



Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
**A R A G O N**

---

**ANALISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA  
METALICA PARA SOPORTE DE UN  
PRECIPITADOR ELECTROSTATICO**

**TESIS PROFESIONAL**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :  
**JUAN SANABRIA REYES**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

Grupo Nacional de Estudios Históricos

Div 140

99st 29466



INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS

A mis Padres

SR. AURELIO SANABRIA GUERRERO.

SRA. FELISA REYES DE SANABRIA.

Con Admiración, Respeto y Agradecimiento  
por el Amor y Apoyo que me han brindado.

A mis Hermanos

GUADALUPE

MARTA

MARIA

LOURDES

GASPAR

JULIO

SERGIO

GERARDO

TERESA

Porque me brindaron su Apoyo en el  
momento oportuno.

A todos mis Familiares

Con Agradecimiento muy especial  
a quienes pusieron su "grano de  
arena" para el logro de esta  
Meta.



Mi Sincero Reconocimiento a

NORMA A. RAMOS ALVARADO

Por su Colaboración, Apoyo e Inspiración  
en el Logro de esta Meta.

A mi Escuela

Por las Facilidades y Conocimientos  
que me brindó, los que ahora son  
Base en mi Vida Profesional.

A mis Maestros

Con Agradecimiento muy especial  
al Ing. CLAUDIO MERRIFIELD C.,  
Director de esta Tesis, por su  
Orientación en el Desarrollo de  
la misma.

A mis Amigos

Porque compartimos las mismas Dudas  
e Inquietudes, por Acompañarme en  
los momentos Buenos y en los  
Difíciles.

A mis Compañeros.



UNIDAD NACIONAL  
AVENIDA

Sr. JUAN SANABRIA REYES  
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 24 de julio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. CLAUDIO MERRIFIELD C. pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA METALICA PARA SOPORTE DE UN PRECIPITADOR ELECTROSTATICO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., agosto 6 de 1980.  
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería  
Unidad Académica  
Departamento de Servicios Escolares.

SRR 'JRTD'lla.

# T E M A R I O

INTRODUCCION	1
I.-ANALISIS DE CARGAS	3
I.1) Descripción del Proyecto	3
I.2) Distribución de Cargas	12
II.-DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR	25
II.1) Análisis Preliminar por Cargas Verticales	25
II.2) Análisis Preliminar por Cargas Laterales	31
II.3) Dimensionamiento de Secciones	40
III.-ANALISIS ESTÁTICO	67
III.1) Rigidez	67
III.2) Factores de Distribución	68
III.3) Momentos de Empotramiento y Cortantes	69
III.4) Momentos y Cortantes Finales	70
IV.-ANALISIS SISMICO	73
IV.1) Cortante Directo	73
IV.2) Cortante por Torsión	76
IV.3) Elementos Mecánicos	81
V.-REVISION DE SECCIONES	87
VI.-DISEÑO DE CONEXIONES	98
VI.1) Tipos de Soldadura	98
VI.2) Esfuerzos en Soldadura	101
VI.3) Esfuerzos Admisibles en Soldadura	103
VI.4) Conexiones	104
VII.-CONCLUSIONES Y ESPECIFICACIONES	129
BIBLIOGRAFIA	134

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

Al diseñar una estructura se tiene como propósito fundamental obtener una estructura tanto económica como segura, - cumpliendo con ciertos requisitos funcionales y estéticos.

El diseño estructural está basado en gran parte en la habilidad creativa, imaginación, experiencia y criterio del diseñador.

Los caminos a seguir, así como los métodos y criterios - utilizados en el diseño de una estructura, los decide el diseñador basándose principalmente en su experiencia.

En el presente trabajo se pretende proporcionar un procedimiento para diseñar una estructura, en la que gran parte de su masa se encuentra en el extremo superior.

El proyecto que se presenta en este trabajo es una estructura metálica para soportar un PRECIPITADOR.

Las características geométricas y físicas del PRECIPITADOR, son proporcionadas por su fabricante. Con estos datos como punto de partida, se procede a diseñar la estructura mencionada.

Para el Análisis por Cargas verticales de la estructura, se utiliza el Método de H. Cross; por Cargas Laterales, el Método Estático. Estos Métodos son sencillos y además proporcionan resultados bastante aceptables.

En el proporcionamiento de secciones se trabaja con la Teoría Elástica.

# I.- ANALISIS DE CARGAS

## I.1.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto a desarrollar es una estructura metálica que sirva de soporte a un PRECIPITADOR ELECTROSTATICO.

El Precipitador es un tanque rectangular el cual servirá para retener Licor Negro. A continuación se muestran las características geométricas, proporcionadas por el fabricante.

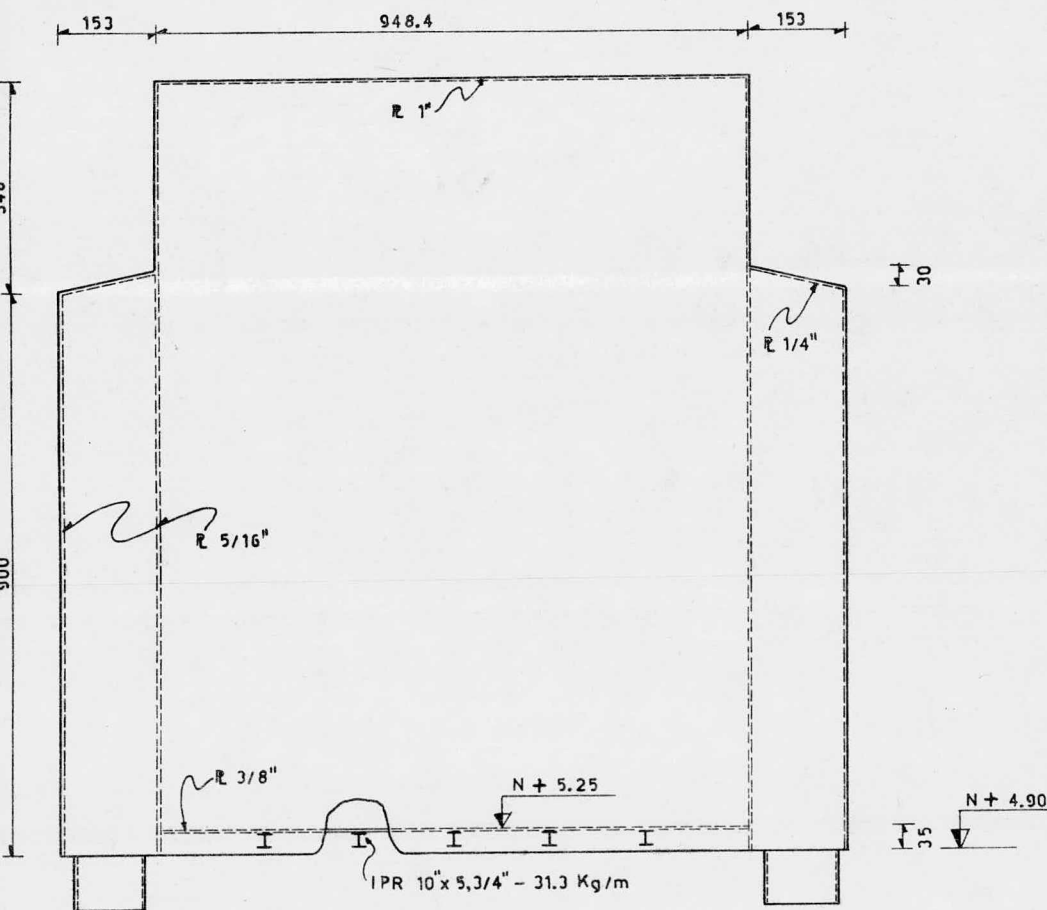


Fig. I.1.a).- Elevación Longitudinal

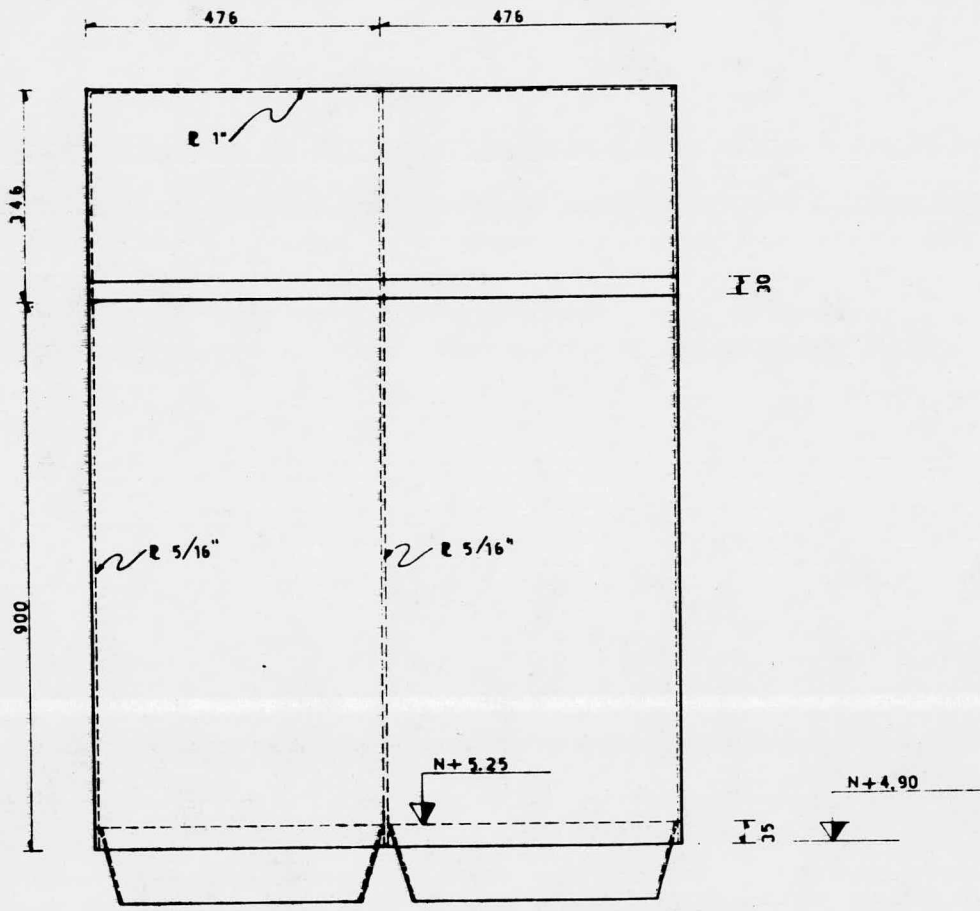


Fig. I.1.b).- Elevación Transversal



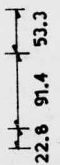
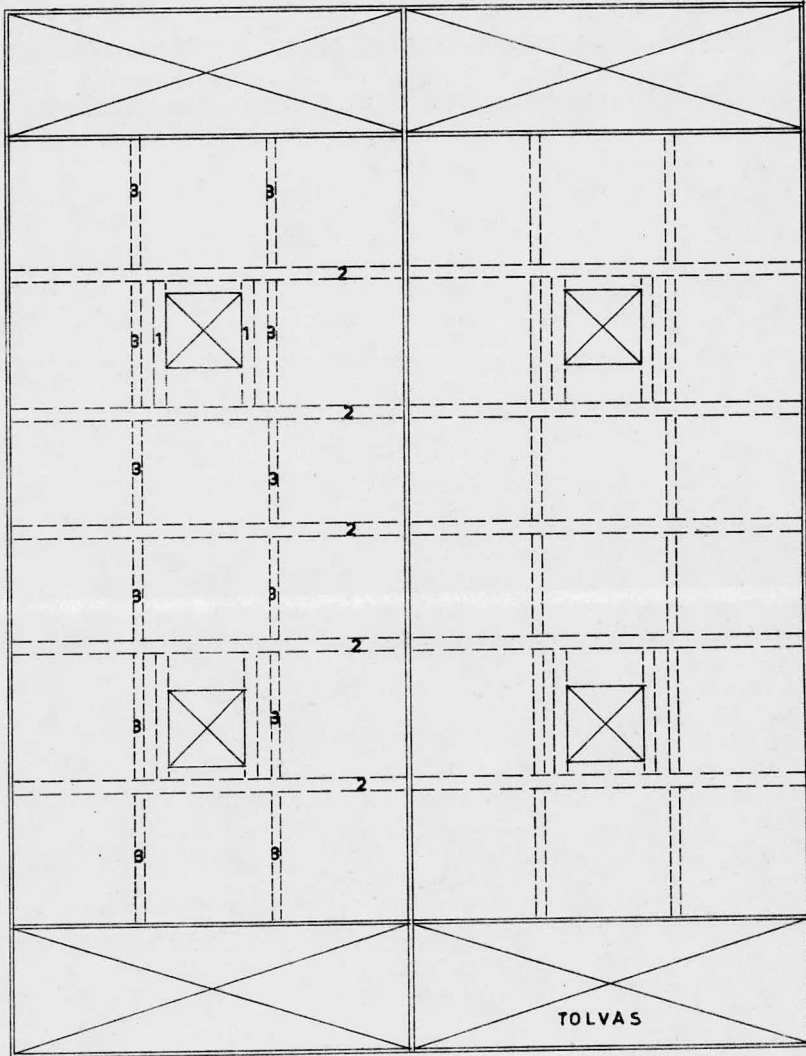
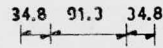


Fig. I.1.c).- Planta de Fondo Mojado ( N + 5.25 )

- 1.- IPR 8" x 5 3/4"- 25.3 kg/m
- 2.- IPR 10" x 5 3/4 - 31.3 kg/m
- 3.- GPS 6" - 12.2 kg/m

En la figura I.1.c se puede observar que la planta de fondo mojado está resuelta estructuralmente. La placa del Fondo Mojado se apoya en las vigas IPR y CPS, las cuales se apoyan a la vez en las placas de pared, siendo estas últimas las que se apoyarán en la estructura que se va a diseñar.

La altura a la que deberá colocarse el Precipitador será de 5.25 m sobre el nivel del suelo (  $N \pm 0.0$  ).

#### I.1.1.- Estructuramiento.

La solución estructural más conveniente es a base de marcos rígidos ortogonales, ubicándose éstos bajo las placas de pared para apoyo de las mismas.

En dirección longitudinal serán tres marcos; y en dirección transversal, cuatro, dos bajo las placas interiores y dos más en medio, debido a que el claro es muy grande.

Las necesidades y restricciones presentadas por el Clientos dan su ubicación.

Se utilizarán siete marcos: Tres en la dirección N-S, los cuales fueron ubicados sobre los ejes A, B y C; cuatro en la dirección E-O, ubicados sobre los ejes 2, 3, 4 y 5. A continuación se muestran cortes esquemáticos de los marcos y la planta de la Estructura que servirá de apoyo, llamada posteriormente Estructura Principal.

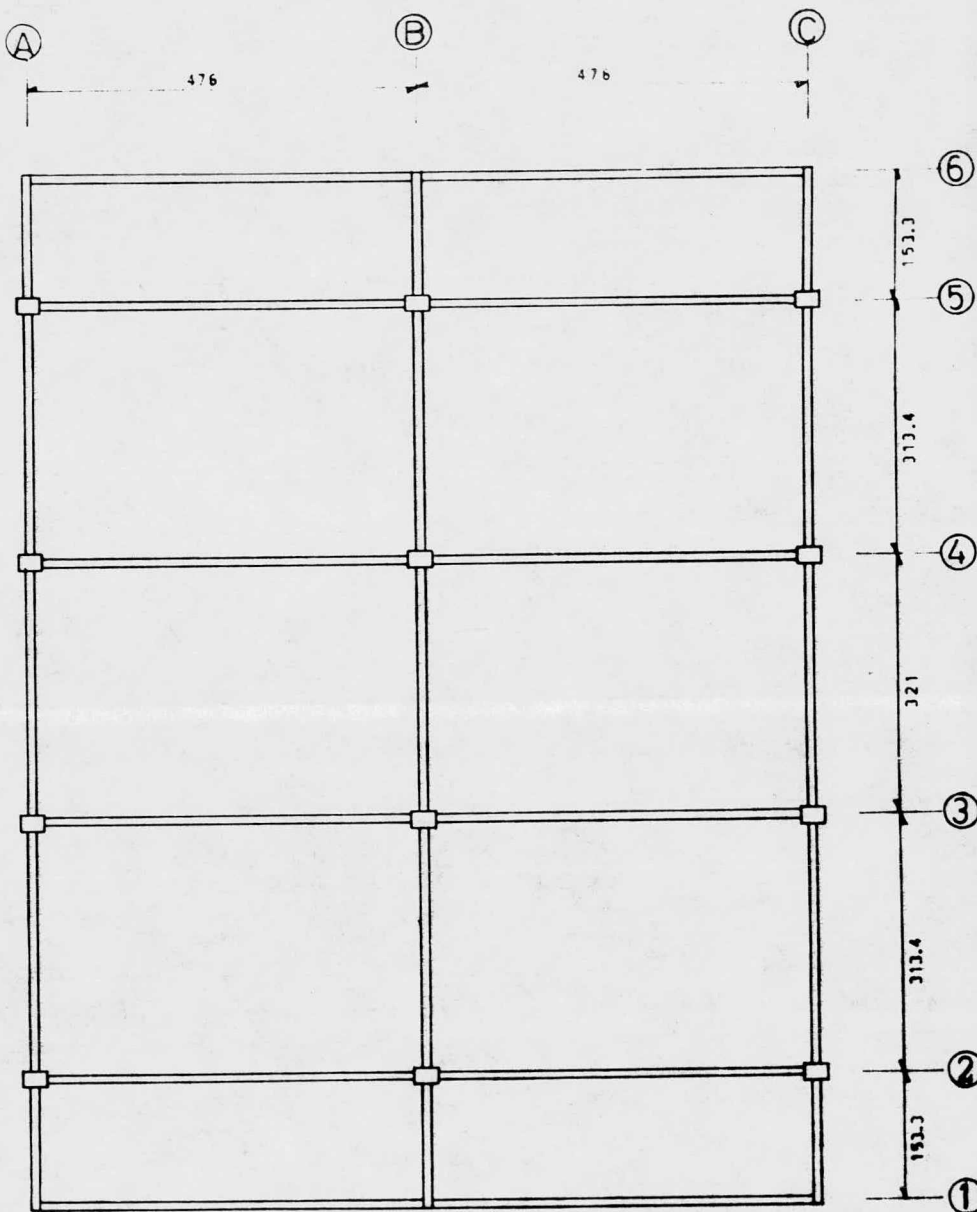


Fig. I.1.1.a).- Planta de Estructura Principal

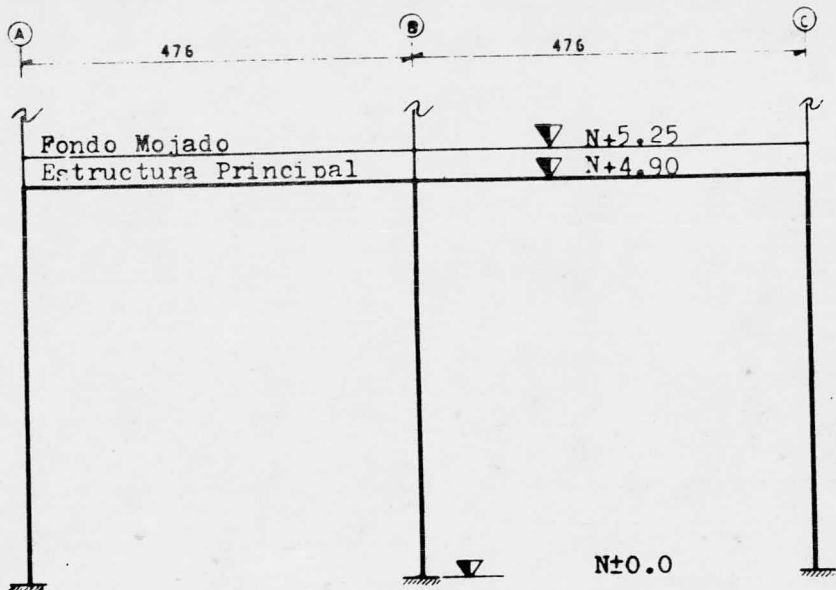


Fig. I.1.1.b).- Corte Transversal

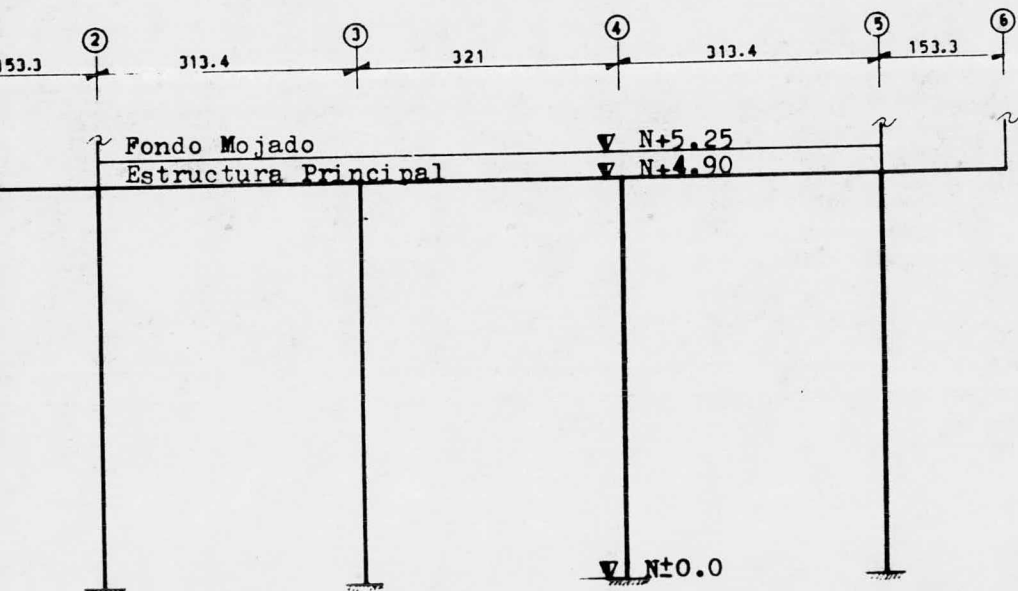


Fig. I.1.1.c).- Corte Longitudinal

Como el peso que soportará la estructura es grande, y la altura de las columnas es de 4.9 m, conviene arriostrarlas para reducir, tanto los efectos de esbeltez, como los desplazamientos originados por las fuerzas horizontales. Pero existe la restricción de que se deberá dejar una altura libre sobre el nivel del suelo igual a 3.2 m. Por lo cual se decide utilizar una estructura adicional en el nivel + 3.50, además de arriostrar las columnas en el tramo comprendido entre los niveles + 4.90 y + 3.50.

Las siguientes figuras muestran esquemáticamente como queda finalmente estructurado.

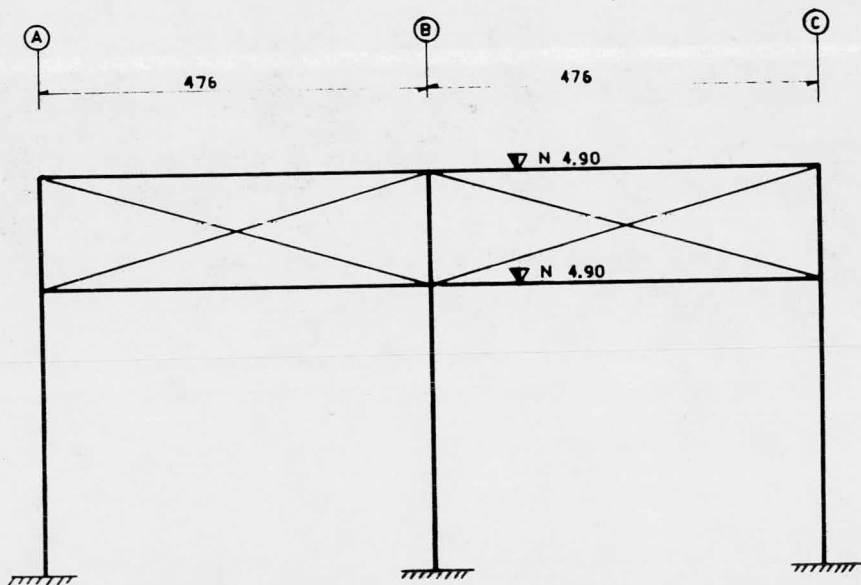


Fig. I.1.1.d).- Marcos 2, 3, 4 y 5

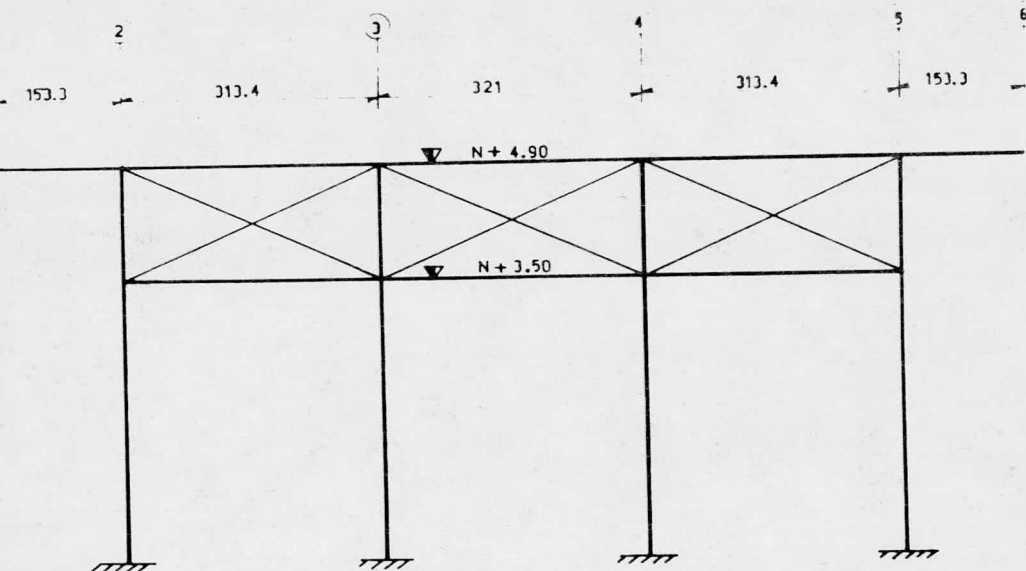


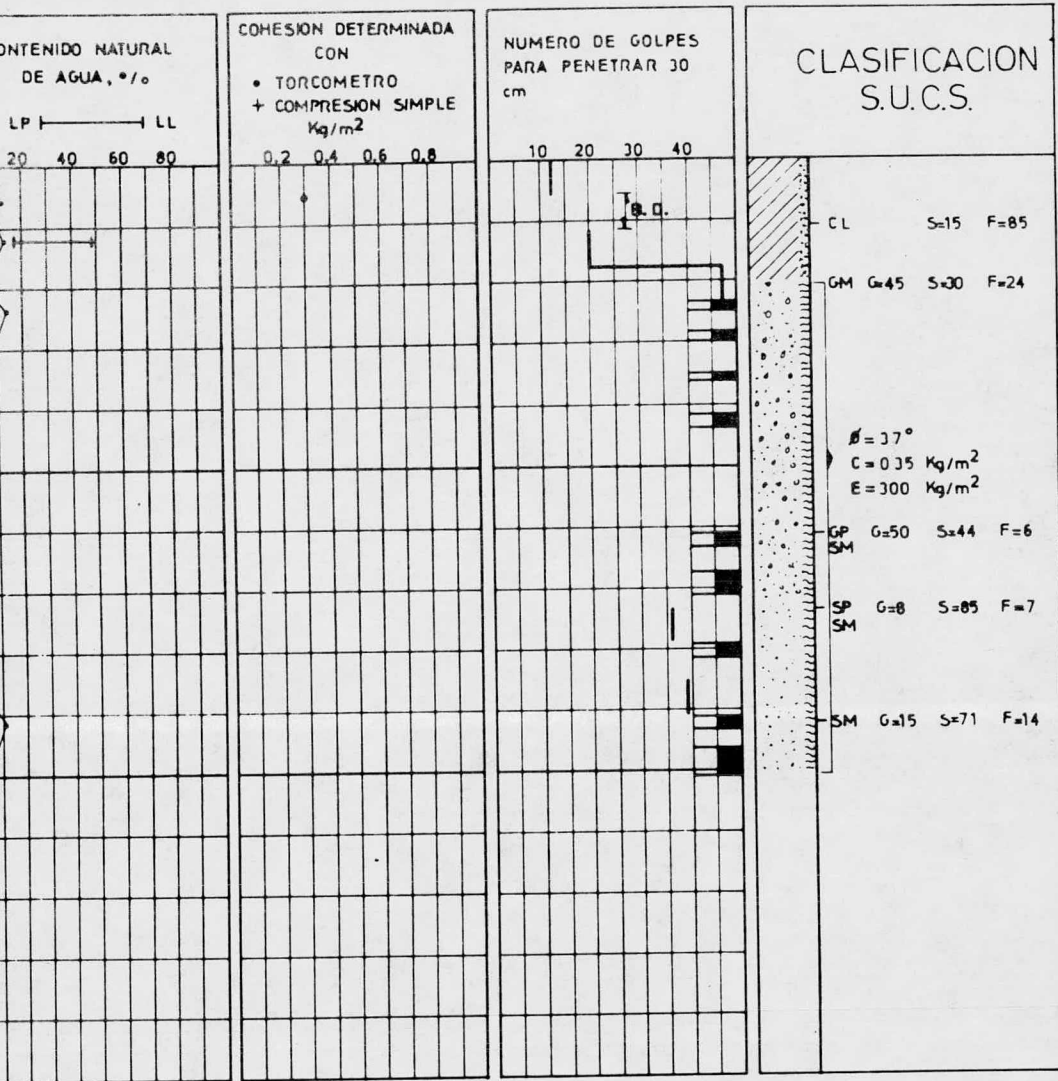
Fig. I.1.1.e).- Marcos A, B y C

Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, la estructura que se trata está clasificada de la siguiente forma:

Pertenece al Grupo B, por su uso ( Art. 232 ); al Tipo I, por el tipo de estructura ( Art. 233 ).


#### I.1.2.- Características del lugar.

La estructura estará ubicada en una zona en donde el suelo es firme y poco compresible. En la figura I.1.2.a se muestra un corte estratigráfico y algunas características del suelo, obtenidas de un sondeo realizado en el lugar.



**SIMBOLOGIA**

-  ARCILLA
-  LIMO
-  ARENA
-  GRABA

Más de 50 golpes   
 B.D.=Muestreo con barril Dénison

G= % DE GRABA  
 S= % DE ARENA  
 F= % DE FINOS

Fig. I.1.2.a).- Estudio del Suelo

Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el lugar queda comprendido en la Zona I. En esta zona suelos compresibles tienen un espesor H menor de 3.0 m.

El coeficiente sísmico que le corresponde a la Zona I es  $\gamma = 0.16$  ( Art. 234 ). Este valor será afectado por el factor de ductilidad  $Q = 2.0$  ( Art. 235 ).

I.2.- DISTRIBUCION DE CARGAS

Para poder realizar el análisis estático será necesario determinar el valor de la carga sobre los marcos. Para este fin harán dos distribuciones de carga: una en el Fondo Mojado y otra en el Techo. Se usarán los datos proporcionados por fabricante:

Peso Total del Precipitador.-  $W_{c.v.} = 87.0$  ton.  
 $W_{c.m.} = 213.0$  ton.

Carga Viva = Carga viva en techo ( por especificación )  
+ peso del Licor Negro.

Carga Muerta = Peso propio del Precipitador.

Especificación de carga:

Carga Viva en Techo =  $20.5 \text{ lb/ft}^2$   
Licor Negro =  $170 \text{ lb/ft}^2$



## 1.2.1.- Distribución de Cargas en la Planta de Fondo Mojado

### 1).- Carga Viva.

En la planta de Fondo Mojado no se tomará en cuenta el peso de las tolvas laterales, debido a que no existe base de apoyo en ellas. Siendo absorbida la presión del líquido por los muros, cuando exista el estado de reposo.

El área del Fondo Mojado se tomará como:

$$A_{FM} = (9.48 \text{ m})(9.52 \text{ m}) = 90.25 \text{ m}^2$$

La presión de contacto sobre la placa del fondo será igual a la carga del Licor Negro:

$$W_{LN} = 170 \text{ lb/ft}^2 = (170)(0.0048824) = 0.83 \text{ t/m}^2$$

0.0048824 = factor para transformar lb/ft<sup>2</sup> a t/m<sup>2</sup>).

### 2).- Carga Muerta.

La placa del fondo tiene un espesor de 3/8", por lo tanto corresponde un peso de 74.7 kg/m<sup>2</sup>.

$$W_{RFM} = 0.075 \text{ t/m}^2$$

El peso de la estructura que sirve de soporte a la placa del Fondo Mojado, será determinado con la suma de los pesos de las vigas. Se puede ver en la Planta de Fondo Mojado (Fig. 1.c) que se tienen perfiles IPR 10" x 5 3/4" - 31.3 kg/m, IPR 8" x 5 3/4" - 25.3 kg/m y CPS 6" - 12.2 kg/m.

$$\text{IPR } 10" \times 5 \frac{3}{4}" : W = 5(9.48 \text{ m})(31.3 \text{ kg/m}) = 1489.8 \text{ kg}$$

$$\text{IPR } 8" \times 5 \frac{3}{4}" : W = 4(1.03 \text{ m})(25.3 \text{ kg/m}) = 170.0 \text{ kg}$$

$$\text{CPS } 6" : W = 4(9.48 \text{ m})(12.2 \text{ kg/m}) = 462.6 \text{ kg}$$

El peso total es:  $W_t = 2122.4 \text{ kg} = 2.123 \text{ ton.}$

$$\omega_{EA} = \frac{2.123 \text{ ton}}{90.25 \text{ m}^2} = 0.024 \text{ t/m}^2$$

La carga distribuida total en el Fondo Mojado es :

Licor Negro :  $\omega = 0.83 \text{ t/m}^2$

Placa F. Mojado :  $\omega = 0.075 \text{ t/m}^2$

Estructura :  $\omega = 0.024 \text{ t/m}^2$

$$\omega_t = 0.929 \text{ t/m}^2 \doteq 0.93 \text{ t/m}^2$$

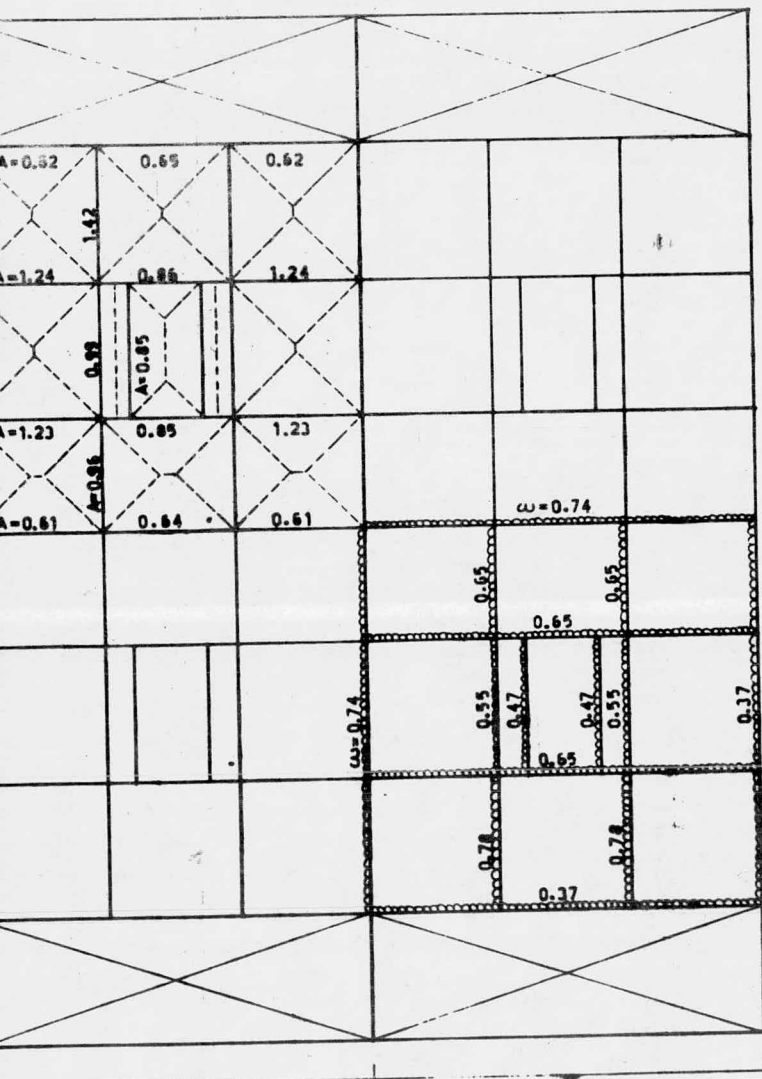
Con la carga obtenida se hará una distribución sobre las vigas de la estructura. La distribución se hará en función del área tributaria. La carga que le corresponda a cada viga se distribuirá uniformemente sobre ellas.

Para obtener las reacciones de las vigas sobre las placas de pared, será necesario hacer un análisis, considerando que están libremente apoyadas en sus extremos.

### 3).- Análisis de Vigas.

Primero se analizarán las vigas que están en dirección de los ejes letras y posteriormente las que están en dirección de los ejes números. Esto se debe a que las primeras se apoyan sobre las segundas.

157.5    160.9    157.9    157.5    160.9    157.5

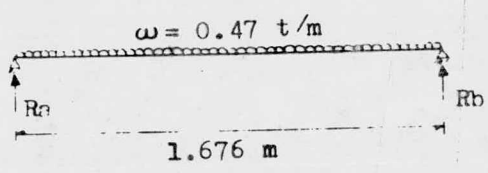


153  
162.6  
167.6  
138  
138  
167.5  
162.6  
193

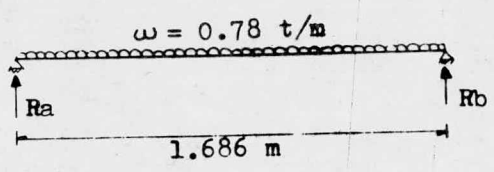
Areas Tributarias  
(m<sup>2</sup>)

Carga Distribuida  
(t/m)

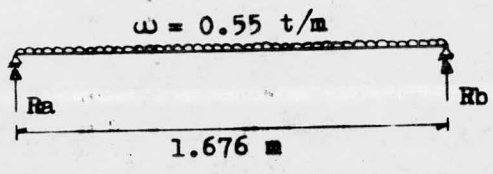
Fig. I.2.1.a).- Areas tributarias y Cargas distribuidas en el Fondo Mojado.



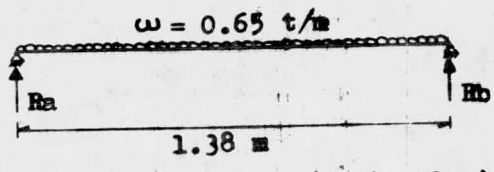
$$R_a = R_b = (0.47 \text{ t/m}) (1.676 \text{ m}) / 2 = 0.4 \text{ ton}$$



$$R_a = R_b = (0.78 \text{ t/m}) (1.686 \text{ m}) / 2 = 0.66 \text{ ton}$$



$$R_a = R_b = (0.55 \text{ t/m}) (1.676 \text{ m}) / 2 = 0.46 \text{ ton}$$

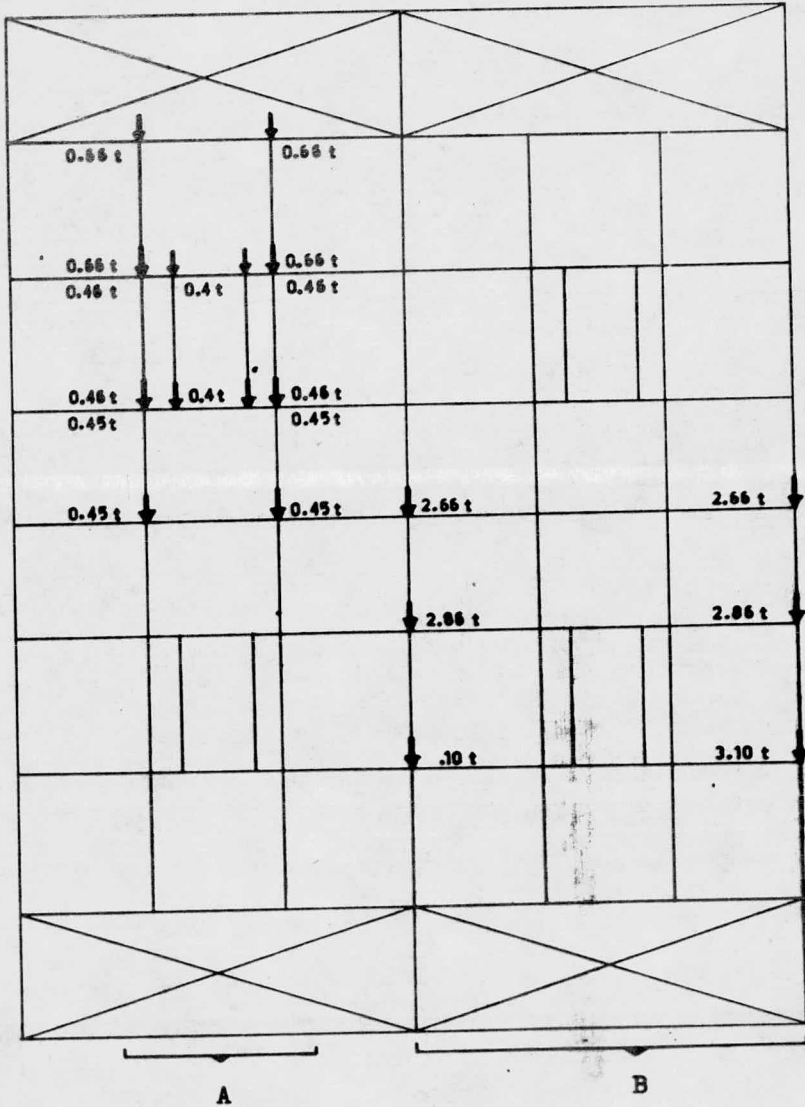


$$R_a = R_b = (0.65 \text{ t/m}) (1.38 \text{ m}) / 2 = 0.45 \text{ ton}$$

Con los valores anteriores y con la carga uniformemente distribuida, se analizarán las vigas en dirección de los ejes ros.

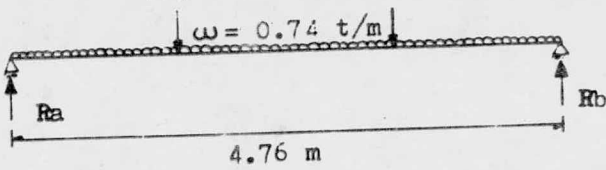
Fig. 1.2.1.b).- Reacciones de Vigas del Fondo Mojado

- A) Cargas concentradas debidas a traves en direcci3n letras.
- B) Cargas concentradas debidas a traves en direcci3n n3meros.



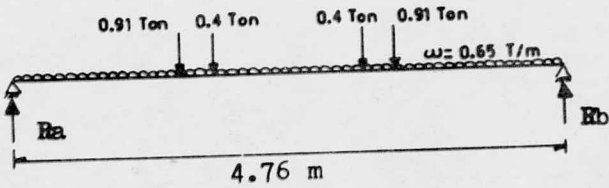
0.9 ton

e).-



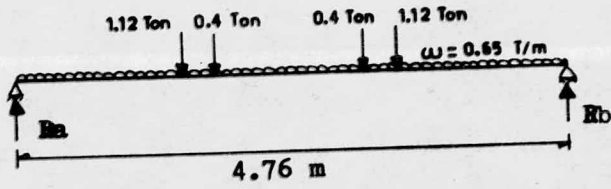
$$R_a = R_b = (0.74 \text{ t/m}) (4.76 \text{ m})/2 + 0.9 \text{ ton} = 2.66 \text{ ton}$$

f).-



$$R_a = R_b = (0.65 \text{ t/m}) (4.76 \text{ m})/2 + 0.91 \text{ ton} + 0.4 \text{ ton} = 2.86 \text{ ton}$$

g).-



$$R_a = R_b = (0.65 \text{ t/m}) (4.76 \text{ m})/2 + 1.12 \text{ ton} + 0.4 \text{ ton} = 3.10 \text{ ton}$$

**I.2.2.- Distribución de Cargas en el Techo**

**1).- Carga Viva.**

La carga viva será por especificación:

$$w_{cv} = 20.5 \text{ lb/ft}^2 = (20.5) (0.0048824) = 0.100 \text{ t/m}^2$$

**2).- Carga Muerta.**

La carga muerta tendrá dos valores: En el techo de las te-  
 vas laterales, será igual al peso propio de la placa; entre los  
 ejes 2 y 5 será obtenida deduciendo, del peso total, los pesos

las placas de pared, placa y estructura de soporte del Fondo y placa de techo de las tolvas laterales.

Peso de las placas de pared:

Sobre los ejes A, B y C.-  $h = 9.0$  m,  $L = 1.53$  m ;

$h = 12.46$  m,  $L = 9.48$  m,  $w = 62.2$  kg/m<sup>2</sup> .

$$W = (9.0)(1.53)(62.2)6 + (12.46)(9.48)(62.2)3 = 27180.3 \text{ kg} \\ = 27.18 \text{ ton}$$

Sobre los ejes 1 y 6.-  $h = 9.0$  m,  $L = 9.52$  m,  $w = 62.2$  kg/m<sup>2</sup>

$$W = (9.0)(9.52)(62.2)2 = 10658.6 \text{ kg} = 10.658 \text{ ton}$$

Sobre los ejes 2 y 5.-  $h = 12.46$  m,  $L = 9.52$  m,

$w = 62.2$  kg/m<sup>2</sup>

$$W = (12.46)(9.52)(62.2)2 = 14756.2 \text{ kg} = 14.756 \text{ ton}$$

Peso de la placa y estructura del Fondo Mojado:

$A_{fm} = 90.25$  m<sup>2</sup> ,  $w = 0.099$  t/m<sup>2</sup>

$$W = (90.25 \text{ m}^2)(0.099 \text{ t/m}^2) = 8.935 \text{ ton}$$

Peso de la placa del techo de las tolvas laterales:

$A = (1.53 \text{ m})(9.52 \text{ m}) = 14.56$  m<sup>2</sup> ,  $w = 0.075$  t/m<sup>2</sup>

$$W = (14.56 \text{ m}^2)(0.075 \text{ t/m}^2)2 = 2.184 \text{ ton}$$

La suma de los pesos es:

Placas de pared:

$$W = 52.60 \text{ ton}$$

Placa y Est. F. Mojado:

$$W = 8.94 \text{ ton}$$

Placa techo tolvas:

$$W = 2.20 \text{ ton}$$

---

$$W_t = 63.74 \text{ ton}$$

diferencia con el peso total del precipitador es:

$$W_d = 213.0 \text{ ton} - 63.74 \text{ ton} = 149.26 \text{ ton}$$

El valor de la carga muerta en el techo de las tolvas laterales ( entre los ejes 1 y 2, y 5 y 6 ) es :

$$w = 0.075 \text{ t/m}^2$$

El valor de carga muerta entre los ejes 2 y 5 es :

$$w = \frac{149.26 \text{ ton}}{90.25 \text{ m}^2} = 1.65 \text{ t/m}^2$$

La suma de carga muerta más carga viva es :

Entre los ejes 1 y 2, y 5 y 6 :

$$W_{cv} = 0.100 \text{ t/m}^2$$

$$W_{cm} = \frac{0.075 \text{ t/m}^2}{}$$

$$W_t = 0.175 \text{ t/m}^2$$

Entre los ejes 2 y 5 :

$$W_{cv} = 0.100 \text{ t/m}^2$$

$$W_{cm} = \frac{1.650 \text{ t/m}^2}{}$$

$$W_t = 1.750 \text{ t/m}^2$$



Con los valores de carga anteriores se hará una distribución sobre las placas de pared, pues son las que sirven de apoyo al techo.

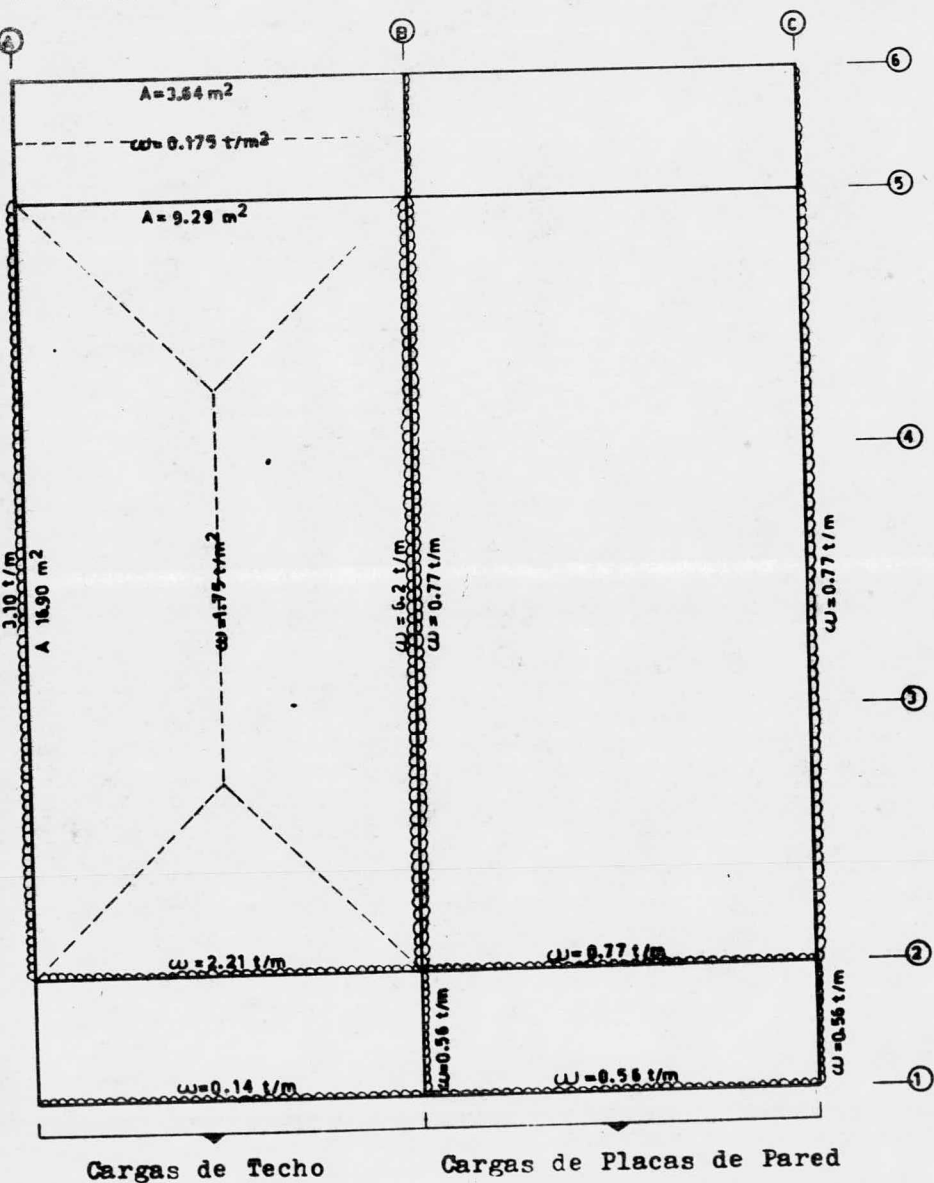


Fig. I.2.2.a).- Cargas debidas al techo y a las placas de pared.

I.2.3.- Distribución de Cargas sobre la estructura Principal.

La distribución de cargas sobre la estructura principal se obtenida sumando las cargas sobre las placas de pared: Cargas de techo + peso propio de placas de pared + cargas de F. ( Ver Fig. I.2.1.a , Fig. I.2.1.b y Fig. I.2.2.a )

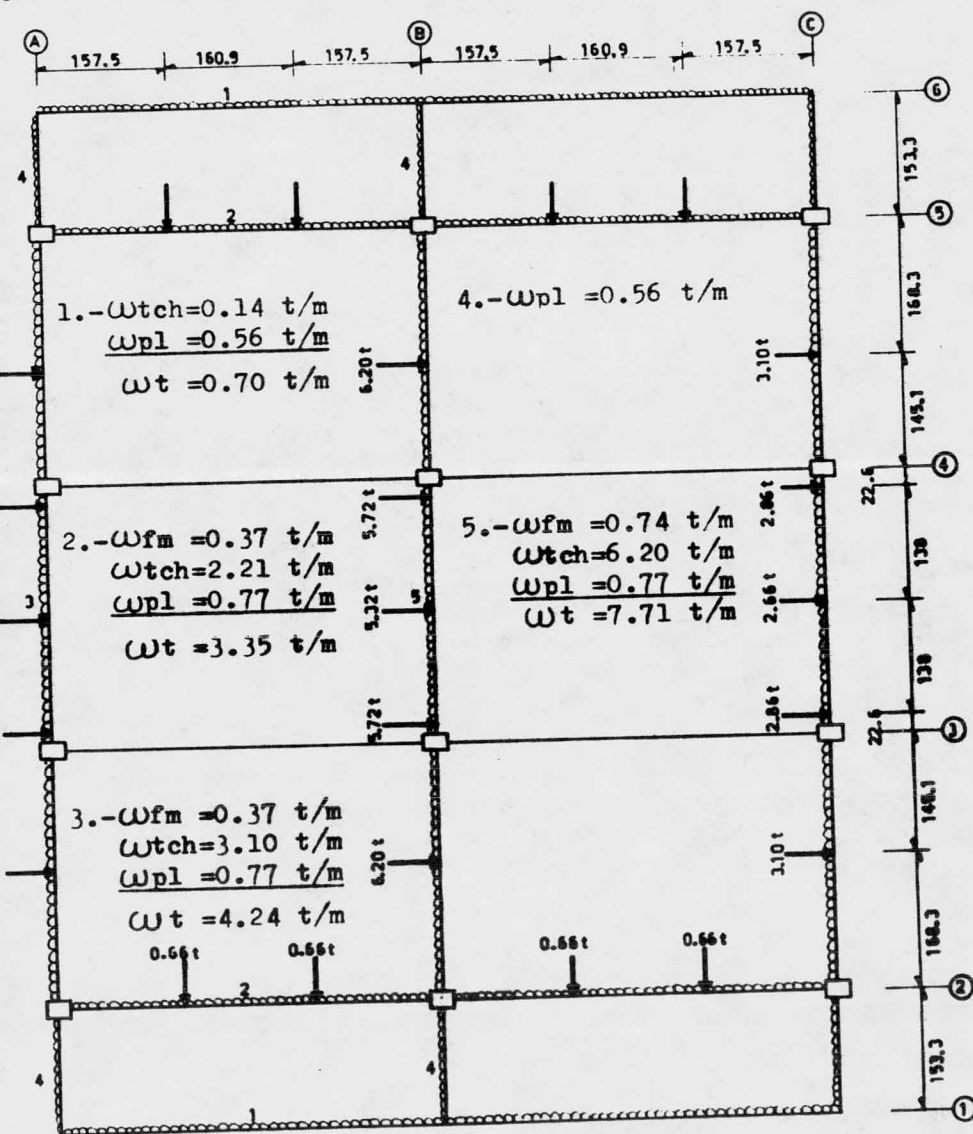
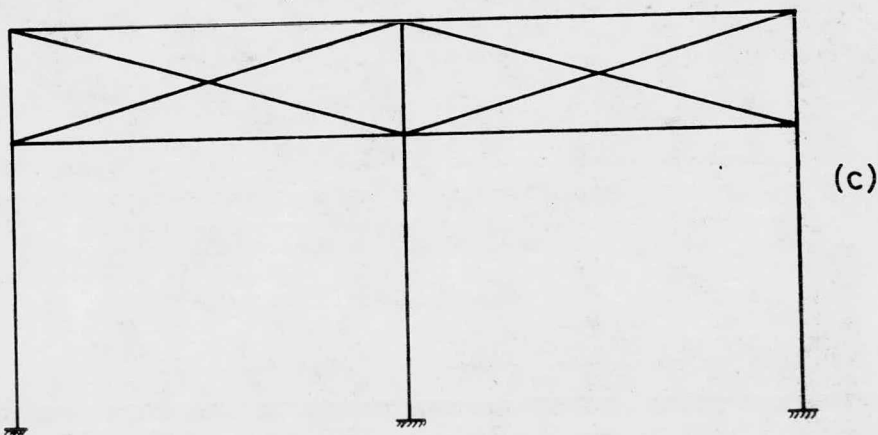
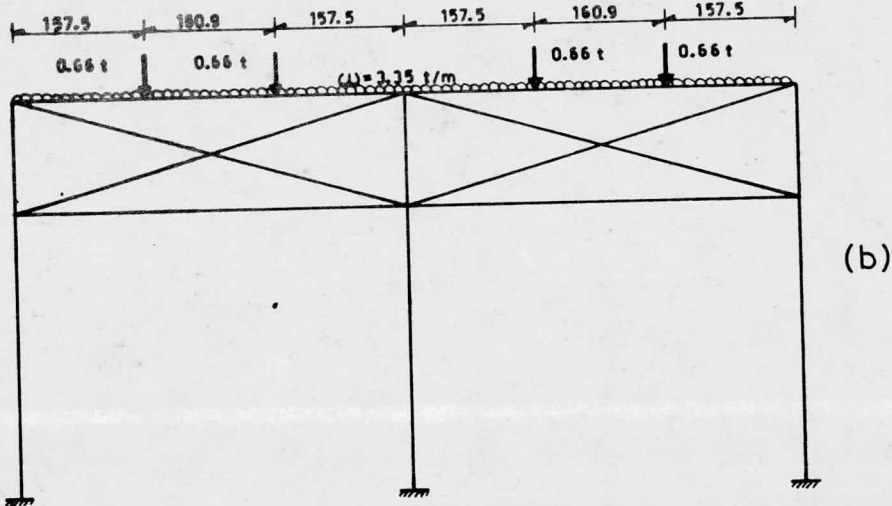
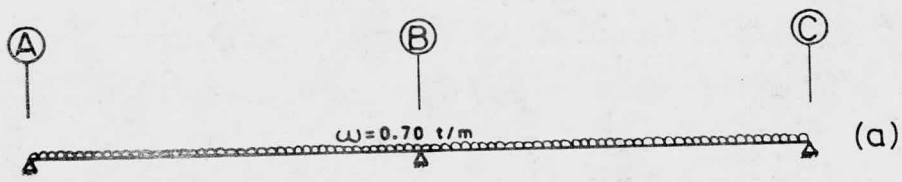


Fig. I.2.3.a).- Distribución de Cargas sobre la Estructura Principal.

Para efectos de análisis se hará un corte esquemático en cada eje, indicando las cargas correspondientes.



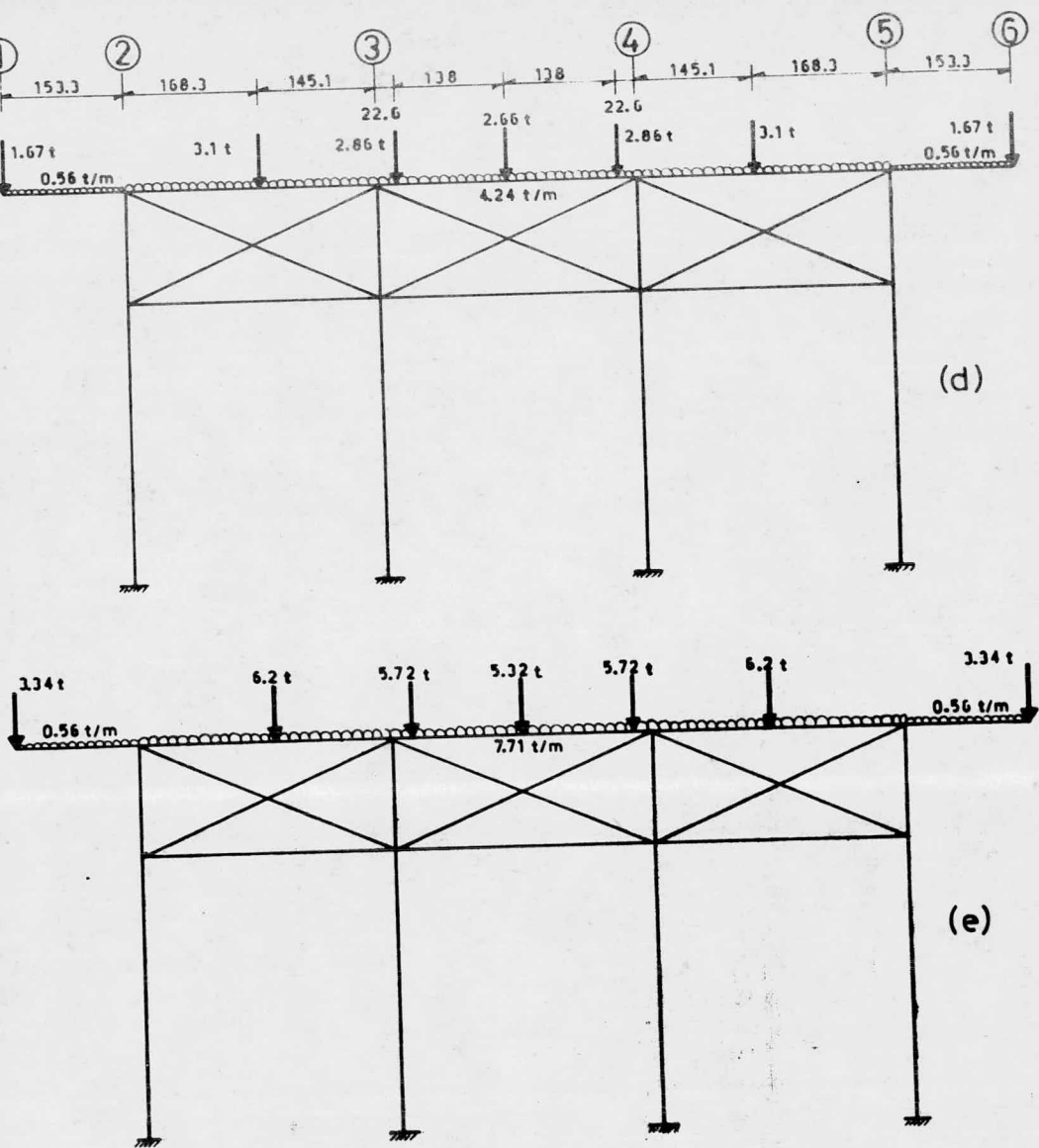


Fig. I.2.2.b).- Cargas sobre la Estructura Principal  
 (a) Traveses de Ejes 1 y 6  
 (b) Marcos de Ejes 2 y 5  
 (c) Marcos de Ejes 3 y 4  
 (d) Marcos de Ejes A y C  
 (e) Marco del Eje B

## II.- DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR

Para realizar el Dimensionamiento Preliminar se tendrán que obtener valores aproximados de los elementos mecánicos que actúan sobre la estructura. Para ésto se hará un análisis preliminar de cargas verticales ( Estático ) y de cargas laterales ( Sísmico ).

Al realizar el análisis preliminar se supondrá una relación de rigideces entre los elementos estructurales, con el fin de obtener factores de distribución.

Para efectos de análisis por cargas verticales, se consideraran los marcos sin la contribución de los contravientos, los cuales se consideran en el análisis sísmico. Así la flexión y el cortante son absorbidos por la Estructura Principal, sirviendo únicamente la Estructura Intermedia para rigidizar a la estructura y absorber parte de los efectos por cargas laterales.

La consideración anterior también se hará en el análisis definitivo.

### II.1.- ANALISIS PRELIMINAR POR CARGAS VERTICALES.

El análisis se hará por el Método de H. Cross. Se presentaran únicamente los cálculos correspondientes al Marco Eje 2. Para los marcos restantes se darán los resultados que se obtienen con el mismo procedimiento.

II.1.1.- Rigidez.- Para poder obtener posteriormente un factor de distribución que permita distribuir los momentos, es necesario suponer una rigidez tanto en traveses como en columnas

Se supondrá una relación de rigideces de trabe entre columna tramo largo  $K_t/K_{c1} = 0.4$ , y de columna tramo corto en columna tramo largo  $K_{cc}/K_{c1} = 2.5$ . Con las relaciones propuestas y suponiendo la rigidez de la columna tramo largo = 1.0, se obtienen las siguientes rigideces:

Columna Tramo Corto	$K = 2.5$
Trabes	$K = 0.4$

### II.1.2.- Factores de Distribución.

El factor de distribución en cada nudo, se obtendrá en función de la rigidez de los elementos estructurales que a él llegan. Así el factor de distribución que le corresponde a cada elemento se determina con :

$$F_{di} = \frac{K_i}{\sum K}$$

Siendo:

$F_{di}$  = Factor de distribución del elemento  $i$

$K_i$  = Rigidez del elemento  $i$

$\sum K$  = Suma de rigideces de los elementos que llegan al nudo en estudio.

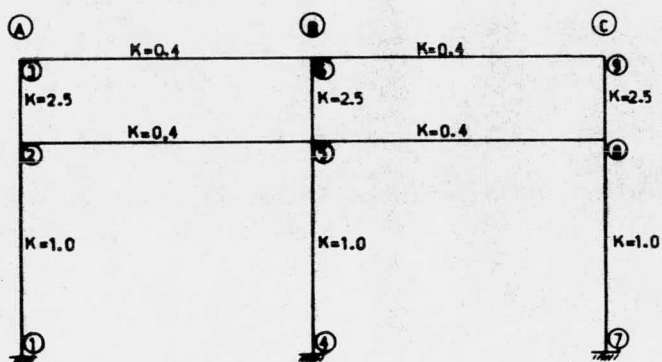


Fig. II.1.2.a) - Marco Eje 2 . Rigidez de Barras y Enumeración de Nudos.

En el nudo ③ la suma de rigideces es  $\sum K = 2.9$ , siendo el factor de distribución para la barra 3-2:

$$F_{d3-2} = \frac{2.5}{2.9} = 0.86$$

Siguiendo el mismo procedimiento se obtienen los siguientes resultados:

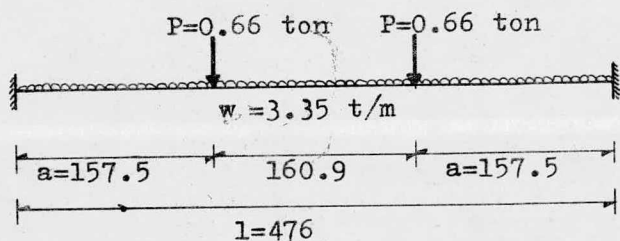
NUDO	BARRA	F. D.
3	3-2	0.86
	3-6	0.14
6	6-3	0.12
	6-5	0.76
	6-9	0.12
2	2-3	0.64
	2-1	0.26
	2-5	0.10
5	5-2	0.095
	5-8	0.095
	5-6	0.58
	5-4	0.23

Por simetría del marco, los nudos ⑨ y ⑧ son iguales a los nudos ③ y ② respectivamente.

En las barras de los nudos ①, ④ y ⑦ el factor de distribución es nulo, debido a que la rigidez del empotramiento se considera infinita.

### II.1.3.- Momentos de Empotramiento y Cortantes.

Para determinar los momentos de empotramiento se utilizarán las fórmulas del Manual HAMSA.



$$M_e = \frac{wl^2}{12} + \frac{Pa(1-a)}{1} = \frac{(3.35)(4.76)^2}{12} + \frac{(0.66)(1.575)(4.76-1.575)}{4.76} = 7.02 \text{ t-m}$$

$$V = \frac{wl}{2} + P = \frac{(3.35)(4.76)}{2} + 0.66 = 8.63 \text{ ton.}$$



### II.1.4.- Momentos y Cortantes Finales.

Para la obtención de Momentos y Cortantes Finales se hace una distribución del momento desequilibrante de cada nudo. La distribución se hará únicamente en la mitad del marco, debido a que éste es simétrico.

N U D O 3				0.50 ←→	N U D O 6			
Ft	CS	CI	VD		VI	CS	CI	VD
Pd	-	0.86	0.14		0.12	-	0.76	0.12
Me	-	0.0	-7.02		7.02	-	0.0	-7.02
Md <sub>1</sub>	-	6.04	0.98		0.0	-	0.0	0.0
Mt <sub>1</sub>	-	0.0	0.0		0.49	-	0.0	-0.49
Md <sub>2</sub>	-	0.0	0.0		0.0	-	0.0	0.0
MF	-	6.04	-6.04		7.51	-	0.0	-7.51
V	-	0.0	8.63		8.63	-	0.0	8.63
ΔV	-	5.09	-0.31		0.31	-	0.0	0.31
VF	-	5.09	8.32		8.94	-	0.0	8.94
		0.5 ↓					↓ 0.5	
N U D O 2				0.50 ←→	N U D O 5			
Ft								
Pd	0.64	0.26	0.10		0.09	0.58	0.24	0.09
Me	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Md <sub>1</sub>	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Mt <sub>1</sub>	3.02	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Md <sub>2</sub>	-1.93	-0.78	-0.30		0.0	0.0	0.0	0.0
MF	1.09	-0.78	-0.31		0.0	0.0	0.0	0.0
V	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
ΔV	5.09	0.23	0.06		-0.06	0.0	0.0	-0.06
VF	5.09	0.23	0.06		-0.06	0.0	0.0	-0.06
		0.5 ↓					↓ 0.5	
N U D O 1				N U D O 4				
Mt <sub>1</sub>	0.0	-	-		-	0.0	-	-
MF	0.0	-	-		-	0.0	-	-

Tabla II.1.a).-Distribución de Momentos Desequilibrantes

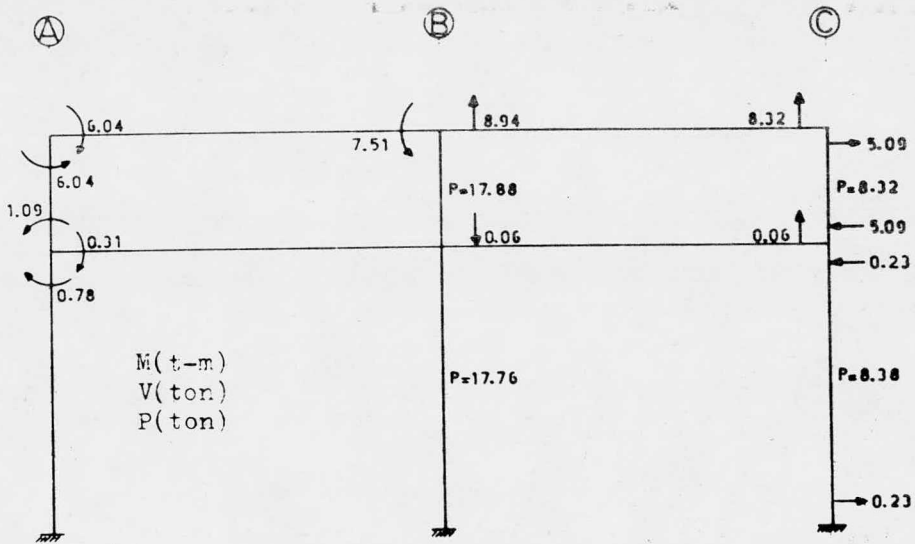


Fig. II.1.4.a). - Marcos de Ejes 2 y 5. Fuerza Axial en Columnas, Fuerza Cortante y Momento Flexionante.

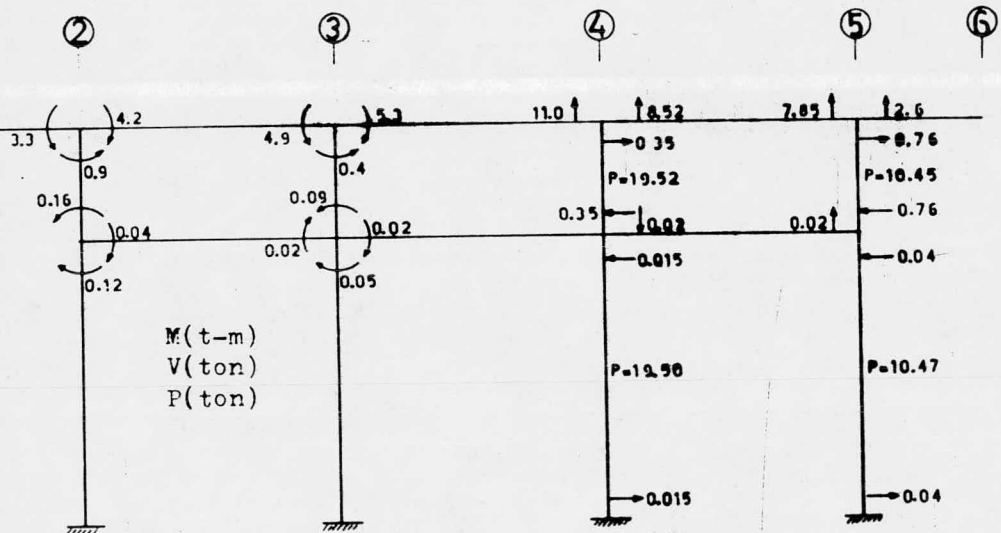


Fig. II.1.4.b). - Marcos de Ejes A y C. Fuerza Axial en Columnas, Fuerza Cortante y Momento Flexionante.

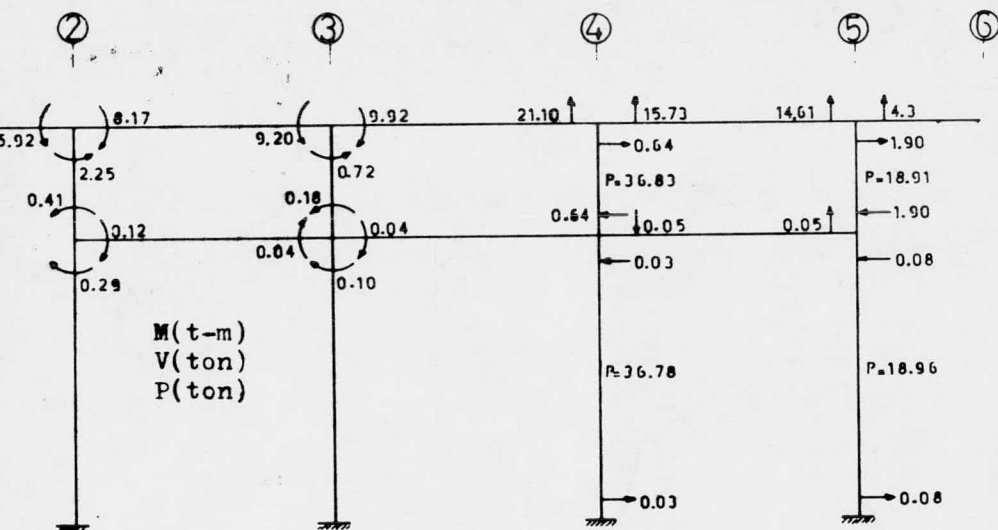


Fig. II.1.4.c).-Marco Eje B. Fuerza Axial en Columnas,  
Fuerza Cortante y Momento Flexionante.

## II.2.- ANALISIS PRELIMINAR POR CARGAS LATERALES

La fuerza sísmica se obtendrá con el Método Estático que se menciona en el Art. 240 del Reglamento de Construcciones para el D.F. La fuerza se distribuirá entre las columnas en base a su rigidez.

Se analizará como armadura la parte comprendida entre la Estructura Principal y la Estructura Intermedia.

Al igual que en el análisis por cargas verticales, únicamente se presentarán los cálculos de un marco.

### II.2.1.-Fuerza Sísmica.

Para efectos del análisis se considera que la carga se concentra en el centro del Precintador, o sea, en el nivel + 11.30.

La Fuerza Sísmica se calcula como:

$$F_s = W \times C.S./Q$$

Donde:

W = Peso Total de la estructura.

C.S.= Coeficiente sísmico de la zona.

Q = Factor de Ductilidad.

El peso que se utiliza, es la suma de carga muerta más carga viva reducida en un 20 % (por especificación):

$$W_{c.m.} = 213 \text{ ton.}$$

$$W_{c.v.} = (87)(0.8) = 69.6 \text{ ton.}$$

$$W_{c.t.} = 282.6 \text{ ton.}$$

El coeficiente sísmico que corresponde es C.S. = 0.16, y el factor de ductilidad es Q = 2.0 ( ver I.1.2).

La fuerza sísmica es:

$$F_s = (282.6)(0.16)/2.0 = 22.608 \text{ ton.}$$

#### II.2.2.- Elementos Mecánicos.

La fuerza sísmica obtenida se distribuye entre los marcos. Como se consideró que tienen la misma rigidez, la fuerza que le corresponde a cada marco es igual a la fuerza sísmica entre el número de marcos, en la dirección que se está analizando.

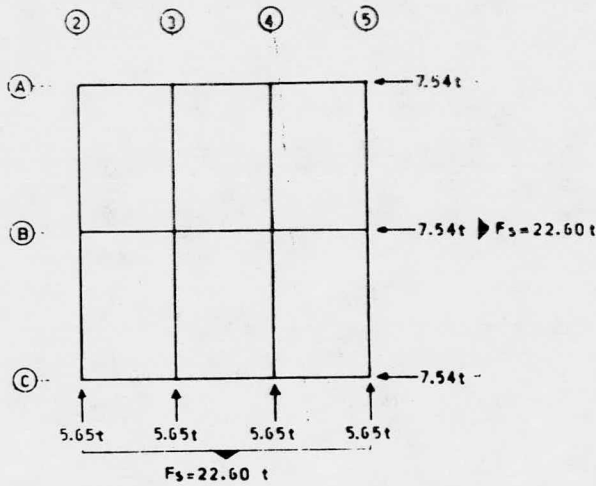


Fig.II.2.2.a).-Fuerza Sísmica en Marcos.

a).- Fuerzas Cortantes. La fuerza sísmica de cada marco se equilibra con fuerzas cortantes en las columnas, en función de su rigidez. De éste modo la fuerza cortante será igual en todos.

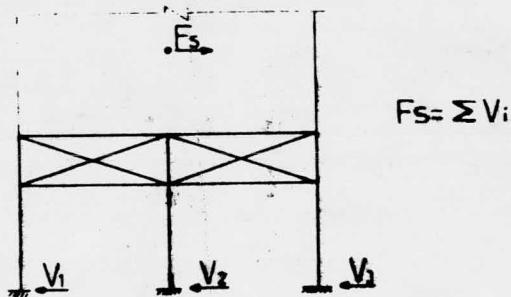


Fig.II.2.2.b).-Equilibrio de la Fuerza Sísmica.

Realizando el análisis en el marco Eje 2, tenemos:

$$\rightarrow F_2 = 5.65 \text{ ton}$$

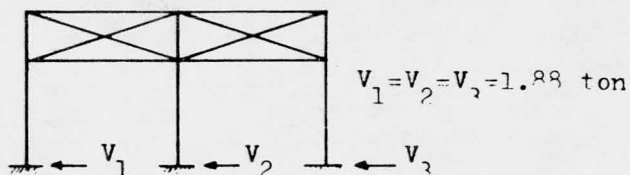


Fig.II.2.2.c).-Marco Eje 2. Cortante en Columnas.

b).- Momentos. Para determinar los momentos en las columnas se considera que el punto de inflexión se encuentra al centro de las mismas. Esta consideración se hará únicamente en el tramo inferior, debido a que el tramo superior queda comprendido dentro de la sección que se analizará como armadura, teniendo como consecuencia que no haya momentos en dicho tramo de columnas, ni en trabes.

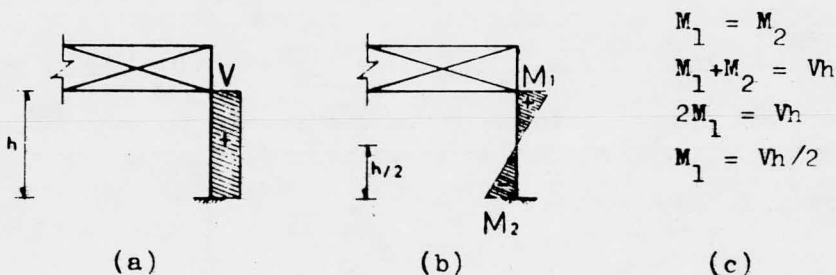


Fig.II.2.2.d).- (a).-Diagrama de Cortante.

(b).-Diagrama de Momento con el punto de inflexión al centro del claro.

(c).-Deducción del Momento.

Los momentos en el marco Eje 2 son:

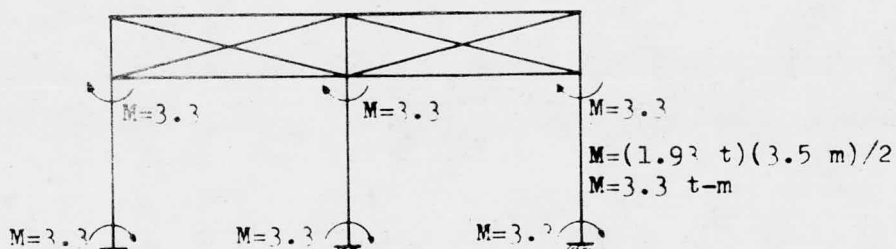


Fig. II.2.2.e.- Marco Eje 2. Momentos en Columnas

c).- Fuerzas Axiales. El momento de volteo provocado por la fuerza sísmica, se equilibra con fuerzas axiales en las columnas. Las fuerzas se determinan con la fórmula de la escuadría:

$$F_a = \frac{M X}{\sum X^2}$$

Donde:

$F_a$  = Fuerza Axial

$M$  = Momento de Volteo

$X$  = Distancia del centro del marco a la columna correspondiente.

En la armadura se determinarán las fuerzas axiales al realizar el análisis con el método de los nudos.

Para analizar la armadura se debe aislar de la estructura, permaneciendo en equilibrio.

La fuerza sísmica se repartirá entre los nudos en partes iguales, suponiendo que se tiene la misma rigidez en ellos.

Al transportar la fuerza sísmica de su punto actuante a la Estructura Principal, conserva el mismo valor, pero adicionalmente se produce un momento igual a la fuerza por la distancia de transporte:  $M = F_s \times h_1$ . El momento se transforma en un sistema de fuerzas verticales actuando en los nudos, para poder analizar la armadura. Las fuerzas se determinan con la fórmula de la escuadría.

Al analizar la armadura se considera que las barras diagonales trabajan únicamente a tensión, no tomando en cuenta la que en un momento pudieran estar a compresión.

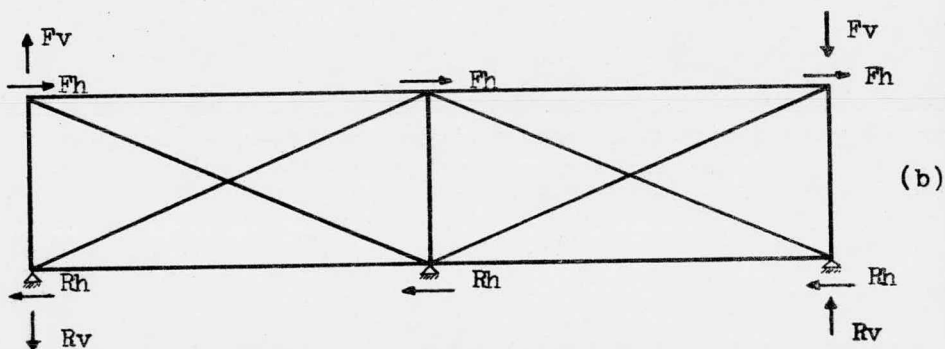
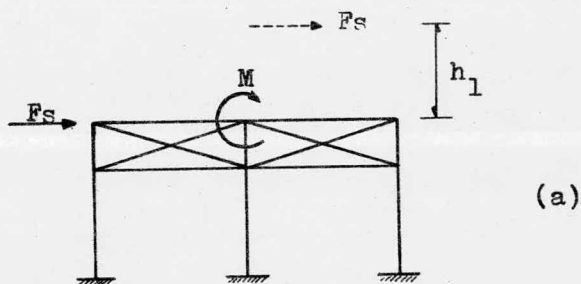
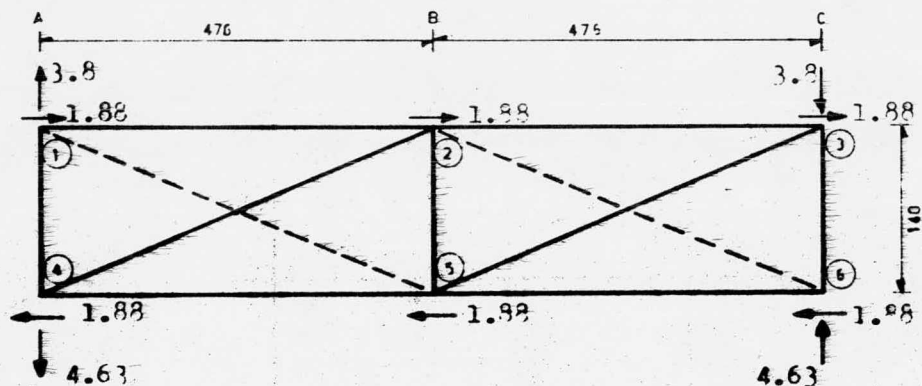


Fig. II.2.2.f.- a) Fuerzas Actuantes

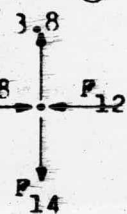
b) Armadura en Equilibrio



Al analizar el Marco Eje dos tenemos:



Nudo ①:

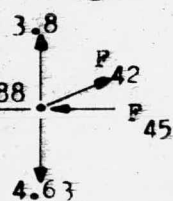


$$\sum F_h = 1.88 - P_{12} = 0 \quad ; \quad \sum F_v = 3.8 - P_{14} = 0$$

$$P_{12} = 1.88 \text{ ton.}$$

$$P_{14} = 3.8 \text{ ton.}$$

Nudo ④:



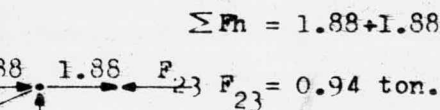
$$\sum F_v = 3.8 - 4.63 + P_{42} (140/496) = 0$$

$$P_{42} = 2.94 \text{ ton.}$$

$$\sum F_h = -1.88 - P_{45} + 2.94 (476/496) = 0$$

$$P_{45} = 0.94 \text{ ton.}$$

Nudo ②:



$$\sum F_h = 1.88 + 1.88 - 2.94 (476/496) - P_{23} = 0$$

$$P_{23} = 0.94 \text{ ton.}$$

$$\sum F_v = P_{25} - 2.94 (140/496) = 0$$

$$P_{25} = 0.83 \text{ ton.}$$

Nudo ③:



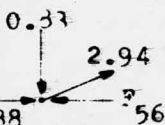
$$\sum F_h = 0.94 + 1.88 - F_{35} (476/496) = 0$$

$$F_{35} = 2.94 \text{ ton.}$$

$$\sum F_v = F_{36} - 2.94 (140/496) - 3.8 = 0$$

$$F_{36} = 4.63 \text{ ton.}$$

Nudo ⑤:

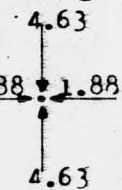


$$\sum F_h = 0.94 + 2.94 (476/496) - 1.88 - F_{56} = 0$$

$$F_{56} = 1.88 \text{ ton.}$$

$$\sum F_v = -0.83 + 2.94 (140/496) = 0$$

Nudo ⑥:



$$\sum F_v = 4.63 - 4.63 = 0$$

$$\sum F_h = 1.88 - 1.88 = 0$$

El momento de volteo en la base del marco es:

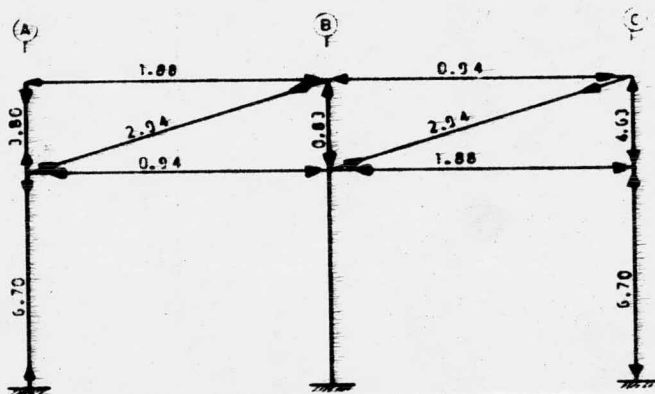
$$M = (5.78)(11.30) = 65.314 \text{ t-m}$$

La distancia del centro del marco a las columnas es:

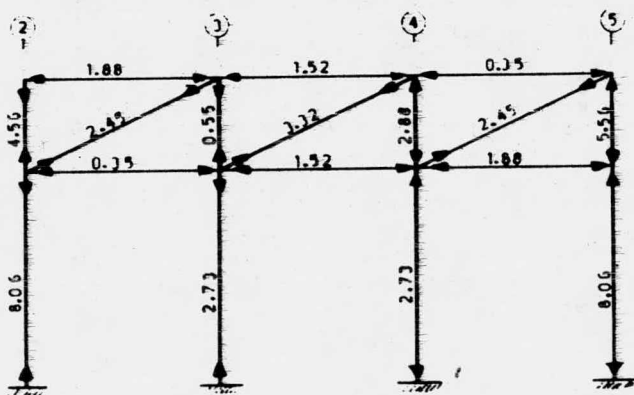
Columna	Distancia
A	-4.76 m
B	0
C	4.76 m

Fuerza Axial en las columnas será:

Columna	Fza. Axial
A	-6.86 ton.
B	0
C	6.86 ton.



(a)



(b)

Fig. II.2.2.g).- Fuerzas Axiales (ton)

(a).- Marco de Ejes 2, 3, 4 y 5

(b).- Marcos de Ejes A, B y C

## II.3.- DIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

Al diseñar la sección de un elemento estructural se debe revisar que sea satisfactoria bajo las siguientes condiciones:

Vigas:

Flexión

Cortante

Flexocompresión ( si existe )

Pandeo Lateral

Aplastamiento del Alma

Torsión ( si existe )

Flecha ( si debe quedar limitada )

Esfuerzos Combinados

Columnas:

Compresión

Flexocompresión ( si existe )

Cortante

Torsión ( si existe )

Pandeo

Esfuerzos combinados

A continuación se da un procedimiento recomendable para el diseño. Aunque es recomendable, no es el único.

Diseño de Vigas:

- 1.- Obtener los elementos mecánicos que actúan.
- 2.- Obtener el módulo de sección necesario para la viga, en base a los esfuerzos admisibles a flexión.
- 3.- Seleccionar la sección de la viga más adecuada utili-

zando los manuales de acero laminado o prefabricado. A menos que se consideren otros factores, se deberá elegir la sección más ligera que satisfaga el módulo de sección requerido.

- 4.- Calcular el esfuerzo cortante unitario en el alma de la viga, en la sección en que resulte más elevado. Este esfuerzo debe ser igual o menor que el esfuerzo admisible.
- 5.- Investigar los esfuerzos combinados si se considera necesario.
- 6.- Determinar si es necesario el empleo de atiesadores para el alma, en los extremos y en los puntos donde gravitan las cargas más pesadas, comparando los esfuerzos reales con los admisibles.
- 7.- Determinar si la flecha está dentro de la permisible, en caso de que deba quedar limitada.
- 8.- Calcular el esfuerzo cortante adicional debido a torsión, si es que existe y se considera necesario.

Generalmente la flexión es la que domina en el diseño, por que el diseño preliminar de la sección se realiza considerando este elemento mecánico. Posteriormente si se considera necesario, o por simple inspección, o en base a la experiencia del proyectista, se realiza la revisión del miembro por las acciones restantes.

#### Diseño de Columnas:

- 1.- Obtener los elementos mecánicos que actúan.
- 2.- Si la columna está sometida a flexocompresión, se obtendrá el módulo de sección necesario, en base a los esfuerzos admisibles a flexión.

Para una primera aproximación considerese que el efecto de la carga axial produce un aumento de 30% al módulo de sección obtenido.

Si la columna está sujeta a flexocompresión biaxial, lo anterior se hará para las dos direcciones.

- 3.- Seleccionar la sección más adecuada utilizando los manuales de acero laminado o prefabricado. A menos que se consideren otros factores, se deberá elegir la sección más ligera que satisfaga el módulo de sección.
- 4.- Revisar a flexocompresión la sección elegida.
- 5.- Cálculo del esfuerzo cortante unitario. Este esfuerzo debe ser menor o igual que el esfuerzo admisible.
- 6.- Si la columna está sujeta únicamente a compresión se obtendrá un área necesaria, suponiendo un esfuerzo admisible a compresión  $F_a = 0.6 F_y$ . Se busca una sección que cubra el área requerida.

Con el radio de giro de la sección elegida se determina el esfuerzo admisible a compresión para la misma. Con el nuevo esfuerzo admisible se determina una nueva área necesaria. Si ésta es menor o igual que la anterior se puede aceptar la sección como buena, pero si es mayor, entonces se repite el proceso.

### II.3.1.- Esfuerzos Admisibles.

Los esfuerzos admisibles especificados en las normas del A.S.C. son:

- 1.- Tensión: a) En secciones netas excepto en agujeros para pasadores:

$$F_t = 0.6 F_y$$

b) En la sección neta de agujeros para pasadores en barras de ojo, placas unidas por medio de pasadores o miembros compuestos:

$$F_t = 0.45 F_y$$

2.- Cortante: a) En la sección total de vigas y almas de traves de alma llena:

$$F_v = 0.40 F_y$$

Para vigas y traves de alma llena:

Sección total = Peralte total x Espesor de alma.

3.- Compresión: a) En la sección total de los miembros cargados axialmente, cuando  $( Kl/r )$ , la relación de esbeltez efectiva de cualquier segmento sin arriostramiento, sea menor que  $C_c$ :

$$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(Kl/r)^2}{2 C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8 C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8 C_c^3}} \quad (1)$$

Donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}}$$

b) En la sección total de miembros a compresión cargados axialmente cuando  $Kl/r$  sea mayor que  $C_c$ :

$$F_a = \frac{10\,480\,000}{(Kl/r)^2} \quad (2)$$

- c) En la sección total de puntales y miembros secundarios cargados axialmente, cuando  $l/r$  excede de 120 ( $K=1$ ).

$$F_{as} = \frac{F_a \text{ (con form. (1) } \delta(2) \text{ )}}{1.6 - 1/200 r}$$

En las fórmulas anteriores  $K$  es el coeficiente de longituditud y se puede determinar en base de las rigideces relativas  $G_a$  y  $G_b$ , con la ayuda de los Nomogramas de la Fig. II.3.a. El valor de  $G$  en los extremos A o B se define como:

$$G = \frac{\sum (I/L)_c}{\sum (I/L)_g}$$

Donde:

$I$  = Momento de Inercia de la sección transversal tomado respecto a un eje perpendicular al plano de pandeo.

$L$  = Longitud sin soporte lateral del miembro.

$c$  y  $g$  = Subíndices que denotan columna y trabe respectivamente.

$\Sigma$  = Indica una suma para todos los miembros conectados rigidamente a esa junta y que se encuentran en el plano en el cual se está considerando la flexión de la columna.

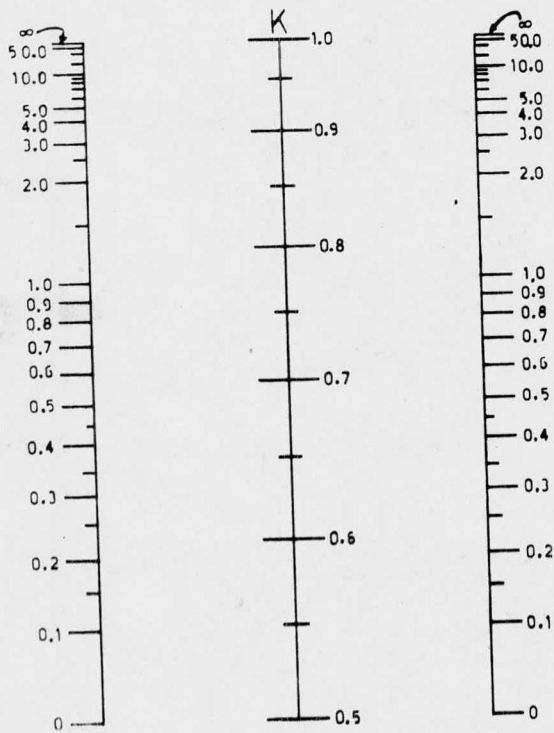
- d) En el área total de atiesadores para traves de alma llena:

$$F_a = 0.6 F_y$$

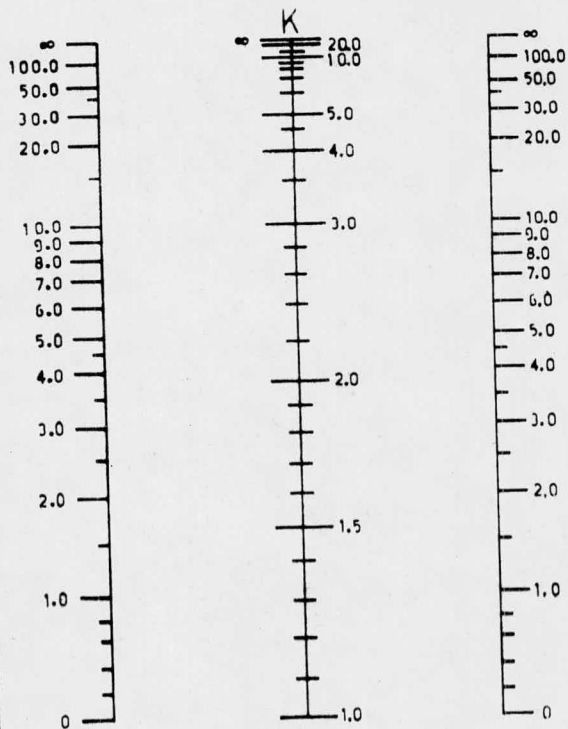
- e) En la parte superior del alma de perfiles laminados:

$$F_a = 0.75 F_y$$





DESPLAZAMIENTO LATERAL  
IMPEDIDO



DESPLAZAMIENTO LATERAL  
PERMITIDO

Fig. 11.3.a).- NOMOGRAMAS PARA CALCULAR COEFICIENTE DE LONGITUD EFECTIVA.

Idealizando las condiciones de anoyo se pueden usar los siguientes coeficientes :











<p>La configuración de la columna pandeada se muestra con línea punteada.</p>						
<p>Valor teórico de K</p>	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
<p>Valor de diseño recomendado para K, cuando las condiciones reales de apoyo se aproximan a las ideales.</p>	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
<p>Representación esquemática de las condiciones de apoyo.</p>		<p>Rotación Impedida</p>	<p>Traslación Impedida</p>		<p>Rotación Libre</p>	<p>Traslación Impedida</p>
		<p>Rotación Impedida</p>	<p>Traslación Libre</p>		<p>Rotación Libre</p>	<p>Traslación Libre</p>

Fig.II.3.b).-Factores de Longitud Efectiva

ESFUERZOS ADMISIBLES EN  $\text{Kg/cm}^2$  PARA MIEMBROS EN COMPRESION

$Kl/r = 120$				$121 = Kl/r = 200$				$121 = l/r = 200$				
	$\frac{Kl}{r}$	$Fa$		$\frac{Kl}{r}$	$Fa$		$\frac{Kl}{r}$	$Fa$		$\frac{Kl}{r}$	$Fa$	
16	41	1344	81	1072	121	713	161	405	121	716	161	510
13	42	1338	82	1064	122	702	162	400	122	709	162	506
10	43	1332	83	1056	123	693	163	395	123	703	163	503
07	44	1326	84	1048	124	682	164	390	124	696	164	501
04	45	1320	85	1040	125	671	165	386	125	689	165	498
01	46	1315	86	1031	126	662	166	381	126	682	166	495
98	47	1308	87	1024	127	651	167	376	127	674	167	492
94	48	1303	88	1015	128	641	168	372	128	667	168	489
91	49	1297	89	1007	129	631	169	368	129	661	169	487
88	50	1290	90	998	130	622	170	364	130	654	170	484
84	51	1284	91	991	131	612	171	359	131	648	171	482
80	52	1278	92	982	132	603	172	355	132	641	172	480
77	53	1271	93	973	133	593	173	351	133	635	173	477
73	54	1265	94	965	134	585	174	347	134	629	174	475
69	55	1259	95	956	135	576	175	343	135	623	175	473
65	56	1252	96	948	136	567	176	339	136	617	176	471
61	57	1245	97	939	137	560	177	335	137	612	177	469
57	58	1239	98	930	138	551	178	331	138	606	178	467
53	59	1233	99	921	139	543	179	328	139	600	179	465
48	60	1226	100	913	140	536	180	324	140	596	180	463
44	61	1218	101	903	141	528	181	321	141	590	181	461
40	62	1212	102	894	142	521	182	317	142	585	182	459
35	63	1205	103	885	143	513	183	314	143	580	183	458
31	64	1198	104	877	144	506	184	310	144	575	184	456
26	65	1191	105	867	145	499	185	307	145	571	185	454
22	66	1184	106	858	146	493	186	304	146	566	186	453
17	67	1177	107	849	147	486	187	300	147	562	187	451
12	68	1170	108	840	148	480	188	297	148	558	188	450
07	69	1162	109	830	149	473	189	294	149	553	189	449
02	70	1155	110	821	150	467	190	291	150	549	190	447
97	71	1148	111	811	151	461	191	288	151	545	191	446
92	72	1140	112	802	152	454	192	285	152	541	192	445
87	73	1133	113	792	153	449	193	282	153	537	193	444
82	74	1126	114	783	154	443	194	279	154	534	194	443
77	75	1118	115	773	155	437	195	276	155	529	195	442
71	76	1110	116	763	156	432	196	274	156	526	196	441
65	77	1103	117	753	157	426	197	271	157	522	197	440
60	78	1095	118	743	158	420	198	268	158	520	198	439
55	79	1088	119	733	159	416	199	265	159	516	199	438
49	80	1080	120	723	160	410	200	262	160	513	200	437

Para miembros secundarios.

- 4.- Flexión: a) Tensión y compresión en las fibras extremas de miembros "compactos" laminados o compuestos, que tienen sus ejes de simetría en el plano de carga:

$$F_b = 0.66 F_y$$

Para considerar si un miembro es "compacto" debe cumplir las siguientes condiciones:

- i).- Los patines de las secciones compuestas deberán estar conectadas en forma continua al alma o almas.
- ii).- La relación ancho-espesor del patín de compresión, en elementos no atiesados, no excederá de  $545/\sqrt{F_y}$ .
- iii).- La relación ancho-espesor del patín de compresión en elementos atiesados, no excederá de  $1593/\sqrt{F_y}$ .
- iv).- La relación peralte-espesor del alma o almas no excederá el valor dado en las siguientes fórmulas, según sean aplicables:

$$\frac{d}{t} = \frac{5366}{\sqrt{F_y}} (1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y}) \quad , \quad \text{cuando} \quad \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16$$

$$\frac{d}{t} = \frac{2155}{\sqrt{F_y}} \quad , \quad \text{cuando} \quad \frac{f_a}{F_y} > 0.16$$

- v).- La longitud en cm, no contraventeada del patín de compresión, de miembros que no sean de sección tipo "cajón", no excederá de  $640 b_f/\sqrt{F_y}$ , ni de  $1\ 400\ 000 A_f/d F_y$ .

c).- Tensión y Compresión en fibras extremas de miembros de sección en "cajón" cuyas relaciones ancho-espesor o peralte-espesor en patín o alma no satisfacen los requerimientos de sección "compacta", pero cumplen con lo indicado en el inciso 1.9 (Ver A.I.S.C.)

$$F_b = 0.60 F_y$$

c).- Tensión en fibras extremas de miembros no incluidos anteriormente.

$$F_b = 0.60 F_y$$

d).- Compresión en fibras extremas en miembros que no sean "compactos", que satisfagan el inciso 1.9.1.2 (Ver A.I.S.C.) y tengan un eje de simetría en el plano de su alma en el que actúan las cargas; compresión en fibras extremas de canales (♣) flexionadas respecto a su eje de mayor momento de inercia:

El valor más alto calculado con las siguientes fórmulas, a menos que pueda darse un valor más alto por medio de un análisis más preciso, pero nunca mayor de 0.6  $F_y$ .

$$\text{Cuando } \sqrt{\frac{7171281}{F_y} C_b} \leq \frac{1}{r_t} \leq \sqrt{\frac{35856405}{F_y} C_b} :$$

$$F_b = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y (1/r_t)^2}{10756 \times 10^4 C_b} \right] F_y$$

$$\text{Cuando } \frac{1}{r_t} > \sqrt{\frac{35856405}{F_y} C_b} :$$

$$F_b = \frac{11952135}{(1/r_t)^2} C_b$$

$\delta$ , cuando el patín a compresión es sólido y aproximadamente de forma rectangular y su área no es menor que la del patín a tensión:

$$F_b = \frac{843700}{l_d/A_f} C_b \quad (*) \text{ Esta es la única fórmula que se aplica a canales.}$$

En las fórmulas anteriores:

$l$  = distancia entre secciones transversales contraventeadas contra el giro  $\delta$  desplazamiento lateral del patín de compresión.

$r_t$  = radio de giro de la sección compuesta por el patín de compresión más  $1/6$  del área de compresión del alma con respecto al eje en el plano del alma. Se obtiene un valor muy aproximado con  $r_t = 0.26 b_f$ .

$A_f$  = área del patín a compresión.

$$C_b = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

$C_b$  se puede tomar conservadoramente como la unidad.

$M_1$  es el menor y  $M_2$  es el mayor de los momentos flexionantes en los extremos de la longitud no contraventeada. La relación  $(M_1/M_2)$  es positiva cuando  $M_1$  y  $M_2$  tienen el mismo sentido, y negativo cuando son de sentidos opuestos.

Cuando el momento flexionante en cualquier punto dentro de una longitud no contraventeada, es mayor que el de los extremos de esa longitud, el valor de  $C_b$  se puede tomar como la unidad.

e).- Tensión y compresión en las fibras extremas de placas de apoyo rectangulares.

$$F_b = 0.75 F_y$$

### II.3.2.- Esfuerzos Combinados. Compresión axial y flexión.

Los miembros sujetos a compresión axial y flexión deben ser proporcionados para satisfacer los siguientes requerimientos:

a).- Cuando  $\frac{f_a}{F_a} \leq 0.15$  :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

b).- Cuando  $\frac{f_a}{F_a} > 0.15$  :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - f_a/P'e_{ex})F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - f_a/P'e_{ey})F_{by}} \leq 1.0$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

En las fórmulas anteriores:

$F_a$  = esfuerzo axial permitido como si sólo existiera dicho esfuerzo.

$F_b$  = esfuerzo de compresión por flexión permitido como si solo existiera momento flexionante.

$P'e = \frac{10480000}{(KL_b/r_b)^2}$  (En la expresión para  $P'e$ ,  $l_b$  es la longitud no contraventeada real en el plano de flexión, y  $r_b$  es el correspondiente radio de giro).

$f_a$  = esfuerzo axial calculado.

= esfuerzo de compresión por flexión calculado en el punto considerado.

= coeficiente cuyo valor se tomará como sigue:

1.- Para miembros a compresión en marcos con nudos sujetos a desplazamientos:  $C_m = 0.85$ .

2.- Para miembros a compresión restringidos en marcos contraventeados contra el desplazamiento de nudos y no sujetos a cargas transversales entre los soportes, en el plano de flexión:  $C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$ , pero no menor 0.4.  $M_1$  y  $M_2$  son los momentos menor y mayor en los extremos de la parte del miembro no contraventeada.

3.- Para miembros a compresión en marcos contraventeados contra el desplazamiento de nudos en el plano de carga y sujetos a carga transversal entre sus soportes,  $C_m$  puede determinarse por un análisis racional. Sin embargo, en lugar de tal análisis se pueden usar los siguientes valores:

$C_m = 0.85$ , para miembros con extremos restringidos (empotrados).

$C_m = 1.0$ , para miembros con extremos no restringidos.

1.3.3.- Esfuerzos por Viento y Sismo.

Los esfuerzos admisibles se pueden incrementar un 33% sobre los valores que anteriormente son suministrados, cuando se producen por cargas de viento o sismo, en combinación con las cargas muertas y vivas de diseño, considerando que la sección requerida no debe ser menor que la requerida para la combinación de cargas muertas, vivas e impacto (si lo hubiera) sin tener en cuenta el 33% de incremento.



### II.3.4.- Dimensionamiento.

En base a los esfuerzos admisibles y con los elementos mecánicos obtenidos del análisis preliminar, se determinarán las secciones de los miembros estructurales.

Se utilizará acero A-36, el cual tiene un límite elástico  $\sigma_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ .

Para que sea más fácil hacer uso de los elementos mecánicos, en el diseño de los miembros estructurales, se ordenaron en las siguientes tablas:

Arco	Trabe Entre Ejes	Nivel	$M_e$ (t-m)	$V_e$ (ton)	Ps. Axial (ton)
y 5	A-B	+ 4.90	7.51	8.94	1.88
		+ 3.50	0.31	0.06	1.88
y 4	A-B	+ 4.90	0	0	1.88
		+ 3.50	0	0	1.88
y C	1-2	+ 4.90	3.3	2.6	—
	2-3	+ 4.90	4.9	8.52	1.88
		+ 3.50	0.04	0.02	1.88
	3-4	+ 4.90	5.3	11.0	1.52
		+ 3.50	0.02	0	1.52
B	1-2	+ 4.90	5.92	4.3	—
	2-3	+ 4.90	9.20	15.73	1.88
		+ 3.50	0.12	0.05	1.88
	3-4	+ 4.90	9.92	21.10	1.52
		+ 3.50	0.04	0	1.52

TABLA II.a.- Elementos Mecánicos en Trabes

MNA	TRAMO	M <sub>EN</sub>	M <sub>EL</sub>	M <sub>SN</sub>	M <sub>SL</sub>	P <sub>EN</sub>	P <sub>EL</sub>	P <sub>ET</sub>	P <sub>SN</sub>	P <sub>SL</sub>
A5	Sup	6.04	0.90	0.0	0.0	8.32	10.45	18.77	4.63	5.56
C5	Inf	0.78	0.12	3.3	3.3	8.38	10.47	18.85	6.70	8.06
A4	Sup	0.0	0.40	0.0	0.0	0.0	19.52	19.52	4.63	2.88
C4	Inf	0.0	0.05	3.3	3.3	0.0	19.50	19.50	6.70	2.73
B5	Sup	0.0	2.25	0.0	0.0	17.88	19.23	37.11	0.83	5.56
	Inf	0.0	0.29	3.3	3.3	17.76	19.28	37.04	0.0	8.06
B4	Sup	0.0	0.72	0.0	0.0	0.0	37.15	37.15	0.83	2.83
	Inf	0.0	0.10	3.3	3.3	0.0	37.10	37.10	0.0	2.73

M<sub>EN</sub> = Momento Estático en dirección ejes números.

M<sub>SL</sub> = Momento Sísmico en dirección ejes letras.

P<sub>ET</sub> = Carga Estática Total.

M(t-m) , P(ton).

TABLA II.b.- Elementos Mecánicos en Columnas

Se dimensionarán primero las trabes del marco 2 y 5. Se darán las mismas secciones en los marcos 3 y 4, aunque los elementos mecánicos sean menores. Esto se hace con la finalidad que la rigidez de los marcos, ante la acción del sismo sea igual.

Al dimensionar se partirá de un esfuerzo admisible básico

$$F_b = 0.6 F_y$$

Para las trabes de los marcos A, B y C se darán únicamente secciones obtenidas.

Trabes del Marco Eje 2

A).- Estructura Principal (N+4.90)

Me = 7.51 t-m                      Ps = 1.88 ton.

Ve = 8.94 ton.                      L = 4.76 m.

- Condición Estática:

Flexión

fuerzo admisible inicial  $F_b = 0.6(2530) = 1520 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{M}{S} \Rightarrow S = \frac{M}{f_b} = \frac{7.51 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{1520 \text{ kg/cm}^2} = 494.07 \text{ cm}^3$$

perfil IPB-12" x 6 1/2" - 40.3 kg/m cubre el módulo de sección requerido:

$$S_x = 558 \text{ cm}^3$$

se verificará si es un miembro compacto:

$$\leq 640 b_f / \sqrt{F_y} \leq 1400000 A_f / d F_y$$

$$= 476 > 209.9$$

no cumple con una restricción, por lo tanto no es "compacto".

el esfuerzo admisible se determinará para una sección no compacta":

$$F_b = \frac{843700 C_b}{L_d / A_f} = \frac{843700(1.0)}{(476)(30.4)(16.5)(1.02)} = 981 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{M}{S} = \frac{7.51 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{558 \text{ cm}^3} = 1345.8 \text{ kg/cm}^2 > F_b \therefore \text{No pasa la sección.}$$

probando con una sección más grande: IPB-12" x 6 1/2" -

5.2 kg/m :  $S_x = 645 \text{ cm}^3$

$$F_b = \frac{7.51 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{645 \text{ cm}^3} = 1164.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{843700(1.0)}{(476)(30.7)(16.6)(1.18)} = 1130.92 \text{ kg/cm}^2 < f_b$$

$$\text{Calculando } C_b = 1.75 + 1.05(-6.04/7.51) + 0.3(-6.04/7.51)^2 = 1.0995$$

$$= 1130.92(1.0995) = 1243.53 \text{ kg/cm}^2 > f_b$$

Por lo tanto se acepta la sección.

Cortante:

$$= 0.4 F_y - 0.4(2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{8940 \text{ kg}}{(30.7 \text{ cm})(0.67 \text{ cm})} = 434.6 \text{ kg/cm}^2$$

- Condición Estática + Sismo:

Flexocompresión

$$= 3.74 \text{ cm}, A = 58.83 \text{ cm}^2, l = 476 \text{ cm}$$

$$l/r_y = (1.0)(476)/3.74 = 127.3$$

De la tabla V del Manual Monterrey (Tab. II.3.1.a) se ob-

tiene  $F_a$  en función de  $Kl/r$ :

$$F_a = 648 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{1880 \text{ kg}}{58.83 \text{ cm}^2} = 31.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 1243.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_d = 1164.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{F_c}{F_a} = \frac{31.95}{648} = 0.049 < 0.15 \Rightarrow \frac{F_c}{F_a} + \frac{F_b}{F_d} \leq 1.33$$

$$0.049 + \frac{1164.3}{1243.5} = 0.049 + 0.936 = 0.985 \leq 1.33$$

Por lo tanto se acepta la sección.

Estructura Intermedia (N+3.5)

0.31 t-m      Ps = 1.88 ton

0.06 ton      L = 4.76 m

Condición Estática.

Flexión

Esfuerzo admisible inicial:  $F_b = 1520 \text{ kg/cm}^2$

$$I_b = \frac{31000 \text{ kg-cm}}{1520 \text{ kg/cm}^2} = 20.39 \text{ cm}^3$$

Perfil IPR 6" x 4" - 12.7 kg/m cubre el módulo de sección requerido.

$$= 83 \text{ cm}^2$$

Verificará si el miembro es "compacto":

$$640 b_f / \sqrt{F_y} \leq 140000 A_f / d F_y : 476 > 127$$

no cumple con una restricción, por lo tanto no es "compacto".

Esfuerzo admisible se determinará para una sección no compacta":

$$= \frac{843700 C_b}{I_d / A_f} = \frac{843700(1.0)}{(476)(14.8)/(10)(0.49)} = 586.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{31000}{83.0} = 373 \text{ kg/cm}^2 < F_b$$

Condición Estática + Sismo:

Flexocompresión:

$$= 2.21 \text{ cm} ; A = 16.13 \text{ cm}^2, r_x = 6.17 \text{ cm}$$

$L/r = (1.0)(476)/2.21 = 215.4 > 200 \therefore$  se necesita un radio de giro mayor.

$$L/r = 200 \Rightarrow r = \frac{476}{200} = 2.38 \text{ cm}$$

El perfil IPR-8" x 5 1/4" - 25.3 kg/m cubre el radio de giro requerido:

$$r_y = 2.94 \text{ cm}, \quad S_x = 231 \text{ cm}^3, \quad A = 32.26 \text{ cm}^2$$

$$L/r_y = 476/2.94 = 161.90$$

$$f_a = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{1880 \text{ kg}}{32.26 \text{ cm}^2} = 58.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{f_a} = \frac{58.27}{400} = 0.146 < 0.15$$

$\frac{f_a}{f_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0$  Los esfuerzos admisibles se incrementan 33% para sismo.

$$f_{bx} = \frac{31000 \text{ kg-cm}}{231 \text{ cm}^3} = 134 \text{ kg/cm}^2$$

$$640 b_f / \sqrt{F_y} = 640(13.3) / \sqrt{2530} = 169 < L = 476$$

$\therefore$  No es "compacto".

$$F_b = \frac{843700 C_b}{I_d/A_f} = \frac{843700(1.0)}{(476)(20.3)/(13.3)(0.78)} = 905.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{58.27}{400(1.33)} + \frac{134.0}{905.8(1.33)} = 0.22 \leq 1.0$$

Las columnas se dimensionarán tomando en cuenta los efectos mecánicos debidos a cargas verticales, los debidos a

en la dirección que se analiza, más un 50% de los debi-  
 mismo en la otra dirección (Art. 237 Reglamento de Cons-  
 nes para el Distrito Federal).

igual que en las trabes, únicamente se presentarán los  
 s para una columna, dándose las secciones obtenidas en  
 tantes.

umna A - 2

Tramo Superior

$$\begin{array}{lll}
 q = 6.04 \text{ t-m} & M_{EL} = 0.90 \text{ t-m} & P_E = 18.77 \text{ ton} \\
 q = 4.63 \text{ ton} & P_{SL} = 5.56 \text{ ton} & L = 1.40 \text{ m}
 \end{array}$$

Condición Estática:

Flexión:

en dirección números:

$$W = \frac{M(1.3)}{F_b} = \frac{6.04 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{1520 \text{ kg/cm}^2} (1.3) = 516.6 \text{ cm}^3$$

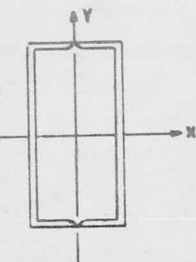
1.3 = Factor para aumentar S debido a carga axial.

en dirección letras:

$$L = \frac{90000 \text{ kg-cm}}{1520 \text{ kg/cm}^2} (1.3) = 76.97 \text{ cm}^3$$

se usa una sección compuesta por dos canales:

"-61.6 kg/m, se cubre el módulo de sección requerido.



$$S_x = 704.6 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 385 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 11.71 \text{ cm}$$

$$r_y = 6.05 \text{ cm}$$

$$A = 78.58 \text{ cm}^2$$

La sección se tiene que orientar de modo que el módulo de  
inercia mayor esté en dirección del momento mayor, o sea, que  
el eje "y" de la sección estará en la dirección de los ejes  
principales.

Se verificará si es una sección "compacta":

Cuando la flexión es en dirección números:

$$f_y/t_f \leq 1593/\sqrt{F_y} \quad : 14.95/(1.27) = 11.77 < 31.67$$

$$f_a = \frac{18770+4630}{78.58} = 297.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_y} = \frac{297.78}{2530} = 0.117 < 0.16 \Rightarrow$$

$$f_y/t \leq \frac{5366}{\sqrt{F_y}} (1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y})$$

$$30.48/2(0.716) = 21.28 < 59.99$$

∴ si es sección "compacta".

Cuando la flexión es en dirección letras:

$$30.48/0.716 = 42.57 > 31.67$$

∴ no es sección "compacta".

De este modo los esfuerzos admisibles a flexión son:

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

$$F_{by} = 0.6 F_y = 0.6(2530) = 1520 \text{ kg/cm}^2$$



Flexocompresión:

$$r_y = (1.0)(140)/6.05 = 23.14$$

$$= 1434 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{18770 \text{ kg}}{78.58 \text{ cm}^2} = 238.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{238.86}{1434} = 0.166 > 0.15$$

$$+ \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1-f_a/P' e_x) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1-f_a/P' e_y) F_{by}} \leq 1.0$$

$$x = \frac{6.04 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{704.6 \text{ cm}^3} = 857.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$y = \frac{90000 \text{ kg-cm}}{385 \text{ cm}^3} = 233.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = C_{mx} = 0.85$$

$$l_b/r_b)_x = (1.0)(140)/11.71 = 11.95$$

$$e_x = \frac{10480000}{(11.95)^2} = 73388.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_b/r_b)_y = 23.14$$

$$e_y = \frac{10480000}{(23.14)^2} = 19572.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.166 + \frac{(0.85)(857.2)}{(1-238.86/73388.1)1670} + \frac{0.85(233.7)}{(1-238.86/19572.0)(1520)} =$$

$$0.166 + 0.438 + 0.132 = 0.736 < 1.0$$

**-Condición Estática + Sismo**

**a) Flexocompresión:**

Cuando el sismo actúa en dirección letras el valor de la es mayor.

$$= 18770 + 5560 + 0.5 (4630) = 26645 \text{ kg}$$

$$a = \frac{26645 \text{ kg}}{78.58 \text{ cm}^2} = 339.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{a}{a} = \frac{339.08}{1434} = 0.236 > 0.15$$

$$\frac{0.236}{0.33} + \frac{(0.85)(857.2)}{[1 - 238.86/73388.1(1.33)](1670)(1.33)} +$$

$$\frac{0.85(233.7)}{[1 - 238.86/1.3(19572)](1.3)(1520)} =$$

$$0.178 + 0.329 + 0.10 = 0.607 < 1.0$$

**b) Tramo Inferior:**

$M_{EN} = 0.78 \text{ t-m}$	$M_{EL} = 0.12 \text{ t-m}$	$P_E = 18.85 \text{ ton}$
$M_{SN} = 3.3 \text{ t-m}$	$M_{SL} = 3.3 \text{ t-m}$	$I = 3.50 \text{ ton}$
$M_{SN} = 6.7 \text{ t-m}$	$P_{SL} = 8.06 \text{ ton}$	

**.- Condición Estática:**

**b) Flexocompresión:**

Usando la misma sección que en el tramo superior:

$$I/r_y = (1.0)(350)/6.05 = 57.85$$

$$P_{ay} = 1240 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{18850 \text{ kg}}{78.58 \text{ cm}^2} = 239.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{239.88}{1240} = 0.193 > 0.15$$

$$+ \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - f_a/P'_{ex}) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - f_a/P'_{ey}) F_{by}} \leq 1.0$$

$$= \frac{78000 \text{ kg-cm}}{704.6 \text{ cm}^3} = 110.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{12000 \text{ kg-cm}}{385 \text{ cm}^3} = 31.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$(b/r_b)_x = (1.0)(350)/11.71 = 29.88$$

$$= \frac{10480000}{(29.88)^2} = 11738.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$(b/r_b)_y = 57.85$$

$$= \frac{10480000}{(57.85)^2} = 3131.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$0.193 + \frac{0.85(110.7)}{(1 - 239.88/11738.2)1670} + \frac{0.85(31.17)}{(1 - 239.88/3131.5)1520} =$$

$$0.27 < 1.0$$

- Condición Estática + Sismo:

Flexocompresión:

Cuando el sismo actúa en dirección letras el valor de la  
es mayor:

$$= 18850 + 8060 + 0.5 (6700) = 30260 \text{ kg}$$

$$= \frac{30260 \text{ kg}}{78.58 \text{ cm}^2} = 385.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$= \frac{385.08}{1240} = 0.31 > 0.15$$

$$x = \frac{78000 + 150000}{704.6} = 323.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$y = \frac{12000 + 330000}{385} = 888.3 \text{ kg/cm}^2$$

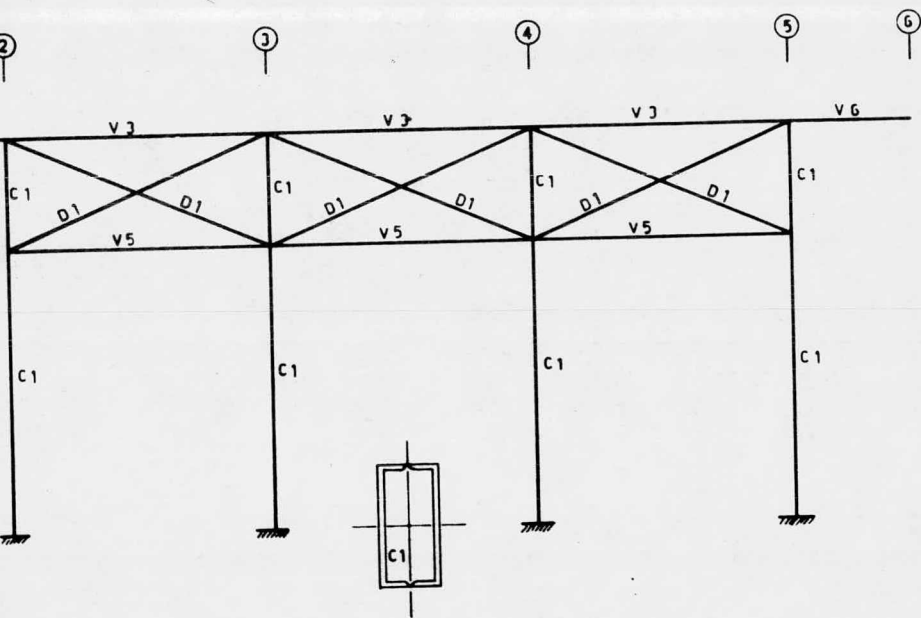
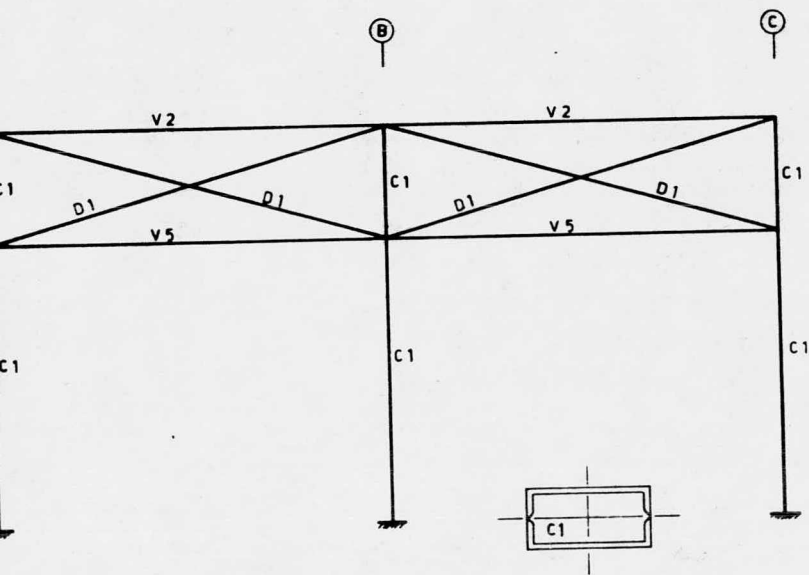
Los esfuerzos admisibles se incrementan un 33% para los  
casos de sismo:

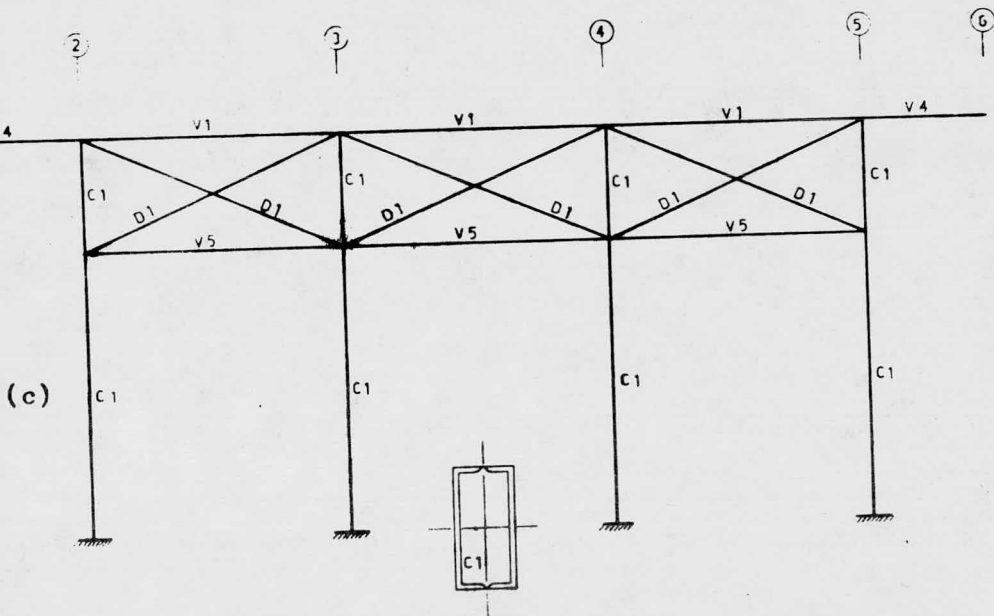
$$\frac{31}{33} + \frac{0.85 (323.58)}{[1 - 385.08/1.33(11738.2)] 1670(1.33)} +$$

$$\frac{0.85 (888.3)}{[1 - 385.08/1.33(3131.5)] 1520(1.33)} = 0.77 < 1.0$$

Los resultados obtenidos con la sección propuesta son satisfactorios.

Siguiendo el mismo procedimiento, en los miembros restantes se obtuvieron las siguientes secciones:





V1 = IPR 12" x 6 1/2" - 53.7 kg/m  
 V2 = IPR 12" x 6 1/2" - 46.2 kg/m  
 V3 = IPR 12" x 6 1/2" - 40.3 kg/m  
 V4 = IPR 12" x 4" - 32.8 kg/m  
 V5 = IPR 8" x 5 1/4" - 25.3 kg/m  
 V6 = IPR 12" x 4" - 20.0 kg/m

D1 = APS 2" x 1/4"  
 C1 = 2CPS 12" - 61.6 kg/m

Fig. II.3.4.a) Secciones de Elementos Estructurales

- (a) Marcos de Ejes 2, 3, 4 y 5
- (b) Marcos de Ejes A y C
- (c) Marco Eje B

### III.- ANALISIS ESTATICO (CARGAS VERTICALES)

Se hará el análisis por el Método de H. Cross. Presentando los cálculos para el Marco del Eje 2 y resultados para los -- arcos restantes.

#### III.1.-RIGIDEZ

La rigidez angular, en miembros que están empotrados en ambos extremos, es igual a :

$$K = 4EI/L$$

$$E = 2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

La rigidez para los miembros del Marco Eje 2 es :

MIEMBRO	L cm	I cm <sup>4</sup>	K Kg-cm
Trabe Est. Principal	476	9923	$1.6677 \times 10^8$
Trabe Est. Intermedia	476	2348	39462184
Columna Tramo Sup.	140	10738.8	$6.1364 \times 10^8$
Columna Tramo Inf.	350	10738.8	$2.4545 \times 10^8$

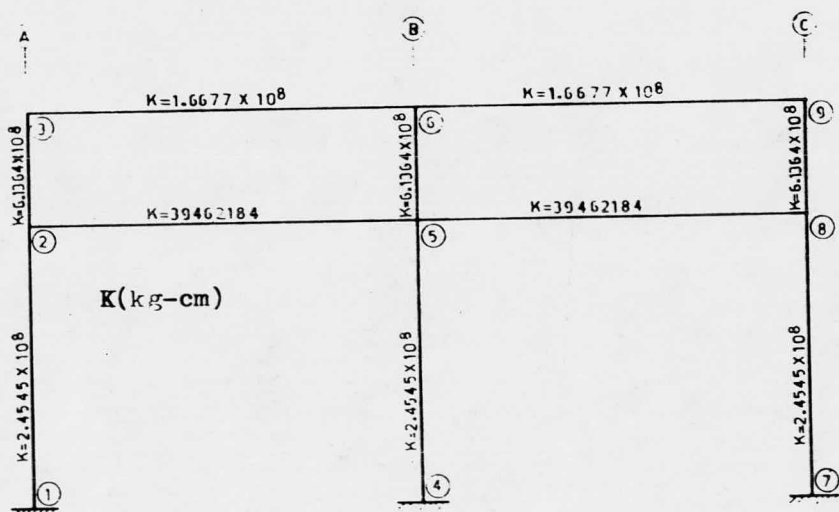


Fig.III.1.a).-Rigideces.Marco Eje 2 .

### III.2.- FACTORES DE DISTRIBUCION

En el nudo (3) la suma de rigideces es  $\Sigma K=7.8041 \times 10^8$ , siendo el factor de distribución en la barra 3-2 :

$$F_{d3-2} = \frac{6.1364 \times 10^8}{7.8041 \times 10^8} = 0.786$$

Siguiendo el mismo procedimiento se obtienen los siguientes resultados:

NUDO	BARRA	F.D.
3	3-2	0.786
	3-6	0.214
6	6-3	0.176
	6-5	0.648
	6-9	0.176
2	2-3	0.683
	2-1	0.273
	2-5	0.044
5	5-2	0.042
	5-8	0.042
	5-6	0.654
	5-4	0.262



Por simetría del Marco, los nudos ⑨ y ⑧ son iguales a nudos ③ y ② , respectivamente.

En las barras de los nudos ① , ④ y ⑦ , el factor de distribución es nulo, debido a que la rigidez del empotramiento se considera infinita.

### III.3.- MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO Y CORTANTES

Los momentos de empotramiento serán los calculados en el análisis preliminar más el provocado por el peso propio de la losa. Lo mismo se hará en el cortante:

$$W_{\text{prop}} = 0.0462 \text{ t/m}$$

$$M_{e \text{ prop}} = \frac{(0.0462)(4.76)^2}{12} = 0.087 \text{ t-m}$$

$$M_{et} = 0.087 + 7.02 = 7.10 \text{ t-m}$$

$$V_{\text{prop}} = (0.0462)(4.76)/2 = 0.11 \text{ ton.}$$

$$V_t = 0.11 + 8.63 = 8.74 \text{ ton.}$$

### III.4.- MOMENTOS Y CORTANTES FINALES

El análisis se hará en la mitad del marco, ya que éste es simétrico.

N U D O 3				0.50	N U D O 6			
Pt	CS	CI	VD		VI	CS	CI	VD
Fd	-	0.786	0.214	→	0.176	-	0.648	0.176
Me	-	0.0	-7.10		7.10	-	0.0	-7.10
Md <sub>1</sub>	-	5.58	1.52		0.0	-	0.0	0.0
Mt <sub>1</sub>	-	0.0	0.0		0.72	-	0.0	-0.72
Md <sub>2</sub>	-	0.0	0.0		0.0	-	0.0	0.0
Mt <sub>2</sub>	-	-0.95	0.0		0.0	-	0.0	0.0
Md <sub>3</sub>	-	0.75	0.20		0.0	-	0.0	0.0
MF	-	5.38	-5.38		7.82	-	0.0	-7.82
V	-	0.0	8.74		8.74	-	0.0	8.74
ΔV	-	4.48	-0.513		0.513	-	0.0	0.513
VF	-	4.48	8.23	9.25	-	0.0	9.25	
						0.50		
N U D O 2				0.50	N U D O 5			
Pt	CS	CI	VD		VI	CS	CI	VD
Fd	0.683	0.273	0.044	→	0.042	0.654	0.262	0.042
Me	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Md <sub>1</sub>	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Mt <sub>1</sub>	2.79	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
Md <sub>2</sub>	-1.90	-0.76	-0.13		0.0	0.0	0.0	0.0
Mt <sub>2</sub>	0.0	0.0	0.0		-0.06	0.0	0.0	0.06
Md <sub>3</sub>	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
MF	0.89	-0.76	-0.13		-0.06	0.0	0.0	0.06
V	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0
ΔV	4.48	0.22	0.04		-0.04	0.0	0.0	-0.04
VF	4.48	0.22	0.04	-0.04	0.0	0.0	-0.04	
						0.50		
N U D O 1				N U D O 4				
Mt <sub>1</sub>	0.0	-	-	-	0.0	-	-	
Mt <sub>2</sub>	-0.38	-	-	-	0.0	-	-	
MF	-0.38	-	-	-	0.0	-	-	
ΔV	0.22	-	-	-	0.0	-	-	
V	0.22	-	-	-	0.0	-	-	

Tabla III.4.a).- Distribución de Momentos Desequilibrantes.

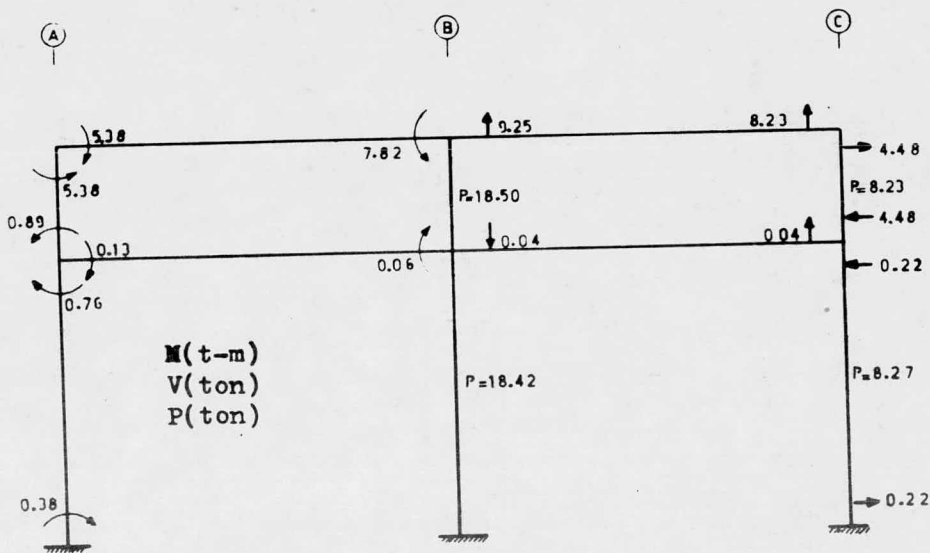


Fig. III.4.a.- Marcos de Ejes 2 y 5. Fuerza Axial en Columnas, Fuerza Cortante y Momento Flexionante.

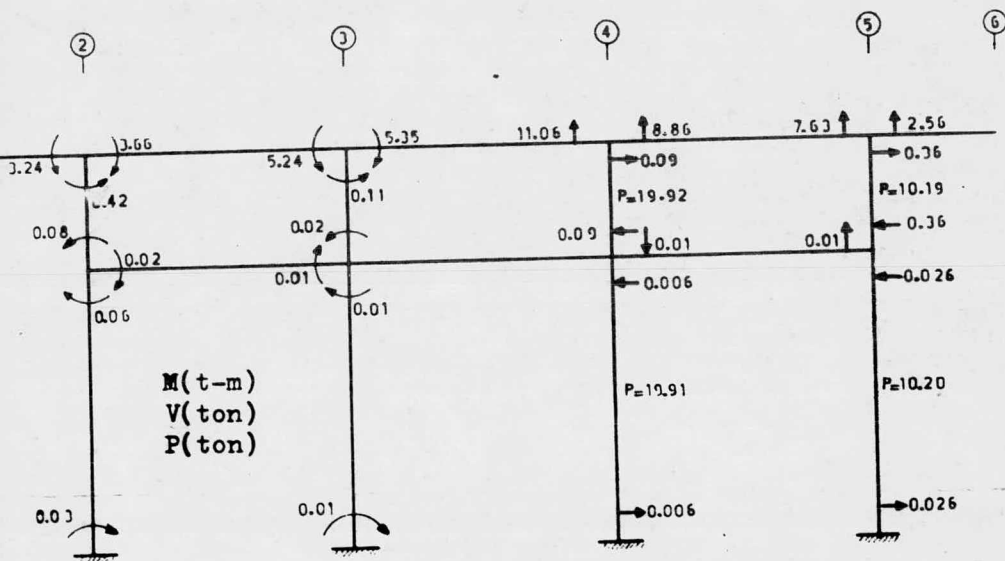


Fig. III.4.b.- Marcos de Ejes A y C. Fuerza Axial en Columnas, Fuerza Cortante y Momento Flexionante.

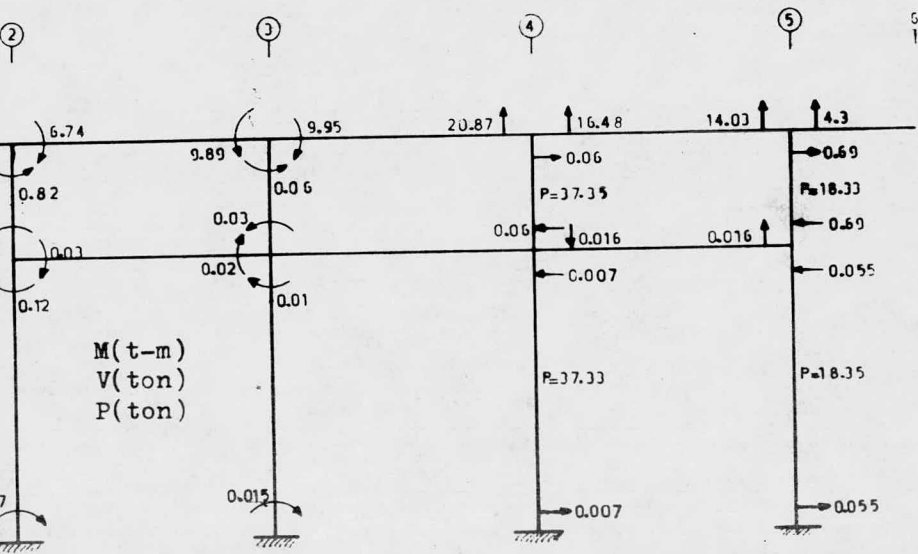


Fig. III.4.c.- Marco Eje B. Fuerza Axial en Columnas, Fuerza Cortante y Momento Flexionante.

## ANÁLISIS SÍSMICO (CARGAS LATERALES)

El análisis se realizará con las mismas consideraciones hechas en el análisis preliminar:

La fuerza sísmica se distribuirá entre los marcos en base a la rigidez de éstos.

La fuerza sísmica que le corresponde a cada marco, se equilibra con fuerzas cortantes en las columnas.

Los momentos en las columnas se obtienen considerando el punto de inflexión al centro de las mismas.

La armadura se analizará aislandola de la estructura y considerando que las barras diagonales solo trabajan a tensión.

El momento de volteo producido por la fuerza sísmica, se equilibra con un sistema de fuerzas normales en las columnas, las cuales producen un momento equilibrante.

Las fuerzas normales se determinan con la fórmula de la escuadría.

Además de las consideraciones anteriores, se determinarán las fuerzas cortantes provocadas por la Torsión. Así los marcos se analizarán con una fuerza cortante resultante del cortante directo más cortante por Torsión.

### 1.- CORTANTE DIRECTO

Como la armadura es indeformable, se puede considerar como un trabe de rigidez angular infinita. Esto tiene como consecuencia que al deformarse el marco, bajo la acción de una

En presencia de una fuerza lateral, los nudos no giran, existiendo un punto de inflexión en el centro de cada columna.

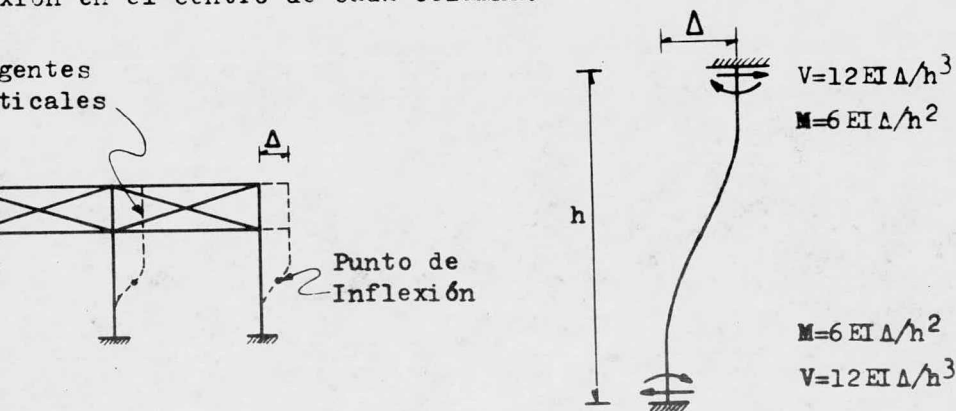


Fig. IV.1.a).- Desplazamiento de un marco bajo la acción de fuerza lateral.

Por equilibrio de fuerzas horizontales, la fuerza sísmica total es igual a la suma de fuerzas cortantes en las columnas.

$$F_s = \sum V_i = \frac{12 E \Delta}{h^3} \sum I_i$$

Sabemos que la rigidez de entrepiso es igual a la fuerza cortante necesaria, aplicada en un nivel, para producir un desplazamiento unitario de ese nivel, con respecto al inmediato inferior.

$$K_p = \frac{F_s}{\Delta} = \frac{12 E \Delta \sum I_i}{h^3 \Delta} = \frac{12 E \sum I_i}{h^3}$$

Conociendo la rigidez de entrepiso y la fuerza sísmica total, puede calcular el desplazamiento sufrido por la estructura:

$$\Delta = \frac{F_s}{K_p}$$

Así la fuerza sísmica en cada marco se puede determinar co-

$$F_i = \frac{12 E \sum I_i \Delta}{h^3}$$

De donde se deduce que la rigidez de marco es igual a:

$$K_i = \frac{12 E \sum I_i}{h^3}$$

Donde:

$\sum I_i$  : Es la suma de momentos de inercia de las columnas correspondientes al marco en análisis.

De este modo la fuerza sísmica será igual en todos los marcos debido a que todas las columnas tienen la misma sección, lo tanto no será necesario calcular el desplazamiento. La fuerza sísmica se determinará dividiendo la fuerza sísmica total entre el número de marcos en la dirección correspondiente.

#### IV.1.1.1.- Fuerza Sísmica.

La fuerza sísmica total se calcula igual que en el análisis preliminar:

$$F_s = W \times C.S./Q$$

$$F_s = 22.608 \text{ ton.}$$

La fuerza sísmica queda distribuida de la siguiente forma:

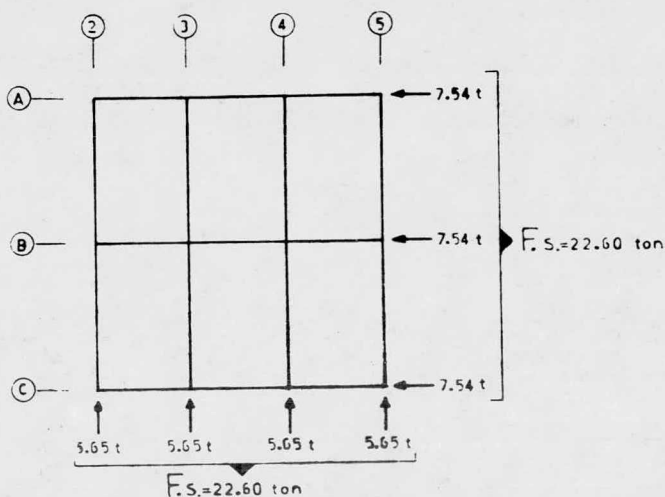


Fig. IV.1.b).- Fuerza Sísmica en Marcos

#### IV.2.- CORTANTE POR TORSION

La estructura es **simétrica** tanto en cargas como en rigidez por lo que la **excentricidad torsional** es igual a cero. Sin embargo se calculará un Momento Torsionante debido a una excentricidad accidental (Art. 240, Párrafo VII. Del Reglamento de Construcciones para el D.F.)

La excentricidad será igual a la décima parte de la dimensión en planta, medida perpendicularmente a la dirección en que se considera que el sismo actúa.

$$e = 0.1 b$$



El momento torsionante será igual a la fuerza sísmica multiplicada por la excentricidad que le corresponde en cada dirección:

$$M_{TN} = e_L \times F_s$$

$$M_{TL} = e_N \times F_s$$

La fuerza cortante en los marcos se obtiene multiplicando el momento Torsionante por un factor de distribución, el cual depende en función de la rigidez de los marcos:

$$F_{ST} = M_{ti} \times C_{ti}$$

donde:

$F_{ST}$  : Fuerza Sísmica debida a torsión

$M_{ti}$  : Momento Torsionante cuando el sismo actúa en dirección  $i$ .

$C_{ti}$  : Factor de distribución de cortante a torsión correspondiente al marco  $i$ .

El factor de distribución se determina en base a la rigidez de la torsión de los marcos:

$$C_{tx} = \frac{K_{ix} \cdot Y_{it}}{\sum K_{ix} Y_{it}^2 + \sum K_{iy} X_{it}^2}$$

$$C_{ty} = \frac{K_{iy} \cdot X_{it}}{\sum K_{ix} Y_{it}^2 + \sum K_{iy} X_{it}^2}$$

donde:

$K_{ix}$  = Rigidez del marco  $i$  en dirección  $X$  (equivalente a dirección números).

$K_{iy}$  = Rigidez del Marco  $i$  en dirección  $Y$  (equivalente a dirección letras).

$$Y_{it} = Y_i - Y_t$$

$$X_{it} = X_i - X_t$$

$Y_i$  = Distancia del marco  $i$  al origen

$Y_t$  = Coordenada del centro de torsión, con respecto al mismo origen.

#### IV.2.1.- Fuerza Sísmica por Cortante.

Siguiendo el método anterior se procederá a calcular los efectos por torsión.

El valor de la excentricidad es igual a:

$$e_n = 0.1 (9.52 \text{ m}) = 0.952 \hat{=} 0.95 \text{ m}$$

$$e_l = 0.1 (9.48 \text{ m}) = 0.948 \hat{=} 0.95 \text{ m}$$

Se puede observar que la excentricidad en una dirección es prácticamente igual a la de la otra. Por lo tanto el momento torsionante será igual para las dos direcciones en que actúa el sismo.

$$M_T = (22.608 \text{ ton})(0.95 \text{ m}) = 21.477 \text{ t-m}$$

El centro de torsión se encuentra en el centro de la estructura. Si tomamos como origen la intersección de ejes 2-A, las coordenadas serán:

$$Y_t = 4.76 \text{ m}$$

$$X_t = 4.74 \text{ m}$$

La rigidez de los marcos en dirección  $X$  (números) es igual

los cuatro marcos: 2, 3, 4 y 5 :

$$K_x = \frac{12 E \sum I_i}{h^3} = \frac{12 (2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2) (3 \times 10738.8 \text{ cm}^4)}{(350 \text{ cm})^3} =$$

$$= 18033.67 \text{ kg/cm} = 1803.37 \text{ ton/m}$$

Así mismo la rigidez de los marcos en dirección Y (letras) es igual en los marcos A, B y C .

$$K_y = \frac{12 (2 \times 10^6) (4 \times 2876)}{(350)^3} = 6439.55 \text{ kg/cm} = 643.96 \text{ ton/m}$$

Con los datos obtenidos, se puede calcular la fuerza sísmica en cada marco:

Ki	Yi	Xi	Yt	Xt	Yit	Xit	Yit <sup>2</sup>	Xit <sup>2</sup>
643.96	0.0	-	4.76	-	-4.76	-	22.66	-
643.96	4.76	-	4.76	-	0.0	-	0.0	-
643.96	9.52	-	4.76	-	4.76	-	22.66	-
1803.37	-	0.0	-	4.74	-	-4.74	-	22.47
1803.37	-	3.134	-	4.74	-	-1.60	-	7.58
1803.37	-	6.344	-	4.74	-	1.60	-	7.58
1803.37	-	9.478	-	4.74	-	4.74	-	22.47

Ki	Yit	Ki	Xit	Ki	Yit <sup>2</sup>	Ki	Xit <sup>2</sup>	Gi	FSi
-3065.25	-	-	-	14592.13	-	0.0223	-0.479		
0.0	-	-	-	0.0	-	0.0	0.0		
3065.0	-	-	-	14592.13	-	0.0223	0.479		
-	-8547.97	-	-	-	40521.72	0.0621	-1.334		
-	-2885.39	-	-	-	13669.54	0.0210	-0.451		
-	2885.39	-	-	-	13669.54	0.0210	0.451		
-	8547.97	-	-	-	40521.72	0.0621	1.334		
				29184.26	108382.52				

Los valores de la fuerza sísmica cambian de signo cuando el sismo actúa en sentido contrario, por lo que los valores obtenidos se sumarán a los de cortante directo.

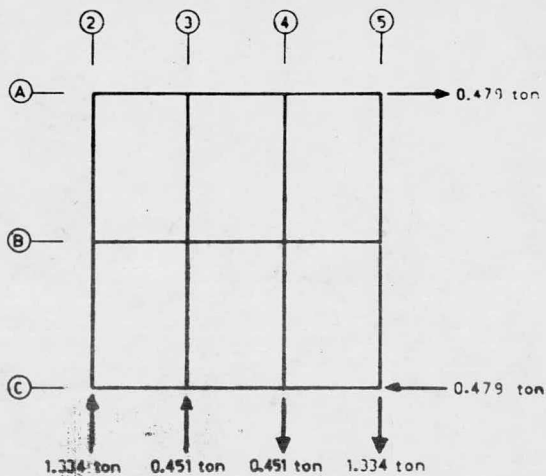


Fig. IV.2.a).- Fuerza Sísmica en Marcos debida a Torsión

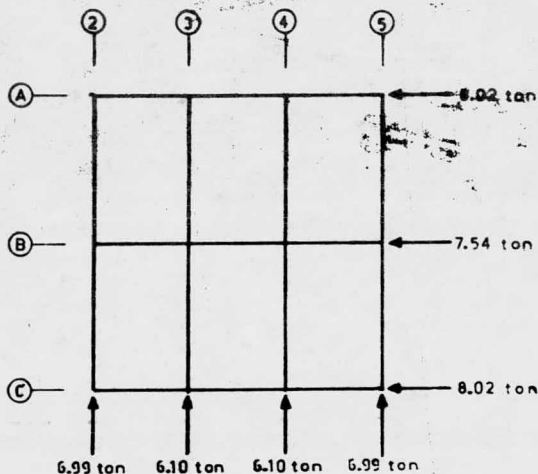


Fig. IV.2.b).- Fuerza Sísmica Total en Marcos

IV.3.- ELEMENTOS MECANICOS.

a) Fuerzas Cortantes.- La fuerza sísmica de cada marco se distribuye entre el número de columnas del marco correspondiente, debido a que todas tienen la misma rigidez.

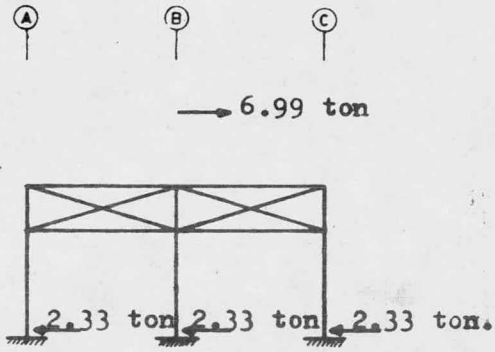


Fig. IV.3.a).- Fuerza Cortante en Columnas. Marco Eje 2

b) Momentos.- Los momentos en las columnas se determinarán considerando el punto de inflexión al centro de las mismas. Por lo tanto los momentos se pueden calcular con:

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

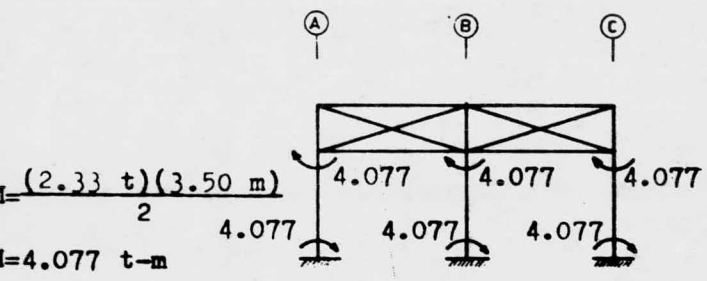


Fig. IV.3.b).- Momentos en Columnas. Marco Eje 2

c) **Fuerzas Axiales.**- El momento de Volteo se equilibra con un sistema de fuerzas axiales en las columnas. Las fuerzas se determinan con la fórmula de la escuadría.

La fuerza axial en las barras de la armadura se obtendrán, realizando el análisis de ésta por el método de nudos, aislandose de la estructura, debiendo permanecer en equilibrio.

Al transportar la fuerza sísmica de su punto de aplicación a la estructura principal, se produce un momento igual a la fuerza sísmica multiplicada por la distancia de transporte.

La fuerza sísmica se distribuye entre los nudos superiores de la armadura, en partes iguales. El momento se transforma en un sistema de fuerzas verticales, actuando en los nudos, para poder analizar la armadura. Las fuerzas se determinan con la fórmula de la escuadría.

Se considera que las diagonales trabajan únicamente a tensión.

Al analizar el marco del eje 2 tenemos:

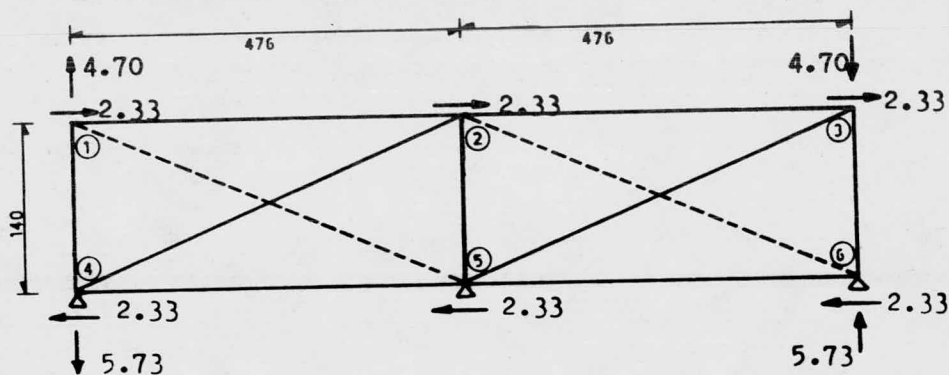


Fig. IV.3.c.- Armadura en Equilibrio. Marco Eje 2

udo ① :



$$\sum F_H = 2.33 - F_{12} = 0 \quad ; \quad \sum F_V = 4.7 - F_{14} = 0$$

$$F_{12} = 2.33 \text{ ton.}$$

$$F_{14} = 4.7 \text{ ton.}$$

udo ④ :



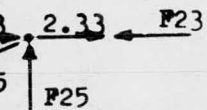
$$\sum F_V = 4.7 + -5.73 + F_{42} (140/496) = 0$$

$$F_{42} = 3.65 \text{ ton.}$$

$$\sum F_H = 3.65 (476/496) - 2.33 - F_{45} = 0$$

$$F_{45} = 1.17 \text{ ton.}$$

udo ② :



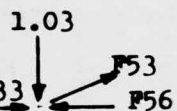
$$\sum F_H = 2.33 + 2.33 - 3.65 (476/496) - F_{23} = 0$$

$$F_{23} = 1.17 \text{ ton.}$$

$$\sum F_V = F_{25} - 3.65 (140/496) = 0$$

$$F_{25} = 1.03 \text{ ton}$$

udo ⑤ :



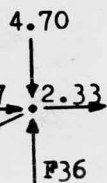
$$\sum F_V = F_{53} (140/496) - 1.03 = 0$$

$$F_{53} = 3.65 \text{ ton}$$

$$\sum F_H = 1.17 + 2.33 + 3.65 (476/496) - F_{56} = 0$$

$$F_{56} = 2.33 \text{ ton.}$$

Nudo ③ :

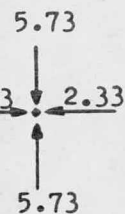


$$\sum FH = 1.17 + 2.33 - 3.65 (476/496) = 0$$

$$\sum FV = F36 - 3.65 (140/496) - 4.7 = 0$$

$$F36 = 5.73 \text{ ton.}$$

Nudo ⑥ :



$$\sum FH = 2.33 - 2.33 = 0$$

$$\sum FV = 5.73 - 5.73 = 0$$

El momento de volteo en la base del marco es:

$$M = (6.99)(11.3) = 78.987 \text{ ton-m}$$

COLUMNA	X	X <sup>2</sup>	Fza. Axial
A	-4.76	22.66	-8.30
B	0.0	0.0	0.0
C	4.76	22.66	8.30
Σ		45.32	



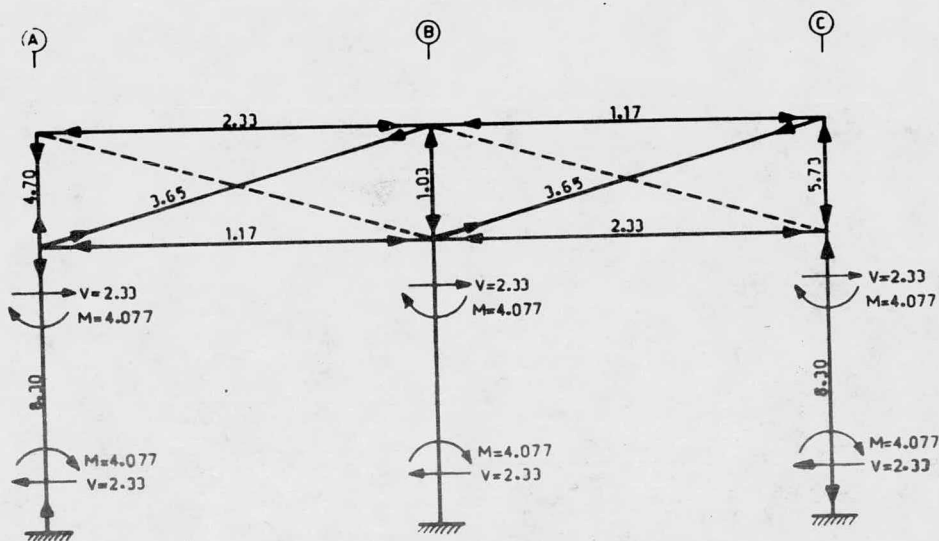


Fig. IV.3.d).- Elementos Mecánicos Sísmicos.  
Marcos de Ejes 2 y 5.

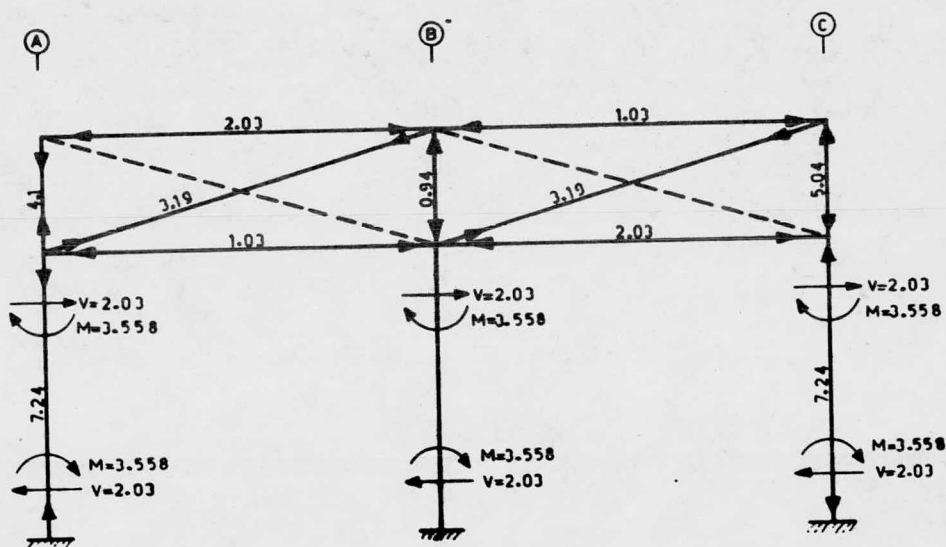


Fig. IV.3.e).- Elementos Mecánicos Sísmicos.  
Marcos de Ejes 3 y 4.

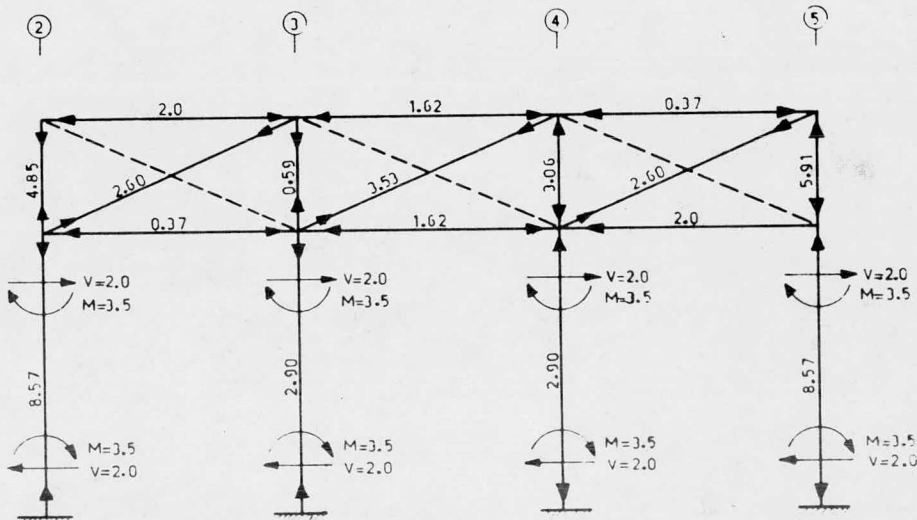


Fig. IV.3.f).- Elementos Mecánicos Sísmicos.  
Marcos de Ejes A y C.

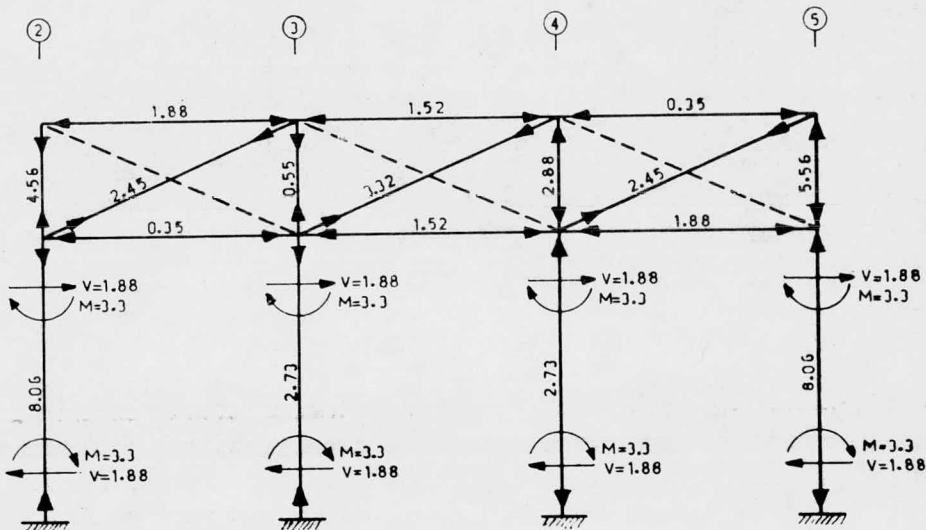


Fig. IV.3.g).- Elementos Mecánicos Sísmicos.  
Marco Eje B.

## V.- REVISION DE SECCIONES

Las secciones preliminares se revisarán con los elementos mecánicos obtenidos de los análisis definitivos:

A continuación se dan los elementos mecánicos tabulados para, un mejor manejo de éstos.

MARCO	TRABE ENTRE EJES	NIVEL	M <sub>E</sub> ton-m	V <sub>E</sub> ton	P <sub>S</sub> AXIAL ton
2 y 5	A - B	+ 4.9	7.82	9.25	2.33
		+ 3.5	0.13	0.04	2.33
3 y 4	A - B	+ 4.9	0.0	0.0	2.03
		+ 3.5	0.0	0.0	2.03
A y C	1 - 2	+ 4.9	3.24	2.56	0.0
		+ 4.9	5.24	8.86	2.0
	2 - 3	+ 3.5	0.02	0.01	2.0
		+ 4.9	5.35	11.06	1.62
	3 - 4	+ 3.5	0.0	0.0	1.62
		+ 4.9	5.92	4.3	0.0
B	1 - 2	+ 4.9	9.89	16.48	1.88
		+ 3.5	0.03	0.016	1.88
	2 - 3	+ 4.9	9.95	20.87	1.52
		+ 3.5	0.0	0.0	1.52
	3 - 4	+ 4.9	9.95	20.87	1.52
		+ 3.5	0.0	0.0	1.52

COLUMNA	TRAMO	MENS t - m	MENI t - m	MELS t - m	MELI t - m	MSN t - m	MSL t - m
A2 , A5 C2 , C5	Sup	5.38	0.85	0.42	0.08	0.0	0.0
	Inf	0.76	0.40	0.06	0.03	4.077	3.5
A3 , A4 C3 , C4	Sup	0.0	0.0	0.11	0.02	0.0	0.0
	Inf	0.0	0.0	0.01	0.01	3.56	3.5
B2 , B5	Sup	0.0	0.0	0.82	0.15	0.0	0.0
	Inf	0.0	0.0	0.12	0.07	4.077	3.3
B3 , B4	Sup	0.0	0.0	0.06	0.03	0.0	0.0
	Inf	0.0	0.0	0.01	0.015	3.56	3.3

VNA	TRAMO	PEN ton	PEL ton	PET ton	PSN ton	PSL ton	VEN ton	VEL ton	VSN ton	Vs ton
A5	Sup	8.23	10.19	18.44	5.73	5.91	4.48	0.36	0.0	0.0
C5	Inf	8.27	10.20	18.46	8.30	8.57	0.22	0.026	2.33	2.0
A4	Sup	0.0	19.92	19.92	5.04	3.06	0.0	0.09	0.0	0.0
C4	Inf	0.0	19.91	19.91	7.24	2.90	0.0	0.006	2.03	2.0
B5	Sup	18.50	18.33	36.73	1.03	5.56	0.0	0.69	0.0	0.0
	Inf	18.42	18.35	36.72	0.0	8.06	0.0	0.055	2.33	1.0
B4	Sup	0.0	37.35	37.35	0.94	2.88	0.0	0.06	0.0	0.0
	Inf	0.0	37.33	37.33	0.0	2.73	0.0	0.007	2.03	1.0

Los subíndices denotan :

- ENS = Estático superior en dirección números.  
 ENI = Estático inferior en dirección números.  
 ELS = Estático superior en dirección letras.  
 ELI = Estático inferior en dirección letras.  
 SN = Sísmico en dirección números.  
 SL = Sísmico en dirección letras.  
 EN = Estático en dirección números.  
 EL = Estático en dirección letras.  
 ET = Estático total.

Trabes del Marco Eje 2:

A) Estructura Principal ( N + 4.90 )

$$M_E = 7.82 \text{ t-m}$$

$$V_E = 9.25 \text{ ton}$$

$$P_S = 2.33 \text{ ton}$$

$$L = 4.76 \text{ m}$$

$$\text{IPR } 12" \times 6 \frac{1}{2}" - 46.2 \text{ kg/m}$$

$$S_x = 645 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 3.74 \text{ cm}$$

$$r_x = 12.98 \text{ cm}$$

$$A = 58.83 \text{ cm}^2$$

1.-Condición Estática:

a) Flexión:

Por el dimensionamiento preliminar, se sabe que es un miembro no "compacto" y el esfuerzo admisible a flexión es:

$$F_b = \frac{843700 \text{ Cb}}{I_d/A_f}$$

Donde:

$$C_b = 1.75 + 1.05 (-5.38/7.82) + 0.3 (-5.38/7.82)^2 = 1.17$$

$$F_b = \frac{843700 (1.17)}{(476)(30.7)/16.6(1.18)} = 1323.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{7.82 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{645 \text{ cm}^3} = 1212 \text{ kg/cm}^2 < F_b$$

∴ la sección es estable a flexión.

b) Cortante:

$$F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

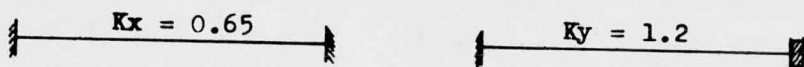
$$f_v = \frac{9250 \text{ kg}}{(30.7 \text{ cm})(0.67 \text{ cm})} = 449.7 \text{ kg/cm}^2 < F_v$$

∴ la sección es estable a cortante.

## 2.- Condición Estática + Sismo

a) Flexocompresión

Se definirán primero los coeficientes de longitud efectiva  $K_x$  y  $K_y$ . Idealizando las condiciones de apoyo de la trabe se tiene:



Los esfuerzos admisibles a compresión son:

$$K_x L/r_x = 0.65 (476)/12.98 = 23.84$$

$$F_{ax} = 1431.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_y L/r_y = 1.2 (476)/3.74 = 152.73$$

$$F_{ay} = 450 \text{ kg/cm}^2 \text{ (rige)}$$

El esfuerzo actuante a compresión es:

$$f_a = \frac{2330 \text{ kg}}{58.83 \text{ cm}^2} = 39.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{39.60}{450} = 0.088 < 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0$$

Los esfuerzos admisibles se incrementan un 33% para sismo.

$$\frac{0.088}{1.33} + \frac{1212}{1323(1.33)} = 0.755 < 1.0$$

La sección es estable.

Estructura Intermedia.

$$M_E = 0.13 \text{ t-m}$$

$$V_E = 0.04 \text{ ton}$$

$$P_S = 2.33 \text{ ton}$$

$$\text{IPR } 8'' \times 5 \frac{1}{4}'' - 25.3 \text{ kg/m}$$

$$S_x = 2348 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 8.53 \text{ cm} \quad ; \quad r_y = 2.94 \text{ cm}$$

$$A = 32.26 \text{ cm}^2$$

$$L = 476 \text{ cm}$$

- Condición Estática:

a) Flexión:

$$f_b = M/S = 13000 \text{ kg-cm}/2348 \text{ cm}^3 = 55.36 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible a flexión:

$$640 \text{ bf} / \sqrt{F_y} = 640 (13.3) / \sqrt{2530} = 169.23 < L = 476$$

Por lo tanto el esfuerzo admisible se determinará para un miembro no "compacto":

$$r_t = 0.26 (13.3) = 3.45 \text{ cm}$$

$$L/r_t = 476/3.45 = 137.97$$

$$\sqrt{35856405 \text{ cb}/F_y} = \sqrt{35856405(1.0)/2530} = 119 < L/r_t$$

$$F_b = 11952135 \text{ Cb} / (L/r_t)^2 = 11952135(1.0) / (137.97)^2 = 627.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_b = 843700 \text{ Cb } A_f / I_d = 843700 (1.0)(0.51) / 476 = 903.96 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Rige)}$$

$$F_b > f_b$$

La sección es estable.

b) Cortante.

El cortante es tan pequeño que se puede despreciar.

Condición Estática + Sismo

a) Flexocompresión.

Los coeficientes de longitud efectiva:

$$K_x = 0.65 \quad ; \quad K_y = 1.2$$

Los esfuerzos admisibles a compresión:

$$K_x L / r_x = 0.65(476) / 8.53 = 36.27$$

$$F_{ax} = 1369 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_y L / r_y = 1.2(476) / 2.94 = 194.3$$

$$F_{a_y} = 278 \text{ kg/cm}^2 \text{ (rige)}$$

Esfuerzo actuante a compresión:

$$f_a = \frac{2330}{32.26} = 72.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{72.22}{278} = 0.259 > 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_b}{(1 - f_a / F'_e) F_b} \leq 1.0$$

$$C_m = 0.85$$

$$K L_b / r_b = 36.27$$

$$F'_e = 7973 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{0.259}{1.33} + \frac{0.85 (55.36)}{[1 - 72.22 / 1.33(7973)] (1.33)(903.96)} =$$

$$= 0.234 < 1.0$$

La sección es estable.

Columna A - 2

Tramo Superior

$$M_{EN} = 5.38 \text{ t-m}$$

$$M_{EL} = 0.42 \text{ t-m}$$

$$P_E = 18.44 \text{ ton}$$

$$P_{SL} = 5.91 \text{ ton}$$

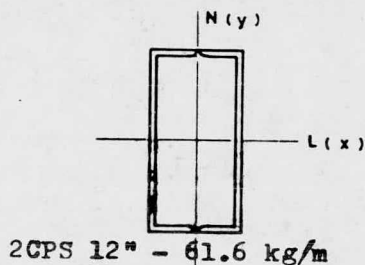
$$P_{SN} = 5.73 \text{ ton}$$

$$V_{EL} = 0.36 \text{ ton}$$

$$V_{EN} = 4.48 \text{ ton}$$



$$\begin{aligned} S_x &= 704.6 \text{ cm}^3 & S_y &= 395 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 11.71 \text{ cm} & r_y &= 6.05 \text{ cm} \\ A &= 78.58 \text{ cm}^2 & L &= 140 \text{ cm} \end{aligned}$$



Condición Estática.

a) Flexocompresión

Esfuerzos Actuantes:

$$f_{bx} = 538000 \text{ kg-cm} / 704.6 \text{ cm}^3 = 763.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 42000 \text{ kg-cm} / 385 \text{ cm}^3 = 109.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 18440 \text{ kg} / 78.58 \text{ cm}^2 = 234.66 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos admisibles:

$$K_x = 0.65 ; K_y = 0.65$$

$$K_x L / r_x = (0.65)(140) / 11.71 = 7.77$$

$$f_{ax} = 1495 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_y L / r_y = (0.65)(140) / 6.05 = 15.04$$

$$f_{ay} = 1469 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Rige)}$$

el análisis preliminar sabemos que los esfuerzos admisibles en flexión son:

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

$$F_{by} = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{234.66}{1469.0} = 0.160 > 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{(1 - f_a / F'_{ex}) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{(1 - f_a / F'_{ey}) F_{by}} \leq 1.0$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$F'_{ex} = \frac{10480000}{(7.77)^2} = 173587.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_{ey} = \frac{10480000}{(15.04)^2} = 46330.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.16 + \frac{0.85(763.55)}{(1-234.66/173587.8)1670} + \frac{0.85(109.10)}{(1-234.66/46330.3)1520} =$$

$$= 0.61 < 1.0$$

b) Cortante:

Esfuerzo actuante:

$$f_v = 4480 \text{ kg}/78.58 \text{ cm}^2 = 57.0 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible:

$$F_v = 0.4 (2530) = 1012 \text{ kg/cm}^2 > f_v$$

Condición Estática + Sismo

a) Flexocompresión

Quando el sismo actúa en dirección letras el valor de la carga es mayor:

Esfuerzos actuantes:

$$f_a = \frac{18440 + 5910 + 0.5(5730)}{78.58} = 346.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{331.75}{1469(1.33)} + \frac{0.85(763.55)}{[1-346.33/1.33(173587.8)](1.33)(1670)}$$

$$\frac{0.85(109.10)}{[1-346.33/1.33(46330.3)](1.33)(1520)} = 0.51 < 1.0$$

Tramo Inferior

$$\begin{aligned}
 M_{EN} &= 0.76 \text{ t-m} & M_{EL} &= 0.06 \text{ ton-m} \\
 M_{SN} &= 4.077 \text{ t-m} & M_{SL} &= 3.5 \text{ t-m} \\
 P_E &= 18.46 \text{ ton} & P_{SL} &= 8.57 \text{ ton} \\
 P_{SN} &= 8.30 \text{ ton} & V_{EL} &= 0.026 \text{ ton} \\
 V_{EN} &= 0.22 \text{ ton} & V_{SL} &= 2.0 \text{ ton} \\
 V_{SN} &= 2.33 \text{ ton} & L &= 350 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Condición Estática.

a) Flexocompresión:

Esfuerzos actuantes:

$$f_{bx} = 76000 \text{ kg-cm} / 704.6 \text{ cm}^3 = 107.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 6000 \text{ kg-cm} / 385.0 \text{ cm}^3 = 15.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = 18460 \text{ kg} / 78.58 \text{ cm}^2 = 234.92 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos admisibles:

$$K_x = K_y = 1.2$$

$$K_x L / r_x = 1.2(350) / 11.71 = 35.86 ; F_{ax} = 1371 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_y L / r_y = 1.2(350) / 6.05 = 57.65 ; F_{ay} = 1241 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Rige)}$$

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

$$F_{by} = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{234.92}{1241} = 0.189 > 0.15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{G_{mx} f_{bx}}{(1 - f_a / F'_{ex}) F_{bx}} + \frac{G_{my} f_{by}}{(1 - f_a / F'_{ey}) F_{by}} \leq 1.0$$

$$C_{mx} = C_{ny} = 0.85$$

$$F'_{ex} = 10480000 / (35.86)^2 = 8149.7$$

$$F'_{ey} = 10480000 / (57.85)^2 = 3131.5$$

$$0.189 + \frac{0.85 (107.86)}{(1 - 234.92/8149.7)1670} + \frac{0.85(15.58)}{(1 - 234.92/3131.5)1520} =$$
$$= 0.25 < 1.0$$

b) Cortante:

El cortante es muy pequeño por lo tanto se desprecian sus efectos.

Condición Estática + Sismo:

a) Flexocompresión:

Quando el sismo actúa en dirección números.

Esfuerzos actuantes:

$$f_{bx} = \frac{76000 + 407700}{704.6} = 686.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{by} = \frac{6000 + 0.5 (350000)}{385.0} = 470.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{18460 + 8300 + 0.5 (8570)}{78.58} = 395.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{395.07}{(1.33)(1241)} + \frac{0.85(686.48)}{[1 - 395.07/1.33(8149.7)] 1.33(1670)} +$$

$$+ \frac{0.85(470.1)}{[1 - 395.07/1.33(3131.5)] 1.33(1520)} = 0.73 < 1.0$$

ando el sismo actúa en dirección letras:  
sfuerzos actuantes:

$$b_x = \frac{76000 + 0.5 (407700)}{704.6} = 397.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_y = \frac{6000 + 350000}{385} = 924.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = \frac{18460 + 8570 + 0.5(8300)}{78.58} = 396.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{396.8}{1.33(1241)} + \frac{0.85 (397.2)}{[1-396.8/1.33(8149.7)] (1.33)(1670)} +$$

$$\frac{0.85 (924.7)}{[1-396.8/1.33(3131.5)] (1.33)(1520)} = 0.83 < 1.0$$

## VI.- DISEÑO DE CONEXIONES

Existen dos tipos de conexiones: a base de sujetadores (tornillos, remaches o pasadores) y soldadas.

Algunas consideraciones que pueden influir en la elección de la resistencia requerida de la conexión, limitaciones de espacio en ésta, disponibilidad de personal calificado, condiciones de servicio y costo de instalación.

En las conexiones del proyecto que se está desarrollando se utilizará soldadura. Únicamente se utilizarán pernos para sujetar el cortante.

A continuación se darán las características de soldadura y algunos criterios generales para el diseño de conexiones a base de soldadura.

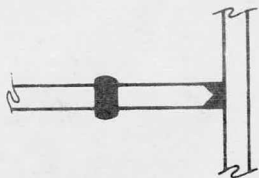
### VI.1.- TIPOS DE SOLDADURAS.

Existen básicamente cuatro tipos de soldaduras: de preparación, de filete, de tapón y de ranura.

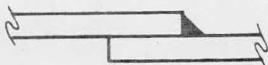
Las soldaduras de preparación se usan cuando los elementos se van a conectar, se encuentran alineados en el mismo plano. También puede usarse en una junta en "T". Las formas de soldaduras de preparación varían dependiendo del modo de preparación de los extremos de las piezas. Algunas formas comunes son en paralelo, bisel sencillo, bisel doble, "V" sencilla, "V" doble, "U" sencilla y "U" doble.

Las soldaduras de filete se usan en juntas de traslape, en  
de esquina . La sección transversal se caracteriza por la  
triangular y comúnmente tiene sus lados iguales.

Las soldaduras de tapón y de ranura se usa cuando no se  
obtener una longitud suficiente de soldadura de filete,  
ndo se desea una conexión local adicionada entre placas  
apadas.



De Preparación



De Filete



De Tapón



De Ranura

Fig. VI.1.a) Tipos de Soldaduras.

La Sociedad Americana de Soldadura ( AWS ) ha especificado  
un conjunto de símbolos estandar para los diferentes tipos de  
soldadura:

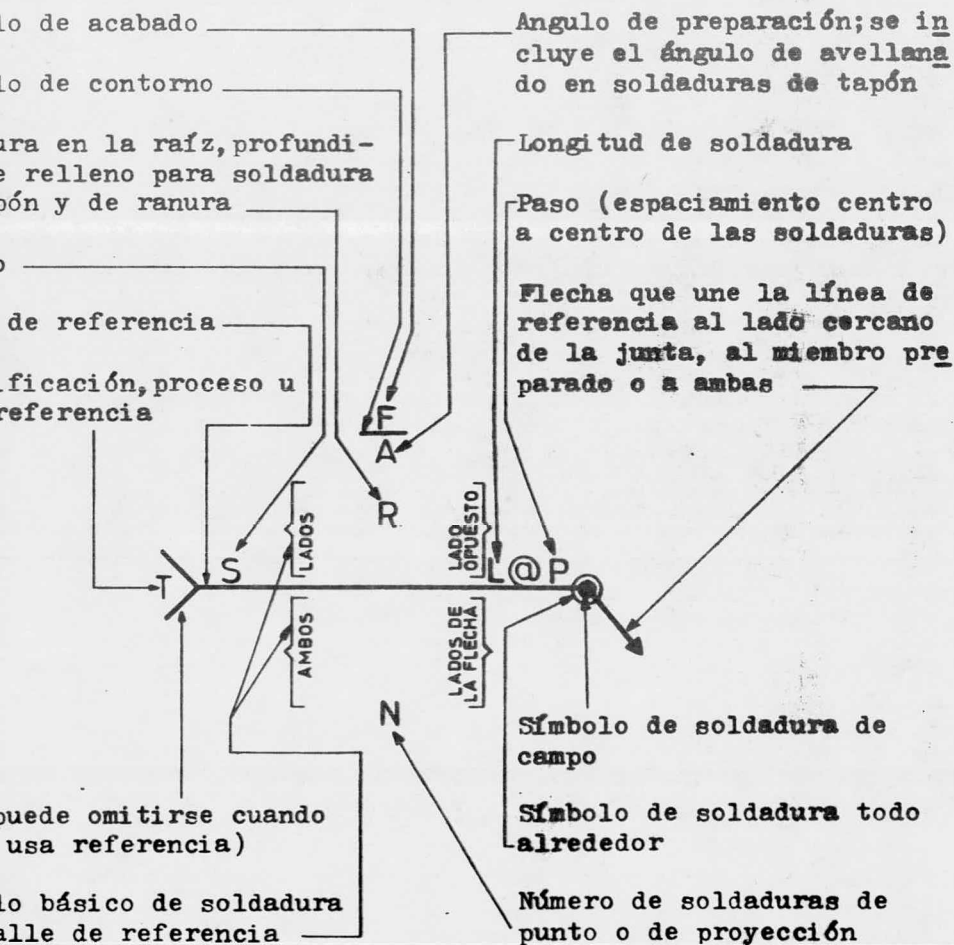
Fig. VI.1.b) Símbolos de Soldadura.

**SIMBOLOS BASICOS DE SOLDADURA**

TIPO DE SOLDADURA								
FILETE	TAPON O RANURA	PREPARACION DE LAS PIEZAS						
		RECTAN GULAR	V	BISEL	U	J	BOCEL DOBLE	BOCEL SIMPLE

**SIMBOLOS SUPLEMENTARIOS**

Soldar todo alrededor	Soldadura de campo	Contorne	
		Al ras	Convexo





## 2.- ESFUERZOS EN SOLDADURA.

En las estructuras reales, las conexiones generalmente es-  
tán sometidas por un grupo de soldaduras y están sometidas --  
frente a uno o más tipos de cargas simultáneas.

Para obtener los esfuerzos en conexiones soldadas se usa  
el siguiente procedimiento general:

1. Dibujar la sección transversal efectiva de la conexión  
soldada.

2. Determinar el centroide de la sección efectiva y esta-  
blecer un sistema de ejes ortogonales  $x, y, z$  a través  
de él.

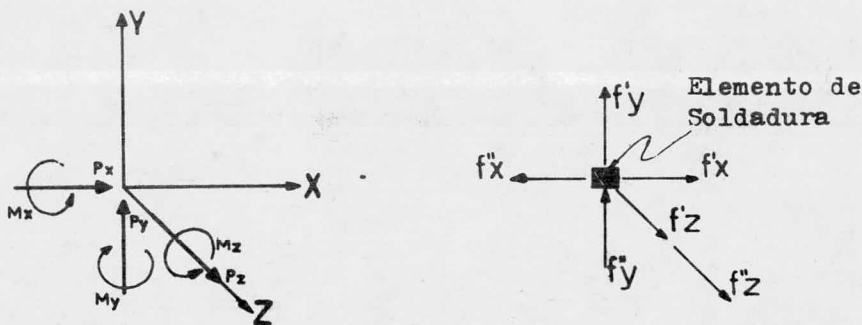


Fig. VI.2.a) Componentes de un Esfuerzo en un Elemento de Soldadura

Determinar las fuerzas y momentos que actúan sobre la  
conexión soldada definidos en términos de sus componen-  
tes  $x, y, z$ .

El esfuerzo en la soldadura debido a una sola componen-  
te de carga se puede calcular mediante las fórmulas -  
convencionales:

Debido a fuerzas:

$$f_x = P_x/A , \quad f'_y = P_y/A , \quad f'_z = P_z/A$$

Debido a Momentos:

$$f''x = Mz Y/Iz , \quad f''y = Mz X/Iz ,$$

$$f''z = Mx Y/Ix + My X/Iy$$

Donde:

$$A = \int dA , \quad Ix = \int Y^2 dA , \quad Iy = \int X^2 dA , \quad Iz = Ix + Iy$$

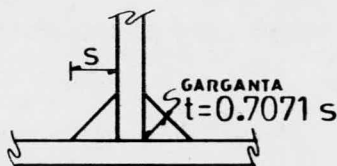
Las componentes resultantes de los esfuerzos, con la debida consideración de sus signos, serán:

$$fx = f'x + f''x , \quad fy = f'y + f''y , \quad fz = f'z + f''z$$

- e) Para soldaduras a tope, tanto los esfuerzos normales como los cortantes se consideran de manera convencional.
- f) Para soldaduras de filete, se usan las componentes de los esfuerzos  $fx$ ,  $fy$ ,  $fz$ , en un cierto lado de la soldadura para determinar el esfuerzo resultante máximo  $fr$ , considerándose arbitrariamente como esfuerzo cortante actuando en la sección de la garganta:

$$fr = \sqrt{fx^2 + fy^2 + fz^2}$$

Para obtener esfuerzos por unidad de longitud,  $fr$  se multiplica por el espesor efectivo de la garganta  $t$ .



### 1.3.- ESFUERZOS ADMISIBLES EN SOLDADURA.

Los esfuerzos admisibles en soldaduras a tope sometidas a esfuerzos estáticos son usualmente los mismos que para el metal base. Las soldaduras a tope sometidas a esfuerzos normales combinados con cortantes, se deben dimensionar de modo que los esfuerzos combinados no excedan el valor admisible para cortante.

Los esfuerzos admisibles a cortante indicados en las Especificaciones A.I.S.C., para la soldadura de filete, tapón y riel con acero A-36, son:  $950 \text{ Kg/cm}^2$ , usando electrodos E-60;  $950 \text{ Kg/cm}^2$ , con electrodos E-70. El esfuerzo en la soldadura de filete se considera como cortante en la garganta, sin importar su dirección real, no siendo necesario tomar medidas contra esfuerzos combinados.

Al elegir el tamaño de la soldadura se deben tomar en cuenta los siguientes factores: el tamaño mínimo, para evitar endurecimiento rápido, lo que causa fragilidad en la soldadura, y el tamaño máximo, determinado por limitaciones prácticas para obtener el perfil adecuado de la soldadura.

Tamaños de soldadura recomendados por las reglas AWS

Tamaño de (pulg)	3/16	1/4	5/16	3/8	1/2	5/8
Soldadura (mm)	4.8	6.4	7.9	9.5	12.7	15.9
Tamaño de (pulg)	1/2	3/4	1 1/2	2 1/4	6	>6
Tamaño de (mm)	12.7	19.1	38.1	63.5	152.4	>152.4

El tamaño máximo para soldadura de filete es:

- ) Para material menor de 1/4", el tamaño máximo puede ser igual al espesor del material.
- ) Para material mayor o igual de 1/4", el tamaño será de 1/16" menor que el espesor del material.

El tamaño mínimo práctico de las soldaduras es de 3/16",  
 veces es de 1/8".

El tamaño más económico es más o menos 5/16".

#### I.4.- CONEXIONES.

Las conexiones se diseñarán en el siguiente orden: Base de  
 Columnas, Trabes a Columna, Viga a Trabe y finalmente Diagona-

siguiendo el criterio de capítulos anteriores, únicamente  
 se presentarán los cálculos para una conexión de cada tipo,  
 adjuntándose resultados de las restantes.

##### I.4.1.- Bases de Columnas.

Se diseñará la base para la Columna A-2

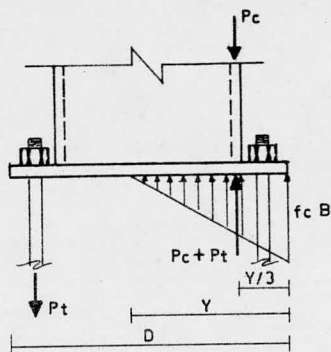
Elementos Mecánicos:

$$M_N = 4.477 \text{ ton-m} \qquad M_L = 3.53 \text{ ton-m}$$

$$P_N = 26.76 \text{ ton} \qquad P_L = 27.03 \text{ ton}$$

$$V_N = 2.55 \text{ ton} \qquad V_L = 2.026 \text{ ton}$$

Los esfuerzos actuantes bajo la placa de base, así como la fuerza de tensión que deben soportar las anclas, serán determinados con el Método Corto, dado en el libro DESIGN OF WELDED STRUCTURES, de Omer W. Blodgett.



$$Y = (2)(P_c + P_t)/(f_c B)$$

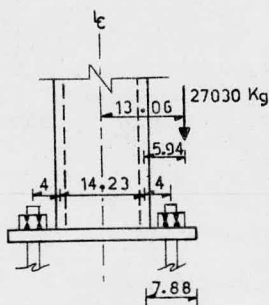
$$f_c = (2)(P_c + P_t)/(Y B)$$

Fig. VI.4.a) Esfuerzos bajo la Placa de Base.

Análisis en Dirección Letras :

Proponiendo anclas colocadas a 4cm del patín y placa de

30 x 45 :



$$e = 353000 \text{ Kg-cm} / 27030 \text{ Kg} = 13.06 \text{ cm}$$

$$F_c = 0.25 (300 \text{ Kg/cm}^2) = 75 \text{ Kg/cm}^2$$

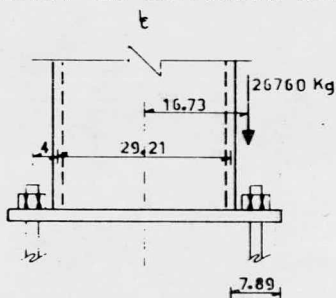
Fuerza de tensión que toman las anclas :

$$P_t = 27030 \text{ Kg}(5.94 \text{ cm}) / 18.23 \text{ cm} = 8807.4 \text{ Kg}$$

$$Y/3 = 7.88 \text{ cm} \Rightarrow Y = 23.66 \text{ cm}$$

$$f_c = 2 (27030 \text{ Kg} + 8807.4 \text{ Kg}) / (23.66 \text{ cm})(45 \text{ cm}) = 67.32 \text{ Kg/cm}^2 < F_c = 75.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Análisis en Dirección Números :



$$e = 447700 \text{ Kg-cm} / 26760 \text{ Kg} = 16.73 \text{ cm}$$

Fuerza de tensión que toman las anclas :

$$T = 26760 \text{ Kg} (2.125 \text{ cm}) / 33.21 \text{ cm} = 1712.28 \text{ Kg}$$

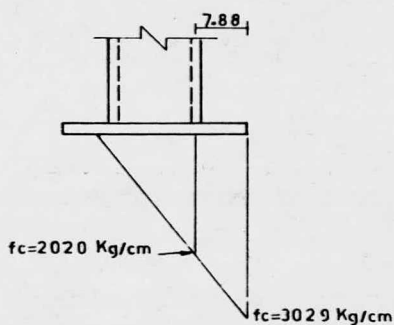
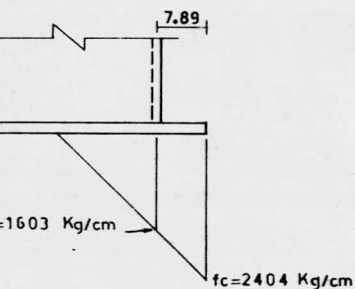
$$Y = 7.89 \text{ cm} \Rightarrow Y = 23.69 \text{ cm}$$

$$f_c = 2 ( 26760 \text{ Kg} + 1712.28 \text{ Kg} ) / (23.69 \text{ cm})(30 \text{ cm}) = 80.12 \text{ Kg/cm}^2 > 75 \text{ Kg/cm}^2$$

80.12 Kg/cm<sup>2</sup> representa el 26.6 % de f'<sub>c</sub>, la diferencia con es muy pequeña, por lo tanto puede considerarse aceptable tensión de la placa.

Diseño de la Placa de Base :

$$f_c = 0.75 (2530 \text{ Kg/cm}^2) = 1897.0 \text{ Kg/cm}^2 \text{ .Más un 33\% para}$$



Condición Números :

$$M_x = 1603 \text{ Kg/cm}(7.89 \text{ cm})^2/2 + 801 \text{ Kg/cm}(7.89 \text{ cm})^2/3 =$$

$$= 66516.4 \text{ Kg-cm}$$

$$M/F_b = 66516.4 \text{ Kg-cm} / (1900 \text{ kg/cm}^2)(1.33) = 26.36 \text{ cm}^3$$

$$= B t^2 / 6 \Rightarrow t = \sqrt{6S/B}$$

$$= \sqrt{6(26.36 \text{ cm}^3)/30 \text{ cm}} = 2.29 \text{ cm}$$

Condición Letras :

$$M_x = 2020 \text{ Kg/cm}(7.88 \text{ cm})^2/2 + 1009.7 \text{ Kg/cm}(7.88 \text{ cm})^2/3 =$$

$$= 83599.76 \text{ Kg-cm}$$

$$= 83599.76/(1900)(1.33) = 33.08 \text{ cm}^3$$

$$= \sqrt{6(33.08)/45} = 2.10 \text{ cm}$$

Por lo tanto se usará placa con  $t = 1" = 2.54 \text{ cm}$

Como Condición Estática, el momento se puede despreciar, el esfuerzo igual a la carga entre el área.

$$= P/A$$

$$= 18460 \text{ Kg}/1350 \text{ cm}^2 = 13.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_x = 13.67 \text{ Kg/cm} (30 \text{ cm})(7.89 \text{ cm})^2/2 = 12764.8 \text{ Kg-cm}$$

$$= 12764.8/1900 = 6.71 \text{ cm}^3$$

$$= \sqrt{6(6.71)/30} = 1.16 \text{ cm} < 2.54 \text{ cm}$$

Diámetro de las Anclas :

Fuerza de tensión máxima :  $P_t = 8807.4 \text{ Kg}$

Fuerza en cada ancla :  $P_t/2 = 4403.7 \text{ Kg}$

Area necesaria :  $A = P_t/F_t$

$F_t = 0.6 F_y = 0.6(4200 \text{ Kg/cm}^2) = 2520 \text{ Kg/cm}^2$

$A = 4403.7 \text{ Kg} / 2520 \text{ Kg/cm}^2 = 1.75 \text{ cm}^2$

Se usarán anclas con diámetro de  $5/8''$  con área igual a  $\text{cm}^2$ .

Longitud de Anclaje :

La longitud del ancla se puede calcular de acuerdo al Reglamento ACI-77 :

$$L = 0.06 A f_y / \sqrt{f'c} \geq 0.006 \phi f_y$$

Donde:

L = longitud de anclaje (cm).

A = área transversal del ancla ( $\text{cm}^2$ ).

$f_y$  = resistencia a la fluencia del acero del ancla.

$f'c$  = resistencia a la compresión del concreto.

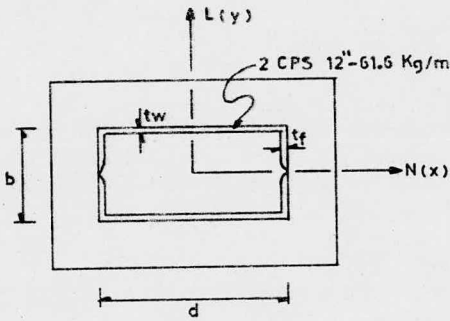
$\phi$  = diámetro del ancla (cm) .

$$0.06 (1.75 \text{ cm}^2)(4200 \text{ Kg/cm}^2) / \sqrt{300 \text{ Kg/cm}^2} = 25.46 \text{ cm}$$

$$0.006 (1.587 \text{ cm})(4200 \text{ Kg/cm}^2) = 40.0 \text{ cm (Rige)}$$



Diseño de Soldadura :



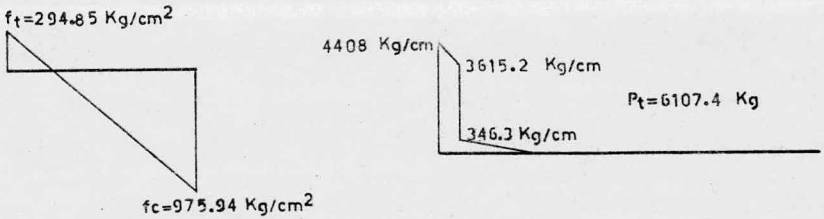
$S_L$	=	704.6	cm <sup>3</sup>
$S_N$	=	385.0	cm <sup>3</sup>
$t_f$	=	1.272	cm
$t_w$	=	0.716	cm
$A$	=	78.58	cm <sup>2</sup>
$b$	=	14.95	cm
$d$	=	30.48	cm

Esfuerzos bajo la columna :  $f = P/A \pm M/S$

Dirección Números :

$$f = 26760 \text{ Kg} / 78.58 \text{ cm}^2 \pm 447700 \text{ Kg-cm} / 704.6 \text{ cm}^3 =$$

$$= 340.54 \pm 635.39 = 975.94 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } -294.85 \text{ Kg/cm}^2$$



El esfuerzo en la soldadura es:

$$f_z = 6107.4 \text{ Kg} / 14.95 \text{ cm} = 408.5 \text{ Kg/cm}$$

$$f_x = 2550 \text{ Kg} / 90.86 \text{ cm} = 28.06 \text{ Kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{(408.5)^2 + (28.06)^2} = 409.46 \text{ Kg/cm}$$

Usando soldadura de Filete y electrodos E-60, el tamaño la soldadura es :

$$f = s(0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$s = f / (0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2) = 408.5 \text{ Kg/cm} / 671.45 \text{ Kg/cm}^2 =$$

$$s = 0.609 \text{ cm}$$

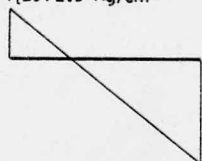
Se usará soldadura de  $1/4" = 0.635 \text{ cm}$

Dirección Letras :

$$f = 27030 \text{ Kg} / 78.58 \text{ cm}^2 \pm 353000 \text{ Kg-cm} / 385 \text{ cm}^3 =$$

$$= 343.98 \pm 916.88 = 1260.88 \text{ Kg/cm}^2 \text{ y } -572.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_t = 572.9 \text{ Kg/cm}^2$$



$$f_c = 1260.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$17462 \text{ Kg/cm}$$

$$14784.7 \text{ Kg/cm}$$

$$1234 \text{ Kg/cm}$$

$$P_t = 13983.9 \text{ Kg}$$

El esfuerzo en la soldadura es :

$$f_z = 13983.9 \text{ Kg} / 30.48 \text{ cm} = 458.8 \text{ Kg/cm}$$

$$f_x = 2026 \text{ Kg} / 90.86 \text{ cm} = 22.29 \text{ Kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{(458.8)^2 + (22.29)^2} = 459.3 \text{ Kg/cm}$$

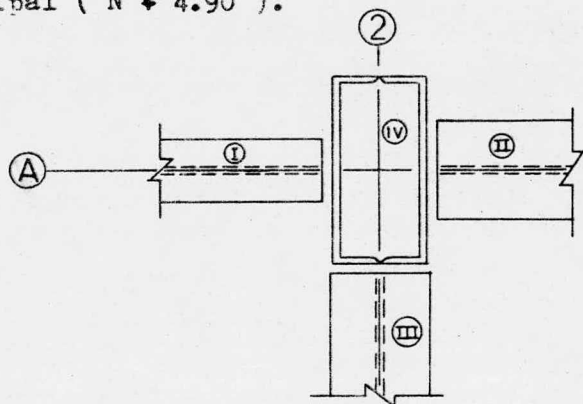
El tamaño de soldadura es :

$$s = 459.3 \text{ Kg/cm} / 641.475 \text{ Kg/cm}^2 =$$

$$= 0.68 \text{ cm} \doteq 0.635 \text{ cm}$$

## VI.4.2.-Conexión de Traveses a Columna.

Se diseñará la conexión de la columna A-2 en la Estructura Principal ( N + 4.90 ).



Trabe (I) : IPR 12" x 4" - 20.9 Kg/m

$b = 10.0 \text{ cm}$  ,  $d = 30.2 \text{ cm}$  ,  $t_w = 0.51 \text{ cm}$  ,  $t_f = 0.57$   
 $M = 3.24 \text{ t-m}$  ,  $V = 2.56 \text{ ton}$  ,  $P_{\text{axial}} = 0.0$

Trabe (II) : IPR 12" x 6 1/2" - 40.3 Kg/m

$b = 16.5 \text{ cm}$  ,  $d = 30.4 \text{ cm}$  ,  $t_w = 0.61 \text{ cm}$  ,  $t_f = 1.02$   
 $M = 5.24 \text{ t-m}$  ,  $V = 8.86 \text{ ton}$  ,  $P_{\text{axial}} = 2.0 \text{ ton (comp.)}$

Trabe (III) : IPR 12" x 6 1/2" - 46.2 Kg/m

$b = 16.6 \text{ cm}$  ,  $d = 30.7 \text{ cm}$  ,  $t_w = 0.67 \text{ cm}$  ,  $t_f = 1.18$   
 $M = 7.82 \text{ t-m}$  ,  $V = 9.25 \text{ ton}$  ,  $P_{\text{axial}} = 2.33 \text{ ton (comp.)}$

Columna (IV) : 2 CPS 12" - 61.6 Kg/m

$b = 14.95 \text{ cm}$  ,  $d = 30.48 \text{ cm}$  ,  $t_w = 0.716 \text{ cm}$  ,  $t_f = 1.27$

El momento de las traves será transmitido a la columna por medio de dos placas, superior e inferior, las cuales van conectadas con soldadura de filete.

El cortante será transmitido por medio de dos ángulos, uno a cada cara del alma de la trabe. Estos ángulos irán conectados a la columna con soldadura de filete y con pernos a la trabe.

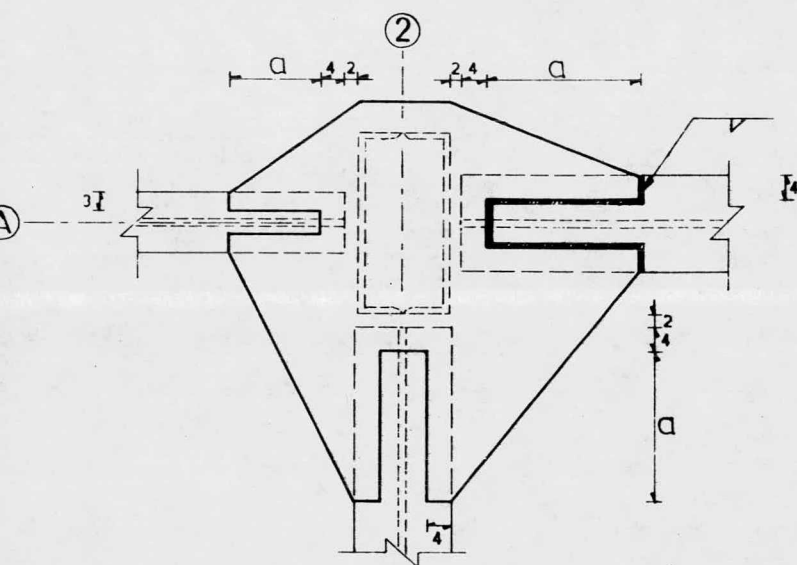


Fig VI.4.2.a) Placa Superior

En la placa superior se le hace una ranura sobre el patín de la trabe. Esta ranura es con el fin de obtener una longitud de la soldadura que conecta la placa con la trabe, reduciendo así la concentración de esfuerzos en la soldadura.

La variación del ancho de la placa es con el fin de hacer una transición gradual de esfuerzos de la trabe a la placa y reducir al mínimo las concentraciones de esfuerzos.

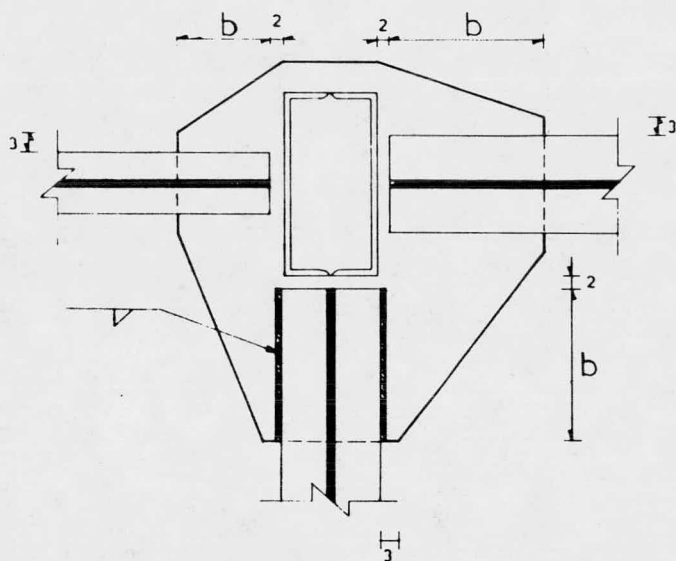


Fig VI.4.2.b) Placa Inferior.

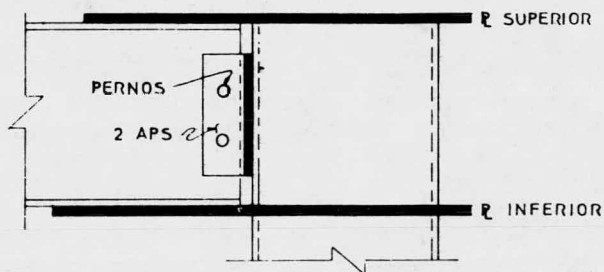


Fig VI.4.2.c) Angulos de Conexión.

momento de la trabe se transformará en un par de fuer-  
serán transmitidas a las placas. Estas fuerzas se ob-  
dividiendo el momento entre el peralte de la trabe.

placas tomarán además de las fuerzas debidas a momen-  
debidas a la fuerza axial que se presenta en la trabe  
momento en que actúa un sismo.

De este modo la fuerza total que tomarán las placas será :  
 la superior, una fuerza de tensión debida a momento más la  
 compresión debida a la fuerza axial; para la inferior, una  
 fuerza de compresión debida a momento más la de compresión de-  
 bida a la fuerza axial:

Placa I :

Fuerza debida a momento :

$$P = M/d = 3.24 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / 30.2 \text{ cm} = 10728.5 \text{ Kg}$$

Fuerza debida a fuerza axial :

$$P = P/2 = 0/2 = 0$$

Placa II :

Fuerza debida a momento :

$$P = 5.24 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / 30.4 \text{ cm} = 17236.8 \text{ Kg}$$

Fuerza debida a fuerza axial :

$$P = 2000 \text{ Kg} / 2 = 1000 \text{ Kg}$$

Placa III :

Fuerza debida a momento :

$$P = 7.82 \times 10^5 \text{ Kg-cm} / 30.7 \text{ cm} = 25472.3 \text{ Kg}$$

Fuerza debida a fuerza axial :

$$P = 2330 \text{ Kg} / 2 = 1165.0 \text{ Kg}$$

Para la placa superior la condición más crítica es la es-  
 tensionada debido a que la fuerza axial es pequeña, por lo tanto  
 solamente se tomará la fuerza de tensión para dicha placa.

esmo de Placa Superior.

ngitud de soldadura para conectar placa y traveses :

ando soldadura de 1/4" y electrodos E-60, los esfuerzos  
bles de la soldadura son :

$$= (0.635 \text{ cm})(0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2) = 426.5 \text{ Kg/cm}$$

ra la trabe I :

$$= \frac{F}{f} = \frac{10728.5 \text{ Kg}}{426.5 \text{ Kg/cm}} = 25.15 \text{ cm}$$

$$= 2a + b \Rightarrow a = (L - b)/2$$

$$= (25.15 \text{ cm} - 10.0 \text{ cm})/2 = 7.6 \text{ cm}$$

dejará a = 10.0 cm

ra la trabe II :

$$= \frac{17236.8 \text{ Kg}}{426.5 \text{ Kg/cm}} = 40.41 \text{ cm}$$

$$= (40.41 - 16.5)/2 = 11.95 \text{ cm}$$

dejará a = 15.0 cm

ra la trabe III :

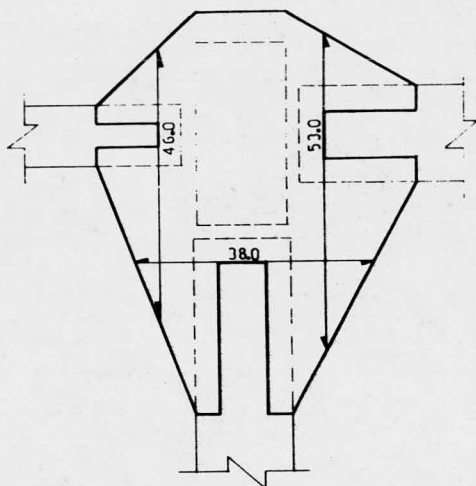
$$= \frac{25472.3 \text{ Kg}}{426.5 \text{ Kg/cm}} = 59.72 \text{ cm}$$

$$= (59.72 - 16.6)/2 = 21.56 \text{ cm}$$

dejará a = 25.0 cm

n las longitudes de soldadura, se definen las dimensio-  
la placa, quedando por calcular únicamente su espesor.

espesor de Placa :



El esfuerzo admisible a tensión para la placa es :

$$t = 0.6 F_y = 0.6(2530 \text{ Kg/cm}^2) = 1518 \text{ Kg/cm}^2$$

usando placa de 1/4", los esfuerzos actuantes en la zona

ca son :

sfuerzos debidos a la trabe I :

$$= 10728.5 \text{ Kg}/(46 \text{ cm})(0.635 \text{ cm}) = 367.28 \text{ Kg/cm}^2$$

sfuerzos debidos a la trabe II :

$$= 17236.8 \text{ Kg}/(53 \text{ cm})(0.635 \text{ cm}) = 512.2 \text{ Kg/cm}^2$$

sfuerzos debidos a la trabe III :

$$= 25472.3 \text{ Kg}/(39 \text{ cm})(0.635 \text{ cm}) = 1029.6 \text{ Kg/cm}^2$$

os esfuerzos resultantes en la intersección de las zonas

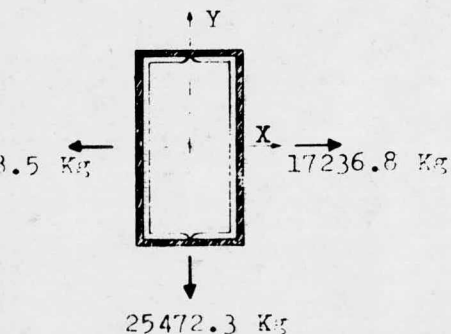
cas son :



$$= \sqrt{(1027.6)^2 + (512.2)^2} = 1149.0 \text{ Kg/cm}^2 < Ft$$

esfuerzos son aceptables por lo tanto se usará placa  
de espesor de 1/4".

soldadura que conecta placa y columna :



$$\begin{aligned} \sum F_x &= 17236.8 \text{ Kg} - \\ &= 17236.8 \text{ Kg} - \\ &= 10728.5 \text{ Kg} = \\ &= 6508.3 \text{ Kg} \\ F_y &= 25472.3 \text{ Kg} \end{aligned}$$

los esfuerzos actuantes son :

$$f_x = 6508.3 \text{ Kg} / 2(30.48 \text{ cm} + 14.95 \text{ cm}) = 71.62 \text{ Kg/cm}$$

$$f_y = 25472.3 \text{ Kg} / 2(30.48 \text{ cm} + 14.95 \text{ cm}) = 280.35 \text{ Kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{(71.62)^2 + (280.35)^2} = 289.35 \text{ Kg/cm}$$

el tamaño de soldadura es :

$$s = f / (0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2) \Rightarrow s = f / (0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$= \frac{289.35 \text{ Kg/cm}}{(0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2)} = 0.43 \text{ cm}$$

se usará soldadura de filete de 1/4" = 0.635 cm

Detalle de Placa Inferior.

Longitud de soldadura para conectar placa y traveses :

ando soldadura de 1/4" y electrodos E-60, los esfuerzos  
bles en la soldadura son :

$$= 426.5 \text{ Kg/cm}$$

ra la trabe I :

$$= \frac{10728.5 \text{ Kg}}{426.5 \text{ Kg/cm}} = 25.15 \text{ cm}$$

$$= 2 b \Rightarrow b = L/2$$

$$= 25.15 \text{ cm}/2 = 12.57 \text{ cm}$$

dejará  $b = 15.0 \text{ cm}$

ra la trabe II :

$$= \frac{17236.8 \text{ Kg} + 1000 \text{ Kg}}{426.5 \text{ Kg/cm}} = 42.75 \text{ cm}$$

$$= 42.75 \text{ cm}/2 = 21.37 \text{ cm}$$

dejará  $b = 25.0 \text{ cm}$

ra la trabe III :

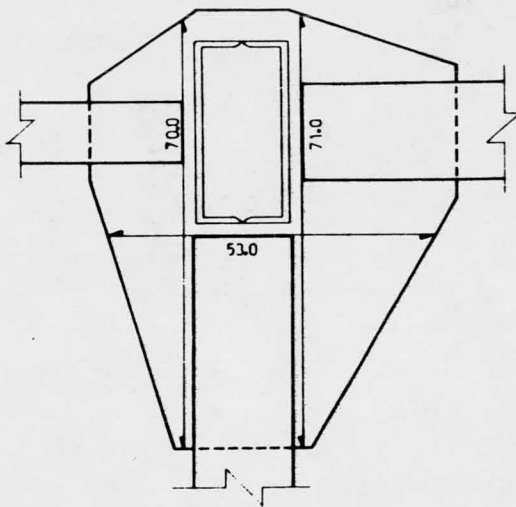
$$= \frac{25472.3 \text{ Kg} + 1165 \text{ Kg}}{426.5 \text{ Kg/cm}} = 64.45 \text{ cm}$$

$$= 64.45 \text{ cm}/2 = 31.22 \text{ cm}$$

dejará  $b = 35.0 \text{ cm}$

n las longitudes de soldadura, se definen las dimensiones  
placa, quedando por calcular únicamente su espesor.

espesor de Placa :



ando placa con espesor de  $1/4''$ , los esfuerzos son :

esfuerzos debidos a la trabe I :

$$= 10728.5 \text{ Kg} / (0.635 \text{ cm})(70.0 \text{ cm}) = 241.36 \text{ Kg/cm}^2$$

esfuerzos admisibles :

$$(70.0 \text{ cm})(0.635 \text{ cm})^3 / 12 = 1.4936 \text{ cm}^4$$

$$\sqrt{I/A} = \sqrt{1.4936 \text{ cm}^4 / 44.45 \text{ cm}^2} = 0.183 \text{ cm}$$

$$2.0 \text{ cm} \Rightarrow L/r = 2.0 \text{ cm} / 0.183 \text{ cm} = 10.92$$

$$= 1484 \text{ Kg/cm}^2 > f_a$$

esfuerzos debidos a la trabe II :

$$= 18236.8 \text{ Kg} / (0.635 \text{ cm})(71.0 \text{ cm}) = 404.5 \text{ Kg/cm}^2$$

esfuerzos admisibles :

$$r = 0.183 \text{ cm} , \quad L = 2.0 \text{ cm}$$

$$F_a = 1484 \text{ Kg/cm}^2 > f_a$$

Esfuerzos debidos a la trabe III :

$$F_a = 26637.3 \text{ Kg} / (0.635 \text{ cm})(53 \text{ cm}) = 791.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos admisibles :

$$r = 0.183 \text{ cm} , \quad L = 2.0 \text{ cm}$$

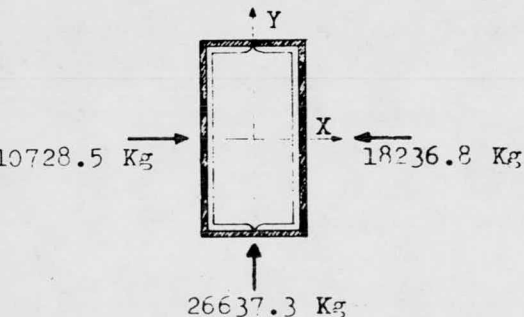
$$F_a = 1484 \text{ Kg/cm}^2 > f_a$$

El esfuerzo resultante de compresión es :

$$F_r = \sqrt{(241.36 + 404.5)^2 + (791.5)^2} = 1021.57 \text{ Kg/cm}^2 < F_a$$

Los esfuerzos son aceptables, por lo tanto se usará placa espesor de 1/4".

Soldadura que conecta placa y columna :



$$\begin{aligned} \sum F_x &= 18236.8 \text{ Kg} - \\ &- 10728.5 \text{ Kg} = \\ &= 7508.3 \text{ Kg} \\ F_y &= 26637.3 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Los esfuerzos actuantes son :

$$F''_x = 7508.3 \text{ Kg} / 2(30.48 \text{ cm} + 14.95 \text{ cm}) = 82.63 \text{ Kg/cm}$$

$$F''_y = 26637.3 \text{ Kg} / 2(30.48 \text{ cm} + 14.95 \text{ cm}) = 293.17 \text{ Kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{(82.63)^2 + (293.17)^2} = 304.6 \text{ Kg/cm}$$

El tamaño necesario de soldadura es :

$$f = s(0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2) \Rightarrow s = f/(0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$s = \frac{304.6 \text{ Kg/cm}}{(0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2)} = 0.453 \text{ cm}$$

Se usará soldadura de  $1/4" = 0.63 \text{ cm}$

Soldadura que conecta Angulos y Columna :

Se diseñará con la carga más crítica y se tomará igual para todas las traveses de la conexión .

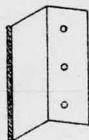
La carga máxima es  $V = 9.25 \text{ ton}$  .

Se recomienda usar una longitud de ángulo igual a :

$$L = ( d - b/2 )$$

$$L = (30.7 \text{ cm} - 16.6 \text{ cm}/2) = 22.4 \text{ cm} \doteq 22 \text{ cm}$$

Proponiendo ángulos de  $3" \times 3"$  :

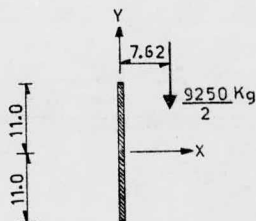


Propiedades de la soldadura :

$$I_x = t(22)^3/12 = 887.33 \text{ t}$$

$$I_y \doteq 0$$

$$I_z = 887.33 \text{ t}$$



$$M_x = 0 \quad , \quad M_y = 0$$

$$M_z = (4625 \text{ Kg})(7.62 \text{ cm}) = 35242.5 \text{ Kg-cm}$$

Esfuerzos actuantes :

$$f''_x = M_z \cdot y_t / I_z = \frac{35242.5 \text{ Kg-cm}(11.0 \text{ cm}) \cdot t}{887.33 \text{ cm}^3 \cdot t} = 436.9 \text{ Kg/cm}$$

$$f''_y = 4625 \text{ Kg} / 22.0 \text{ cm} = 210.23 \text{ Kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{(436.9)^2 + (210.23)^2} = 484.88 \text{ Kg/cm}$$

Tamaño de soldadura :

$$s = f / (0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2) = 484.88 / (0.7071)(950) = 0.721 \text{ cm}$$

Se usará soldadura de  $5/16'' = 0.79 \text{ cm}$

Espesor de Angulos :

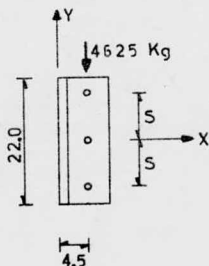
$$\text{Tamaño de soldadura} + 1/16'' = 6/16'' = 3/8'' = 0.95 \text{ cm}$$

Revisión por cortante :

$$f_v = 4625 \text{ Kg} / (22 \text{ cm})(0.95 \text{ cm}) = 221.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4(2530 \text{ Kg/cm}^2) = 1012 \text{ Kg/cm}^2 > f_v$$

Pernos que conectan Angulos y Trabe :



$$M_x = 0, \quad M_y = 0$$

$$M_z = (4625 \text{ Kg})(4.5 \text{ cm}) = 20812.5 \text{ Kg-cm}$$

Fuerzas que actúan en los pernos :

$$f''_x = M/2s = 20812.5 \text{ Kg-cm}/2(7.5 \text{ cm}) = 1387.5 \text{ Kg/perno}$$

$$f''_y = 4625 \text{ Kg}/3 \text{ pernos} = 1541.66 \text{ Kg/perno}$$

$$f_r = \sqrt{(1387.5)^2 + (1541.66)^2} = 2074.1 \text{ Kg/perno}$$

Si se usan pernos A-307 , el esfuerzo admisible a cortante

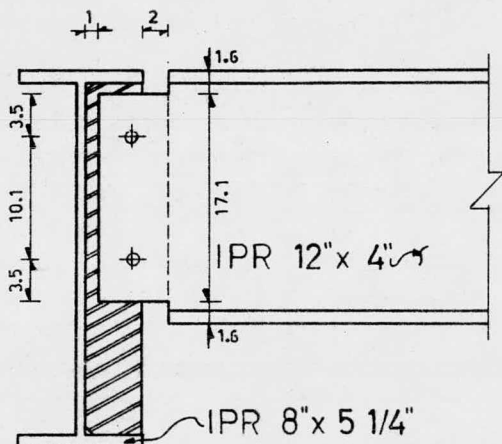
$$F_v = 700 \text{ Kg/cm}^2$$

Area necesaria del perno :

$$A = 2074.1 \text{ Kg}/700 \text{ Kg/cm}^2 = 2.963 \text{ cm}^2$$

Se usarán pernos de 7/8" con área igual a 3.88 cm<sup>2</sup>

#### VI.4.3 Conexión de Viga a Trape .



IPR 12" x 4" - 32.8 Kg/m:

$$b = 10.2 \text{ cm}$$

$$d = 31.3 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.66 \text{ cm}$$

IPR 8" x 5 1/4" -

25.3 Kg/m :

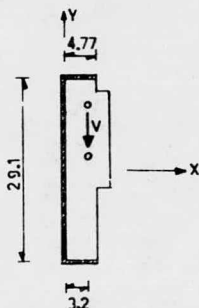
$$d = 20.3 \text{ cm}$$

$$k = 1.6 \text{ cm}$$

$$g_1 = 5.1 \text{ cm}$$

La conexión de viga a trabe se hará por medio de una placa, a cual se unirá a la trabe con soldadura de filete en sus dos caras, y a la viga con pernos.

Soldadura que conecta Placa y Trabe :



Propiedades de la soldadura :

$$\bar{x} = \frac{2(4.77)(2.38)}{2(4.77) + 29.1} = 0.587 \text{ cm}$$

$$I_x = \sum I_{ox} + \sum A y^2 = (29.1)^3 t/12 + 2(4.77)(14.55)^2 t = 4073.15 t$$

$$I_y = \sum I_{oy} + \sum A x^2 = 2(4.77)^3 t/12 + 2(4.77)(2.38 - 0.587)^2 t + 29.1(0.587)^2 t = 58.78 t$$

$$I_z = 4073.15 t + 58.78 t = 4131.93 t$$

$$M_z = (1670 \text{ Kg})(3.2 \text{ cm} - 0.587 \text{ cm}) = 4363.71 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Como la placa va soldada a la trabe en sus dos caras, el momento y el cortante se dividen en dos, para calcular los esfuerzos en la soldadura.

$$f''_x = M_z y t / I_z = \frac{4363.71 \text{ Kg-cm}(0.5)(14.55 \text{ cm}) t}{4131.93 t \text{ cm}^3} = 7.68 \text{ Kg/cm}$$



$$f'y = V/L = 1670 \text{ Kg} (0.5) / 38.64 \text{ cm} = 21.61 \text{ Kg/cm}$$

$$f''y = \frac{4363.71 \text{ Kg-cm}(0.5)(4.183 \text{ cm}) t}{4131.93 \text{ t cm}^3} = 2.2 \text{ Kg/cm}$$

$$f_r = \sqrt{(21.61 + 2.2)^2 + (7.68)^2} = 25.0 \text{ Kg/cm}$$

Tamaño de Soldadura :

$$s = 25.0 \text{ Kg/cm} / (0.7071)(950 \text{ Kg/cm}^2) = 0.04 \text{ cm}$$

Se usará soldadura de  $3/16'' = 0.476 \text{ cm}$

Espesor de Placa :

La placa se revisará por compresión .

Usando placa de  $1/4''$  , los esfuerzos son :

$$f_a = 1670 \text{ Kg} / (4.77 \text{ cm})(0.635 \text{ cm}) = 551.3 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible :

$$r = 0.183 \text{ cm} , \quad L = 29.1 \text{ cm} - 5.1 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$$

$$L/r = 24 / 0.183 = 131$$

$$F_a = 648 \text{ Kg/cm}^2 > f_a$$

Los esfuerzos son aceptables, por lo tanto se usará placa con espesor de  $1/4''$  .

Pernos que conectan Placa y Viga :

Fuerzas actuantes :

$$f''x = 4363.71 \text{ Kg-cm} / 10.1 \text{ cm} = 432.0 \text{ Kg/perno}$$

$$f'y = 1670 \text{ Kg} / 2 \text{ pernos} = 835 \text{ Kg/perno}$$

$$f_r = \sqrt{(432)^2 + (835)^2} = 940.13 \text{ Kg/perno}$$

Usando pernos A-307, el esfuerzo admisible a cortante es

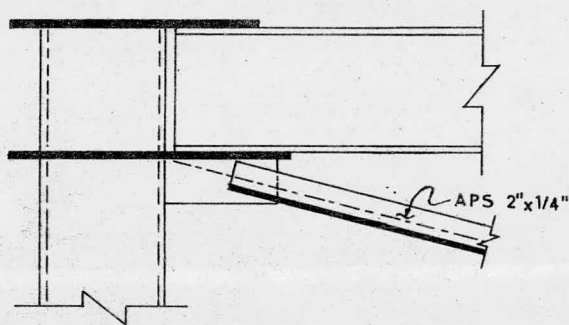
$$F_v = 700 \text{ Kg/cm}^2$$

Area necesaria de cada perno :

$$A = \frac{940.13 \text{ Kg}}{700 \text{ Kg/cm}^2} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Se usarán pernos de 5/8", con un área igual a 1.98 cm<sup>2</sup>.

#### VI.4.4 Conexión de Diagonales.

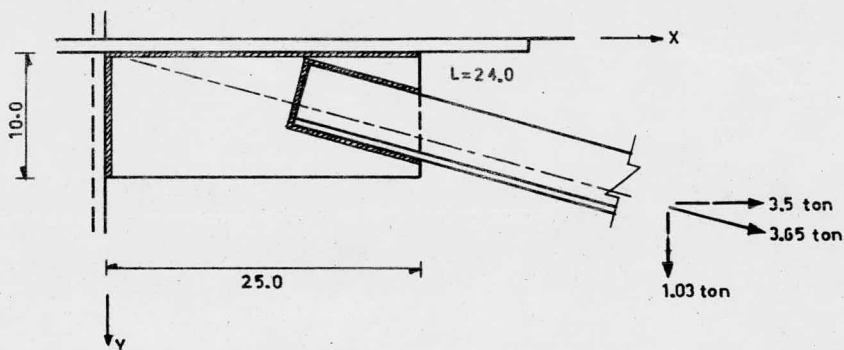


Se diseñará la conexión con la fuerza máxima de las diagonales y se tomará como conexión tipo para éstas.

La conexión se hará por medio de una placa para transmitir fuerza al nudo.

La placa será unida con soldadura de filete, tanto al ánulo como a la trabe y columna.

Se propone una placa de 10.0 cm x 25.0 cm .



Soldadura que conecta Angulos y Placa.

Usando soldadura de  $3/16"$  y electrodos E-60, los esfuerzos admisibles de la soldadura son :

$$f = 320.0 \text{ Kg/cm}$$

Longitud necesaria de soldadura :

$$L = 3650 \text{ Kg} / 320 \text{ Kg/cm} = 11.40 \text{ cm} < 24.0 \text{ cm}$$

Soldadura que conecta Placa a Columna y Trabe.

Usando soldadura de  $3/16"$  y electrodos E-60, los esfuerzos admisibles de la soldadura son :

$$f = 320.0 \text{ Kg/cm}$$

Longitud de soldadura :

$$L = 3650 \text{ Kg} / 320.0 \text{ Kg/cm} = 11.40 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$$

Revisando independientemente las componentes :

$$L_x = 3500 \text{ Kg} / 320.0 \text{ Kg/cm} = 10.93 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

$$L_y = 1030 \text{ Kg} / 320.0 \text{ Kg/cm} = 3.22 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

espesor de Placa .

usando placa de  $3/16"$ , los esfuerzos son :

$$t = F/A = 3650 \text{ kg} / (0.476 \text{ cm})(10.5 \text{ cm}) = 730.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = 0.6(2530 \text{ Kg/cm}^2) = 1518 \text{ Kg/cm}^2 > ft$$

## VII.- CONCLUSIONES Y

### ESPECIFICACIONES

Del trabajo realizado puede concluirse lo siguiente :

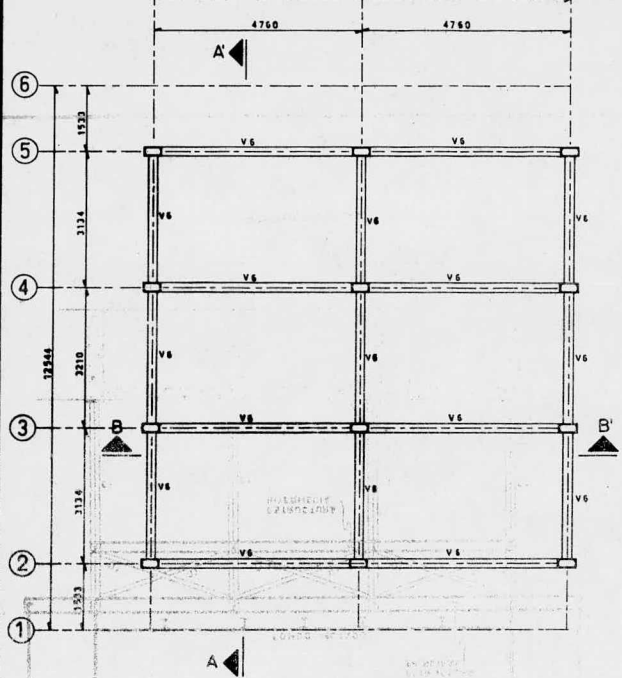
a) La necesidad de usar una estructura intermedia y arrios para la estructura en su tramo superior, nació debido a los desplazamientos que se provocan en la estructura cuando actúan cargas laterales.

b) El hecho de considerar que las diagonales (contravientas) trabajan únicamente a tensión, se debe a que haciendo esta consideración se simplifica el análisis de la armadura, ahorrándose tiempo al realizarlo. También se tomó en cuenta el hecho de que al trabajar a compresión una diagonal, los esfuerzos admisibles a compresión son bajos, debido a la relación de esbeltez del elemento, teniendo que proporcionarse una sección relativamente grande para ser estable bajo tal condición.

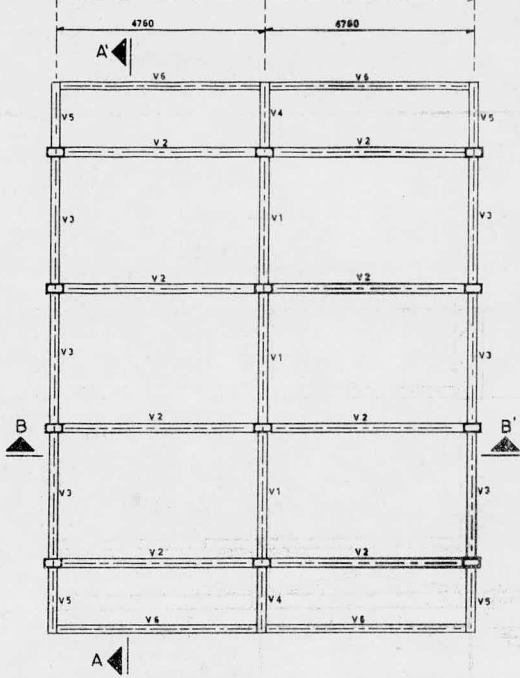
c) En el dimensionamiento preliminar de los elementos estructurales que están sujetos a compresión o flexocompresión, se idealizaron las condiciones de apoyo para obtener los coeficientes de longitud efectiva. Esto mismo se hizo en la revisión de secciones y fué con el fin de simplificar los cálculos. Sin embargo esto sólo se hace cuando el proyectista considere que las condiciones reales de apoyo no andan muy alejadas de las ideales, de otro modo se tendrán que calcular dichos coeficientes como se mencionó en II.3.1.

d) La cimentación sobre la cual se apoyará la estructura fue diseñada, debido a que está fuera del tema de esta Tesis.

Los resultados obtenidos de secciones y conexiones se presentan a continuación :



PLANTA NIVEL + 350

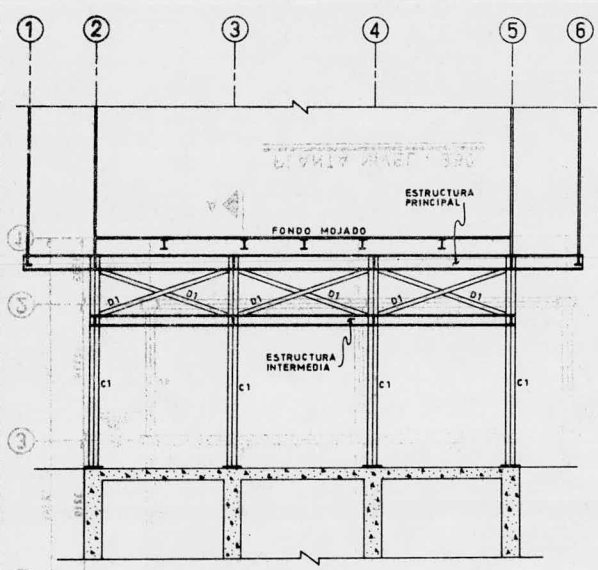


PLANTA ESTRUCTURA PRINCIPAL

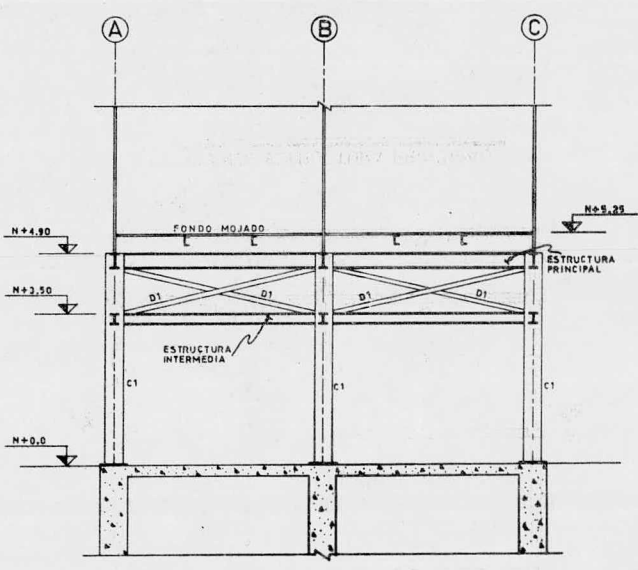
TABLA DE SECCIONES

TIPO	SECCION
V-1	IPR 12"x 6 1/2" - 53.7 Kg/m
V-2	IPR 12"x 6 1/2" - 46.2 Kg/m
V-3	IPR 12"x 6 1/2" - 40.3 Kg/m
V-4	IPR 12"x 4" - 32.8 Kg/m
V-5	IPR 12"x 4" - 20.9 Kg/m
V-6	IPR 8" x 5 1/4" - 25.3 Kg/m
C-1 *	2 CPS 12" - 61.6 Kg/m
D-1	APS 2" x 1/4"

\* SECCION TIPO PARA COLUMNAS



CORTE A-A'



CORTE B-B'

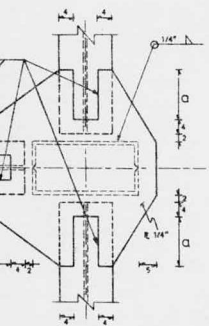
NOTAS

- 1 Acero Estructural A-36.
- 2 Ver detalles de conexiones en Plano E-1.
- 3 Acotaciones en mm Elevaciones en m.

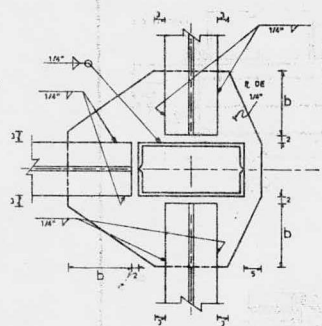
PLANTAS Y CORTES

DIMENSIONAL

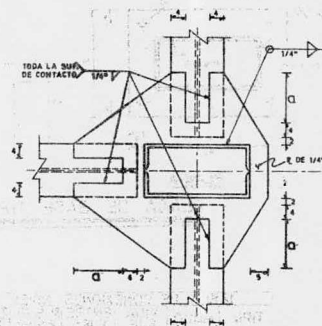
PLANO	ESCALA
D-1	1:75



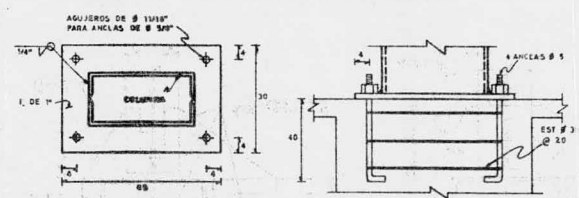
CONEXION TIPO 'A' P. SUPERIOR



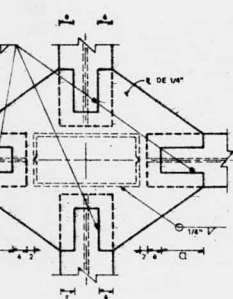
CONEXION TIPO 'A' Y 'D' P. INFERIOR



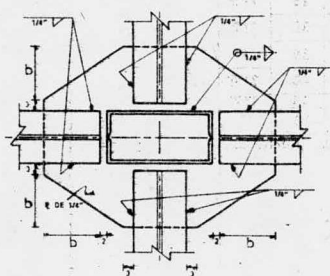
CONEXION TIPO 'D' P. SUPERIOR



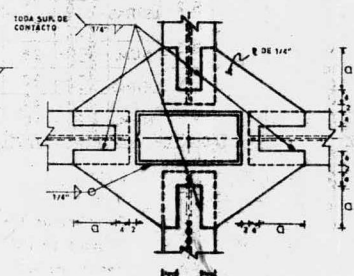
PLANTA  
CORTE  
PLACA DE BASE TIPO



CONEXION TIPO 'B' P. SUPERIOR



CONEXION TIPO 'B' Y 'E' P. INFERIOR



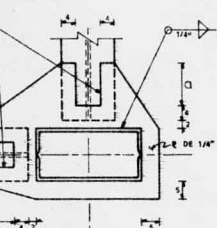
CONEXION TIPO 'E' P. SUPERIOR

TABLA DE CONEXIONES NIVEL + 4.80						
TIPO	NUDO	VIGA EJE	ENTRE EJE	P. SUP. a (cm)	P. INF. b (cm)	PROFUNDIDAD ANCHURAS PERNO
A	A 2	LETRAS	2-1	10	15	5/16"
	C 2	LETRAS	5-6	15	25	3/8"
	A 3	NUM.	2-3	25	35	7/8"
	C 4	LETRAS	4-5	15	25	3/8"
	A 4	NUM.	3-4	10	10	7/8"
B	B 2	LETRAS	3-2	15	25	7/16"
	B 5	NUM.	4-5	20	30	1/2"
	B 3	LETRAS	5-4	25	35	1"
	B 4	NUM.	3-4	30	40	7/16"
C	C 2	LETRAS	2-3	20	30	1/2"
	C 3	NUM.	3-4	25	35	1"
	C 4	LETRAS	4-5	30	40	7/16"
	C 5	NUM.	5-6	30	40	1/2"
	C 6	NUM.	6-7	10	10	1"
TABLA DE CONEXIONES NIVEL + 3.50						
C	A 2	a=10				
C	A 3	b=10				
C	A 4	Soldadura de 3/16"				
D	A 4	Angulos de 1/4"				
B	B 2	Pernos de 1/2"				
B	B 3					
B	B 4					

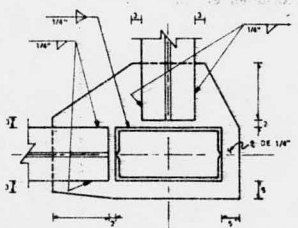
Ø SOLDADURA PARA UNIR ANGULOS CON TRABE

NOTAS

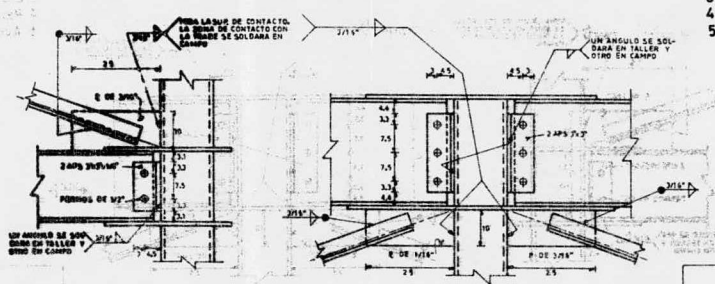
- 1 Acero Estructural A-36
- 2 Acero para anclaje con L.E. = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- 3 Electros de Soldadura E-60
- 4 Pernos A-307
- 5 Acotaciones en cm



CONEXION TIPO 'C' P. SUPERIOR



CONEXION TIPO 'C' P. INFERIOR



ESTRUCTURA INTERMEDIA Y PRINCIPAL

CONEXION TIPO PARA CONTRAVIENTOS Y TRABES

CONEXIONES



## ESPECIFICACIONES.

### Enderezado :

Todo el material que se vaya a utilizar en la estructura debe enderezarse previamente. El enderezado debe hacerse de preferencia en frío por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en las zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar a  $650^{\circ}\text{C}$ .

### Corte :

Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra o soplete, estos últimos deben hacerse de preferencia a máquina. Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones menores de 5 mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deberán eliminarse con esmeril.

### Tolerancias :

Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En las columnas no se permitirán desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores de un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

En piezas no cepilladas, de longitud no mayor de 10.0 m se permite una discrepancia máxima de 1.5 mm, con respecto a la longitud teórica.

Agujeros :

El diámetro de los agujeros para pernos debe ser un milímetro y medio mayor que el diámetro nominal de éstos. Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los pernos más tres milímetros, pero de-  
taladrarse o punzonarse a un diámetro menor y después rectificarse cuando el material es más grueso. No se permitirá el uso de botador para agrandar agujeros, ni el empleo de sople-  
para hacerlos.

Antes de colocar los pernos, se revisará la posición, alineamiento y diámetro de los agujeros.

Piezas Soldadas :

Las superficies que vayan a soldarse estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, pintura o cualquier otro material extraño, pero se permite que haya costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambres.

Las piezas entre las que se va a poner soldadura de filete deben ponerse en contacto; cuando esto no sea posible, su separación no deberá exceder de 5 mm. Si la separación es de 5 mm o mayor, el tamaño de la soldadura se aumentará en una cantidad igual a la separación.

Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana.

Deben revisarse los bordes de las piezas en los que se colocará la soldadura, antes de depositarla, para cerciorarse de que las holguras son correctas y están de acuerdo con los planos.

Una vez realizadas, las uniones soldadas deben inspeccionarse ocularmente, y se repararán todas las que presenten defectos aparentes de importancia, tales como tamaño insuficiente, cráteres o socavación del metal base. Toda soldadura agrietada deberá rechazarse.

#### Anclajes :

Antes de iniciar la colocación de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas.

El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no será mayor de 25 mm hacia afuera del edificio, ni 50 mm hacia adentro.

No se colocarán pernos ni soldadura permanente hasta que la parte de la estructura que esté rigidizada por ello, esté alineada y plomeada.

## B I B L I O G R A F I A

- DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.  
Bresler, Lin, Scalzi.
- DESIGN OF WELDED STRUCTURES.  
Blodgett.
- SPECIFICATION FOR THE DESIGN, FABRICATION AND ERECTION  
OF STRUCTURAL STEEL FOR BUILDINGS.  
American Institute of Steel Construction.
- CONSTRUCCION DE ACERO.  
Altos Hornos de México, S. A.
- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.