10^{11} \text{ kg cm}^2 \end{aligned}$$

sustituyendo en (5)

$$\begin{aligned} Pcx &= Fr * Pi^2 * EIX / (kx * H)^2 \\ &= 0.8 * 9.87 * 1.1588 \times 10^{11} / (1.55 * 430)^2 = 2,059.76 \text{ t} \end{aligned}$$

T A B L A 1

Elementos mecánicos de columnas

Col.	Carga	F.axial	M.mayor	V.mayor	M.menor	V.menor
11	vertical	-714021	-59273	68483	-6266	6908
11	viento	-374414	-334517	42572	6476	6768
14	vertical	-544097	- 4995	8180	-6006	16311
14	viento	-276969	8532	18956	-7587	19779

Notas: La fuerza axial y los cortantes están en kilogramos, y los momentos en kilogramos metro. Los números de la tabla ya están multiplicados por el factor de carga correspondiente. Los momentos mayores corresponden a los momentos alrededor - del eje X.

$$P_{cy} = Fr \cdot \pi^2 \cdot EI_y / (k_y \cdot H)^2$$

$$= 0.8 \cdot 9.87 \cdot 1.02568 \times 10^{11} / (1.53 \cdot 430)^2 = 1,871.03 \text{ t}$$

y por consiguiente la carga crítica de la columna es:

$$P_{cr} = 1,871.03 \text{ t}$$

Del programa de análisis obtuvimos los desplazamientos y cortantes de entrepiso, necesarios para el cálculo de la -- rigidez de entrepiso:

$$\begin{aligned} dx &= 0.017 \text{ cm} \\ dy &= 0.022 \text{ cm} \\ V_x &= 388,529 \text{ kg} \\ V_y &= 312,032 \text{ kg} \\ R_x &= V_x/dx = 22,850,000 \text{ kg/cm} \\ R_y &= V_y/dy = 14,180,000 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Con los datos anteriores y considerando que  $P_u = W_u$  -- (carga actuando en la columna), podemos calcular los factores de amplificación:

$$\begin{aligned} W_u &= P_u = 714,021 \text{ kg} \\ Fabx &= C_{mx} / (1 - (P_u/P_{cr})) = 0.48 / (1 - (714,021/1,871,030)) \\ &= 0.776 < 1.0 \quad \text{por lo tanto } Fabx = 1.0 \\ Faby &= C_{my} / (1 - (P_u/P_{cr})) = 0.55 / (1 - (714,021/1,871,030)) \\ &= 0.89 < 1.0 \quad \text{por lo tanto } Faby = 1.0 \\ Fasx &= 1 + (W_u/H) / (R_x - 1.2 \cdot W_u/H) \\ &= 1 + (714,021/430) / (22,850,000 - 1.2 \cdot (714,021/430)) \\ &= 1.0001 \\ Fasy &= 1 + (714,021/430) / (14,180,000 - 1.2 \cdot (714,021/430)) \\ &= 1.0001 \end{aligned}$$

Los momentos por excentricidad accidental son de:

$$\begin{aligned} e_{accx} &= 0.05 \cdot h_x = 0.05 \cdot 80 = 4 \text{ cm} \\ M_{accx} &= 0.04 \cdot 714,021 = 29,641 \text{ kg m} < M_{2bx} \\ e_{accy} &= 0.05 \cdot h_y = 0.05 \cdot 70 = 3.5 \text{ cm} \\ M_{accy} &= 0.035 \cdot 714,021 = 24,991 \text{ kg m} > M_{2by} \end{aligned}$$

por lo tanto  $M_{2by} = M_{accy}$

Los momentos amplificados se obtienen sustituyendo en -  
la ecuación (2):

$$\begin{aligned} M_{cx} &= 1.0 \cdot 59,273 + 1.0001 \cdot 34,517 = 93,793 \text{ kg m} \\ e_x &= M_{cx}/P_u = 93,793/714,021 = 0.13 \text{ m} \\ M_{cy} &= 1.0 \cdot 24,991 + 1.0001 \cdot 6,476 = 31,468 \text{ kg m} \\ e_y &= M_{cy}/P_u = 31,468/714,021 = 0.04 \text{ m} \end{aligned}$$

que son los momentos y excentricidades con los que debe diseñarse.

ii) Para la columna C14 (90\*80):

los momentos M1 y M2 son:

$$\begin{aligned} M_{1x} &= 560 \text{ kg m} \\ M_{2x} &= 8,532 \text{ kg m y doble curvatura} \\ M_{1y} &= 479 \text{ kg m} \\ M_{2y} &= 8,969 \text{ kg m y doble curvatura} \end{aligned}$$

y por consiguiente:

$$\begin{aligned} C_{mx} &= 0.6 - 0.4(560/8,532) = 0.57 \\ C_{my} &= 0.6 - 0.4(479/8,969) = 0.58 \end{aligned}$$

Calculando la relación del máximo momento por carga muerta y el máximo momento total:

$$\begin{aligned} u_x &= 3,159/8,532 = 0.37 \\ u_y &= 3,253/8,969 = 0.36 \end{aligned}$$

sustituyendo en (6):

$$\begin{aligned} I_{gx} &= 90 \cdot 80^3 / 12 = 3,840,000 \text{ cm}^4 \\ I_{gy} &= 80 \cdot 90^3 / 12 = 4,860,000 \text{ cm}^4 \\ E I_x &= 0.4 \cdot E_c \cdot I_{gx} / (1 + u_x) \\ &= 0.4 \cdot 158,114 \cdot 3,840,000 / (1 + 0.37) = 2.2436 \times 10^{11} \text{ kg cm}^2 \\ E I_y &= 0.4 \cdot E_c \cdot I_{gy} / (1 + u_y) \\ &= 0.4 \cdot 158,114 \cdot 4,860,000 / (1 + 0.36) = 2.26 \times 10^{11} \text{ kg cm}^2 \end{aligned}$$

y sustituyendo en (5) obtenemos:

$$\begin{aligned} P_{cx} &= P_r \cdot \pi^2 \cdot E I_x / (k_x \cdot H)^2 \\ &= 0.8 \cdot 9.87 \cdot 2.2436 \times 10^{11} / (1.58 \cdot 780)^2 = 1,166 \text{ t} \end{aligned}$$

$$P_{cy} = Fr \cdot \pi^2 \cdot EI_y / (k_y \cdot H)^2$$

$$= 0.8 \cdot 9.87^2 \cdot 2.26 \times 10^{11} / (1.4 \cdot 780)^2 = 1,496 \text{ t}$$

y por consiguiente la carga crítica de la columna es:

$$P_{cr} = 1,166 \text{ t}$$

Los desplazamientos y cortantes reportados por el programa para los dos primeros niveles fueron:

$$\begin{aligned} dx &= 0.038 \text{ cm} \\ dy &= 0.047 \text{ cm} \\ V_x &= 388,529 \text{ kg} \\ V_y &= 312,031 \text{ kg} \\ R_x &= V_x/dx = 8,910,000 \text{ kg/cm} \\ R_y &= V_y/dy = 6,640,000 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Con los datos anteriores podemos calcular ya los factores de amplificación:

$$\begin{aligned} W_u &= P_u = 544,097 \text{ kg} \\ F_{abx} &= C_{mx} / (1 - (P_u/P_{cr})) = 0.57 / (1 - (544.1/1,166)) = 1.07 > 1 \\ F_{aby} &= C_{my} / (1 - (P_u/P_{cr})) = 0.58 / (1 - (544.1/1,166)) = 1.09 > 1 \\ F_{asx} &= 1 + (W_u/H) / (R_x - 1.2 \cdot W_u/H) \\ &= 1 + (544,097/780) / (8,910,000 - 1.2 \cdot 544,097/780) = 1.0001 \\ F_{asy} &= 1 + (544,097/780) / (6,640,000 - 1.2 \cdot 544,097/780) = 1.0001 \end{aligned}$$

los momentos accidentales son:

$$\begin{aligned} e_{accx} &= 0.05 \cdot h_x = 0.05 \cdot 80 = 4 \text{ cm} \\ M_{accx} &= e_{accx} \cdot P_u = 0.04 \cdot 544,097 = 21,764 \text{ kg m} > M_{2bx} \end{aligned}$$

por lo tanto  $M_{2bx} = M_{accx}$

$$\begin{aligned} e_{accy} &= 0.05 \cdot h_y = 0.05 \cdot 90 = 4.5 \text{ cm} \\ M_{accy} &= 0.045 \cdot 544,097 = 24,484 \text{ kg m} > M_{2by} \end{aligned}$$

por lo tanto  $M_{2by} = M_{accy}$

Los momentos amplificados se obtienen substituyendo en la ecuación (2):

$$\begin{aligned} M_{cx} &= 1.07 \cdot 21,764 + 1.0001 \cdot 8,532 = 31,820 \text{ kg m} \\ e_x &= M_{cx} / P_u = 31,820 / 544,097 = 0.06 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{cy} = 1.09 * 24,484 + 1.0001 * 7,567 = 34,255 \text{ kg m}$$

$$e_y = M_{cy} / P_u = 34,255 / 544,097 = 0.06 \text{ m}$$

Que son los momentos y excentricidades con los que se diseñará la columna.

Como las columnas están sometidas a flexocompresión -- biaxial, se usará la fórmula de Bresler:

$$1/P_r = 1/P_{rx} + 1/P_{ry} - 1/P_{ro} \quad \dots(8)$$

donde:

$P_r$ : Carga nominal resistente de diseño aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

$P_{ro}$ : Carga axial resistente de diseño ( $e_x=e_y=0$ ).

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

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

Si le proponemos un 3% de armado a la columna C11 y un 1.5% a la C14, obtendremos los siguientes resultados:

i) Para la columna C11:

$$P_{ro} = F_r ((1-p) * A_g * f_c + p * A_g * f_y)$$

$$= 0.8 ((1-0.03) * 80 * 70 * 170 + 0.03 * 80 * 70 * 4200) = 1,303,232 \text{ kg}$$

Si proponemos un recubrimiento al eje de varillas de 7 cm:

$$d_y/h_y = 73/80 = 0.91$$

$$d_x/h_x = 63/70 = 0.90$$

$$q = p * f_y / f_c = 0.03 * 4200 / 170 = 0.74$$

$$e_x/h_x = 13/70 = 0.19$$

$$e_y/h_y = 4/80 = 0.05$$

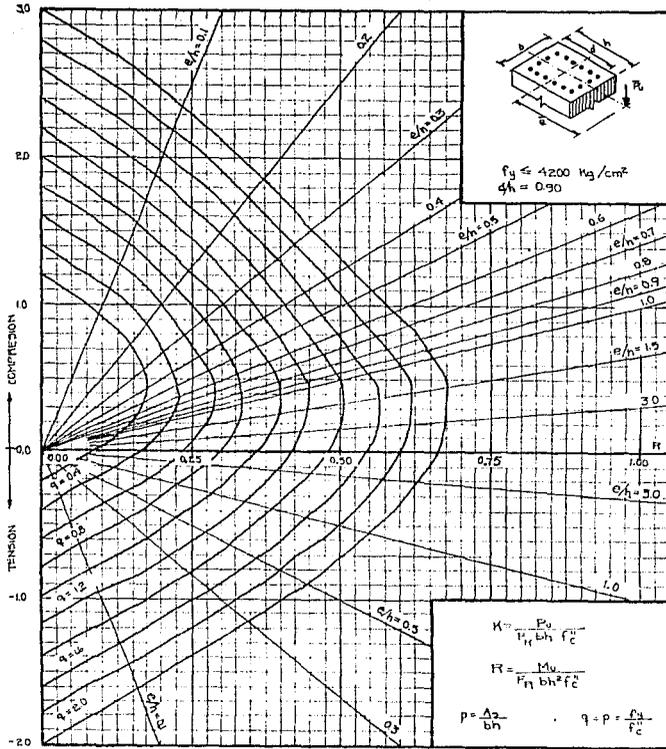
Con estos datos y con ayuda del diagrama de interacción

(1) obtenemos:

$$K_x = 1.5$$

$$K_y = 1.1$$

DIAGRAMA 1



$A_s$  = AREA TOTAL DE REFUERZO  
 $f_c = 0.85 f'_c$ , SI  $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$ , SI  $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $F_{II}$  = FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA  
 $F_u$  = CARGA AXIAL ULTIMA  
 $M_u$  = MOMENTO FLECTOR ULTIMO

$$Prx = Kx * Fr * b * h * f^2 c = 1.5 * 0.8 * 70 * 80 * 170 = 1,142,400 \text{ kg}$$

$$Pry = Ky * Fr * b * h * f^2 c = 1.1 * 0.8 * 70 * 80 * 170 = 837,760 \text{ kg}$$

y sustituyendo en (8):

$$Pr = 1 / (1/1,142,400 + 1/837,760 - 1/1,303,232) \\ = 767,862 \text{ kg} > Pu = 714,021 \text{ kg}$$

por lo que el armado propuesto es suficiente

ii) Para la columna C14:

$$Pro = Fr * ((1-p) * Ag * f^2 c + p * Ag * fy) \\ = 0.8 * ((1-0.015) * 90 * 80 * 170 + 0.015 * 90 * 80 * 4200) = 1,327,392 \text{ kg}$$

y con las siguientes constantes:

$$dy/hy = 73/80 = 0.91$$

$$dx/hx = 83/90 = 0.92$$

$$q = 0.015 * 4200/170 = 0.37$$

$$ex/hx = 6/90 = 0.067$$

$$ey/hy = 6/80 = 0.075$$

consultando el diagrama de interacción (1):

$$Kx = 1.1$$

$$Ky = 1.15$$

$$Prx = Kx * Fr * b * h * f^2 c = 1.1 * 0.8 * 90 * 80 * 170 = 1,077,120 \text{ kg}$$

$$Pry = Ky * Fr * b * h * f^2 c = 1.15 * 0.8 * 80 * 90 * 170 = 1,126,080 \text{ kg}$$

y la carga resistente de la columna será:

$$Pr = 1 / (1/1,077,120 + 1/1,126,080 - 1/1,327,392) \\ = 940,662 \text{ kg} > Pu = 544,097 \text{ kg}$$

Por lo que el armado propuesto es suficiente. Se podría pensar en reducir la sección de esta columna, pero esto no --- sería conveniente por la gran inercia que tienen las trabes -- (130\*60) en comparación con la de las columnas.

B) Diseño por Cortante:

Para el refuerzo transversal de las columnas se usarán - estribos del número 3, y las varillas longitudinales serán del

número 6 como mínimo y del número 12 como máximo. Según el Reglamento del Departamento del Distrito Federal la separación de estribos no debe ser mayor de:

$$S < 850 * D_{long} / \sqrt{F_y} = 850 * 2.54 / \sqrt{4200} = 33.3 \text{ cm} \leftarrow \text{rige}$$

$$S < 48 * D_{estr} = 48 * 0.95 = 45.6 \text{ cm}$$

$$S < b/2 = 35 \text{ cm (para la columna de } 70 * 80)$$

$$= 40 \text{ cm (para la columna de } 90 * 80)$$

El Reglamento estipula además que la separación máxima de estribos se reducirá a la mitad en la zona cercana a la -- unión con la trabe, en una distancia no menor a: la dimensión transversal máxima de la columna, 1/6 de la altura, ó 60 cm. Los estribos se deben colocar de tal forma que cada barra longitudinal de esquina, y una de cada dos consecutivas de la periferia, tenga soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135 grados, además -- ninguna varilla que no tenga soporte lateral debe distar más -- de 15 cm de otra con soporte lateral.

La fuerza cortante que toma el concreto en elementos -- sujetos a flexión se calculará con:

$$V_{cr} = F_r * b * d * (0.2 + 30 * p) * \sqrt{f * c} \quad \text{si } p < 0.01$$

o

$$V_{cr} = 0.5 * F_r * b * d * \sqrt{f * c} \quad \text{si } p > 0.01 \quad \dots (9)$$

y nunca deberá tomarse mayor a:

$$V_u < 2.0 * F_r * b * d * \sqrt{f * c} \quad \dots (10)$$

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

$$0.7 * f * c * A_g + 2,000 A_s$$

La fuerza cortante que toma el concreto se obtendrá multiplicando los valores obtenidos de la expresión anterior por:

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

En el caso en que  $P_u$  sea mayor al valor antes especificado se hará variar linealmente el factor que afecta a  $V_{cr}$  en

función de  $P_u$ , desde el valor antes especificado hasta cero - para:

$$P_u = A_g * f_c + A_s * f_y$$

Una vez obtenida la contribución del concreto a la resistencia, la separación de estribos se calculará con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{F_r * A_v * f_y * d}{(V_u - V_{cr})} < \frac{F_r * A_v * f_y}{(3.5 * b)} \quad \dots(11)$$

i) Para la columna C11 (70\*80):

Como la columna tiene el 3% de armado, y suponiendo que el acero se distribuirá igual en cada una de las 4 caras de la columna, el porcentaje de refuerzo por cara es:

$$P = 0.03/4 = 0.0075$$

$$\begin{aligned} 0.7 * f_c * A_g + 2,000 * A_s &= (0.7 * 200 + 2,000 * 0.03) * 70 * 80 \\ &= 1,120,000 > P_u = 714,021 \text{ kg} \end{aligned}$$

por lo que:

$$\begin{aligned} V_{cr} &= (1 + 0.007(P_u/A_g)) * F_r * b * d * (0.2 + 30 * p) * \sqrt{F_c} \\ &= (1 + 0.007(714,021/5,600)) * 0.8 * 80 * 63 (0.2 + 30 * 0.0075) * \sqrt{200} \\ &= 45,863 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u = 68,483 \text{ kg} < 2.0 * F_r * b * d * \sqrt{200} = 114,042 \text{ kg}$$

y la separación de estribos será:

$$S = 0.8 * 2 * 0.71 * 4,200 * 63 / (68,483 - 45,863) = 13.3 \text{ cm}$$

por lo que se colocarán estribos del número 3 a cada 10 cm en el centro y a cada 7 cm en la zona cercana a la unión con la trabe.

ii) Para la columna C14 (80\*90):

Nuevamente suponiendo que el 1.5% del refuerzo de la columna está distribuido en sus 4 caras:

$$P = 0.015/4 = 0.00375$$

$$0.7 * f * c * A_g + 2,000 * A_s = (0.7 * 200 + 2,000 * 0.015) * 90 * 80$$

$$= 1,124,000 > P_u = 544,097 \text{ kg}$$

por lo que:

$$V_{cr} = (1 + 0.007(544,097/7,200)) * 0.8 * 90 * 73(0.2 + 30 * 0.0038) * \sqrt{200}$$

$$= 35,516 \text{ kg}$$

$$V_u = 19,779 \text{ kg} < 2.0 * F_r * b * d * \sqrt{200} = 148,662 \text{ kg}$$

Como  $V_{cr} > V_u$  no se requieren estribos por cortante, pero sí - para confinar al núcleo y evitar el pandeo de las varillas -- longitudinales en caso de sobreesfuerzo de las mismas. Se -- colocarán estribos del número 3 a cada 30 cm en los 4/3 centra -- les de la columna, y estribos a cada 10 cm en los extremos -- superior e inferior. Para mayor claridad ver figura 5 donde se muestra el armado de una columna.

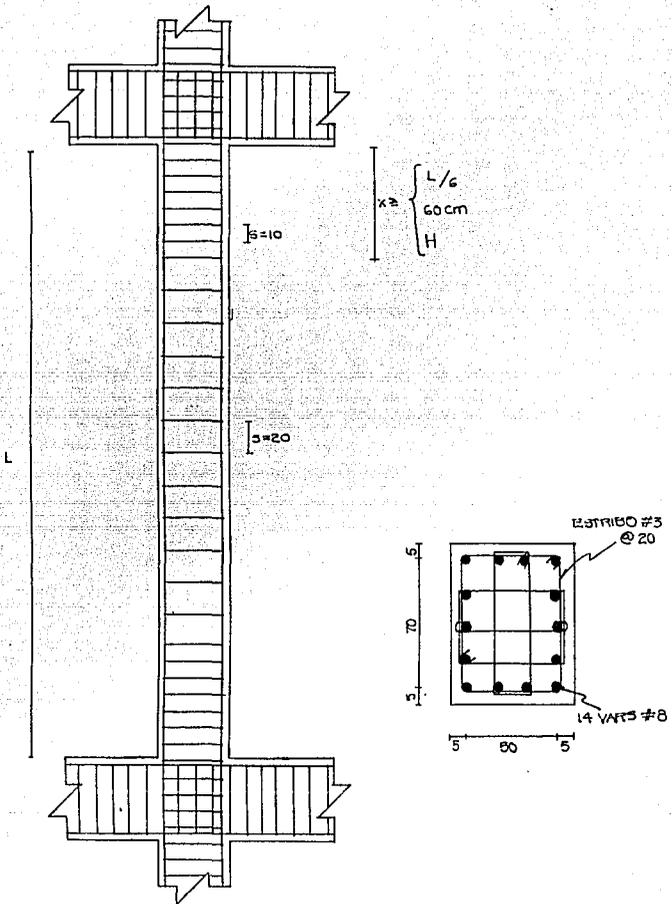


FIGURA 5 ARMADO DE UNA COLUMNA

## 2.- DISEÑO DE VIGAS

Para el edificio de Centro de Convenciones del Hotel Coral Beach Cancún, se diseñó un gran número de vigas continuas. En esta tesis se pretende mostrar la forma en que éstas se diseñaron tomando a manera de ejemplo las vigas de concreto reforzado con mayores -- claros y sometidas a cargas grandes.

Teniendo este objetivo en mente, se analizará la viga con tinua del eje G2 (paralelo al eje de las x) del nivel 15.90 (convenci ones). Esta trabe se diseñó por flexión y cortante. Además se - revisó por torsión, flecha, agrietamiento y vibración.

Para el diseño de vigas se siguió lo estipulado en las -- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de --- Estructuras de Concreto" del Departamento del Distrito Federal. Es decir, se siguió la Teoría de Diseño último o del Diseño Plástico.

Los elementos mecánicos para diseño fueron obtenidos de - los archivos de salida del Programa ETABS. Cabe mencionar que por tratarse de un análisis tridimensional, existe la presencia de --- momentos torsionantes en las trabes. En la tabla 2 se indican los elementos mecánicos obtenidos para cada trabe del eje que se analizará. Estos están ya multiplicados por el factor de carga que es 1.5 para cargas gravitacionales (como ya se mencionó anteriormente) y de 1.1 para cargas accidentales.

### Diseño de la trabe 1 del Eje G2

#### D A T O S

b = 60 cm

h = 150 cm

d = 142 cm

recubrimiento = 4 cm

T A B L A 2

ELEMENTOS MECANICOS DE LAS VIGAS Y AREAS DE ACERO CORRESPONDIENTES.

Nota: Los valores ya están multiplicados por el factor de carga correspondiente.

PARA LAS VIGAS EN EL EJE G2:

Localización	Momento (kg m)	As (cm <sup>2</sup> )	Cortante (kg)	Sep (cm)	Torsión (kg m)
VIGA 1 (1.50 * 0.60):					
Extremo I	-262766	53.03	-128865	8.00	-21999
1/2 claro	+236919	47.40	- 27627	30.00	
Extremo J	-220052	43.77	118094	8.00	
VIGA 2 (1.20 * 0.50):					
Extremo I	-147598	36.87	-50796	10.00	-243
1/2 claro	+ 11673	20.13	34322	25.00	
Extremo J	-163760	41.34	56275	10.00	
VIGA 3 (1.50 * 0.60):					
Extremo I	-272406	55.16	-124342	8.00	22140
1/2 claro	+246221	49.41	19273	30.00	
Extremo J	-318296	65.52	134200	8.00	
VIGA 4 (1.20 * 0.50):					
Extremo I	-118384	29.05	-44752	10.00	767
1/2 claro	+ 47371	20.13	18108	25.00	
Extremo J	- 47128	20.13	34029	10.00	

A) Diseño por Flexión:

Cálculo de porcentajes mínimo y máximo de acero:

El reglamento marca que el porcentaje mínimo de una sección rectangular será:

$$P_{min} = 0.7 * (f'_c / f_y)$$

$$P_{min} = 0.7 * (250 / 4200) = 0.00264$$

Por lo tanto el área de acero mínimo será:

$$A_{smin} = P_{min} * b * d = 0.00264 * 60 * 142 = 22.49 \text{ cm}^2$$

El porcentaje de acero para que ocurra falla balanceada es:

$$P_{bal} = \frac{4800}{f_y + 6000} * \frac{f''_c}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} * \frac{170}{4200}$$

$$P_{bal} = 0.01905$$

Entonces el porcentaje de acero máximo es:

$$P_{max} = 0.75 * P_{bal} = 0.75 * 0.01905 = 0.01429$$

Obteniendo así un área de acero máxima de:

$$A_{smax} = 0.01429 * 60 * 142 = 121.75 \text{ cm}^2$$

Por las hipótesis del diseño plástico y por condiciones de equilibrio se obtiene la siguiente fórmula para resistencias a flexión (despreciando el área de acero a compresión):

$$M_r = F_r * b * d^2 * f''_c * q * (1 - 0.5 * q) \quad \dots(1)$$

$$\text{donde: } q = \frac{f_y}{f''_c} * p = \frac{f_y}{f''_c} * \frac{A_s}{b * d} \quad \dots(2)$$

De (1) se obtiene:

$$\frac{M_r}{F_r * b * d^2 * f''_c} = q * (1 - 0.5 * q) \quad \dots(3)$$

$$\text{Sea: } k = \frac{M_r}{F_r * b * d^2 * f''_c}$$

Sustituyendo en (3) se obtiene:

$$k = q * (1 - 0.5 * q)$$

$$k = q - 0.5 * q^2$$

$$q^2 - 2q + 2k = 0$$

Me queda una ecuación de segundo grado del tipo:

$$ax^2 + bx + c = 0 \text{ donde la solución está dada por:}$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 * a * c}}{2a}$$

$$q = \frac{2 \pm \sqrt{(-2)^2 - 4 * 1 * 2k}}{2 * 1} = \frac{2 \pm \sqrt{4 * (1 - 2k)}}{2}$$

$$q = 1 \pm \sqrt{1 - 2k}$$

De esta ecuación se obtienen dos valores de q. El valor correcto es el que se obtiene al restar la raíz. Por lo tanto:

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2k} \quad \dots(4)$$

i) Para momento negativo:

Extremo I:

Sabemos de los resultados del ETABS que en el extremo I de la trabe 1:

$$Mr = Mu = 175,177.3 \text{ kg m} * 1.5 = 262,766 \text{ kg m}$$

$$Mr = 262,766 \text{ kg m} = 26,276,600 \text{ kg cm}$$

Obteniendo el valor de k:

$$k = \frac{Mr}{Fr * b * d^2 * f''c} = \frac{Mr}{0.9 * 60 * (142)^2 * 170} = \frac{Mr}{185,105,520}$$

$$k = \frac{26,276,600 \text{ kg cm}}{185,105,600 \text{ kg cm}} = 0.14195$$

Sustituyendo el valor de k en (4):

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2k} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.14195} = 0.15378$$

Despejando el área de acero ( $A_s$ ) de (2) se obtiene:

$$A_s = \frac{f''c}{f_y} * b * d * q \quad \dots(5)$$

$$A_s = \frac{170}{4200} * 60 * 142 * q = 344.8571 * q$$

Sustituyendo el valor de  $q$  se obtiene:

$$A_s = 344.8571 * 0.15378 = 53.03 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s (-) = 53.03 \text{ cm}^2$$

Se proponen para el armado por momento negativo en el Extremo I 5 varillas del número 10 más 3 varillas del número 8, lo que nos da la siguiente área de acero:

$$A_s (-) = (5 * 7.92) + (3 * 5.07) = 54.80 \text{ cm}^2$$

Momento negativo en el extremo J:

Sabemos de los resultados del ETABS que en el Extremo J de la trabe 1:

$$M_r = M_u = 146,701.3 * 1.5 = 220,052 \text{ kg m}$$

$$M_r = 22,005,200 \text{ kg cm}$$

Obteniendo el valor de  $k$ :

$$k = \frac{22,005,200 \text{ kg cm}}{185,105,600 \text{ kg cm}} = 0.11888$$

Sustituyendo el valor de  $k$  en (4):

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.11888} = 0.12694$$

Sustituyendo el valor de  $q$  en (5):

$$A_s = 344.8571 * 0.12694 = 43.77 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s(-) = 43.77 \text{ cm}^2$$

Se propone el mismo armado que para el Extremo I.

Para momento positivo:

Sabemos de los resultados del ETABS que a la mitad del claro de la trabe 1 tenemos que:

$$M_r = 157,946 * 1.5 = 236,919 \text{ kg m} = 23,691,900 \text{ kg cm}$$

Obteniendo el valor de k:

$$k = \frac{23,691,900 \text{ kg cm}}{185,105,600 \text{ kg cm}} = 0.12799$$

Sustituyendo el valor de k en (4):

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.12799} = 0.13744$$

Sustituyendo q en (5):

$$A_s = 344.8571 * 0.13744 = 47.40 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto:

$$A_s(+) = 47.40 \text{ cm}^2$$

Se propone para el armado por momento flexionante positivo a la mitad del claro la siguiente cantidad de acero: 5 varillas del número 10, más 3 varillas del número 6, lo que nos dá la siguiente área de acero:

$$A_s(+) = (5 * 7.92) + (3 * 2.85) = 48.15 \text{ cm}^2$$

#### B) Diseño por Cortante y Tensión Diagonal:

El reglamento marca que para vigas con relación claro a peralte  $(L/h) > 5$ , la fuerza cortante que toma el concreto  $V_{cr}$  se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$\text{Si } p < 0.01 \text{ entonces } V_{cr} = Fr * b * d * (0.2 + 30 * p) * \sqrt{f * c} \quad \dots (6)$$

$$\text{Si } p > 0.01 \text{ entonces } V_{cr} = 0.5 * Fr * b * d * \sqrt{f * c} \quad \dots (7)$$

$$\text{Sabemos que } L = 15 \text{ m}$$

$$h = 1.50 \text{ m}$$

Revisando si se cumple la condición:

$$\frac{L}{h} = \frac{15}{1.5} = 10 > 5 \quad \text{sí se cumple}$$

Por lo tanto sí se pueden aplicar las fórmulas anteriores para Vcr.

En los extremos:

$$As (-) = 54.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{acero a tensión})$$

Por tanto:

$$p = \frac{As(-)}{bd} = \frac{54.81}{60 * 142} = 0.00643$$

como  $p < 0.01$  entonces se usará la fórmula (6):

$$\begin{aligned} Vcr &= Fr * b * d * (0.2 + 30 * p) * \sqrt{f * c} \\ Vcr &= 0.8 * 60 * 142 * (0.2 + 30 * 0.00643) * \sqrt{200} \\ Vcr &= 37,881 \text{ kg} \end{aligned}$$

El reglamento estipula que Vcr se reducirá en 30% por cada una de las siguientes dos condiciones que no se cumpla:

$$\begin{aligned} h &< 70 \text{ cm} \\ (h / b) &< 6 \end{aligned}$$

En nuestro caso:

$$\begin{aligned} h &= 150 \text{ cm} > 70 \text{ cm} \quad \text{no se cumple} \\ (h / b) &= (150 / 60) = 2.5 < 6 \quad \text{sí se cumple} \end{aligned}$$

Por lo tanto:

$$Vcr = 0.70 * 37,881 = 26,517 \text{ kg}$$

Sabemos de los resultados del ETABS que en el Extremo I:

$$Vu = 85,910 * 1.5 = 128,865 \text{ kg}$$

Por tanto:  $Vu > Vcr$

Por reglamento se debe cumplir la siguiente condición:

$$\begin{aligned} Vu &< 2.0 * Fr * b * d * \sqrt{f * c} \\ 128,865 &< 2.0 * 0.8 * 60 * 142 * \sqrt{200} = 192,786 \text{ kg} \end{aligned}$$

Por tanto sí se cumple la condición

Además, si se cumple que:

$$V_u < 1.5 * F_r * b * d * \sqrt{f^*c}$$

El espaciamiento no debe ser mayor de  $0.5 * d$ , en caso contrario este espaciamiento no podrá ser mayor de  $0.25 * d$ .

$$V_u = 128,865 \text{ kg} < 1.5 * 0.8 * 60 * 142 * \sqrt{200} = 144,589 \text{ kg}$$

Entonces el espaciamiento no podrá ser mayor de:

$$0.5 d = 0.5 * 142 = 71 \text{ cm}$$

Para conocer la separación de estribos se usa la siguiente fórmula dada por el reglamento:

$$S = \frac{F_r A_v F_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_u - V_{cr}} < \frac{F_r A_v f_y}{3.5 b}$$

Donde:

$A_v$  es el área transversal de los estribos

$\theta$  es el ángulo que los estribos forman con el eje de la viga.

En este caso  $\theta = 90^\circ$

$$S = \frac{F_r A_v f_y d (\text{sen } 90^\circ + \text{cos } 90^\circ)}{V_u - V_{cr}} = \frac{F_r A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} \quad \dots (8)$$

Sean estribos del número 4, por lo tanto:

$$A_v = 2 * 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$$

y la separación de estribos es la siguiente

$$S = \frac{0.8 * 2.54 * 4200 * 142}{128,865 - 26,517} = 11.850 \text{ cm}$$

Satisfaciendo así la siguiente condición que marca el reglamento:

$$S < \frac{F_r A_v f_y}{3.5 b} = \frac{0.8 * 2.54 * 4200}{3.5 * 60} = 40.6 \text{ cm}$$

Se pondrán estribos del No. 4 con  $S = 10 \text{ cm}$  a partir de los extremos de la trabe hasta una distancia de 3 m.

A la mitad del claro:

$$A_s (+) = 48.15 \text{ cm}^2 \quad (\text{acero a tensión})$$

$$p = \frac{A_s (+)}{b * d} = \frac{48.15}{60 * 142} = 0.00565$$

Como  $p < 0.01$  entonces  $V_{cr}$  se calculará con la fórmula (6):

$$V_{cr} = 0.8 * 60 * 142 * (0.2 + 30 * 0.00565) * \sqrt{f_c}$$

$$V_{cr} = 35,621 \text{ kg}$$

Como  $h > 70 \text{ cm}$  entonces:

$$V_{cr} = 0.70 * 35,621 = 24,935 \text{ kg}$$

De los resultados del ETABS obtenemos  $V_u$ :

$$V_u = 27627 * 1.5 = 41,441 \text{ kg}$$

Sustituyendo valores en (8) se tiene:

$$S = \frac{0.8 * 2.54 * 4200 * 142}{41,441 - 24,935} = 73.4 \text{ cm} > 40.6 \text{ cm}$$

Se pondrán estribos del No. 4 con  $S = 30 \text{ cm}$  en el intervalo de la trabe que va desde los 3 a los 9 m de distancia, ya que  $V_u$  aumenta a medida que nos alejamos de la mitad del claro.

### C) Diseño por Torsión:

Generalmente los efectos de la torsión son secundarios en comparación con los de las otras solicitaciones, y es por ésto que muchas veces se desprecian en el diseño. Sin embargo, a veces la torsión puede llegar a ser demasiado importante para despreciarla o inclusive convertirse en la acción preponderante. Tal es el caso de vigas que soportan marquesinas, vigas de borde, vigas curvas, vigas con muros colados excéntricamente, etc. En la trabe que se está aquí diseñando, el efecto de torsión es importante debido a que las trabes secundarias que están semiempotradas a ambos lados de la trabe principal están librando claros muy diferentes (12.60 m y 6.85 m). Esto ocasiona que los momentos flexionantes de una trabe secundaria sean mucho mayores que los de la trabe contigua produciendo una torsión considerable en la trabe principal.

Para poder aplicar las fórmulas para torsión dadas por el reglamento se debe cumplir que  $L > 2 * h$

En nuestro caso:

$$L = 15 \text{ m} > 2 * 1.50 = 3 \text{ m} \quad \text{sí se cumple}$$

De los archivos del ETABS sabemos que:

$$T_u = 14,666 \text{ kg m} * 1.5 = 21,999 \text{ kg m}$$

El reglamento marca que si se cumplen las dos siguientes desigualdades, se necesitará refuerzo por torsión:

$$\frac{(T_u)^2}{(T_{or})^2} + \frac{(V_u)^2}{(V_{cr})^2} > 1.0 \quad \dots (9)$$

$$T_u > T_{cr} \quad \dots (10)$$

Donde:

$$T_{or} = 0.6 * F_r * \sum (x)^2 * y * \sqrt{f * c}$$

$$T_{or} = 0.6 * 0.8 * (60)^2 * 150 * \sqrt{200}$$

$$T_{or} = 3,665,642 \text{ kg cm}$$

$$T_u = 21,999 \text{ kg m} = 2,199,900 \text{ kg cm}$$

$$T_{cr} = 0.25 * T_{or} = 0.25 * 3,665,642 = 916,411 \text{ kg cm}$$

Sabemos que  $V_{cr} = 26,517 \text{ kg}$ . Sustituyendo valores en (9):

$$\left(\frac{2,199,900}{3,665,642}\right)^2 + \left(\frac{128,865}{26,517}\right)^2 = 0.3602 + 23.6168 = 23.9770 > 1.0$$

Además:

$$T_u = 2,199,900 \text{ kg cm} > 916,411 \text{ kg cm} = T_{cr}$$

Como se cumplen ambas condiciones (9 y 10) entonces sí se necesita refuerzo por torsión.

Por reglamento se debe cumplir que:

$$T_u < 1.25 * T_{cr} * \sqrt{16 - \left(\frac{V_u}{0.5 * F_r * h * d * \sqrt{f * c}}\right)^2}$$

$$T_u < 1.25 * 916,411 * \sqrt{16 - \left(\frac{128,865}{0.5 * 0.8 * 60 * 142 * \sqrt{200}}\right)^2}$$

$$T_u = 2,199,900 < 3,407,989 \text{ kg cm} \quad \text{sí se cumple}$$

i) Refuerzo transversal por torsión:

El área del refuerzo transversal se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$A_{sv} = \frac{S (T_u - T_{cr})}{F_r * \Omega * x_1 * y_1 * f_{yv}}$$

Donde:

$A_{sv}$  = área del refuerzo transversal de una rama del estribo

$x_1$  = lado menor del estribo

$y_1$  = lado mayor del estribo

y  $\Omega$  se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$\Omega = 0.67 + (0.33 * \frac{y_1}{x_1}) < 1.5$$

$$\Omega = 0.67 + 0.33 \frac{142}{52} = 1.57 > 1.5$$

como  $\Omega > 1.5$  entonces se tomará  $\Omega = 1.5$

Sustituyendo valores en:

$$\frac{A_{sv}}{S} = \frac{(T_u - T_{cr})}{F_r * \Omega * x_1 * y_1 * f_{yv}} = \frac{(2,199,900 - 916,411)}{0.8 * 1.5 * 52 * 142 * 4200}$$

$$\frac{A_{sv}}{S} = 0.03449 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Nosotros obtuvimos un refuerzo por cortante con estribos - del número 4 y separación  $S = 11.85$  cm

$$\frac{A_v}{S} = \frac{2 * 1.27}{11.85} = 0.21435 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Entonces el refuerzo transversal total de una rama es:

$$\frac{A_{stotal}}{S} = (0.5 * \frac{A_v}{S}) + \frac{A_{sv}}{S}$$

$$\frac{A_{stotal}}{S} = (0.5 * 0.21435) + 0.03449 = 0.14166 \text{ de una rama}$$

Este debe ser mayor que el refuerzo mínimo que se calcula así:

$$\frac{A_{smin}}{S} = \frac{4 Tcr - Tcr}{Fr \cdot x1 \cdot y1 \cdot fyv} = \frac{3 * 916,411}{0.8 * 1.5 * 52 * 142 * 4200} = 0.07387$$

$$\frac{A_{total}}{S} = 0.14166 > 0.07387 = \frac{A_{smin}}{S} \quad \text{si se cumple}$$

Como usamos estribos del número 4 entonces la separación de estribos será:

$$S = \frac{1.27}{0.14166} = 8.96 \text{ cm}$$

Por lo tanto, en los extremos de la trabe 1 se utilizará estribos del No. 4 con una separación  $S = 8 \text{ cm}$ .

ii) Refuerzo longitudinal por torsión:

Este se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$A_{st} = 2 * \frac{A_{sv}}{S} * (x1 + y1) * \frac{fyv}{fy}$$

$$A_{st} = 2 * 0.03449 * (52 + 142) * 1 = 13.38 \text{ cm}^2$$

Entonces por torsión se necesitan 13.38 cm<sup>2</sup> más de acero longitudinal. Se propone añadir 1 vs número 10 + 1 vs número 8 con la siguiente área:

$$A_{st} = (1 * 7.92) + (1 * 5.07) = 12.99 \text{ cm}^2$$

Para el armado de la trabe 1 ver figura 6.

#### D) Revisión por Deflexión:

Para el cálculo de la deflexión se utilizará el momento de inercia de la sección transformada agrietada.

Deflexión inmediata:

El momento de inercia se calculará como:

$$I = \frac{I1 + I2 + 2 I3}{4} \quad \dots(11)$$



Donde I3 es el momento de inercia a la mitad del claro e -  
I1 e I2 son los momentos de inercia en los extremos.

Datos:

$$A's1 = A's2 = 39.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{acero de compresión})$$

$$A's3 = 47.52 \text{ cm}^2$$

$$As1 = As2 = 62.73 \text{ cm}^2 \quad (\text{acero de tensión})$$

$$As3 = 48.15 \text{ cm}^2$$

$$Ec = 10,000 \sqrt{f'c} = 10,000 \sqrt{250} = 158,114 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2.0 * (10)^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.0 * (10)^6}{158,114} = 12.65 \approx 13$$

$$n - 1 = 13 - 1 = 12$$

Para calcular la flecha se tomará la carga muerta más una  
carga viva de 40 kg/m2 tal y como lo marca el reglamento.

Cálculo de I1 e I2:

$$n As1 = 13 * 62.73 = 815.49 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1) A's1 = 12 * 39.6 \text{ cm}^2 = 475.2 \text{ cm}^2$$

Ver figura 7 de la sección transformada agrietada 1 y 2.

Tomando momentos respecto al eje neutro:

$$n As2 (d - c) = (n - 1) A's2 (c - 8) + b c (c/2)$$

Sustituyendo valores:

$$13 * 62.73 (142 - c) = 475.2 (c - 8) + 60 (c^2/2)$$

$$115,799.6 - 815.49 c = 475.2 c - 3,801.6 + 30 (c)^2$$

$$30 (c)^2 + 1290.69 c - 119,601.2 = 0$$

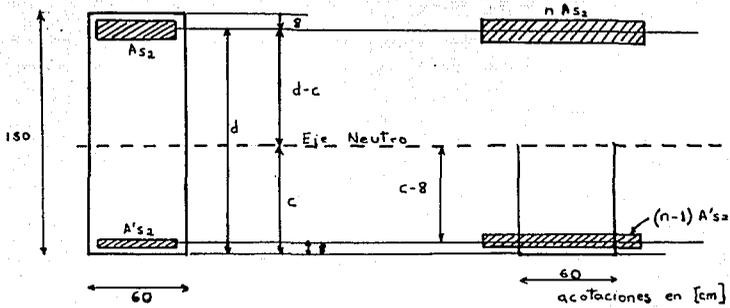
$$(c)^2 + 43.02 c - 3986.7 = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática se obtienen los siguientes valores:

$$c1 = 45.19 \quad \text{aceptable}$$

$$c2 = -88.21$$

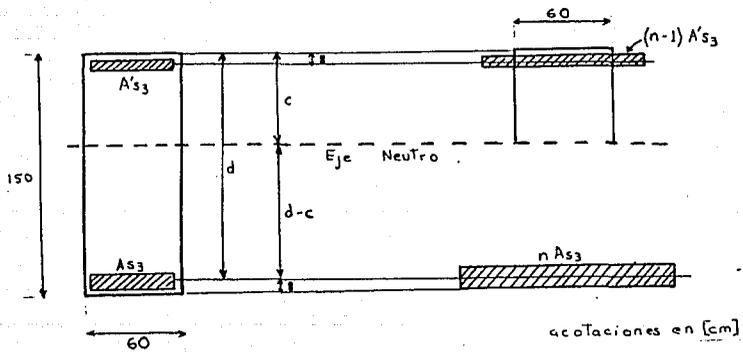
**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**



SECCION TRANSFORMADA

AGRIETADA 1 y 2

FIGURA 7



SECCION TRANSFORMADA

AGRIETADA 3

FIGURA 8

Obtención de I1 e I2:

$$I1 = I2 = n As1^*(dist 1)^2 + (n-1) A's1^*(dist 2)^2 + b(c)^3/3$$
$$I1 = 815.49*(142-45.19)^2 + 475.2*(45.19-8)^2 + \frac{60*(45.19)^3}{3}$$

$$I1 = I2 = 10,145.846 \text{ cm}^4$$

Cálculo de I3:

$$n As3 = 13 * 48.15 = 625.95 \text{ cm}^2$$

$$(n - 1) A's3 = 12 * 47.52 = 570.24 \text{ cm}^2$$

Ver figura 8 de la sección transformada agrietada 3.

Tomando momentos respecto al eje neutro:

$$n As3 (d - c) = (n - 1) A's3 (c - 8) + b c (c/2)$$

Sustituyendo valores:

$$13 * 48.15 (142 - c) = 570.24 (c - 8) + 60 * (c)^2/2$$

$$88,884.9 - 625.95 c = 570.24 c - 4,561.9 + 30 (c)^2$$

$$30 (c)^2 + 1,196.2 c - 93,446.8 = 0$$

$$(c)^2 + 39.87 c - 3,114.89 = 0$$

Resolviendo la ecuación cuadrática se obtienen los siguientes valores:

$$c1 = 39.3 \text{ cm}$$

aceptable

$$c2 = -79.2 \text{ cm}$$

Obtención de I3:

$$I3 = n As3^*(dist 1)^2 + (n - 1) A's3^*(dist 2)^2 + b(c)^3/3$$

$$I3 = 625.95*(142-39.3)^2 + 570.24*(39.3 - 8)^2 + \frac{60*(39.3)^3}{3}$$

$$I3 = 8,374,704 \text{ cm}^4$$

Por tanto sustituyendo valores en (11):

$$I = \frac{I1 + I2 + 2*I3}{4} = \frac{2*10,145,846 + 2*8,374,704}{4} = 9,260,275 \text{ cm}^4$$

La fórmula para obtener la deflexión para una trabe con extremos empotrados, con carga uniforme es la siguiente:

$$\Delta = \frac{W * (L)^4}{384 E c I} \quad \dots (12)$$

Sabemos del análisis de cargas, que  $w$  por carga muerta de la trabe 1 (incluyendo el peso propio) es el siguiente:

$$w \text{ (CM)} = 9,444 \text{ kg/m}$$

Según el reglamento, la carga viva para calcular las deflexiones diferidas equivale a 40 kg/m<sup>2</sup>. Por tanto  $w$  por carga viva reducida es la siguiente:

$$w \text{ (CVR)} = 306 \text{ kg/m}$$

Entonces:

$$w = w \text{ (CM)} + w \text{ (CVR)} = 9444 + 306 = 9750 \text{ kg/m} = 97.50 \text{ kg/cm}$$

Sustituyendo valores en (12):

$$\Delta = \frac{97.50 \text{ kg/cm} * (1,500)^4 \text{ cm}^4}{384 * 158,114 \text{ kg/cm}^2 * 9,260,275 \text{ cm}^4} = 0.8779 \text{ cm}$$

Para obtener la deflexión diferida,  $\Delta$  se multiplicará por el factor:

$$f = \frac{2}{1 + 50 p'}$$

Donde:

$$p' = \frac{A's}{b*d} = \frac{47.52}{60 * 142} = 0.0056$$

$$f = \frac{2}{1 + 50 p'} = \frac{2}{1 + 50 * 0.0056} = 1.5639$$

por lo tanto la flecha diferida será:

$$\Delta_d = \Delta * f = 0.8779 * 1.5639 = 1.3729 \text{ cm}$$

El reglamento marca que la flecha total será la suma de la deflexión inmediata más la diferida.

La  $w$  correspondiente a carga viva (350 kg/m<sup>2</sup>) es la siguiente:

$$w \text{ (CV)} = 2,677 \text{ kg/m}$$

Por tanto:

$$w = w \text{ (CM)} + w \text{ (CV)} = 9,444 + 2,677 = 12,111 \text{ kg/m} = 121.11 \text{ kg/cm}$$

Sustituyendo valores en (12):

$$\Delta_i = \frac{121.11 * (1500)^4}{384 * 158,114 * 9,260,275} = 1.0905 \text{ cm}$$

Entonces la deflexión total será:

$$\Delta_{\text{TOT}} = \Delta_d + \Delta_i = 1.3729 + 1.0905 = 2.4634 \text{ cm}$$

Comparando esta deflexión con la deflexión máxima permitida:

$$\Delta_{\text{max}} = \text{flecha máxima} = L / 480$$

$$\Delta_{\text{max}} = 1500 / 480 = 3.125 \text{ cm}$$

como  $\Delta_v = 2.46 < 3.125 = \Delta_{\text{max}}$  entonces la sección es aceptable por deflexión.

E) Revisión por Agrietamiento:

El Reglamento acepta que la sección pasa por agrietamiento si se satisface la siguiente condición:

$$f_s * \sqrt[3]{d_c * A} < 40,000 \text{ kg/cm} \quad \dots (13)$$

Donde:

$f_s$  = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio

$d_c$  = recubrimiento del concreto hasta el centro de la barra en tensión

$A$  = área de concreto a tensión que rodea al refuerzo principal de tensión

i) Para momento positivo:

$$A_s = 48.15 \text{ cm}^2$$

$$M = 157,946 \text{ kg m} = 15,794,600 \text{ kg cm}$$

$$d = \text{rec} + \frac{\beta_v}{2} + \beta_e = 4 + (3.175 / 2) + 1.27 = 6.86 \text{ cm}$$

$$A = \frac{\text{área de concreto que rodea al refuerzo de tensión}}{A_s / A_v \text{ (varilla de mayor diámetro)}}$$

$$A = \frac{6.86 * 60 * 2}{48.15/7.92} = 135.40 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{M}{0.9 * d * A_s} = \frac{15,794,600 \text{ kg cm}}{0.9 * 142 \text{ cm} * 48.15 \text{ cm}^2} = 2567 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en (13):

$$f_s * \sqrt[3]{d_c * A} = 2567 * \sqrt[3]{6.86 * 135.40} = 25,046 \text{ kg/cm}$$

Como  $25,046 \text{ kg/cm} < 40,000 \text{ kg/cm}$  entonces la sección ----  
sí pasa por agrietamiento para momento positivo.

ii) Para momento negativo:

$$A_s = 62.73 \text{ cm}^2$$

$$M = 175,177 \text{ kg m} = 17,517,700 \text{ kg cm}$$

$$d_c = 6.86 \text{ cm}$$

$$A = \frac{6.86 * 60 * 2}{62.73 / 7.92} = 103.93 \text{ cm}^2$$

$$f_s = \frac{17,517,700}{0.9 * 142 * 62.73} = 2,185 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores en (13):

$$f_s * \sqrt[3]{d_c * A} = 2185 * \sqrt[3]{6.86 * 103.93} = 19,519 \text{ kg/cm}$$

Como  $19,519 \text{ kg/cm} < 40,000 \text{ kg/cm}$  entonces la sección sí -  
pasa por agrietamiento

F) Revisión por Vibración:

La vibración es un fenómeno diferente de lo que es la ----  
resistencia de un elemento estructural. Esta tiene que ver con  
la respuesta psicológica de los humanos al movimiento. Aunque  
la vibración puede llegar a molestar a los ocupantes, general-  
mente ésta no pone en peligro la seguridad de la estructura.

Cuando una persona se mueve sobre una estructura produce -  
fuerzas sobre la misma y recibe reacciones de acuerdo a la ter-  
cera ley de Newton. Estas fuerzas activas son clasificadas --  
como cargas vivas en los reglamentos de construcción, ignorando  
su naturaleza dinámica.

Las cargas dinámicas producidas por una o varias personas se  
clasifican en dos tipos dependiendo de la duración en la que se  
produzca el movimiento. Estas dos categorías son las siguientes:

- a) Cargas Impulsivas: son las que producen vibraciones transi-  
torias como las que ocurren al levantarse, sentarse o ---  
brincar una vez.

b) Cargas Continuas: son las que producen vibraciones continuas. Como ejemplo podemos citar las cargas producidas al bailar o brincar continuamente (aerobics).

Una estructura que tiene claros libres muy grandes es más susceptible a presentar vibraciones considerables debido a que la frecuencia natural de los elementos de piso disminuye a medida que aumenta el claro. Es por esta razón que en el caso de la estructura del Centro de Convenciones, en donde se tienen claros muy grandes y las cargas dinámicas son continuas, se hizo una revisión por vibración.

Lo que se debe evitar cuando ocurre vibración es el fenómeno de resonancia. Es decir, se debe evitar que la frecuencia natural de los elementos estructurales coincida con la frecuencia de la fuerza aplicada.

Se han dado varios casos de falla estructural debidas al fenómeno de resonancia cuando se aplican cargas dinámicas debidas a la actividad humana. Como ejemplo podemos citar a la catástrofe que ocurrió el 17 de Julio de 1981 en el Hotel Hyatt Regency de Kansas City en la que perdieron la vida 114 personas y 185 más resultaron heridas. La falla se presentó en los pasillos colgantes de 36.4 m de longitud que comunicaban a dos cuerpos del hotel. Estos corredores estaban sostenidos por tres pares de tensores metálicos que dividían al pasillo en cuatro claros iguales. En el momento del colapso, se llevaba a cabo una fiesta y la gente bailaba en los pasillos provocando así una carga dinámica con una frecuencia que produjo resonancia y que ocasionó la falla en los conectores de los tensores.

Existe un método desarrollado por Allen, Rainer y Pernica (referencia 1) que nos permite evaluar el fenómeno de vibración. Para poder aplicar este método es necesario conocer la frecuencia natural correspondiente al primer modo de vibrar de los elementos estructurales.

A continuación se presentan dos formas de obtener la frecuencia natural de la trabe que se está revisando (trabe 1 de 15 m de longitud):

i) Solución empleando valores característicos:

Si nosotros consideramos que la masa de la trabe está uniformemente distribuida, obtendríamos un número infinito de modos de vibrar. Esto haría extremadamente complicada la solución al problema. Es por esta razón que lo más conveniente es idealizar la estructura, discretizando la masa de la viga. Es decir, en lugar de considerar una masa distribuida se tomarán masas concentradas en ciertos puntos, logrando así obtener un sistema con un número finito de grados de libertad.

En nuestro caso, la trabe se idealizó como un sistema de tres cargas concentradas iguales y equidistantes como se muestra en la figura 9.

Si se aplica la segunda ley de Newton se obtiene un sistema de tres ecuaciones homogéneas de segundo orden que en forma matricial se representa de la siguiente manera:

$$[M] \{\ddot{x}\} + [K_s] \{x\} = \bar{0} \quad \dots (14)$$

donde:

$[M]$  es la matriz diagonal de las masas  
 $[K_s]$  es la matriz de rigidez lineal

La matriz de rigidez lineal es aquella que relaciona solamente los desplazamientos lineales con las fuerzas aplicadas en la dirección de esos desplazamientos. Para obtener esta matriz  $[K_s]$  partamos de las tres ecuaciones básicas del análisis estructural:

$$\text{Continuidad: } \{e\} = [a] \{d\} \quad \dots (15)$$

$$\text{Ley de Hooke: } \{p\} = [k] \{e\} \quad \dots (16)$$

$$\text{Equilibrio: } \{F\} = [a]^t \{p\} \quad \dots (17)$$

Sustituyendo la ecuación (15) en (16) se obtiene:

$$\{p\} = [k] [a] \{d\}$$

y sustituyendo esta ecuación en (17):

$$\{F\} = [a] [k] [a]^t \{d\} = [K] \{d\}$$

Donde  $[K] = [a] [k] [a]^t$  es la matriz de rigidez de la estructura la cual relaciona los desplazamientos angulares y lineales con los momentos y las fuerzas aplicadas en los nudos. Esta matriz tiene la forma:

$$\begin{Bmatrix} \{M\} \\ \{F\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K11] & [K12] \\ [K21] & [K22] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\psi\} \\ \{D\} \end{Bmatrix}$$

donde:

- $[K11]$  momentos que producen giros unitarios
- $[K12]$  momentos para producir desplazamientos unitarios
- $[K21]$  fuerzas para producir giros unitarios
- $[K22]$  fuerzas para producir desplazamientos unitarios

De la forma de la matriz  $[K]$  se obtienen las dos ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned} \{M\} &= [K11]\{\psi\} + [K12]\{D\} && \dots (18) \\ \{F\} &= [K21]\{\psi\} + [K22]\{D\} && \dots (19) \end{aligned}$$

Como no se aplican momentos en los nudos entonces la ecuación (18) nos queda:

$$[K11]\{\psi\} + [K12]\{D\} = \bar{0}$$

de donde se despeja  $\{\psi\}$ :

$$\{\psi\} = - [K11]^{-1} [K12] \{D\}$$

y sustituyendo en (9) nos queda:

$$\begin{aligned} \{F\} &= - [K21] [K11]^{-1} [K12] \{D\} + [K22] \{D\} \\ \{F\} &= ( [K22] - [K21] [K11]^{-1} [K12] ) \{D\} = [K_p] \{D\} \dots (20) \end{aligned}$$

donde  $[K_p] = ( [K22] - [K21] [K11]^{-1} [K12] )$  es la matriz de rigidez lineal.

Para resolver el sistema de ecuaciones diferenciales simultáneas (14) se propone la siguiente solución:

$$\{x\} = \{y\} \cos pt$$

donde  $\{y\}$  es el vector de amplitudes

derivando se obtiene:

$$\{\dot{x}\} = - \{y\} p \sin pt$$

volviendo a derivar:

$$\{\ddot{X}\} = -\{Y\} p^2 \cos pt$$

sustituyendo en (14) se obtiene:

$$[M] \{Y\} p^2 \cos pt + [K_0] \{Y\} \cos pt = \bar{0}$$

dividiendo entre  $\cos pt$ :

$$[K_0] \{Y\} - p^2 [M] \{Y\} = \bar{0}$$

de donde:

$$[K_0] - p^2 [M] \{Y\} = \bar{0} \quad \dots(21)$$

En nuestro caso, la matriz de rigidez lineal de la trabe 1, se obtiene a partir de las siguientes matrices.

$$[K_{11}] = \begin{bmatrix} 8 & 2 & 0 \\ 2 & 8 & 2 \\ 0 & 2 & 8 \end{bmatrix} EI/L$$

$$[K_{12}] = \begin{bmatrix} 0 & 6 & 0 \\ -6 & 0 & 6 \\ 0 & -6 & 0 \end{bmatrix} EI/L^2$$

$$[K_{21}] = \begin{bmatrix} 0 & -6 & 0 \\ 6 & 0 & -6 \\ 0 & 6 & 0 \end{bmatrix} EI/L^2$$

$$[K_{22}] = \begin{bmatrix} 24 & -12 & 0 \\ -12 & 24 & -12 \\ 0 & -12 & 24 \end{bmatrix} EI/L^3$$

Obteniendo  $[K_{11}]^{-1}$ :

$$[K_{11}]^{-1} = \begin{bmatrix} 0.1339 & -0.0357 & 0.0089 \\ -0.0357 & 0.1429 & -0.0357 \\ 0.0089 & -0.0357 & 0.1339 \end{bmatrix} L/EI$$

Obteniendo  $[K21] [K11]^{-1} [K12]$ :

$$[K21] [K11]^{-1} [K12] = \begin{bmatrix} 5.1444 & 0.0000 & -5.1444 \\ 0.0000 & 9.0000 & 0.0000 \\ -5.1444 & 0.0000 & 5.1444 \end{bmatrix} EI/L^3$$

Finalmente se obtiene la matriz  $[K_p] = [K22] - [K21] [K11]^{-1} [K12]$ :

$$[K_p] = \begin{bmatrix} 18.8556 & -12.0000 & 5.1444 \\ -12.0000 & 15.0000 & -12.0000 \\ 5.1444 & -12.0000 & 18.8556 \end{bmatrix} EI/L^3$$

La masa total de la viga se calculó tomando en cuenta el peso propio de la misma, así como la carga muerta y viva del área tributaria correspondiente. De esta forma se obtuvo que:

$$M = 152.9 \text{ kg s}^2 / \text{cm}$$

Como en el modelo tomamos tres masas iguales de masa m, entonces:

$$m = M / 3 = 152.9 / 3 = 50.96 \text{ kg s}^2 / \text{cm}$$

Ahora sustituyendo valores en la ecuación (21):

$$\begin{bmatrix} 18.85 & -12.00 & 5.14 \\ -12.00 & 15.00 & -12.00 \\ 5.14 & -12.00 & 18.85 \end{bmatrix} \frac{EI}{L^3} - p^2 \begin{bmatrix} 50.96 & 0 & 0 \\ 0 & 50.96 & 0 \\ 0 & 0 & 50.96 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Hagamos ahora el siguiente cambio variable:

$$\text{Sea } \lambda = 50.96 * (p^2) * (L^3) / EI$$

Entonces obtenemos lo siguiente:

$$\begin{bmatrix} 18.855-\lambda & -12.000 & 5.144 \\ -12.000 & 15.000-\lambda & -12.000 \\ 5.144 & -12.000 & 18.855-\lambda \end{bmatrix} EI/L^3 = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Que se resuelve como un problema de valores característicos, es decir:  $\text{Det}(K_p - \lambda I) = 0$

Resolviendo el determinante por la técnica de menores se obtiene que:

$$\begin{aligned} & (18.855-\lambda) * ((15-\lambda) (18.855-\lambda) - 12^2) \\ & - (-12) * (-12(18.855-\lambda) + 12(5.144)) \\ & + 5.144 * ((-12)^2 - 5.144 (15-\lambda)) = 0 \end{aligned}$$

Efectuando operaciones se llega al siguiente polinomio - característico:

$$\lambda^3 - 52.711 \lambda^2 + 606.737 \lambda - 987.206 = 0$$

y sus raíces son:

$$\lambda_1 = 1.9430$$

$$\lambda_2 = 13.711$$

$$\lambda_3 = 37.057$$

La primera raíz es la que corresponde al primer modo de vibrar y es la que en este caso nos interesa.

Despejando  $p^2$  de la ecuación (22) se obtiene:

$$p^2 = (\lambda_1 * EI) / (50.96 * L^3)$$

Nota aclaratoria: para el momento de inercia de la trabe (I = 16,875,000 cm<sup>4</sup>) no se está tomando en cuenta la contribución de la losa, por lo que se está siendo conservador en esta revisión por vibración.

Sustituyendo valores se obtiene:

$$p^2 = (1.9430 * 158,114 * 16,875,000) / (50.96 * (1500/4)^3)$$

$$p^2 = 1929.1352$$

de donde:

$$p = 43.922$$

y como la frecuencia se define de la siguiente manera:

$$f_0 = p / 2 * \text{Pi}$$

sustituyendo valores se encuentra que:

$$f_0 = 43.992 / 2 * 3.14 = 7.005 \text{ hertz}$$

ii) Segundo método para encontrar la frecuencia:

Este método se basa en aplicar la siguiente fórmula:

$$f_0 = \frac{1}{2 * \text{Pi}} \sqrt{\frac{\text{rigidez}}{\text{masa}}} \quad \dots(23)$$

El problema con este método es que no se puede valuar el valor de la rigidez de una manera precisa. Si nosotros evaluamos la fuerza que se necesita para obtener un desplazamiento unitario, podemos tener la rigidez de una manera aproximada.

Se sabe que la deflexión de una viga empotrada se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$d = (w * L^4) / 384 EI \quad \dots(24)$$

Donde w es la carga uniformemente repartida a lo largo de la viga. Por lo tanto el peso total que carga la viga es:

$$W = w * L \quad \dots(25)$$

Despejando w de (25) y sustituyendo (24) se obtiene:

$$d = (W * L^3) / 384 EI$$

Despejando W/d se obtiene:

$$W/d = 384 EI / L^3 \quad \dots(26)$$

Si suponemos que d = 1 y sustituimos valores en (26) -- podemos encontrar el valor de rigidez buscado:

$$\text{Rigidez} = W/d = (384 * 158,114 * 16,875,000) / (1500^3)$$

$$\text{Rigidez} = 303,579 \text{ kg/cm}$$

Sustituyendo valores en (23) encontramos que la frecuencia natural de la viga es:

$$f_0 = \frac{1}{2 * \pi} \sqrt{\frac{303,579}{152.9}} = 7.092 \text{ hertz}$$

que es muy parecida a la obtenida con el método anterior.

Ahora que ya hemos encontrado la frecuencia natural de la viga pasemos a verificar si ésta pasa la revisión por vibración. Llamemos f a la frecuencia de la fuerza actuante.

Si  $f_0 = f$ , entonces se presentará el fenómeno de resonancia. Generalmente en las estructuras bien diseñadas se cumple la relación siguiente:  $f_0 > 1.3 f$ . Si éste es el caso, Allen, Rainer, y Pernica proponen la siguiente fórmula para calcular la máxima aceleración (como porcentaje de la gravedad) que se produciría al aplicar las fuerzas actuantes:

$$\frac{a \text{ max}}{g} = \frac{F}{(f_0 / f)^2 - 1} + \frac{\alpha W_p}{W} \quad \dots (27)$$

donde:

F es un factor que toma en cuenta que la masa y la fuerza dinámica no están concentradas en el mismo lugar. Si la masa y la fuerza están distribuidas  $F = 1.3$

$W_p$  es el peso de la gente (carga viva)

W es la carga muerta

$\alpha$  es el factor de carga dinámica. Para el caso de un ---- salón donde se cena y baila se puede tomar el siguiente valor:

$$\alpha = 0.35$$

De los resultados del ETABS sabemos que la carga muerta total del nivel de convenciones (15.90) es de 3,100,125 kg. Si dividimos esto entre el área obtendremos así la carga muerta por metro cuadrado.

$$W = 3,100,125 \text{ kg} / 39.65 * 47.0 \text{ m}^2 = 1664 \text{ kg/m}^2$$

La carga viva es:

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

Las actividades de baile y cena producen una carga dinámica de tipo senoidal ( $\alpha W_p * \text{sen } 2 * \text{Pi} * f * t$ ) con una frecuencia que va de 1.5 a 3 hertz. Tomemos el valor de frecuencia promedio  $f = 2.25$  hertz. Sustituyamos valores en la ecuación (27):

$$\frac{a \text{ max}}{g} = \frac{1.3}{(7/2.25)^2 - 1} + \frac{0.35 * 350}{1664} = 0.0110$$

Si nosotros fijamos en la figura (10) y localizamos en punto para  $f_0 = 7$  hertz y  $a_{\text{max}}/g = 0.0110$  podremos apreciar que la vibración que se podría presentar no alcanza a molestar a la gente. Por lo que se concluye que la viga pasa satisfactoriamente la revisión por vibración.

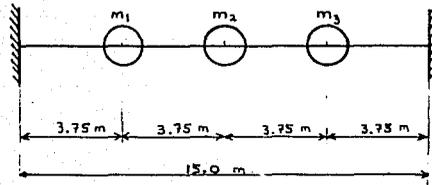


FIGURA 9

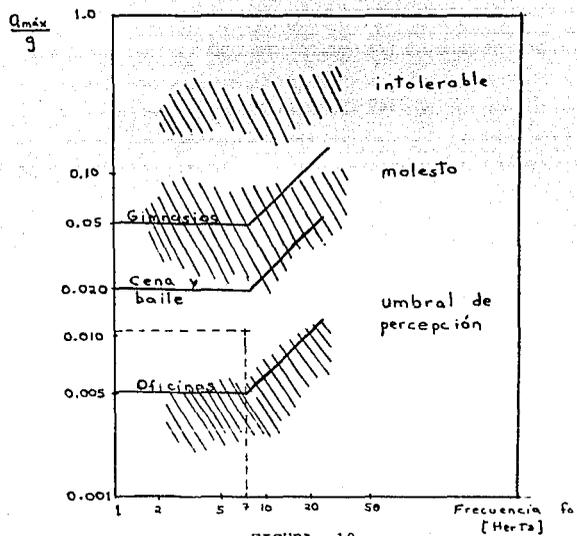


FIGURA 10

### 3.- DISEÑO DE LOSA DE CONCRETO

A manera de ejemplo se diseñará una losa típica del Centro de Convenciones cuyas dimensiones son las siguientes:

Claro corto =  $a_1 = 4.0$  m

Claro largo =  $a_2 = 6.85$  m

Por lo tanto la relación claro corto a claro largo es:

$$m = a_1 / a_2 = 4.0 / 6.85 = 0.58 > 0.5$$

Como  $m > 0.5$  las franjas centrales tendrán un ancho -- igual a la mitad del claro perpendicular a ellas, y cada franja extrema igual a la cuarta parte del mismo (ver figura 11).

El reglamento señala que podrá omitirse el cálculo de - deflexiones en la losa si el peralte efectivo (p) cumple la - siguiente condición:

$$p = \text{perímetro} / 300 \quad \dots(1)$$

Por ser  $f_s > 2000$  y  $w > 380$  kg/m<sup>2</sup> este peralte se verá incrementado por el siguiente factor (f):

$$f = 0.034 f_s * w \quad \dots(2)$$

donde:

$$f_s = 0.6 * f_y = 0.6 * 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \text{C.M.} + \text{C.V.} = 720 + 350 = 1070 \text{ kg/m}^2$$

Sustituyendo en (2) se obtiene:

$$f = 0.034 * 2520 * 1070 = 1.378$$

Por lo tanto el peralte mínimo es:

$$p_{\text{min}} = 1.378 * 2(685 + 400) / 300 = 9.97 \text{ cm}$$

Por consiguiente se tomará como peralte efectivo:

$$p_{\text{ef}} = 12.0 \text{ cm} > p_{\text{min}}$$

Si a esto le añadimos 3 cm de recubrimiento tendremos - una losa de 15 cm de peralte.

A) Revisión de la losa por cortante:

Para la revisión de la losa por cortante se supone que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$v = \frac{(a_1/2 - d) w}{1 + (a_1/a_2)^6} \quad \dots (3)$$

Sustituyendo valores se obtiene:

$$v = \frac{(4.0/2 - 0.12) 1070}{1 + (4.0/6.85)^6} = 1935 \text{ kg}$$

Cuando haya bordes continuos y discontinuos,  $V$  se incrementa en 15%, es decir:

$$V = 1.15 * 1935 = 2225 \text{ kg}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{F^*c} \quad \dots (4)$$

Sustituyendo valores se obtiene:

$$V_{cr} = 0.5 * 0.8 * 100 * 12 * \sqrt{200} = 6788 \text{ kg} > 2225 \text{ kg} = V$$

Como la fuerza cortante resistente es mayor que la fuerza actuante, se concluye que la losa sí pasa la revisión por cortante.

B) Revisión por flexión:

Para el diseño de la losa por flexión se tomarán los coeficientes de momentos para tableros rectangulares de la tabla 4.1 de las "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Se supone que la losa será colada monolíticamente con sus apoyos. Se revisará un tablero de borde con un lado largo discontinuo.

Para  $m = 0.6$  viendo en la tabla antes mencionada, se obtienen los siguientes coeficientes de momentos para franjas

centrales (nota: para franjas extremas estos coeficientes se multiplican por 0.6):

Momento:	Claro:	Coficiente:
Negativo en bordes interiores	corto	514
	largo	442
Negativo en bordes discontinuos	corto	321
	largo	285
Positivo	corto	285
	largo	142

Para obtener los momentos actuantes por unidad de ancho se utiliza la siguiente fórmula:

$$M = \text{Coficiente} * 10^{(-4)} * w * a^2 \quad \dots (5)$$

Para obtener el área de acero por flexión, se aplican las mismas fórmulas que se usaron para el diseño de vigas --- (ecuaciones (4) y (5) de la sección de vigas). Tomemos como ejemplo el caso de momento negativo en bordes interiores de la franja central del claro corto. Sustituyendo valores en (5) se obtiene:

$$M = 514 * 10^{(-4)} * 1070 * (4.0)^2 = 880 \text{ kg m}$$

de donde:

$$Mu = M * F.C. = 880 * 1.5 = 1320 \text{ kg m} = 132,000 \text{ kg cm}$$

obteniendo el valor de K:

$$k = \frac{Mu}{Fr b d^2 f''c} = \frac{132,000}{0.9 * 100 * (12^2) * 170} = 0.0599$$

Sustituyendo en la ecuación (4) de la sección de vigas se obtiene:

$$q = 1 - \sqrt{1 - 2k} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0599} = 0.0618$$

Sustituyendo en la ecuación (5) del capítulo de vigas obtenemos la siguiente área de acero:

$$As = (f''c/fy) b d q = (170/4200) * 100 * 12 * 0.0618 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por lo tanto se usarán para momento negativo en claro -

corto varillas del No. 3 a cada 15 cm, lo que nos dá un área - de acero de 4.73 cm<sup>2</sup>/m > 3.00 cm<sup>2</sup>/m.

En la siguiente tabla se pueden observar los diferentes coeficientes, así como los momentos (M), momentos últimos (Mu), y áreas de acero respectivas:

Momento:	Claro:	Coef:	M:	Mu:	As:
			(kg m / m)		(cm <sup>2</sup> / m)
Neg. en bordes int.	corto	514	880	1320	3.0
	largo	442	757	1135	2.57
Neg. en bordes disc.	corto	321	550	824	1.85
Positivo	corto	285	488	732	1.64
	largo	142	243	365	0.81

Tomando en cuenta estos resultados y la cantidad de -- acero mínimo por cambios volumétricos (de 0.2 por ciento) se -- propuso el siguiente armado para la losa: para momento negativo en ambos sentidos se usarán varillas del No. 3 a cada 15 cm. Para momento positivo se colocarán varillas del No. 3 a cada - 20 cm en el sentido corto y a cada 30 cm en el sentido largo - (ver figura 11).

#### C) Revisión por Vibración:

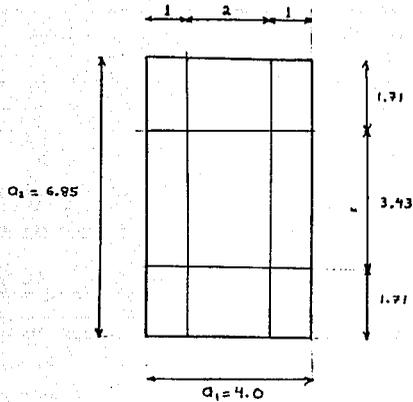
En Israel, Rachel Becker ha desarrollado un método para evaluar el fenómeno de vibración en losas de concreto sujetas a cargas dinámicas provocadas por pisadas. Este método consiste en los siguientes pasos (ver referencia 2).

i) Evaluar la frecuencia natural mínima (f) del sistema de piso. Para ésto se propone la siguiente ecuación:

$$f = \frac{\pi * (a^2 + b^2)}{2 * a^2 * b^2} * \sqrt{\frac{D}{m}} \quad \dots (6)$$

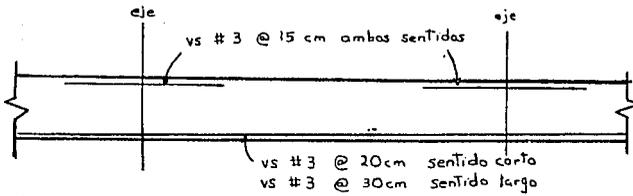
donde:

- a = dimensión menor de la losa
- b = dimensión mayor de la losa
- m = masa por unidad de área, incluyendo 33% de la carga viva



Esc. 1:100  
acotaciones en [m]

FRANJAS DE LOSA TIPICA  
FIGURA 11a



ARMADO TIPICO DE LOSA  
FIGURA 11b

y D se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$D = (E * h^3) / (12 * (1 - \nu^2)) \quad \dots(7)$$

donde:

h = espesor de la losa  
E = módulo de elasticidad  
 $\nu$  = módulo de Poisson

Sustituyendo valores en (7) se obtiene:

$$D = (158,114 * 15^3) / (12 * (1 - 0.15^2)) = 45,493,159 \text{ kg cm}$$

Obteniendo el valor de la masa por unidad de área nos queda:

$$W = 720 + 0.33 * 350 = 836 \text{ kg/m}^2 = 0.0836 \text{ kg/cm}^2$$
$$m = W/g = 0.0836/981 = 8.522 * 10^{-5} \text{ (kg s}^2) / \text{(cm}^2\text{)}$$

Sustituyendo valores en (6):

$$f = \frac{\text{Pi} * (400^2 + 685^2)}{2 * 400^2 * 685^2} * \frac{45,493,159}{8.522 * 10^{-5}} = 9.03 \text{ hertz}$$

ii) Obtener el coeficiente de amortiguamiento del sistema de piso y la máxima deflexión de la losa:

Para este tipo de losas el coeficiente de amortiguamiento, según el autor, varía de 6 a 12%. La máxima deflexión -- bajo carga estática localizada a la mitad del claro se calcula mediante la siguiente ecuación propuesta por Timoshenko (Ref. 21)

$$X = \gamma * P * a^2 / D \quad \dots(8)$$

en donde:

$\gamma$  es un factor que depende de la relación b/a. En nuestro caso  $\gamma = 0.0155$

P es la carga típica impulsiva máxima debido a pisadas humanas. Según el autor, P = 3000 N = 305 kgf.

Sustituyendo valores en (8):

$$X = 0.0155 * 305 * 400^2 / 45,493,159 = 0.016 \text{ cm}$$

iii) Obtener con los valores de f y X el valor del -

factor de amplificación máxima  $\alpha_{din}$  mediante la figura (12).

El valor de  $\alpha_{din}$  para  $f = 9.03$  hertz y  $\mu = 6\%$  es el siguiente:

$$\alpha_{din} = 1.0$$

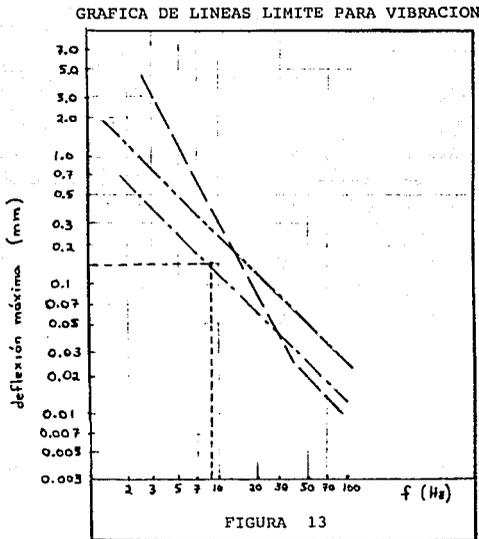
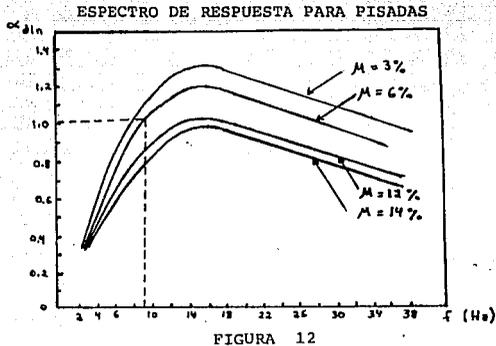
Multiplicando la deflexión máxima por este factor se obtiene el valor  $X_{max}$ :

$$X_{max} = \alpha_{din} * X = 1.0 * 0.016 = 0.016 \text{ cm} = 0.16 \text{ mm}$$

iv) Entrar con los valores de  $X_{max}$  y  $f$  a la figura (13) donde se marcan los límites de vibración.

Como se podrá observar al entrar a la figura (13) con los valores de  $X_{max} = 0.16$  mm y  $f = 9.03$  hertz nos encontramos casi en el límite para vibraciones transitorias para el caso de casas y hospitales (en donde se supone que las vibraciones deben ser mínimas). Se podrá observar también que el punto localizado se encuentra por abajo del límite para vibraciones transitorias para oficinas y escuelas y del límite para vibraciones continuas en estructuras industriales. Por desgracia en esta figura no aparece un límite de vibración para lugares en donde se cene y baile como es el Centro de Convenciones, sin embargo este análisis nos sirve de guía para saber de que orden se encuentran las vibraciones.

El autor de este método resalta la necesidad de realizar más investigaciones sobre todo en lo que respecta a vibración de losas sujetas a cargas dinámicas, no sólo provocadas por pisadas humanas, sino por actividades humanas más complejas como son el bailar, brincar, o hacer aerobics.



- — — — — VIBRACION CONTINUA EN ESTRUCTURAS INDUSTRIALES
- — — — — VIBRACION TRANSITORIA EN CASAS Y HOSPITALES
- — — — — VIBRACION TRANSITORIA EN OFICINAS Y ESCUELAS

#### 4.- DISEÑO DE MUROS DE CONCRETO

Para el diseño de los muros del Centro de Convenciones se siguieron las especificaciones del Reglamento del Distrito Federal 87. Estos muros se diseñaron para resistir fuerzas horizontales en su plano sin cargas verticales de consideración. A manera de ejemplo se diseñará el muro 1 del nivel 2.00 m al 6.30 m sobre el eje G1 entre los ejes 27a y 27 que está restringido lateralmente por dos columnas.

Según el Reglamento, en este tipo de muros se debe cumplir la siguiente relación:

$$L / t < 70 \quad \dots (1)$$

donde:

L es la longitud horizontal del muro  
t es el espesor del muro. Se debe cumplir que  $t > 13$  cm  
En nuestro caso  $L = 800 - (2 \cdot 35) = 730$  cm y  $t = 20$  cm

Sustituyendo valores en (1) nos queda:

$$730/20 = 36.5 < 70$$

Por lo tanto, sí se cumple la condición (1):

#### A) Diseño por flexión y flexocompresión:

El Reglamento marca que si se cumplen las siguientes dos condiciones:

$$P_u < 0.2 \cdot F_r \cdot t \cdot L \cdot f'_c \quad \dots (2)$$

$$P = A_s / (t \cdot d) < 0.008 \quad \dots (3)$$

Entonces la resistencia de muros a flexión en su plano - se podrá calcular mediante la siguiente ecuación:

$$M_r = F_r \cdot A_s \cdot f_y \cdot z \quad \dots (4)$$

donde z es el brazo del par interno.

Los elementos mecánicos máximos obtenidos del ETABS son los siguientes:

$$\begin{aligned}
 P &= 324,969 \text{ kg} \\
 M &= 604,017 \text{ kg m} \\
 V &= 110,520 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Como la condición de carga corresponde a una de tipo - accidental (viento), éstos valores se multiplicarán por F.C. = 1.1:

$$\begin{aligned}
 P_u &= 324,969 * 1.1 = 357,466 \text{ kg} \\
 M_u &= 604,017 * 1.1 = 664,419 \text{ kg m} \\
 V_u &= 110,520 * 1.1 = 121,572 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Sustituyendo valores en la condición (2) se obtiene:

$$0.2 * 0.8 * 20 * 730 * 250 = 584,000 \text{ kg} > 357,466 \text{ kg}$$

Por lo tanto sí se cumple la condición (2). Suponiendo que la condición (3) se cumple, podemos afirmar que:

$$A_s < 0.008 * t * d \quad \dots(5)$$

Donde d es el peralte efectivo del muro en la dirección de la flexión (en nuestro caso d = 425 cm). Sustituyendo valores en (5) se obtiene:

$$A_s < 0.008 * 20 * 425 = 68 \text{ cm}^2$$

Para conocer el valor del brazo de palanca z, el Reglamento marca que debemos conocer entre que rango de valores se encuentra la relación H/L, donde H es la altura total del muro. En nuestro caso H/L = 430/730 = 0.59.

Como  $0.5 < H/L = 0.59 < 1.0$  entonces el valor de z se -- calculará mediante la siguiente ecuación:

$$z = 0.4 (1 + H/L) * L \quad \dots(6)$$

Sustituyendo valores:

$$z = 0.4 (1 + 0.59) * 730 = 464.28 \text{ cm}$$

Si ahora despejamos  $A_s$  de (4) obtenemos:

$$A_s = M_r / (F_r * f_y * z) \quad \dots(7)$$

Sustituyendo valores:

$$A_s = (664,419 * 100) / (0.8 * 4200 * 464.28) = 42.59 \text{ cm}^2 < 68 \text{ cm}^2$$

Así podemos ahora encontrar el porcentaje de acero  $p$  y comprobar que se cumple (3):

$$p = A_s / t d = 42.59 / (20 \cdot 425) = 0.005$$

Cumpléndose que:

$$p_{\min} = 0.0026 < p = 0.005 < 0.008$$

De acuerdo con los cálculos anteriores se propone el siguiente armado por flexión en ambas caras del muro: varillas del No. 4 en el sentido vertical a cada 30 cm., y varillas del No. 3 a cada 40 cm en el sentido horizontal. En los extremos de los muros se propone un armado de 8 varillas del No. 8 (ver figura 14).

B) Diseño por Cortante:

Para el diseño de muros por cortante existe una limitación para  $V_u$  que se expresa con la siguiente condición:

$$V_u < 2 \cdot F_r \cdot L \cdot t \cdot \sqrt{f \cdot c} \quad \dots (8)$$

Sustituyendo valores se puede observar que sí se cumple la condición:

$$V_u = 121,572 < 2 \cdot 0.7 \cdot 730 \cdot 20 \cdot \sqrt{200} = 289,065 \text{ kg}$$

El Reglamento señala que si  $H/L$  es menor de 1.5, la fuerza cortante que toma el concreto se puede calcular mediante la siguiente expresión:

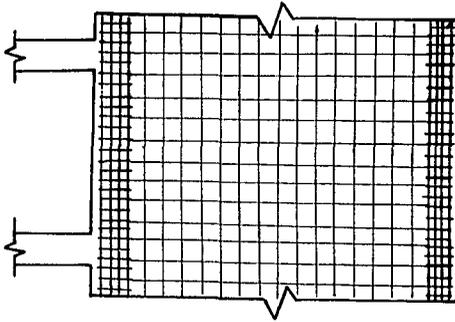
$$V_{cr} = 0.85 \cdot F_r \cdot \sqrt{f \cdot c} \cdot t \cdot L \quad \dots (9)$$

Sustituyendo valores obtenemos:

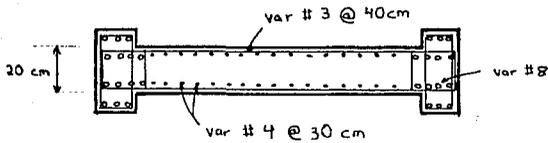
$$V_{cr} = 0.85 \cdot 0.7 \cdot \sqrt{200} \cdot 20 \cdot 730 = 122,853 \text{ kg}$$

Como  $V_{cr} = 122,853 \text{ kg} > V_u = 121,572 \text{ kg}$ , entonces se concluye que no se necesita refuerzo por cortante.

ARMADO TIPICO DE MUROS



ELEVACION



PLANTA

FIGURA 14

#### IV.- DISEÑO ESTRUCTURAL: ACERO.

## 1.- MODELO MATEMATICO

Por requerimientos arquitectónicos en el nivel de conven ciones se debía disponer una área muy grande libre de columnas. Para solucionar estructuralmente esta necesidad se recurrió al uso de armaduras de acero librando claros de 39.5 m. Las arma duras son frecuentemente usadas por su gran rigidez y poco -- peso. Los elementos que forman la armadura sólo trabajan a - fuerza axial, lo que simplifica mucho el diseño y permite obte ner secciones más ligeras.

En la casa de máquinas se colocarán cuatro armaduras en dirección de los 39.95 m (lado menor), y en los ejes restantes se colocarán muros piñón (ver figura 15). Los muros piñón son muros de mampostería que cuentan con dadas y castillos para -- transmitir la carga vertical, pero está debidamente separado - de la estructura para no modificarle su rigidez (ver figura 16).

Las cabinas de proyecciones y el nivel que alojará los - sistemas de ventilación están estructurados con elementos de - acero. El diseño de los elementos se hizo en forma local, se diseñaron sin hacer un análisis mediante el ETABS o SAP ya que la mayoría están articulados en sus extremos. Las cargas que estos elementos producen sobre la estructura sí fueron conside radas en el modelo del ETABS.

### A) Cargas y Combinaciones de carga:

Como se ha indicado con anterioridad, el techo del cuerpo de casa de máquinas se hará con losacero. La carga uniforme - mente distribuida por carga muerta es de 360 kg/m<sup>2</sup> y la carga viva de azoteas es de 100 kg/m<sup>2</sup>, estas cargas distribuidas -- fueron calculadas en el capítulo de cargas. La razón de usar losacero en la azotea y la zona de cabinas, es la de tratar de reducir la carga de la armadura lo más posible.

El sistema de piso a base de losacero no resulta económi co para claros muy grandes. Esto se debe a que para claros - muy grandes el calibre de la lámina es muy grueso, el peralte

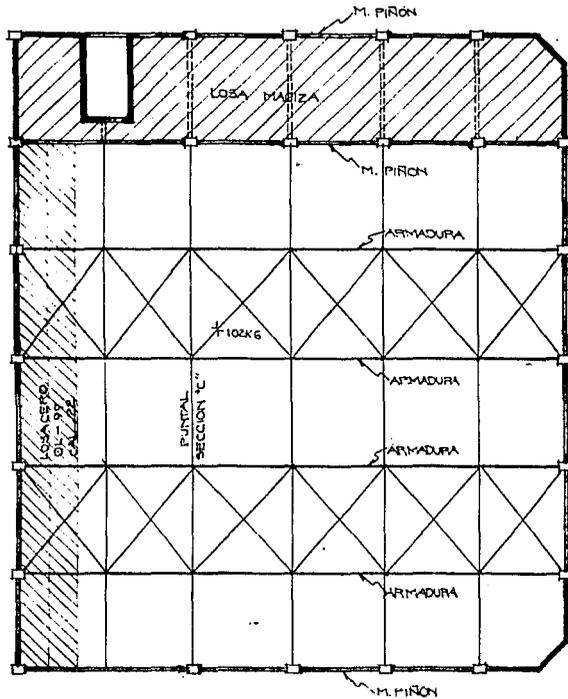


FIGURA 15 ESTRUCTURACION DE NIV. + 21.10

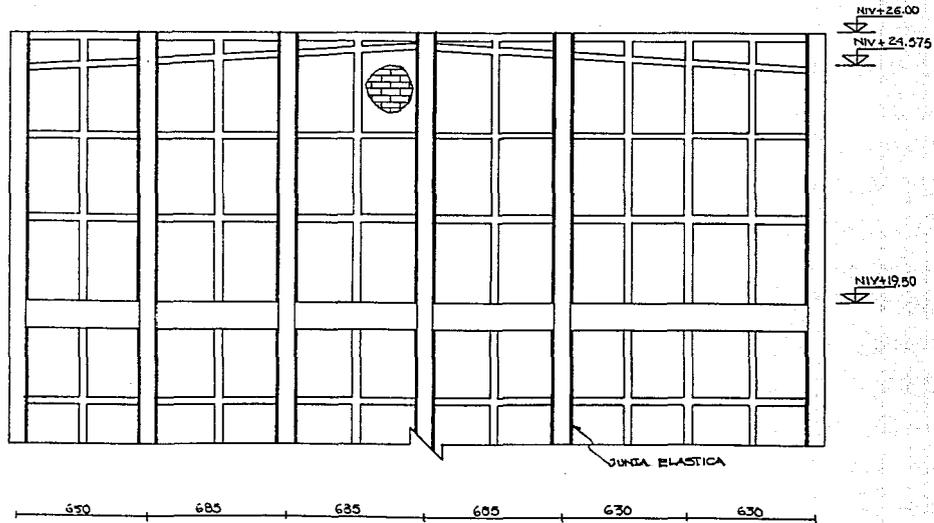


FIGURA 16 MURO PIÑON

del concreto aumenta, y por consiguiente su peso, y la losa - tiene que ser apuntalada durante el colado. Por esta razón se colocarán vigas en cada nudo de la armadura al nivel de la -- cuerda superior.

i) Diseño de las vigas secundarias del techo.

Las vigas secundarias estarán conectadas a cortante en - sus extremos, y se colocarán en cada nudo para no provocar -- momentos flexionantes en la cuerda superior de la armadura. En el caso más desfavorable, el ancho tributario de estas vigas es de 2.29 m. La carga uniforme de las vigas es de:

$$w = 2.29 \cdot (360 + 100) = 1,053.4 \text{ kg/m}$$

y al tratarse de una viga articulada en sus extremos, el momento máximo es:

$$M_{\text{máx}} = (w \cdot L^2) / 8 = (1,053.4 \cdot 8^2) / 8 = 8,427.2 \text{ kg m}$$

El esfuerzo por flexión máximo es de, suponiendo que la sección es compacta:

$$F_{bx} = 0.66 \cdot F_y = 0.66 \cdot 2530 = 1670 \text{ kg/cm}^2$$

y la viga tendrá que tener un módulo de sección cuando menos de:

$$S_x = M_x / F_{bx} = 842,720 / 1670 = 504.62 \text{ cm}^3$$

Proponiendo una sección "I", buscando en el manual IMCA alguna sección con este módulo de sección o mayor, encontramos:

Sección IR 254\*44.8

$$A = 57 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 7,076 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 531 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 11.1 \text{ cm}$$

$$I_y = 695 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 94 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 3.5 \text{ cm}$$

Revisando por cortante:

$$\begin{aligned} F_v &= w \cdot L / (2 \cdot A_w) = 10.53 \cdot 800 / (2 \cdot 31 \cdot 0.58) \\ &= 234.3 \text{ kg/cm}^2 < 0.4 \cdot F_y = 1,012 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

donde:

$$A_w = d \cdot t_w \text{ (área del alma).}$$

Finalmente, la fuerza que estas vigas transmiten al nudo de la armadura es de:

$$R_1 = (1053.4 + 44.8) \cdot 8 = 8,785.6 \text{ kg}$$

ii) Fuerzas de viento:

En el análisis de una armadura las fuerzas de viento pueden jugar un papel importante, sobre todo por su poco peso. La acción del viento sobre una armadura presenta efectos de succión que pueden contrarrestar su peso propio y causar inversión en los signos de los elementos mecánicos. Para el análisis de la armadura se emplearon las mismas combinaciones de carga usadas en el ETABS.

El análisis por viento se hizo en dos direcciones: viento perpendicular a la armadura, y viento paralelo a la armadura. En el capítulo de cargas se demuestra que la presión está dada por la fórmula:

$$P = 295 \cdot C \quad \text{en kg/m}^2$$

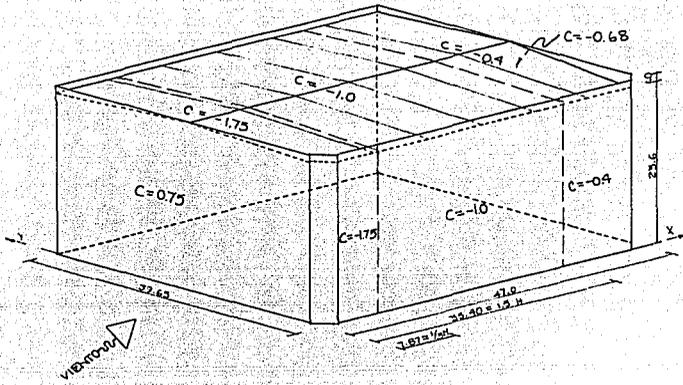
Debido a la poca pendiente del techo (2.94 grados), éste puede ser considerado como horizontal para el cálculo de las fuerzas de viento. Cuando el viento actúa en forma perpendicular a la armadura (viento en X), en toda la armadura se presenta el mismo coeficiente de succión C, el cual para el caso más desfavorable es de (en la armadura extrema):

$$C = (-1.75 + (-1.0))/2 = -1.375$$

La presión para el viento en X es:

$$P = 295 \cdot (-1.375) = -405.63 \text{ kg/m}^2$$

Al contrario del viento en X, las presiones para el viento en Y no son constantes, éstas varían tal y como se muestra en la figura 17. Multiplicando el área tributaria de cada nudo por su presión correspondiente para cada dirección, se obtienen las fuerzas del viento sobre la armadura. Nótese, que para el



ACOTACIONES EN M.

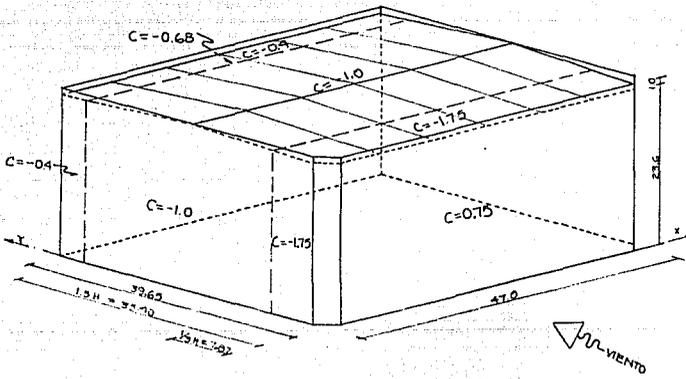


FIGURA 17 COEFICIENTE DE EMPUJE

caso de un techo, la combinación de carga con el viento en -X ó -Y, no puede ser obtenida con un simple cambio en la dirección de las fuerzas, pues éstas siempre deben ser ascendentes. El viento en -Y tiene las mismas fuerzas que el viento en --- dirección de Y, pero en nudos opuestos; por otra parte, debido a la simetría de las fuerzas del viento en X, las fuerzas de viento en X y -X resultan idénticas.

iii) Cargas de los niveles de ventilación y cabinas.

Además de las cargas antes mencionadas, la armadura recibe la descarga de el nivel donde se alojarán los sistemas de ventilación, y la fuerza de un tensor que sostiene la mitad de la cabina de proyecciones (ver figura 18). La fuerza en los tensores es de 21,367 kg, pero ésta no coincide con los nudos de la armadura. Esta fuerza dista 7.1 m del extremo de la armadura.

En el nivel del equipo de ventilación la carga muerta es de 430 kg/m<sup>2</sup>, la viva de 250 kg/m<sup>2</sup>, y la carga del equipo es de 150 kg/m<sup>2</sup>, lo que hace un total de 830 kg/m<sup>2</sup>. En este nivel existen traveses de 8 m de claro que transmiten la carga a la armadura. Estas vigas tienen un ancho tributario de 2.1 m. La descarga de una de estas vigas a la armadura es de:

$$R = 830 \cdot 2.1 \cdot 8 / 2 = 6,972 \text{ kg}$$

pero como a cada lado de la armadura llega una trabe descargando R, la fuerza en el nudo es 2\*R.

B) Análisis de la armadura.

Para llevar a cabo el análisis de la armadura se empleó el programa SAP. Este programa se basa en los mismos principios, pero permite modelar estructuras de forma irregular con mayor facilidad que el ETABS. En los datos suministrados al programa se hizo la distinción entre carga muerta y carga viva, para que al analizar ante cargas de viento sólo se considerara la carga muerta.

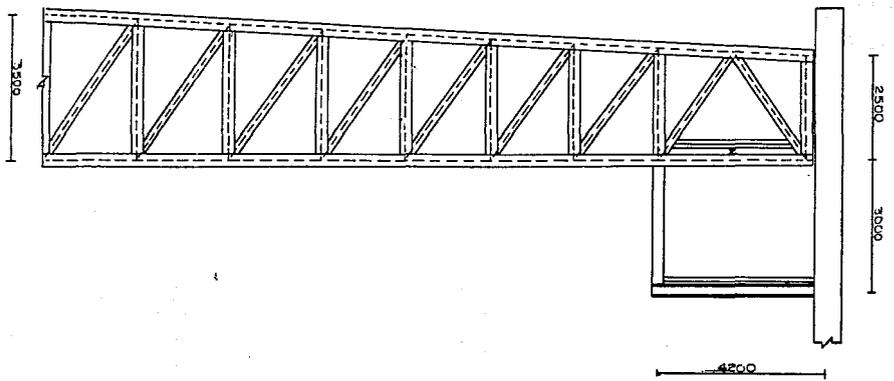


FIGURA 18 ESTRUCTURACION EN ZONA DE CABINAS Y VENTILACION

Como ya se ha comentado, la armadura en el ETABS se ---  
modeló como una viga simplemente apoyada en sus extremos. Esto  
implica que la armadura no transmite momento a las columnas -  
que la soportan. Esto se logra si el modelo del SAP de la --  
armadura tiene articulaciones en sus 2 nudos inferiores extre-  
mos. En la figura 19 se muestran las condiciones de apoyo de  
la armadura para la modelación en el ETABS y en el SAP.

Los elementos de las armaduras trabajan exclusivamente a  
fuerza axial. Para que el modelo refleje esto todos los ele-  
mentos están articulados en sus extremos. Como los elementos  
sólo trabajan a fuerza axial siempre se busca que estos trabajen  
a tensión, para obtener secciones más ligeras.

La cuerda inferior de la armadura es horizontal, mientras  
que la cuerda superior dista de la inferior 2.5 m en los extrem-  
mos, y 3.5 m al centro. Debido a que en uno de los extremos -  
de las armaduras habrá otro nivel, se tiene que dejar un pasillo  
para la circulación del personal. Para dejar este pasillo --  
tuvo que suprimirse un montante, y cambiar la colocación de -  
una de las diagonales. La armadura está formada por secciones  
"I", la mayoría de ellas hechas a partir de placas, con los -  
patines verticales para facilitar las conexiones. En la figura  
20 se presenta la geometría de la armadura y las secciones de  
sus elementos.

De la corrida del SAP se obtuvieron los elementos mecáni-  
cos con los que se diseñó la armadura. Entre los datos repor-  
tados estaban los desplazamientos de cada uno de los nudos.  
En las figuras 21 y 22 se puede ver a la armadura deformada -  
bajo la acción de cargas verticales y viento, respectivamente.  
En cada una de ellas se han marcado los 3 desplazamientos más  
importantes.

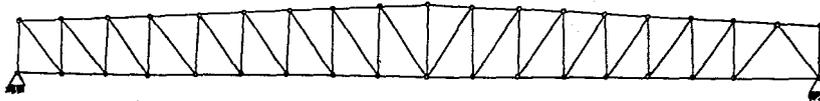
C) Viga equivalente para análisis con ETABS

Una vez que el diseño de la armadura quedó concluido, sus  
propiedades más importantes fueron asignadas a unas vigas equil-  
valentes en el ETABS. Las vigas equivalentes se consideraron



VIGA EQUIVALENTE EN ETABS

- 116 -



MODELO DE LA ARMADURA EN SAP

FIGURA 19 COMPARACION DE LOS MODELOS DE LA ARMADURA USADOS

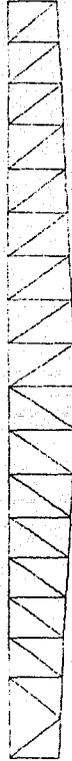
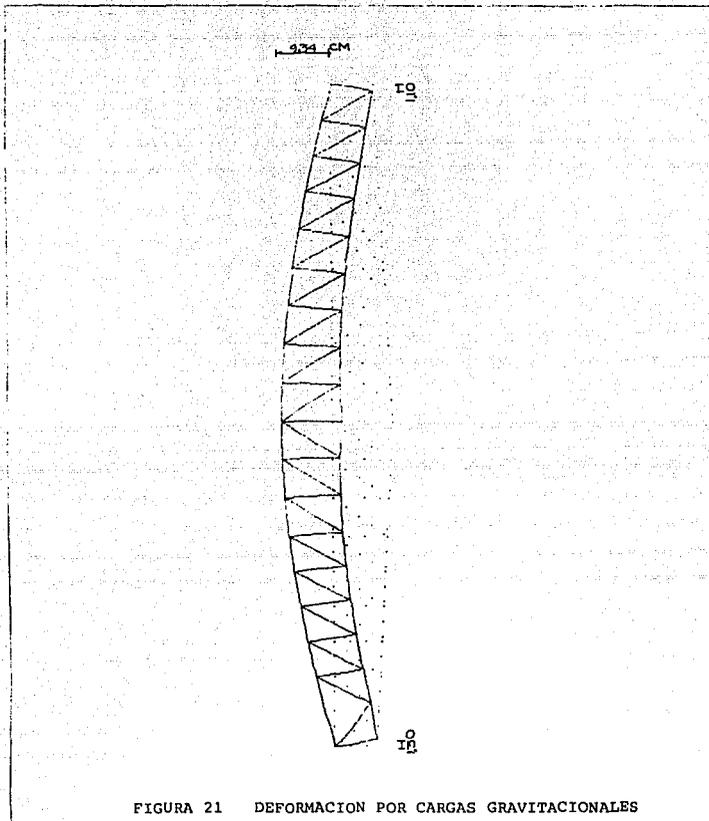


FIGURA 20 GEOMETRIA DE LA ARMADURA

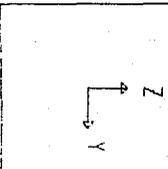
SAP80

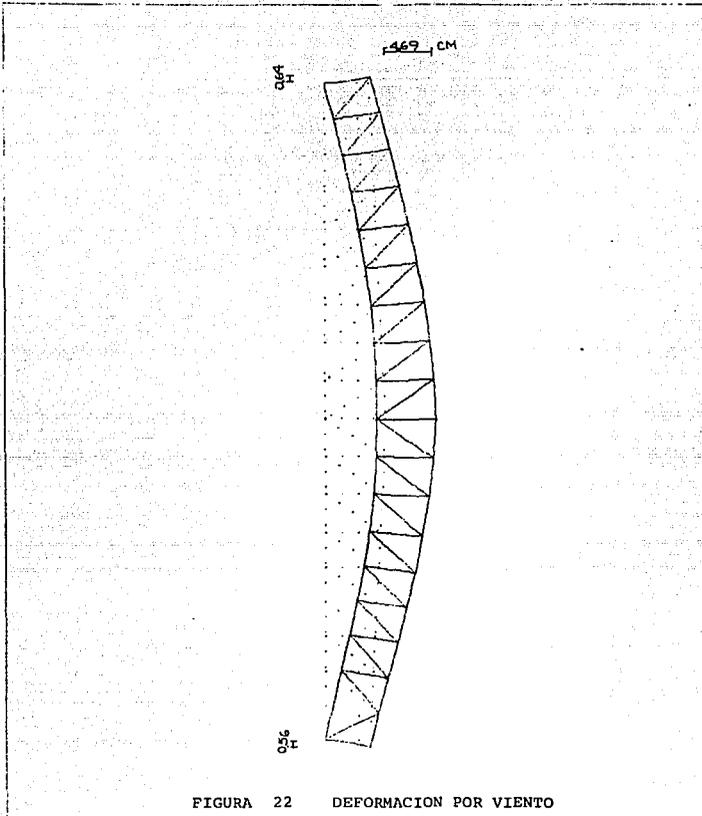
FILE : CONVARM  
UNDEFORMED GEOMETRY





SAP80  
 FILE : CONVARM  
 LOAD CONDITION : 1





SAP80

FILE : CONVARM

LOAD CONDITION : 3



de acero, para únicamente variar sus propiedades geométricas. Las propiedades que requiere el ETABS son: área, áreas de cortante, momentos de inercia, momento polar de inercia, módulos de sección elásticos, módulos de sección plásticos, y radios de giro.

Sin embargo no todos los datos pedidos son necesarios: los módulos de sección y los radios de giro únicamente son necesarios si se piensa hacer uso del postprocesador para diseño de elementos de acero (STEELER). Las áreas por cortante se -- deben proporcionar si las deformaciones por cortante quieren ser consideradas. El momento polar de inercia sólo es usado si la sección estuviera sujeta a torsión.

Como para el diseño de la armadura no se hará uso del postprocesador, la deformación por cortante no será considerada y la armadura no estará sometida a torsión, los únicos datos requeridos son el área y los momentos de inercia. El área se obtuvo como la suma de las áreas promedio de la cuerda superior e inferior:

$$Aeq = (115.91 + 172.62)/2 + 115.91 = 260.18 \text{ cm}^2$$

El momento de inercia menor resulta de la suma de los promedios de las inercias de la cuerda superior e inferior:

$$I2 = (35,323 + 51,868)/2 + 35,323 = 78,919 \text{ cm}^4$$

y el momento de inercia mayor se calculó igualando la deflexión de la armadura ante fuerzas verticales con la que debe obtenerse de la viga equivalente del ETABS. Como las vigas del ETABS están articuladas, la flecha máxima es:

$$\text{defl.} = 5*w*L^4/(384*E*I1)$$

y despejando I1:

$$I1 = 5*w*L^4/(384*E*\text{defl.})$$

Sabemos que en cada nudo central hay una fuerza de 8786 kg, y que en los nudos de orilla hay la mitad. Como hay 19 nudos en la cuerda superior de la armadura, la carga uniforme equivale

lente es de:

$$w = (17*8,786 + 2*4,393)/39.65 = 3,988,6 \text{ kg/m}$$

Sabiendo que la deflexión máxima reportada por el SAP es de 9.34 cm, la inercia mayor equivalente es de:

$$I_1 = 5*39.89*3965^4/(384*2.1E6*9.34) = 6,543,356 \text{ cm}^4$$

Con estas propiedades fue alimentado el programa ETABS.

Si reflexionamos un poco descubriremos que los valores de estas propiedades no son tan importantes: el área es requerida por el programa para el cálculo de la rigidez a fuerza axial, sin embargo, como las armaduras están conectadas al sistema de piso la deformación axial en ellas no es considerada. La armadura sólo está cargada en su plano, por consiguiente no tiene flexión alrededor de su eje menor. Finalmente, la armadura está articulada en sus extremos, lo que hace que las inercias de la armadura no se tomen en cuenta en la matriz de rigidez.

En realidad, la armadura se metió al ETABS para transmitir las cargas de ésta a la estructura. El cálculo de las inercias se hizo porque cada armadura se dividió en tres tramos en el ETABS, una inercia cualquiera habría reportado deflexiones alejadas de la realidad. La razón de dividir la armadura fue para obtener su desplazamiento al centro y poder poner una carga diferente en la zona de almacén.

## 2.- DISEÑO Y REVISIÓN

### A) Elementos de la armadura:

Los elementos de la armadura trabajan únicamente a fuerza axial. Aunque en el caso de la armadura del Centro de Convenciones, hay algunos elementos que no sólo trabajan a fuerza axial. El diseño de estos no se hará en esta sección. Para ejemplificar la forma en que se debe diseñar un elemento a fuerza axial, a manera de ejemplo se revisará uno de los elementos de la cuerda inferior.

#### i) Elementos sujetos únicamente a fuerza axial

En la cuerda inferior el elemento mecánico más desfavorable resultó una fuerza de compresión de 145.45 t. Las propiedades geométricas de la sección de la cuerda inferior (sección 2) son:

$$\begin{aligned} A &= 115.91 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 35,323 \text{ cm}^4 & I_y &= 4,173 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 1,723 \text{ cm}^3 & S_y &= 333 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 17.46 \text{ cm} & r_y &= 6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Los elementos de la cuerda inferior tienen una distancia no restringida lateralmente de 685 cm para giro alrededor de su eje mayor, y la tercera parte de esta distancia para giro alrededor de su plano menor. Con esta longitud calcularemos las relaciones de esbeltez, las que no deben ser mayores de 240, por tratarse de un elemento principal:

$$\begin{aligned} l_x/r_x &= 685/17.46 = 37.22 < 240 \\ &y \\ l_y/r_y &= 229/6 = 38.05 < 240 \end{aligned}$$

con la relación de esbeltez mayor obtenemos el esfuerzo admisible consultando tablas:

$$F_a = 1.52 \text{ t/cm}^2$$

al multiplicar el esfuerzo admisible por el área de la sección

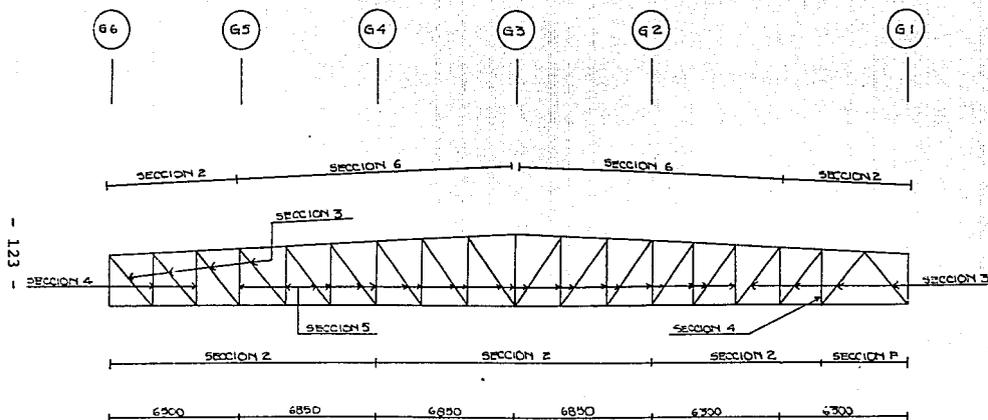


FIGURA 23    SECCIONES DEFINITIVAS DE LA ARMADURA

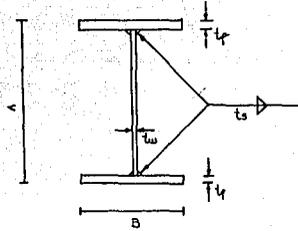


TABLA 3

TABLA DE SECCIONES					
SECCION.	A	B	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	t <sub>s</sub>
1	410	250	22	10	8
2	410	250	16	10	8
3	IPB	409 x 179 x 67,1 Kg/m			
4	410	200	13	6	5
5	410	200	10	6	5
6	410	250	23	13	8

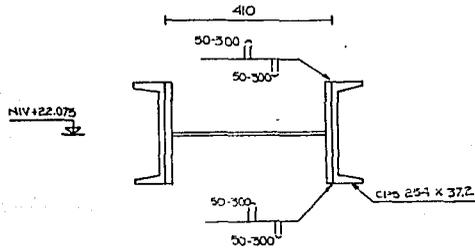


FIGURA 24 SECCION "F"

obtendremos la fuerza axial máxima permisible:

$$T_a = F_a \cdot A = 1.52 \cdot 115.91 = 176.18 \text{ t} > 145.45 \text{ t}$$

por lo que la sección propuesta es adecuada.

ii) Elementos sujetos a momento flexionante y fuerza axial:

Si el elemento mecánico es de tensión, el esfuerzo permisible no depende de la relación de esbeltez, pues no hay problema de pandeo lateral. En este caso el esfuerzo de tensión admisible se considera como  $0.6 \cdot F_y$ . La parte de la cuerda inferior sujeta a momento flexionante se diseñó haciendo uso de la expresión de interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1-f_a/F'e_x)F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1-f_a/F'e_y)F_{by}} < 1.0$$

si el elemento está sujeto a fuerza axial de compresión, y en caso contrario se puede usar la expresión:

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1.0$$

Aunque cuando  $f_a/F_a$  es menor o igual a 0.15 se puede usar la fórmula:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1.0$$

donde:

$F_a$  = esfuerzo de compresión axial permisible

$F_b$  = esfuerzo de compresión por flexión permisible

$F'e = 12 \cdot \pi^2 \cdot E / (23 \cdot (K \cdot L_b / r_b)^2)$   
esfuerzo de Euler por un factor de seguridad

$f_a$  = esfuerzo axial obrando sobre el elemento

$f_b$  = esfuerzo de compresión debido al momento flexionante actuante

$C_m$  = coeficiente que puede tomarse como 1.0 por tratarse de un miembro cuyos extremos no están restringidos y con cargas intermedias

Haciendo uso de estas fórmulas se revisará a continuación la porción de la cuerda inferior de la armadura con momentos flexionantes.

Buscando uniformidad en los elementos, y tratando de evitar al máximo cambios de sección en las cuerdas de la armadura, toda la cuerda inferior se propone de la misma sección (sección 2). Los elementos mecánicos más desfavorables resultan:

$$T = 1.2 \text{ t}$$
$$M_y = 7.047 \text{ t m}$$

Los esfuerzos en la viga están dados por:

$$f_a = T/A = 1,200/115.91 = 10.35 \text{ kg/cm}^2$$
$$f_{by} = M_y/S_y = 704.7/333 = 2,120 \text{ kg/cm}^2$$

Por tratarse de un elemento compacto flexionado respecto a su eje menor el esfuerzo admisible por flexión resulta:

$$F_{by} = 0.75 * F_y = 0.75 * 2530 = 1898 \text{ kg/cm}^2$$

Haciendo uso de la expresión de interacción para elementos sujetos a tensión encontramos:

$$f_a / (0.6 * F_y) + f_{by} / F_{by} = 10.35 / 1518 + 2120 / 1898$$
$$= 1.12 > 1.0$$

por lo que la sección se encuentra escasa. Claramente se ve que el esfuerzo por el momento flexionante es demasiado grande, debido principalmente a que el elemento se flexiona respecto a su eje menor. Para reforzar la sección eficientemente, no debemos preocuparnos por el área, sino por el momento de inercia de la sección reforzada. Por esta razón se proponen 2 canales de 25 cm de peralte soldadas a los patines de la cuerda (ver figura 24 sección F).

Los canales a utilizar son dos canales CE 254\*22.76 que tienen la siguiente área y momento de inercia:

$$A_c = 28.97 \text{ cm}^2$$
$$I_{xc} = 2,805 \text{ cm}^4$$

y sumando estos datos a los de la sección de la cuerda inferior (sección 2) nos proporcionan las propiedades geométricas que nos interesan de la sección completa:

$$A_t = A + 2 \cdot A_c = 115.91 + 2 \cdot 28.97 = 173.85 \text{ cm}^2$$

$$I_t = I_y + 2 \cdot I_{xc} = 4,173 + 2 \cdot 2,805 = 9,783 \text{ cm}^4$$

$$S_t = I_t / y = 9,783 / 12.7 = 770.31$$

con lo que conseguimos un incremento importante en el módulo de sección con poco material. En caso de que la fuerza axial hubiera sido la que rigiera, la mejor solución pudo haber sido aumentar espesores de las placas.

Los nuevos esfuerzos en la sección son:

$$f_a = T / A_t = 1200 / 173.85 = 6.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = M_y / S_t = 704,700 / 770.31 = 914.82 \text{ kg/cm}^2$$

y aplicando la fórmula de interacción obtenemos:

$$f_a / (0.6 \cdot F_y) + f_{by} / F_{by} = 6.90 / 1518 + 914.82 / 1898 = 0.49 < 1$$

Por lo que la sección ya es adecuada si se refuerza la sección con dos canales, en la zona donde estará el equipo de ventilación. El proponer canales de menor tamaño dificultaría la conexión con la cuerda, por lo que aunque la sección quede algo sobrada se fabricará así:

#### B) Elementos del nivel de cabinas y ventilación:

La estructuración del nivel de ventilación es idéntica a la del nivel de cabinas de proyecciones, por lo que sólo se describirá la forma en que fueron diseñados sus elementos en uno de ellos. El nivel de cabinas se estructuró a base de vigas conectadas a cortante. Como absolutamente todas las vigas de acero están articuladas se colocó el tensor, y de esta forma se evitó inestabilidad.

Una razón muy importante de por qué las vigas son articuladas es que de esta forma las trabes del nivel de ventilación no generarán momentos torsionantes en la cuerda inferior de la armadura. Al estar trabajando con elementos isostáticos la obtención de los elementos mecánicos resulta inmediata. A con-

tinuación se muestra el diseño del tensor y de una de las -- vigas.

i) Diseño del Tensor

Como se estableció en el capítulo de cargas, la carga muerta en el nivel de cabinas es de 430 kg/m<sup>2</sup>, y la carga viva es de 350 kg m<sup>2</sup>, lo que hace un total de 780 kg/m<sup>2</sup>. Con estas cargas más el peso propio distribuido de las trabes de este -- nivel, tomando en cuenta que el tensor sólo trabaja a fuerza axial, y multiplicando por el área tributaria de cada tensor -- encontramos que la tensión más grande a la que estará sometido será:

$$F = 21,367.4 \text{ kg}$$

y por consiguiente el área mínima requerida es de:

$$A_{\min} = F/f_a = 21,367.4/(0.6*2530) = 14.08 \text{ cm}^2$$

y el radio de giro mínimo, por tratarse de un elemento principal será:

$$r_{\min} = L/240 = 273/240 = 1.14 \text{ cm}$$

Se sugiere una sección "I" para mayor facilidad en la -- conexión. Con el área y el radio de giro mínimo, se buscó en el manual del IMCA una sección que satisfaga esos requerimientos mínimos y además tenga el mismo ancho de las trabes que -- soporta (20.3 cm). Se encontró que la sección IR 203\*26.60 es adecuada. Sus propiedades geométricas son:

$$A = 33.9 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2,576 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 249 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 8.7 \text{ cm}$$

$$I_y = 332 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 50 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 3.1 \text{ cm}$$

ii) Diseño de una viga del nivel de proyecciones.

En el diseño de una viga sujeta exclusivamente a momento flexionante respecto a su eje mayor, debe cumplirse que el -- esfuerzo máximo actuante sea menor de 0.66 de  $F_y$  si la sección es compacta, o de 0.6 de  $F_y$  si la sección no lo es.

Para ejemplificar el diseño se escogió una de las traveses de 8 m de largo, perpendiculares al sentido de las armaduras. El ancho tributario más grande de estas vigas es de 2.1 m., por consiguiente la carga uniformemente repartida sobre ella es de:

$$w = 780 \cdot 2.1 = 1,638 \text{ kg/m}$$

y considerando que se trata de una viga articulada en sus extremos el momento máximo y la fuerza cortante máxima son:

$$M_{\text{máx}} = w \cdot L^2 / 8 = 1,638 \cdot 8^2 / 8 = 13,104 \text{ kg m}$$

$$V_{\text{máx}} = w \cdot L / 2 = 1,638 \cdot 8 / 2 = 6,552 \text{ kg}$$

Suponiendo que la sección a usar será compacta, el módulo de sección mínimo que debe tener es:

$$S_x = M_x / (0.66 \cdot F_y) = 13,104 / (0.66 \cdot 2530) = 784.76 \text{ cm}^3$$

Se propone una sección IPR 305\*59.8 con las siguientes propiedades geométricas:

$$A = 76.13 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 850 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 12,903 \text{ cm}^4$$

La sección propuesta es adecuada por flexión, revisemos si también lo es por cortante:

$$f_v = V / (d \cdot t_w) = 6,552 / (30.3 \cdot 0.75) = 288.32 \text{ kg/cm}^2$$

que debe ser menor de:

$$F_v = 0.4 \cdot F_y = 1012 \text{ kg/cm}^2 > f_v$$

por lo que la sección sí es apropiada por cortante.

La sección cumple por resistencia, pero ahora verifiquemos que la sección sea adecuada por deflexión. La flecha al centro de la viga puede ser calculada con:

$$\begin{aligned} \text{defl.} &= 5 \cdot w \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I_x) \\ &= 5 \cdot 16.38 \cdot 800^4 / (384 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 12,903) \\ &= 3.22 \text{ cm} \end{aligned}$$

y la flecha máxima permitida es:

$$L/240 + 0.5 = 800/240 + 0.5 = 3.83 \text{ cm} > 3.22 \text{ cm}$$

por lo que la sección es aceptable.

C) Contraventeos en la armadura:

Aunque la armadura haya sido concebida y analizada como una estructura plana, ésta puede presentar fenómenos de pandeo lateral. Para asegurar que este fenómeno no ponga en peligro la estabilidad de la armadura se debe restringir el movimiento de la misma fuera de su plano con sistemas de contraventeo.

Los contraventeos tienen la función exclusiva de restringir el desplazamiento, por lo que en teoría no trabajan, entonces el diseño de estos elementos se hace evitando que estos elementos se pandeen antes que la misma armadura. Por tratarse de elementos secundarios su relación de esbeltez no debe ser mayor de 300.

En el Centro de Convenciones se usaron tres tipos de contravientos: puntuales que conectan a las cuerdas inferiores de las armaduras en cada uno de los ejes de la estructura, contraventeos horizontales en forma de "x" y contravientos verticales en forma de "X". Los contravientos en "X" unen a las armaduras en pares, y sus extremos coinciden con los nudos de la armadura en algún eje de la edificación. En las figuras 25 a 29 se pueden ver las secciones, las conexiones, y la forma de unión de estos elementos secundarios.

Para ejemplificar la forma en que se determinaron las secciones de los contravientos, se discutirá la forma en que los puntales se diseñaron. Para los puntales se proponen tres placas soldadas formando una "I". Para facilitar la conexión con la cuerda inferior de la armadura, se propone que ambos elementos tengan el mismo peralte. Además se propone un ancho de 20 cm, un espesor de 10 mm para los patines y de 6 mm para el alma. Las propiedades de la sección son:

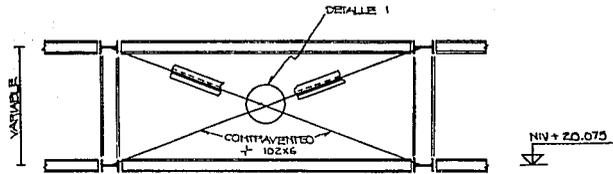


FIGURA 25 CONTRAVENTO VERTICAL EN "X"

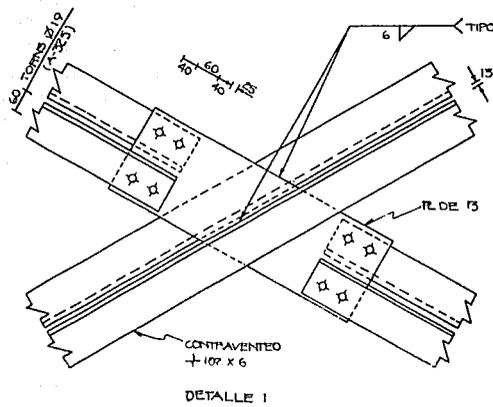


FIGURA 26 DETALLE DE LA INTERSECCION DE LOS CONTRAVENTOS EN "X"

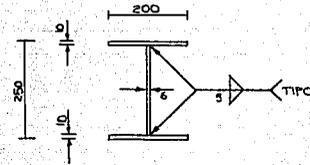


FIGURA 27 SECCION "C" (PUNTAL)

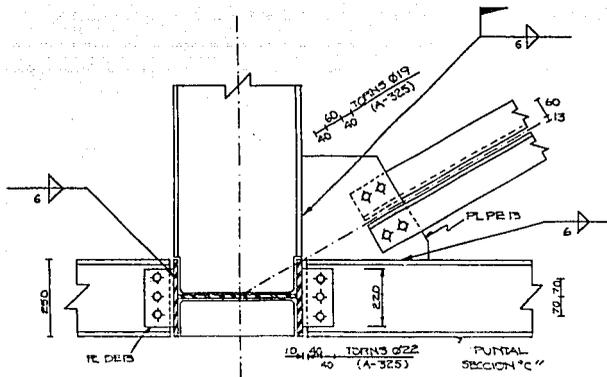


FIGURA 28 DETALLE VERTICAL DE CONEXION DE CONTRAVIENTOS DE LA ARMADURA

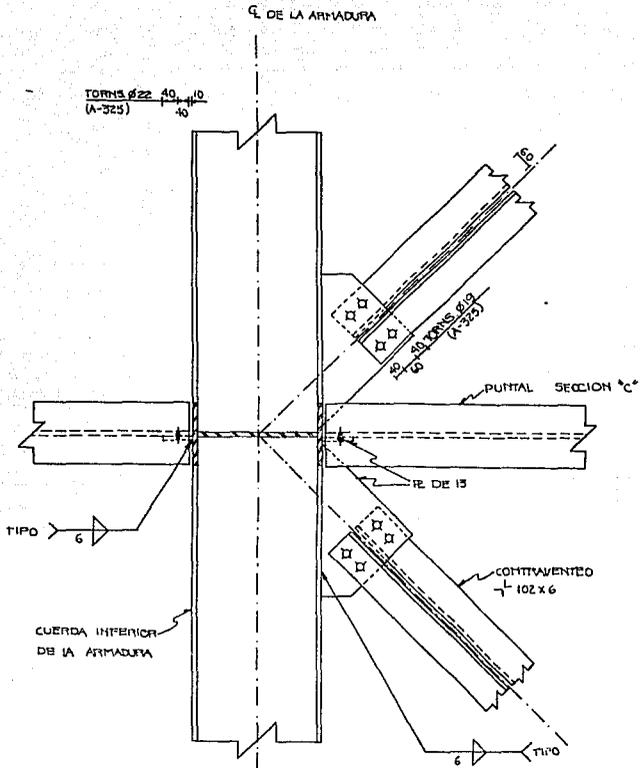


FIGURA 29 DETALLE HORIZONTAL DE CONEXION DE CONTRAVIENTOS DE LA ARMADURA

A = 51.86 cm <sup>2</sup>	
Ix = 3,367 cm <sup>4</sup>	Iy = 1,267 cm <sup>4</sup>
Sx = 269 cm <sup>3</sup>	Sy = 127 cm <sup>3</sup>
rx = 8.06 cm	ry = 4.94 cm

El claro de estos elementos es de 8 m, y por consiguiente su relación de esbeltez es:

$$kl/ry = 800/4.94 = 161.94 < 300$$

Aceptando que los puntales se conectaran a cortante. Aunque la relación de esbeltez pudiera ser incrementada, una relación del peralte complicaría su conexión, y al no poderse reducir el peralte resulta poco conveniente reducir su ancho o los espesores de sus placas.

D) Conexiones de Elementos de Acero:

Una vez que se han obtenido las secciones de los elementos de acero es necesario determinar la forma en que éstos serán conectados para que trabajen como un todo. Las conexiones deben de estar diseñadas de tal manera que las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el modelo de análisis sean respetadas. De esta forma se logrará que los elementos mecánicos se transmitan adecuadamente de miembro a miembro de la estructura a través de las conexiones hasta su punto de apoyo.

Se recomienda que las conexiones sean lo más prácticas y sencillas posibles para de esta manera agilizar el proceso constructivo y hacerlo más económico. A su vez éstas deben ser lo suficientemente resistentes para soportar las solicitaciones de diseño.

Para el Centro de Convenciones se usarán dos tipos de conectores: tornillos y soldadura. Los tornillos que serán usados son del tipo A-325 y la soldadura será del tipo E70XX. Todos los montantes, diagonales y cuerdas de la armadura tienen conexiones soldadas. Estas son de dos tipos: filete y bisel.

Las uniones entre patines de dos elementos se hizo a base de soldadura de bisel, mientras que las almas fueron conectadas a base de soldadura de filete (ver figura 30). Se sabe que la soldadura de bisel es más eficiente que la soldadura de filete. Sin embargo por facilidad de construcción, la soldadura de bisel no siempre es usada. Cabe mencionar que la mayoría de las conexiones soldadas serán hechas en taller, lo que permitirá obtener un mayor control de calidad.

La estructura metálica que se utilizará para conformar el nivel de cabinas tendrá conexiones atornilladas, lo que permitirá su construcción de una manera más rápida y sin necesidad de mano de obra altamente especializada como la que se requiere para las conexiones soldadas. Al hacer el análisis de las vigas de este nivel de cabinas se consideró que los apoyos no transmitían momento, por lo que las conexiones deberán ser a cortante. Los tensores que sostendrán a este nivel también tendrán conexiones atornilladas (ver figuras 31 y 32).

E) Conexiones de acero a concreto:

Quizá uno de los aspectos más interesantes del detallado de conexiones resulte ser la forma en que los elementos de distintos materiales serán conectados entre sí. Este tipo de conexiones son poco usadas, exceptuando el caso de las placas base que unen columnas de acero a dados de concreto. Esto se debe a que la tendencia común es emplear un sólo material, aunque el concreto requiera de varillas de refuerzo y la construcción compuesta sea utilizada con relativa frecuencia.

Como la estructura principal es a base de marcos de concreto, y los elementos de concreto tienen varillas y estribos de acero, la conexión de uno a otro miembro se pueden hacer uniendo acero de refuerzo con acero estructural, con la ayuda de elementos embebidos en el concreto. La determinación de los esfuerzos a los que estos elementos están sujetos resulta sumamente complicada. En general se recurre a dimensiones mínimas

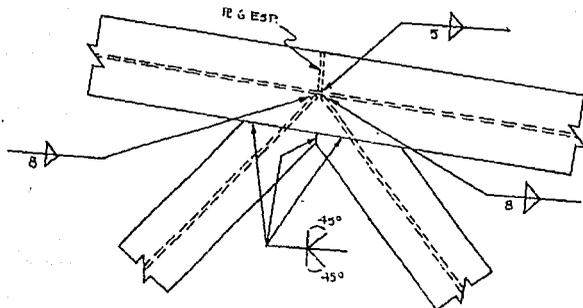
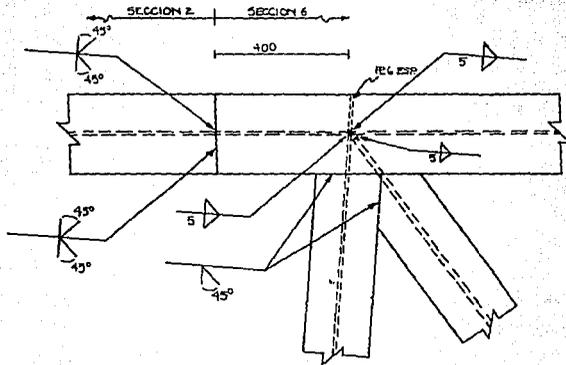


FIGURA 30 CONEXIONES DE LOS ELEMENTOS DE LA ARMADURA

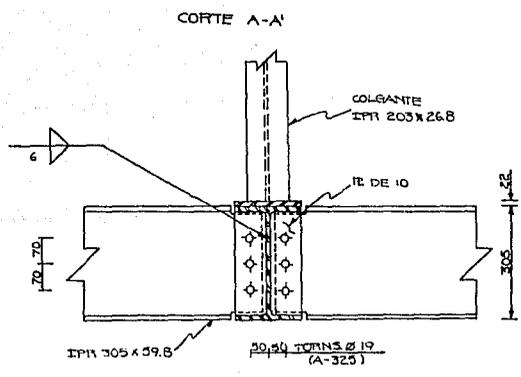
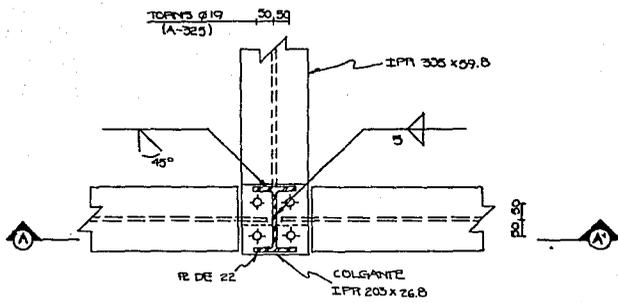


FIGURA 31 CONEXION DEL COLGANTE AL NIVEL + 18.50

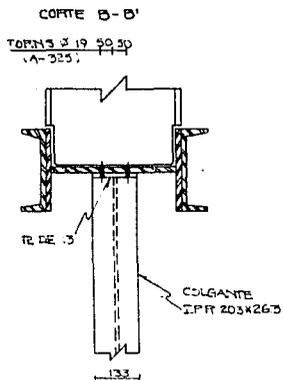
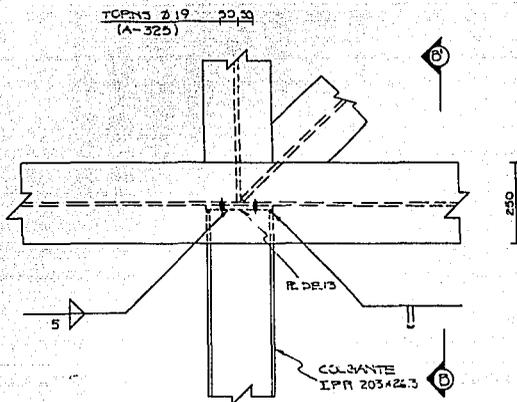


FIGURA 32 CONEXION DEL COLGANTE A LA CUERDA INFERIOR DE LA ARMADURA

y conceptos de longitud de desarrollo y anclaje, procurando siempre comprender la forma en que se presentará el flujo de esfuerzos, para proporcionar elementos que no permitan fallas locales.

Las conexiones de los apoyos de la armadura se hacen con la ayuda de una sección "I" de acero embebida en el concreto y soldada a las varillas de refuerzo, además se cuenta con unas barras dobladas para que la transmisión del cortante sea en forma eficiente. En las figuras 33 a 36 se muestra la forma en que se deberán construir las conexiones de la armadura a las columnas de concreto.

En el nivel de cabinas de proyecciones hay varias vigas de acero que descargan sobre vigas de concreto. Para estas conexiones no es posible meter una "I" embebida, y por consiguiente la transmisión de esfuerzos debe hacerse a través de grapas. Dichas grapas sostienen a una placa en la cara exterior de las trabes, la que a su vez recibe a la viga de acero (ver figura 37).



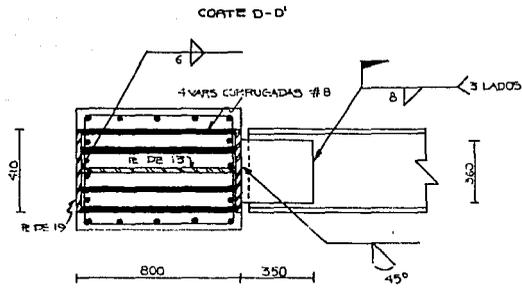
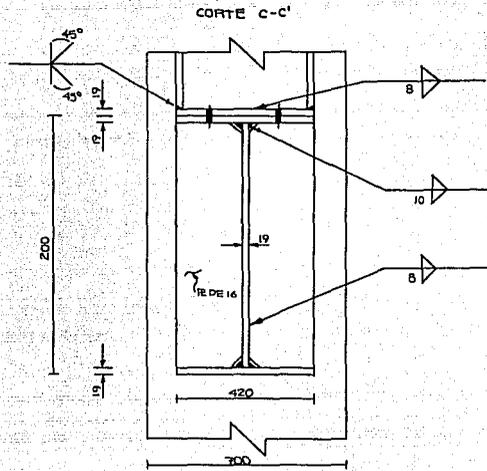


FIGURA 34 DETALLES DEL APOYO DE LA ARMADURA EN EL EJE G6

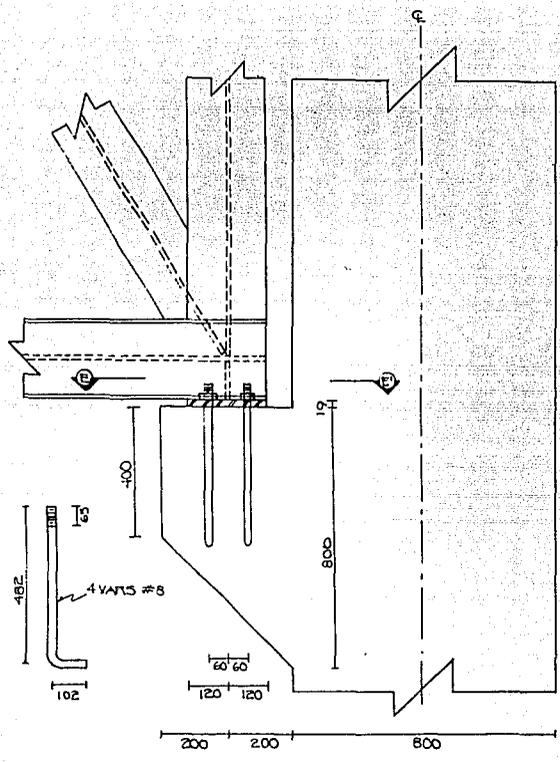


FIGURA 35 APOYO DE LA ARMADURA EN EL EJE G1

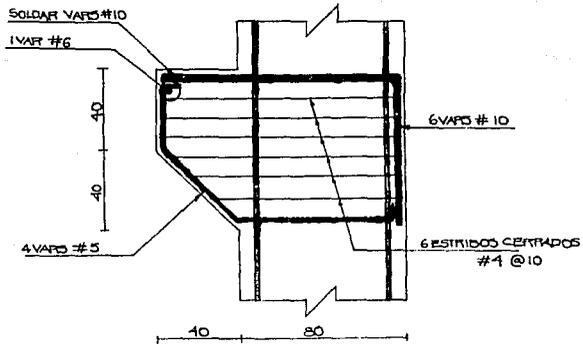
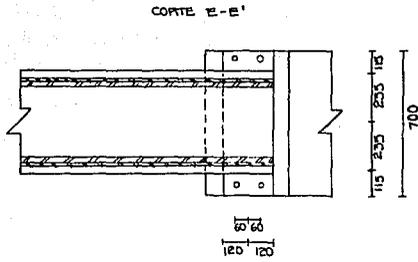


FIGURA 36 DETALLES DEL APOYO DE LA ARMADURA EN EL EJE G1

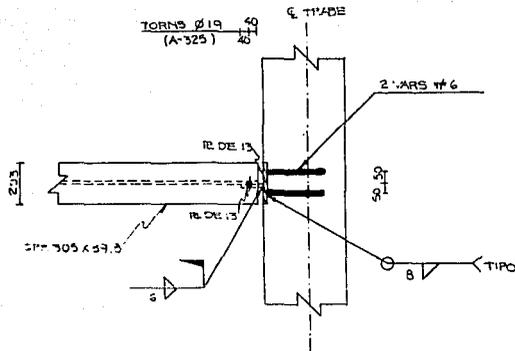
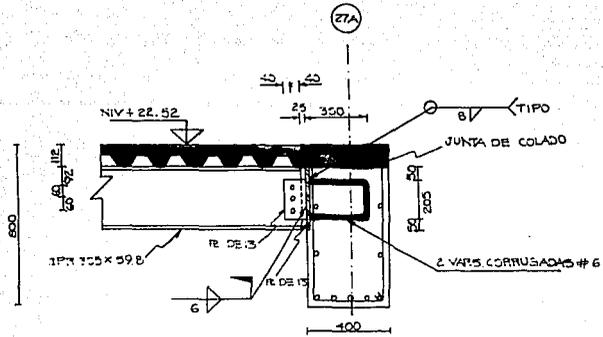


FIGURA 37 DETALLES DE LA CONEXION DE VIGAS DE DIFERENTES MATERIALES

### 3.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Una vez hecho el diseño de la armadura se debe solucionar la forma en que ésta será fabricada y montada. Para lograr una mejor calidad de las soldaduras, y para economizar en --- tiempo, se acostumbra fabricar las armaduras por tramos y en un taller, para sólo hacer las conexiones en campo, dejando preparaciones especiales para mayor facilidad en el montaje.

Las armaduras del centro de convenciones son de 39.65 m de largo, para que el transporte no resulte muy problemático se seccionará en 4 tramos (ver figura 38). Como era de esperarse la unión no se hace en algún nudo, sino fuera de él. Las uniones se hacen en las cuerdas de la armadura con soldadura en campo ayudados de tornillos para el montaje. Entre cada tramo a conectar se dejarán unas diagonales sueltas, las cuales también se unirán con soldadura en campo, ayudados por unos tornillos de montaje (ver figura 39 a 41).

Por tratarse de una armadura de gran claro deberá darse le una contraflecha de 15 cm al centro. Con esto se evitará que la flecha de la misma resulte demasiado grande, o pueda ser percibida por los huéspedes.

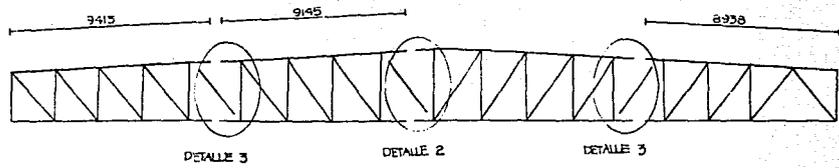
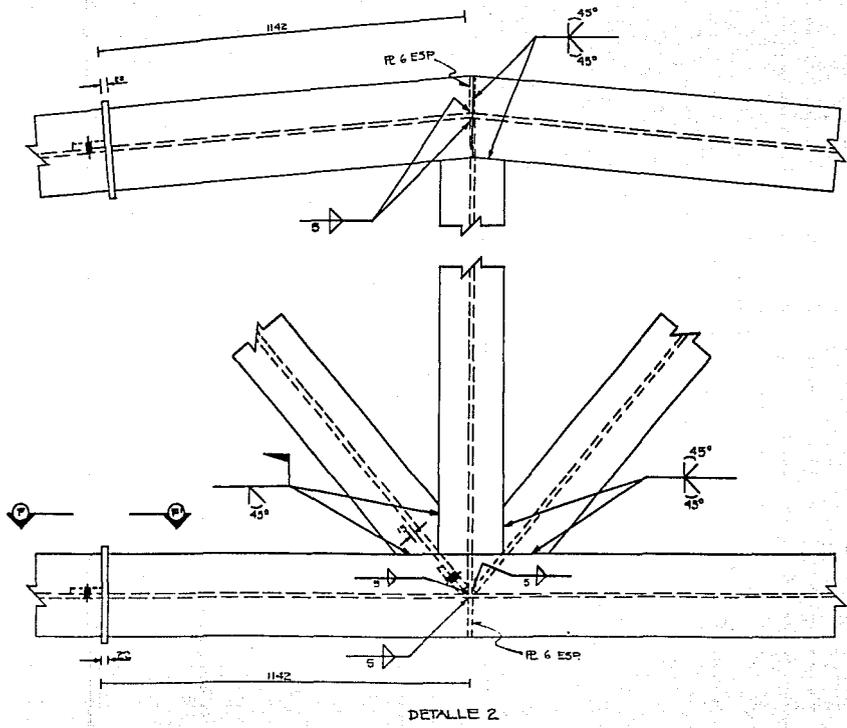


FIGURA 28 DIVISION DE LA ARMADURA EN TRAMOS

FIGURA 39 CONEXION CENTRAL DE CAMPO



DETALLE 3

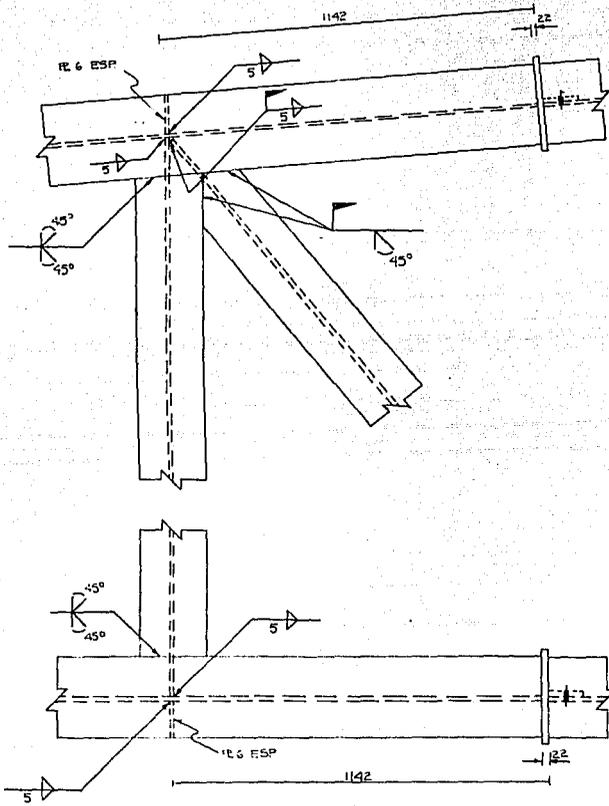


FIGURA 40 CONEXION EN CAMPO DE DOS TRAMOS DE LA ARMADURA





### 1.- BREVE DESCRIPCION DEL SUELO

Se sabe que el subsuelo de Cancún presenta una gran -- erraticidad. Generalmente se encuentra superficialmente el -- material conocido como Shaskab; éste es un conglomerado de are na fina muy dura y resistente pero desmoronable, sobre todo a cargas de impacto. El espesor de este manto varía de 1 a 2 m. Bajo esta capa es frecuente encontrar arena fina suelta, con -- espesores de alrededor de 6 m. Luego se encuentran lentes de arena compacta de unos 1.5 m de espesor, y de ahí hasta 18 m -- de profundidad hay arena fina suelta. De los 18 m en adelante hay un manto rocoso.

El subsuelo de Cancún suele presentar oquedades y caver nas en distintas zonas del litoral. Se presume que estas --- cavernas son producidas por corrientes submarinas, las que -- disuelven la caliza. Toda esa zona de la República Mexicana -- estuvo bajo el mar, por lo que se pueden encontrar conchas -- marinas en gran cantidad.

Para conocer las características del suelo se hicieron 4 sondeos de penetración estática y 5 sondeos de penetración -- dinámica hasta 23 m de profundidad. Al realizar estos sondeos se detectaron grandes diferencias en la capacidad y profundidad de la capa resistente, por lo que se hicieron 5 sondeos adicio nales con un cono dinámico hasta 15 m. En la figura 42 se -- muestra el perfil stratigráfico, contenido natural de agua y la resistencia a penetración estandar de uno de los sondeos. El número de golpes de la prueba de penetración estandar --- corresponde a una penetración de 30 cm , mientras que el número de golpes para la prueba de cono corresponde a 10 cm de -- penetración.

Las pruebas de penetración dinámica se hincan a presión, como la prueba de cono. Por el otro lado las pruebas de --- penetración estática se hincan con el impacto de una masa, -- como la prueba de penetración estandar. Con la prueba de cono se puede obtener la variación de la resistencia de punta (qc)

SONDEO EXPLORATORIO SE-1

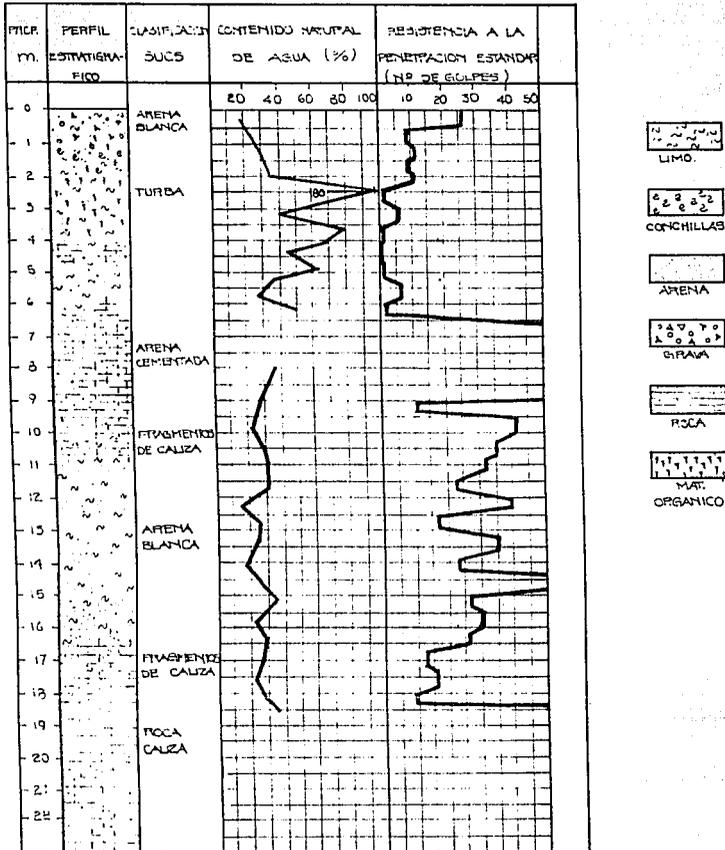


FIGURA 42 PERFIL ESTRATIGRAFICO

y de fricción (fs) que se generan durante su hincado, la prueba tiene la ventaja de ser muy precisa, aunque requiere correlacionar los resultados con pruebas de laboratorio. La prueba de penetración estandar es comúnmente usada tanto para muestreos de suelos arcillosos duros como arenosos. La prueba permite la obtención de muestras alteradas, con las que es posible definir la estratigrafía. La prueba no es muy precisa, pero tiene numerosas correlaciones con las propiedades y comportamiento de los suelos.

En la zona explorada se identificaron los siguientes estratos:

i) Superficialmente se tienen arenas blancas de compactación media a suelta y corresponden a unos rellenos colocados para la urbanización de la zona hace unos 15 años. Su espesor varía entre 2 y 3 m.

ii) Debajo de esta capa se encontraron materiales que formaban el fondo de la laguna costera de Bojorques y que consisten en arenas, limos y arcillas combinados en algunos horizontes con materia orgánica. Estos depósitos tienen una resistencia muy baja (de 0 a 7 golpes) y su espesor varía entre 5 y 7 m.

iii) A continuación hay formaciones de características variables, con una gran variedad en la resistencia. La gran heterogeneidad se puede deber al origen geológico de los depósitos. El material más antiguo que se identifica es una caliza fosilífera a unos 18 m de profundidad que probablemente corresponde a la formación Carrillo Puerto, su origen se debió al depósito de fósiles marinos cementados con carbonato de calcio. Esta formación fue erosionada en algunas zonas por corrientes marinas, lo que cambió su topografía. Al presentarse otra época de alta concentración de carbonato de calcio en el agua se depositaron en las zonas bajas arenas cementadas, mientras que en las zonas altas quedaron arenas sin cementar.

El nivel freático se encontró a profundidades variables entre 0.37 y 1.16 m.

## 2.- TIPO DE CIMENTACION A USAR

Considerando la baja resistencia de los materiales de origen lacustre, la cimentación debe apoyarse en la primera capa resistente. Debido a las diferencias estratigráficas los elementos tendrán longitudes variables. Lo más adecuado resulta usar pilas de concreto coladas in situ con perforaciones estabilizadas con lodo bentonítico. Otra alternativa podría ser a base de pilotes desplantados a 18 m de profundidad, pero esta solución sería más costosa debido a que la perforación requeriría de un ademado previo.

Debido a la irregularidad de la capa resistente será necesario hacer una verificación previa mediante sondeos para definir la profundidad de desplante del grupo de pilas de un cuerpo. En la tabla 4 se muestran algunos datos importantes obtenidos de los 4 sondeos estáticos (SE) y los 10 dinámicos (SD). De los catorce sondeos hechos, en nueve se encontró una capa resistente que garantiza una capacidad de carga de 300 t/m<sup>2</sup> a cotas de desplante entre -2.74 y -7.5 m., mientras que en cinco de los sondeos la capa resistente no tiene el espesor ni la resistencia, por lo que la presión de diseño se deberá tomar como 100 t/m<sup>2</sup> con cotas de desplante que varían entre -5.98 y -7.12 m, o bien apoyarse en la roca fosilífera con una profundidad de 17 m y una presión de diseño de 400 t/m<sup>2</sup>.

Las alternativas de diseño de la cimentación son:

i) Diseñar las pilas con una presión de contacto admisible de 300 t/m<sup>2</sup> y llevar un control mediante sondeos al centro de cada grupo de pilas. Cuando la capa resistente no sea adecuada se deberá cambiar la profundidad de desplante y la presión admisible. Esta solución se debe tener diseñada de antemano. Se considera que la capa resistente será adecuada para resistir 300 t/m<sup>2</sup> cuando su resistencia dinámica sea igual o mayor a 60 golpes por cada 10 cm de penetración y tenga un espesor mínimo de 2 m.

En esta solución no se espera que los movimientos diferenciales debidos a profundidades de desplante diferentes ---

T A B L A 4

Características principales del suelo

Sondeo	CS (m)	CI (m)	E (m)	NE	ND	CL	CD (m)
SE-1	-4.38	-7.23	2.40	50	--	AC	-5.03
SE-2	-7.10	-9.10	2.00	43	--	AC	-7.50
SE-3	-6.35	-8.25	1.90	50	--	AC	-6.55
SE-4	-5.98	-7.38	1.40	50	--	AC	-5.98*
SD-1	-3.95	-10.35	6.40	--	67	AC	-4.15
SD-2	-4.84	-9.84	5.00	--	75	AC	-5.04
SD-3	-6.26	-9.26	3.00	--	80	AC	-6.46
SD-4	-6.70	-9.20	3.00	--	69	AC	-6.90
SD-5	-3.54	-8.04	5.50	--	110	AC	-2.47
SD-9	-6.58	-10.38	3.80	--	29	AC	-6.78*
SD-10	-5.99	-8.89	2.90	--	26	AD	-6.39*
SD-11	-6.59	-8.99	2.40	--	31	AD	-6.99*
SD-12	-6.72	-8.82	2.10	--	26	AD	-7.12*
SD-13	-6.30	-9.10	2.80	--	86	AD	-6.50

\* Reducir  $Q_a$  a 100 t/m<sup>2</sup> o desplantar a 17 m y usar  $Q_a$  de 400 t/m<sup>2</sup>.

Notación:

CS = Cota superior de la primera capa resistente.

CI = Cota inferior de la primera capa resistente.

E = Espesor de la capa (CS-CI).

NE = Número de golpes promedio en penetración estática (golpes/30 cm).

ND = Número de golpes promedio en penetración dinámica (golpes/10 cm).

CL = Tipo de material de apoyo: Arena densa (AD) o cementada (AC)

CD = Cota de desplante recomendada.

puedan afectar a la estructura; los asentamientos se estiman no mayores de 2 cm.

ii) Diseñar las pilas de cimentación con una presión - admisible de contacto de 400 t/m<sup>2</sup> apoyándolas en la caliza -- fosilífera a aproximadamente 18 m de profundidad. Dado que - esta capa mostró uniformidad en los sondeos realizados no será necesario hacer verificaciones mediante sondeos, sin embargo - durante la construcción se debe supervisar que se alcance la - roca.

De ambas alternativas se optó por la segunda, y de esa forma no se tuvo que hacer un sondeo por cada grupo de pilas, y se diseñó con 400 t/m<sup>2</sup>.

A) Procedimiento constructivo:

Para el colado de las pilas, se recomendó el siguiente procedimiento constructivo:

i) Perforar con equipo rotatorio empleando brocas de - espiral con igual diámetro al fuste de la pila, hasta penetrar 0.2 m en la roca. En la superficie se colocará una boquilla metálica - de 2 m de diámetro para que la perforación permanezca estable.

ii) La perforación se estabiliza mediante la inyección de lodo bentonítico, manteniendo su nivel 0.5 m abajo de la - boquilla de la perforación.

iii) Se introducirá el armado de la pila con sus separadores, y una vez que toque el fondo se levantará entre 10 y 20 cm para que éste quede colgando y no se deforme.

iv) Se introduce por el interior del armado un tubo - para el colado, llamado "trompa de elefante", el cual llegará hasta unos 50 cm por encima del fondo. A través de este tubo se comienza a inyectar el concreto de abajo hacia arriba ---- desplazando al lodo bentonítico. El colado debe proseguir en forma continua hasta llenar el agujero de la pila, manteniendo la punta del tubo 0.5 m abajo del nivel del concreto. Conviene

desperdiciar un poco de concreto al final del colado, ya que generalmente se contamina con el lodo y la arena.

v) Una vez que se haya terminado de colar se podrá extraer la boquilla metálica del brocal de la perforación.

vi) El colado debe llevarse al menos hasta 0.5 m arriba del nivel inferior de las contratraves, para asegurar que el concreto tenga buena calidad en la unión pilote contratrabe ( ver figura 43 ).

B) Capacidad de carga de las pilas:

La cimentación de la casa de máquinas se hará a base de pilas, como se ha señalado con anterioridad. Las pilas a usar son de sección circular con 60 cm de diámetro. La capacidad admisible de las pilas fue proporcionada por la misma compañía que llevó a cabo la exploración y el muestreo del subsuelo -- (156 t).

Para cerciorarnos que la capacidad proporcionada es -- razonable, haremos un cálculo de la capacidad por pila, aunque de forma aproximada. Contamos con los resultados de unos de los sondeos de penetración estandar que se llevaron a cabo -- (fig. 42). De los datos tomados del campo, conocemos la varia ción del número de golpes, y con esos datos " haciendo uso de la siguiente expresión, podemos conocer la carga última resis tente de una pila:

$$Q_u = 40 \cdot N \cdot A_p + 0.2 \cdot \bar{N} \cdot A_s$$

donde:

$Q_u$  : Carga última de la pila, en toneladas

$N$  : Número de golpes promedio a la elevación de la punta de la pila, No. de golpes por 30 cm de penetración.

$A_p$  : Area de la sección transversal de la punta de la pila, en m<sup>2</sup>.

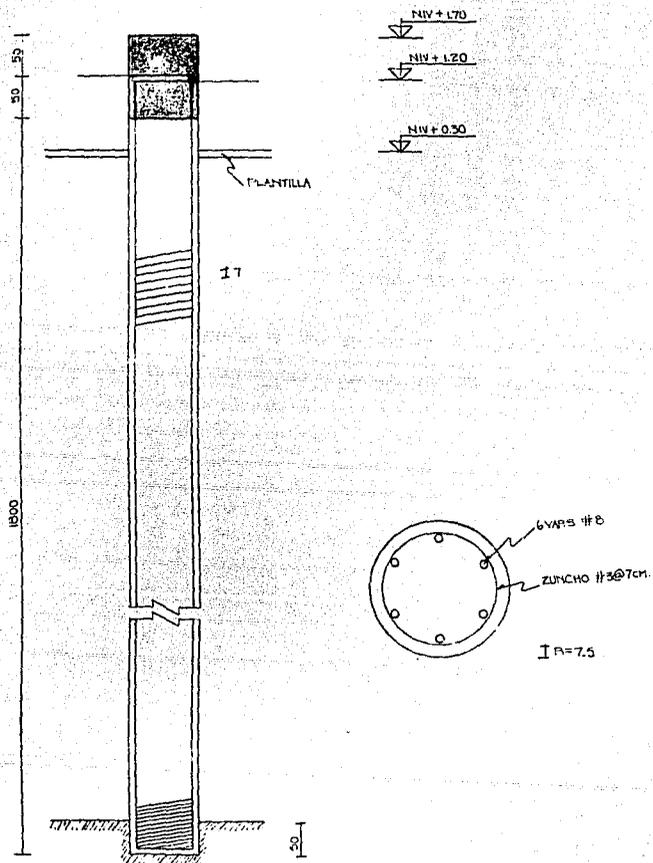


FIGURA 43 ARMADO TIPICO DE PILA

$\bar{N}$  : Número de golpes promedio a lo largo del fuste de la pila, No. de golpes por 30 cm de penetración.

As : Area de la superficie lateral del fuste de la pila, en m<sup>2</sup>.

Como las pilas son de 60 cm de diámetro (D) y tiene 18m de largo el área de la punta y la superficie del fuste son:

$$A_p = \pi \cdot (D^2)/4 = \pi \cdot (0.6^2)/4 = 0.2827 \text{ m}^2$$

$$A_s = \pi \cdot D \cdot 18 = \pi \cdot 0.6 \cdot 18 = 33.93 \text{ m}^2$$

y de la figura 42 obtenemos:

$$N = 45 \text{ golpes}$$

$$N = 17 \text{ golpes}$$

sustituyendo valores obtenemos:

$$Q_u = 40 \cdot 45 \cdot 0.2827 + 0.2 \cdot 17 \cdot 33.93$$

$$Q_u = 631.96 \text{ t}$$

Como la prueba de penetración estandar está sujeta a errores, se recomienda que el factor de seguridad usado no sea menor a 4. Veamos que factor de carga se usó si la capacidad de carga permisible es de 156 t:

$$F.S. = Q_u/Q_p = 631.96/156 = 4.05$$

Por lo que la capacidad de carga que nos proporcionaron es adecuada.

El asentamiento de una pila colada in situ, en un suelo arenoso está dado por:

$$\delta = \sum Q \cdot L / (E_c \cdot A_p) + 1.57 \cdot \sum Q \cdot (1 - \nu^2) / (E_s \cdot A_p)$$

donde:

- $\delta$  : Es el asentamiento inmediato
- $\sum Q$  : Combinación más desfavorable de carga
- L : Longitud de la pila
- $E_c$  : Módulo de elasticidad representativo de la pila
- $E_s$  : Módulo de deformabilidad del estrato de apoyo
- $\nu$  : Módulo de Poisson del estrato de apoyo

El módulo de deformabilidad del suelo puede considerarse en forma aproximada, como:

$$E_s = 5 \cdot (N+15) = 5 \cdot (45+15) = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\nu = 0.2$$

como las pilas se harán con  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 10,000 \cdot \sqrt{300} = 173,205 \text{ kg/cm}^2$$

La combinación más desfavorable se presenta cuando

$\Sigma Q = 156t$ , sust. valores:

$$\delta = \frac{156,000 \cdot 1,800}{173,205 \cdot 2,827} + \frac{1.57 \cdot 156,000 \cdot (1-0.04)}{300 \cdot 339,292}$$

$$\delta = 0.58 \text{ cm}$$

Que resulta ser un asentamiento muy pequeño, como era de ---- esperarse.

C) Cálculo del número de pilas:

Para la cimentación de la Casa de Máquinas se usarán - pilas de 60 cm de diámetro, éstas tienen una capacidad de --- diseño de 156 t. Las pilas llegarán a zapatas, las cuales - estarán unidas por un sistema de contratrabes. En el modelo - del ETABS se incluyó un nivel más para modelar el sistema de - contratrabes y tomar en cuenta su contribución para disminuir los momentos en las pilas. En consecuencia, los elementos -- mecánicos que aparecen en la parte inferior de las columnas - del nivel más abajo, son los elementos mecánicos que el grupo de pilas bajo cada columna estará soportando.

Para el diseño de pilas se propusieron 4 distribuciones, éstas se muestran en la figura 44. Para verificar la distribu- ción propuesta bajo una columna es la apropiada se debe verifi- car que ninguna de las pilas del grupo está sobreesforzada --- haciendo uso de la expresión:

$$Q = P/N + (M_y \cdot X) / \Sigma x^2 + (M_x \cdot Y) / \Sigma y^2$$

## GRUPOS DE PILAS

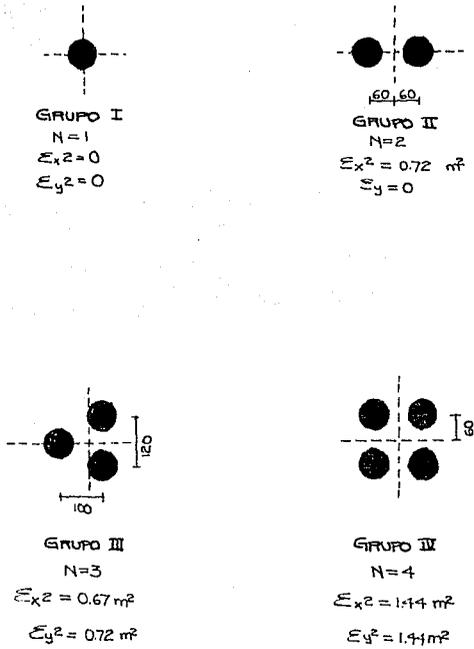


FIGURA 44 GRUPOS DE PILAS

donde:

$Q$  = Carga axial de una pila colocada en las coordenadas  $(X, Y)$

$P$  = Carga axial que transmite la columna.

$M_y$  = Momento alrededor de  $y$  que transmite la columna

$M_x$  = Momento alrededor de  $x$  que transmite la columna

$X, Y$  = Distancias en  $X$  y  $Y$  de una pila al centro de gravedad del grupo.

$N$  = Número de pilas

Nótese que los elementos mecánicos con los que se revisa un grupo de pilas no van multiplicados por algún factor de carga. Y si se están revisando las acciones debidas a una sollicitación accidental es posible aumentar la resistencia de las pilas en un 33%. Esto se debe a que las resistencias de las pilas se consideran resistencias admisibles. A continuación, a manera de ejemplo, se revisará el grupo de pilas de una de las columnas de orilla. En la figura 45 se muestran las pilas requeridas bajo cada columna o muro.

Se revisará la columna en los ejes 31A y G6 (C12), sus elementos mecánicos por cargas gravitacionales son:

$$P = 384 \text{ t}$$

$$M_x = 2.79 \text{ t m}$$

$$M_y = 0.13 \text{ t m}$$

Y la combinación de elementos más desfavorables por viento son:

$$P = 302.6 \text{ t}$$

$$M_x = 7.89 \text{ t m}$$

$$M_y = 1.37 \text{ t m}$$

Para esta columna se ha propuesto la distribución de 3 pilas (3 pilas), y sus propiedades son las siguientes:

$$N = 3$$

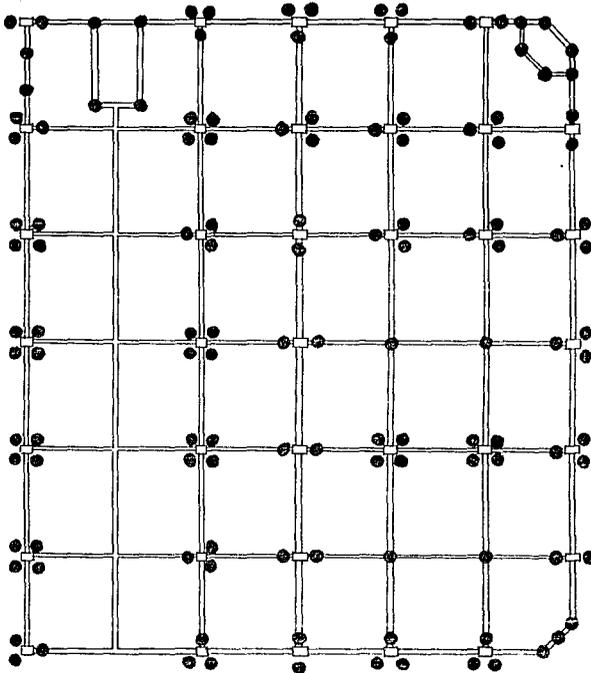


FIGURA 45 DISTRIBUCION DE PILAS POR APOYO

$$\sum x^2 = 0.6^2 + 0.6^2 = 0.72 \text{ m}^2$$

$$\sum y^2 = 2 \cdot 0.33^2 + 0.67^2 = 0.66 \text{ m}^2$$

Sustituyendo los valores por cargas verticales obtenemos que la pila más fatigada estará sometida a una fuerza de:

$$Q = 384/3 + 0.13 \cdot 0/0.72 + 2.79 \cdot 0.67/0.66 = 130.79 \text{ t} < 156 \text{ t}$$

y para la condición de viento, la fuerza en la pila más fatigada será:

$$Q = 302.6/3 + 1.37 \cdot 0/0.72 + 7.89 \cdot 0.67/0.66 = 108.76 \text{ t}$$

pero por tratarse de una sollicitación accidental la resistencia de las pilas puede incrementarse en un 33% (207 t). Como puede verse, la combinación que rige esta columna es debida a cargas gravitacionales.

### 3.- REVISION DE ZAPATAS

Como en general se usará más de una pila por apoyo, se deben diseñar unas zapatas que sean capaces de transmitir los elementos mecánicos de la columna a las pilas, y asegurar que las pilas trabajen como un conjunto. Hay tres tipos de fallas que se pueden presentar en las zapatas: penetración de un pilote o una pila, falla por cortante, o falla por flexión. Para mostrar la forma en que se revisa una zapata se diseñará la zapata de la columna C12 (en la intersección de los ejes -- 31A y G6), a la que se le calcularon en el inciso anterior el número de pilas requeridas.

#### i) Revisión por penetración de columna o pila

En la revisión por penetración y cortante se vigila que el esfuerzo del concreto sea menor de:

$$\begin{aligned} V_{cr} &= Fr \cdot \sqrt{f \cdot c} \\ &= 0.8 \cdot \sqrt{200} \\ &= 11.31 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

que es el esfuerzo máximo que puede tomar el concreto. El esfuerzo a que está sometido el concreto se calcula como la fuerza axial entre el área crítica. El área crítica se define como el perímetro crítico por el peralte de la zapata (d). El perímetro crítico de penetración se localiza a d/2 del paño del elemento que penetra.

- Revisión por penetración de la columna:

La fuerza axial máxima de la columna de sección 70 por 80 es:

$$P = 1.5 \cdot 384,060 = 576,090 \text{ kg}$$

Si proponemos un peralte de 70 cm el perímetro y el área crítica serán:

$$\text{Perímetro} = 2 \cdot (70 + 80 + 70) = 440 \text{ cm}$$

$$A_{cr} = 440 \cdot 70 = 30,800 \text{ cm}^2$$

Pero como se puede ver en la figura 46 más de la mitad de las pilas caen dentro de la zona de penetración, se considera que la mitad de la capacidad de las pilas se contrarresta con la fuerza de la columna en forma directa, y por consiguiente el esfuerzo en el concreto será:

$$V/A = P/Acr = (576,090 - 0.5*3*156,000)/ 30,800 \\ = 11.11 \text{ kg/cm}^2 < 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

- Revisión por penetración de una pila:

La fuerza axial máxima que una pila de 30 cm de radio (r) --- podría tener es de 156,000 kg. Su perímetro y área crítica --- son de:

$$\text{Perímetro} = 2*Pi*(r + d/2) \\ = 2*Pi*(30 + 70/2) = 408 \text{ cm} \\ Acr = 408 * 70 = 28,588 \text{ cm}^2$$

y consecuentemente el esfuerzo del concreto será:

$$V/A = 156,000/28,588 = 5.46 \text{ kg/cm}^2 < 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

ii) Revisión por cortante.

En la revisión por cortante el perímetro crítico se --- encuentra a una distancia d del paño de la columna. Si la --- totalidad de las pilas están dentro de la zona crítica no --- habrá cortante. En la figura 46, se puede ver que la totalidad de las pilas están dentro de la zona crítica, por lo que no es necesario hacer revisión por cortante.

iii) Revisión por flexión.

Como los elementos mecánicos de las columnas se transm<sup>i</sup>ten en forma casi directa a las pilas no existen esfuerzos de flexión. En caso de que existiera un momento flexionante la zapata se diseñaría como una viga. En la viga se debe colocar al menos el porcentaje mínimo:

$$p_{min} = 0.7 * \sqrt{f_c} / f_y = 0.0026$$

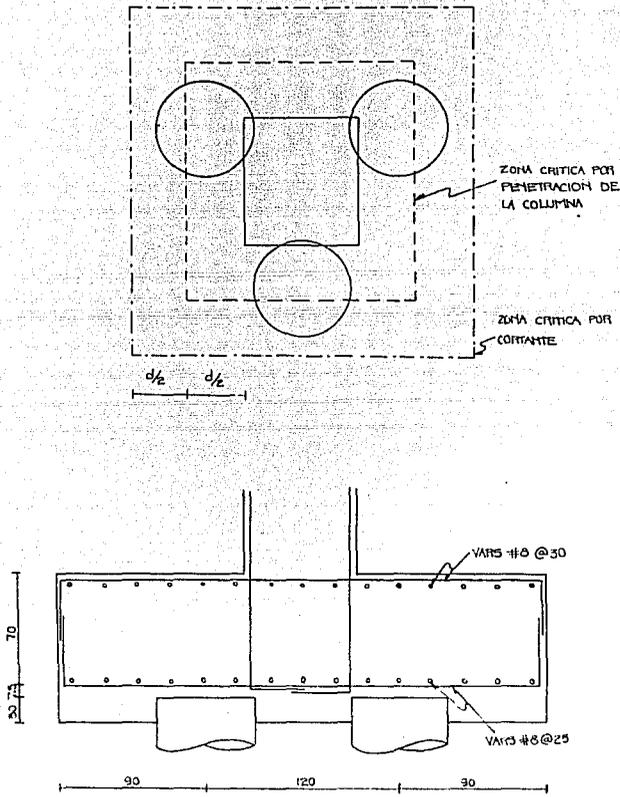


FIGURA 46 ARMADO DE UNA ZAPATA Y SUS ZONAS CRITICAS

por tanto se requiere al menos un área por cada metro de ancho de:

$$As = 0.0026 \cdot 100 \cdot 70 = 18.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si usamos varillas del # 8 la separación requerida es de:

$$S = 5.07 \cdot 100 / 18.45 = 27.5 \text{ cm por lo tanto } S = 25 \text{ cm}$$

Para facilidad de colado y para evitar agrietamientos - excesivos, se colocarán varillas en la parte superior de la zapata. En la figura 46 se muestra como queda finalmente el armado de la zapata.

#### 4.- DISEÑO DE CONTRATRABES Y LOSA DE CIMENTACION

Las contratraves son las trabes en la cimentación que ayudan a que los momentos de las columnas se distribuyan mejor. Como se ha mencionado antes las contratraves también se modelaron con el ETABS, y por consiguiente su diseño se hizo con los elementos mecánicos que el programa reportó multiplicados por el factor de carga correspondiente.

Como el primer piso del edificio alojará máquinas de gran tonelaje, el peso de estas máquinas se consideró en el modelo. En la figura 47, se indican las zonas en que se ubicarán las máquinas y el peso de las mismas. Ya que el diseño de contratraves y losa de cimentación sigue el mismo proceso -- seguido para el diseño de una trabe o una losa normal, no se hará ejemplo alguno de estos cálculos. Las contratraves tienen sección de 120\*40 y la losa de cimentación tiene 25 cm de espesor en las zonas en donde se encuentran las máquinas.

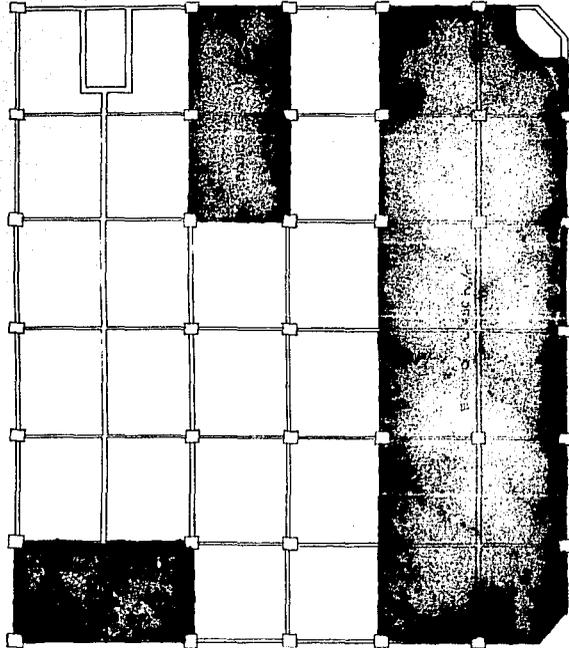


FIGURA 47 ZONAS DE MAQUINARIA DE GRAN TONELAJE

## VI.- COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

#### COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

El análisis que se ha desarrollado en el presente trabajo, para el Centro de Convenciones de un hotel en la ciudad de Cancún, por involucrar el cálculo de todos sus elementos estructurales, desde las fundaciones hasta la cubierta, constituye en sí mismo un ejemplo muy completo de aplicación del conocimiento de ingeniería en estructuras, tanto en concreto como en acero. Durante su ejecución se hizo patente la necesidad que existe de refinar los sistemas de análisis, y se encontró plenamente justificada la utilización de programas de computadora, que permitieron el uso de modelos tridimensionales, los cuales ofrecen la ventaja de proporcionar un conocimiento más realista de la distribución de esfuerzos y deflexiones que se presentan en los diferentes elementos estructurales.

La eficiencia que se logra con este sistema de análisis y diseño permite a los ingenieros civiles realizar mejor su función social de lograr proyectos que, además de seguros, sean económicos. Sin embargo, es fundamental poner marcas de alerta para que los resultados que se obtienen de estos programas sean siempre enjuiciados por el sentido común ingenieril y por revisiones prácticas y sencillas, con el fin de evitar posibles errores en el ingreso de datos o en la modelación.

Las solicitaciones de carga bajo las que fue analizado el modelo se obtuvieron de "Manual de Diseño de Obras Civiles" de la Comisión Federal de Electricidad. Así mismo, para el diseño, a falta de regulaciones específicas para Cancún, se observó lo establecido en el "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987" en todo lo relativo al concreto, y el "Manual de Construcción en Acero" del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero en todo lo relativo a elementos metálicos.

Deseamos resaltar que en los reglamentos se habla muy poco sobre los estados límite de servicio. Tal deficiencia es más notoria en lo que se refiere al fenómeno de vibración. Este campo requiere mayor investigación, ya que la tendencia actual es construir edificios con elementos más ligeros y con claros mayores, propiciando así que se acentúe este fenómeno en las estructuras.

Es necesario hacer énfasis en que la labor del ingeniero no debe terminar con la realización de los planos constructivos que reflejan los cálculos y diseños realizados, como tampoco con la emisión de especificaciones de construcción determinadas, sino que debe proseguir con la fase constructiva del inmueble a fin de cerciorarse que los materiales y procesos constructivos se apeguen a las especificaciones del proyecto. Esto ayuda a garantizar la calidad integral uniforme del conjunto y a que la estructura se comporte según se planteó en los cálculos.

Por otra parte, siempre es conveniente percatarse de los problemas que aparecen en la construcción de un proyecto, los cuales muchas veces conllevan a realizar cambios en los procesos constructivos y en ocasiones hasta en los mismos proyectos. Tal es el caso de condiciones inesperadas del subsuelo, materiales que reportan resistencias menores que las especificadas, cambios y ajustes de última hora en el proyecto arquitectónico, problemas con la calidad de los agregados y del agua, evaporaciones excesivas antes de lograr el fraguado, retiros prematuros de cimbras, traslapes de acero de refuerzo en zonas indebidas, dobleces de varillas utilizando calor, etc.

Por lo anterior la propuesta de las nuevas reglamentaciones recomienda la presencia del ingeniero en las estructuras, como corresponsable de obras. Presencia que debe ser física y real, más no de membrete o firma, ya que se trata de una cuestión de conciencia y responsabilidad profesional. En la medida en que ésto se logre tendremos como resultado construcciones más económicas, racionales, seguras y confiables.

## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Allen D.E., Rainer J.H., Pernica G., "Building Vibration Due to Human Activities", en: Building Structures, editado por - Donald R. Sherman, Publicado por The American Society of - Civil Engineers, E.U.A., 1987, p.p. 438-447.
- 2.- Becker, Rachel, "Simplified Investigation of Floors Under - Foot Traffic", en Journal of the Structural Division, noviem bre 1980, E.U.A., 1980, p.p. 2221-2233.
- 3.- Bowles Joseph E., Diseño de Acero Estructural, 1ª ed., Ed. Limusa, México 1984, p.p. 595.
- 4.- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Manual de Diseño de Obras Civiles, Estructuras - C.1.4. Diseño por Viento. 1ª ed. México p.p. 55.
- 5.- Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica, Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo, México 1969, p.p. 559.
- 6.- Departamento del Distrito Federal, Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, publicado en la Gaceta Oficial del Departamento del - Distrito Federal el 26 de noviembre de 1987, México 1987, - p.p. 73.
- 7.- Departamento del Distrito Federal, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987, publicado en la Gaceta - Oficial del Departamento del D.F., el 6 de julio de 1987, - México, 1987, p.p. 100.
- 8.- Dirección de Planeación Económico urbana de FONATUR, Cancción: Un Desarrollo Turístico en la Costa Turquesa, 1ª ed., Editado por FONATUR, México 1982, p.p. 103.

- 9.- Galambos Theodore V., Vibration of Steel Joist Concrete Slab Floors, Technical Digest No. 5, 1ª Ed, Steel Joist Institute, E.U.A., p.p. 34.
- 10.- González Cuevas Oscar M., Robles Francisco F. V., Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, 2ª Ed. Limusa, México, 1985, p.p. 675.
- 11.- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero A. C., Manual de Construcción en Acero, Tomo I, 1ª Ed., Ed. Limusa, México, 1987, p.p. 236, (Traducción del manual del AISC).
- 12.- James M. L., Smith J.M., Wolford J.C., Métodos Numéricos Aplicados a la Computación Digital con Fortran, 2ª Ed., Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., México, 1979, - - p.p. 575.
- 13.- Martínez I., Navarro A., Ceniceros J., Dinámica Estructural, 1ª ed., Editorial Universitaria Universidad Autónoma de --- Zacatecas, Zac., México, 1983, p.p. 289.
- 14.- Meli Piralla, Roberto, Diseño Estructural, 1ª Ed., Ed. Limusa México 1985, p.p. 582.
- 15.- Park R., Paulay T., Estructuras de Concreto Reforzado, 1ª ed. Ed. Limusa, México 1986, p.p. 796.
- 16.- Parmalee Richard A., Ramírez Martín R., "Dynamic Criteria for Human Response to Floor Vibrations", en: Building Structures, editado por Donald R. Sherman, publicado por The American - Society of Civil Engineers, E.U.A., 1987, p.p. 448-454.
- 17.- Peck Ralph B., Hanson Walter E., Thornburn Thomas H., Ingeniería de Cimentaciones, 2ª ed., Ed. Limusa, México 1983, -- p.p. 557.

- 18.- Pfrang Edward O., Marshall Richard M., "Collapse of The -- Kansas City Hyatt Regency Walkways", en: Civil Engineering ASCE, julio de 1982, E.U.A., 1982, p.p. 65-68.
- 19.- Shan S. Kuo, University of Hampshire, Numerical Methods and Computers, 1ª Ed., Addison - Wesley Publishing Company, 1966 E.U.A., p.p. 199-207.
- 20.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes, 1ª Ed., Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México 1983, p.p. 223.
- 21.- Timoshenko, S.P., Woinowsky-Kreiger, S., Theory of Plates - and Shells, Mac Graw Hill Book Co., New York, N.Y. 1959
- 22.- Tuan Christopher Y., William E. Saul, "Loads Due to Spectator Movements", en: Journal of Structural Engineering, --- Vol. 111, No. 2, febrero 1985, A.S.C.E., E.U.A., p.p. 418-434.
- 23.- Velestos Anestis S., Newmark Nathan M., "Natural Frequencies of Continuous Flexural Members", en: Selected Papers by Nathan M. Newmark, Civil Engineering Classics, 1ª Ed., publicado - por la American Society of Civil Engineers, N.Y., E.U.A. -- 1976, p.p. 529-543.