

**TESIS CON  
FALLAS DE ORIGEN**

27  
26j



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLAN"**

**ESTUDIO COMPARATIVO DE LA SUPERESTRUCTURA  
DE UN GIMNASIO A BASE DE CONCRETO PRE-  
ESFORZADO Y ESTRUCTURA METALICA**



**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A I  
**JAIME ANTONIO ROSAS GARCIA**

**MEXICO, D. F.**

**JUNIO DE 1987.**



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

CI/112/1987.

SR. JAIME ANTONIO ROSAS GARCIA  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGE-  
NIERIA CIVIL.  
P R E S E N T E.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 22 de febrero de 1984, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis "ESTUDIO COMPARATIVO DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN GIMNASIO A BASE DE CONCRETO PREESFORZADO Y ESTRUCTURA METALICA", el cual se desarrollará como sigue:

- INTRODUCCION
- I.- CONCRETO PREESFORZADO. ESTRUCTURA METALICA
- II.- ANALISIS DE LAS DOS ESTRUCTURAS
- III.- DISEÑO DE LAS DOS ESTRUCTURAS
- IV.- ANALISIS COMPARATIVO
- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

Asimismo, fue designado como Asesor de tesis el señor Ing. José Marino Corpi.

Ruego a usted tomar nota, que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación, deberá imprimirse en el interior de la tesis.

Atentamente,  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Acatlán, Edo. de Mex., a 22 de junio de 1987.

ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO  
Coordinador del Programa de Acatlán  
COORDINACION DEL  
PROGRAMA DE INGENIERIA

## INDICE

	pag.
Introducción	01
Capítulo I	03
Concreto presforzado. Estructura metálica.	
Características del acero	
Diseño de miembros estructurales	
Características del concreto presforzado	
Condiciones y requisitos de diseño	
Capítulo II	12
Análisis de las dos estructuras	
Análisis estructura metálica	
Análisis estructura de concreto presforzado	
Capítulo III	39
Diseño de las dos estructuras	
Diseño estructura metálica	
Diseño estructura de concreto presforzado	
Capítulo IV	64
Análisis comparativo	
Presupuesto de estructura metálica	
Presupuesto de estructura de concreto presforzado	
Análisis comparativo: Costos, ejecución, durabilidad	
Conclusiones	89
Bibliografía	90

# INTRODUCCION

## Introducción

En el trabajo mostrado a continuación se pretenden obtener las ventajas e inconvenientes que tienen los elementos de concreto prefabricado sobre la estructura metálica.

Para realizar dicho estudio se tomará como fundamento la teoría elástica para concreto prefabricado y estructura metálica.

En la elaboración del estudio se considera como base a un gimnasio que se encuentra ubicado dentro de las instalaciones de un deportivo en Valle de Bravo, Edo. de México.

El proyecto arquitectónico consiste en cubrir una superficie aproximada de 10,950 m<sup>2</sup>. Las dimensiones en planta son de 120 X 109.50m, con columnas colocadas a cada 10m en el sentido longitudinal y a cada 36.60m en el sentido transversal, teniendo una altura de 15 m.

En las figuras mostradas a continuación, se pueden observar más claramente las características del proyecto descrito anteriormente.

En el presente trabajo se estudia la superestructura del gimnasio en sus dos alternativas.

En el capítulo I, se describirá brevemente la teoría elástica para concreto prefabricado y estructura metálica, así como sus especificaciones. Las cuales serán una base para el desarrollo del presente trabajo.

En los capítulos II y III, se hará el análisis y diseño de las dos estructuras respectivamente.

En el capítulo IV, se hace el análisis comparativo de las dos estructuras en cuanto a funcionalidad técnica, costos, tiempos de ejecución y durabilidad.

Al final del trabajo se presentan las conclusiones, las cuales solo serán aplicables para estructuras con características semejantes a las descritas en dicha tesis.

Estas conclusiones no se deben interpretar como básicas entre la comparación de estructuras con elementos de concreto presforzado y estructuras metálicas, debido a que en proyectos diferentes, se tienen requisitos de funcionalidad diferentes.

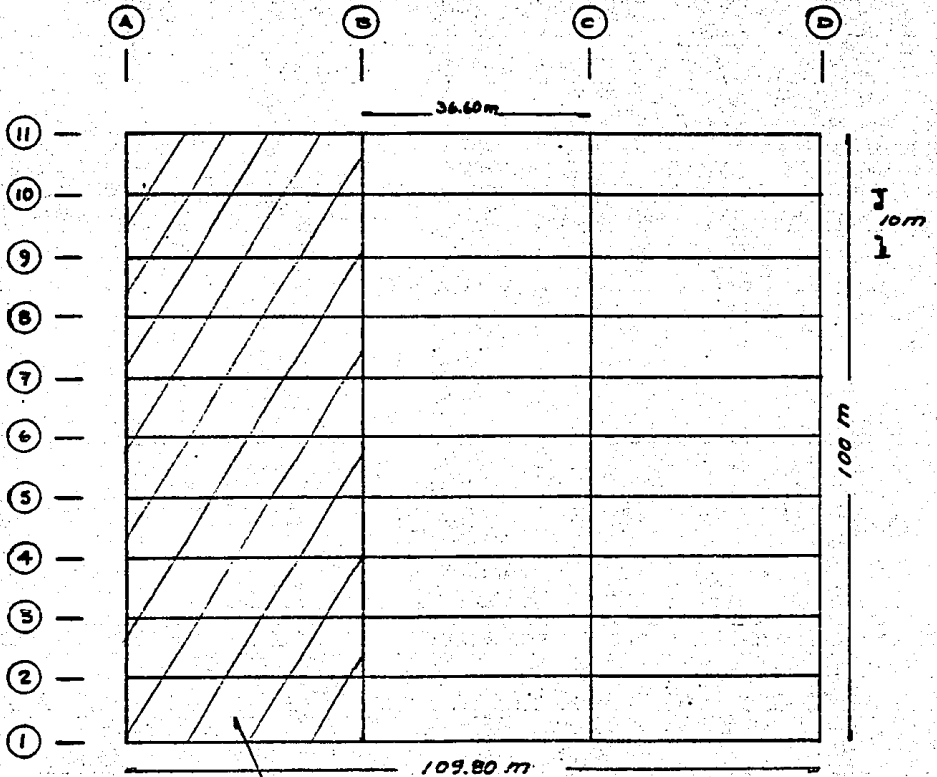
El análisis comparativo de estos dos tipos de estructuras, fue motivado por la gran demanda y aceptación que han tenido las estructuras de concreto presforzado, desplazando a las estructuras metálicas.

Dicho estudio comparativo realizado en esta tesis, nos trata de demostrar el porque los elementos de concreto presforzado sustituyen en algunos casos a las estructuras metálicas en grandes claros y áreas.

Si en alguna forma este estudio sirve para presentar las ventajas e inconvenientes del concreto presforzado respecto a la estructura metálica, podré decir que he logrado el objetivo deseado.

Figura 01

Planta conjunto gimnasio



Planta tipo (Zona sombreada)



Figura 02

Planta estructura metálica  
(planta tipo)

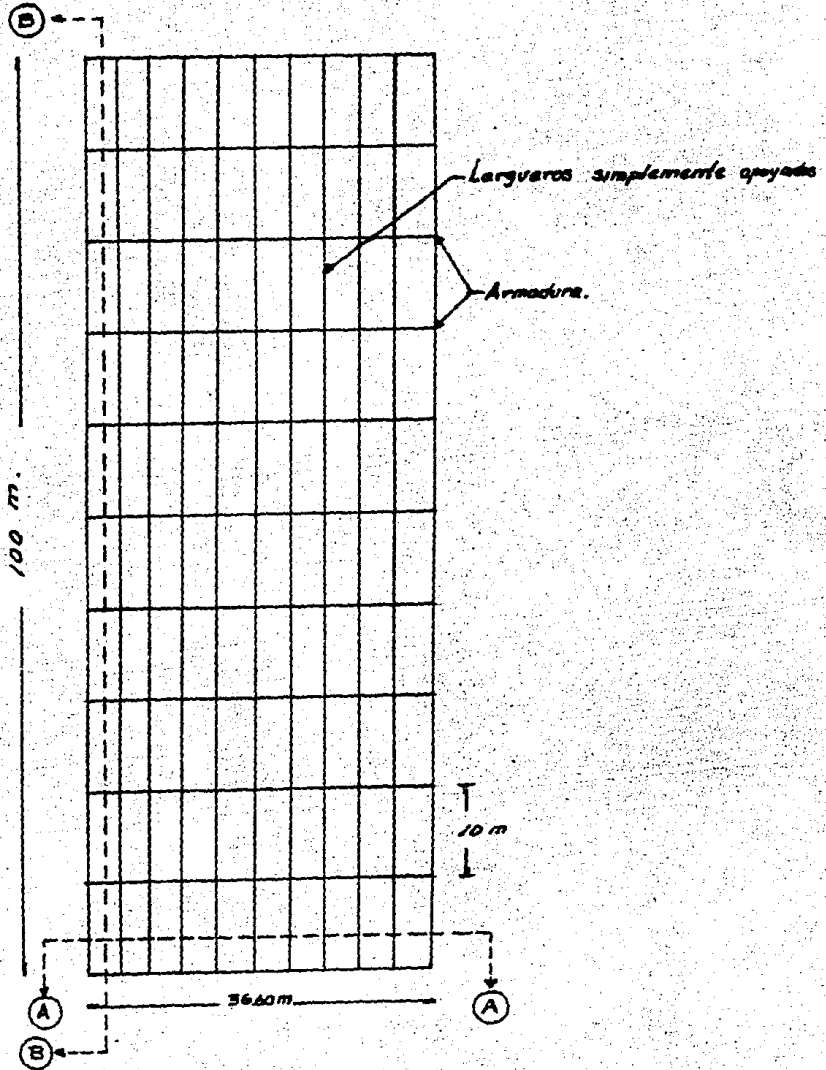


Figura 03

Corte A - A

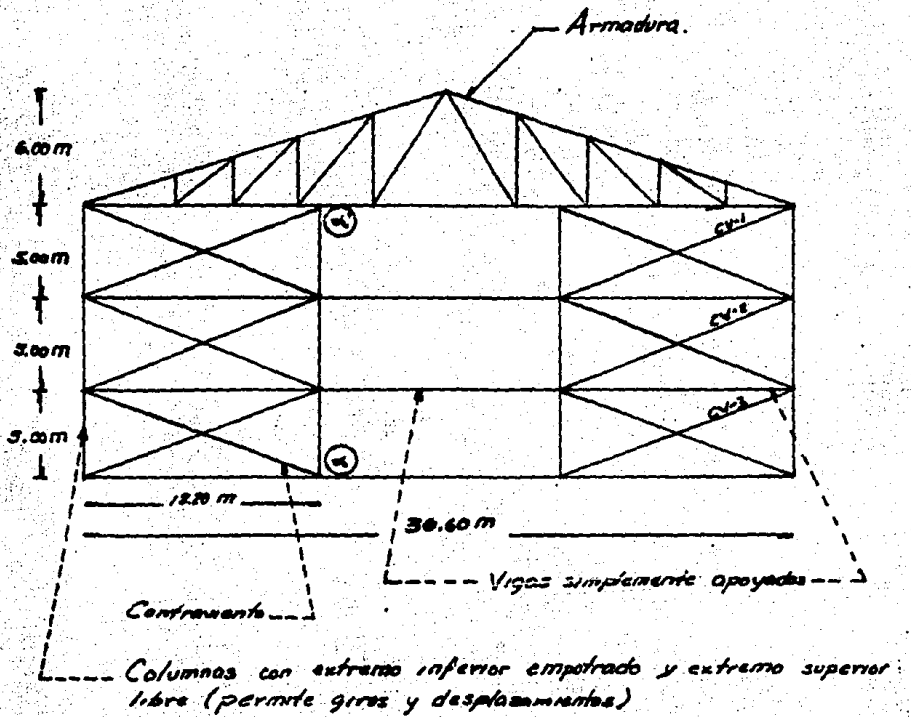


Figura 04

Corte B - B

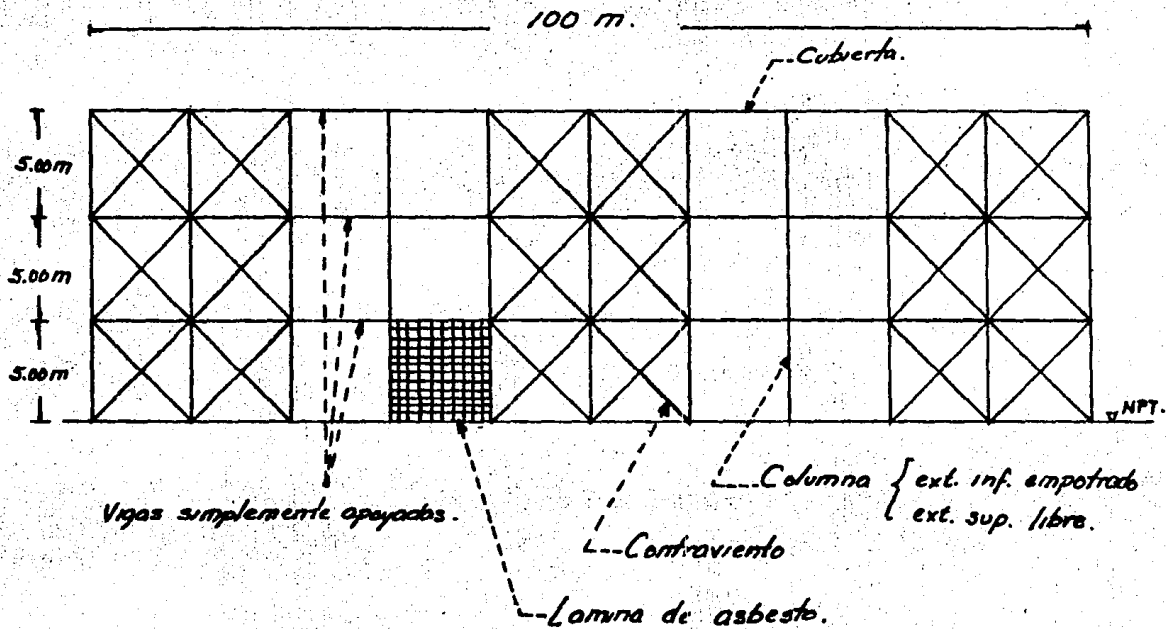


Figura 05  
Planta estructura de concreto  
preesforzada.

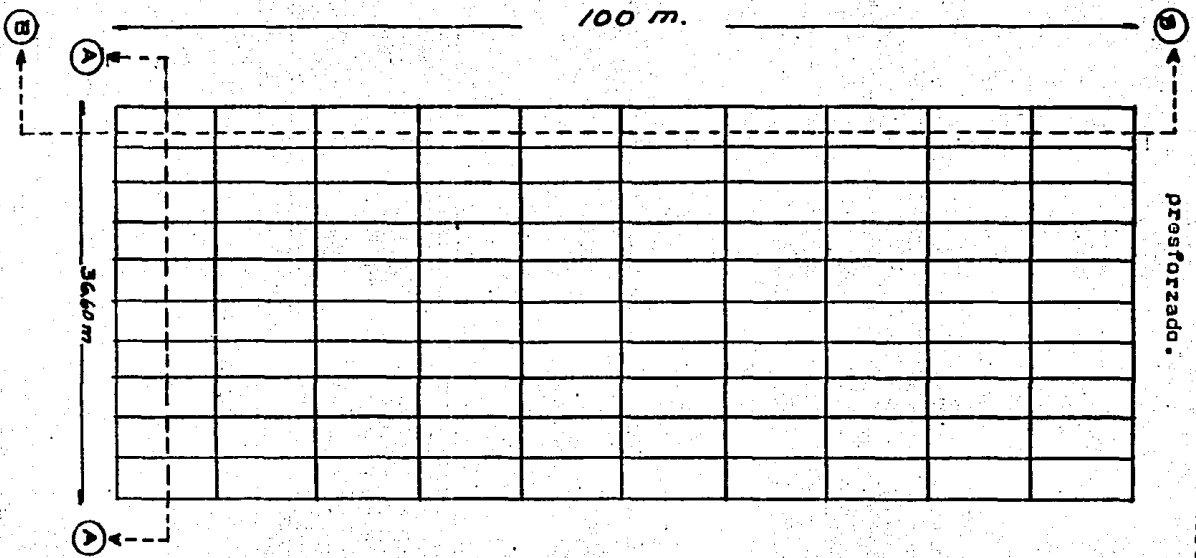


Figura 06

Corte A - A  
(Estructura de concreto presforzado)

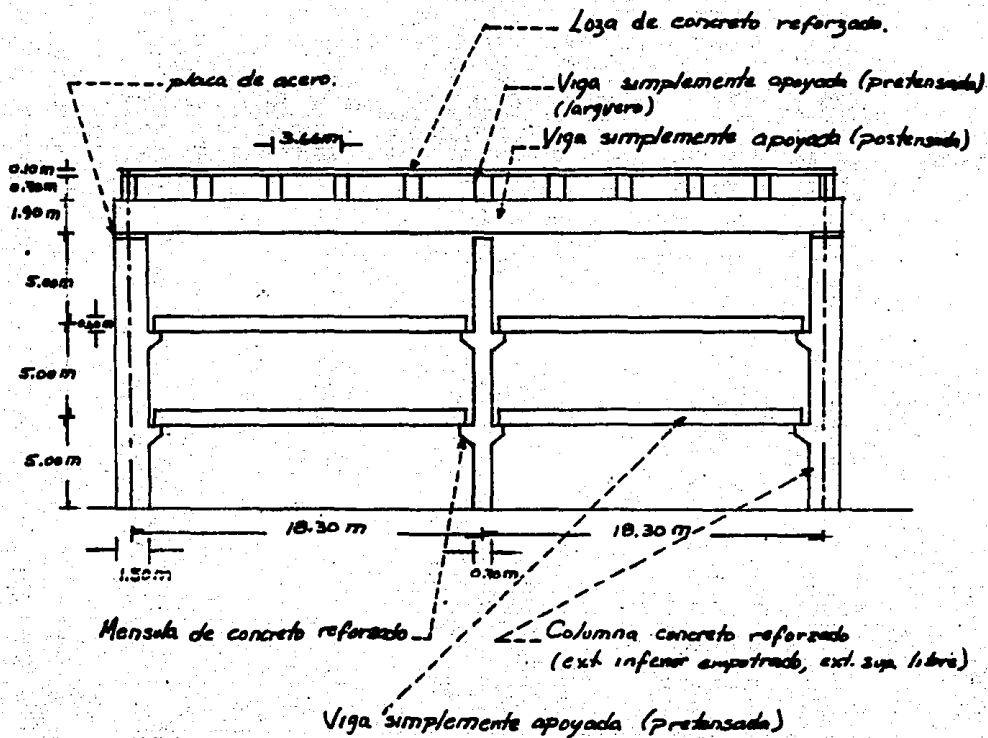
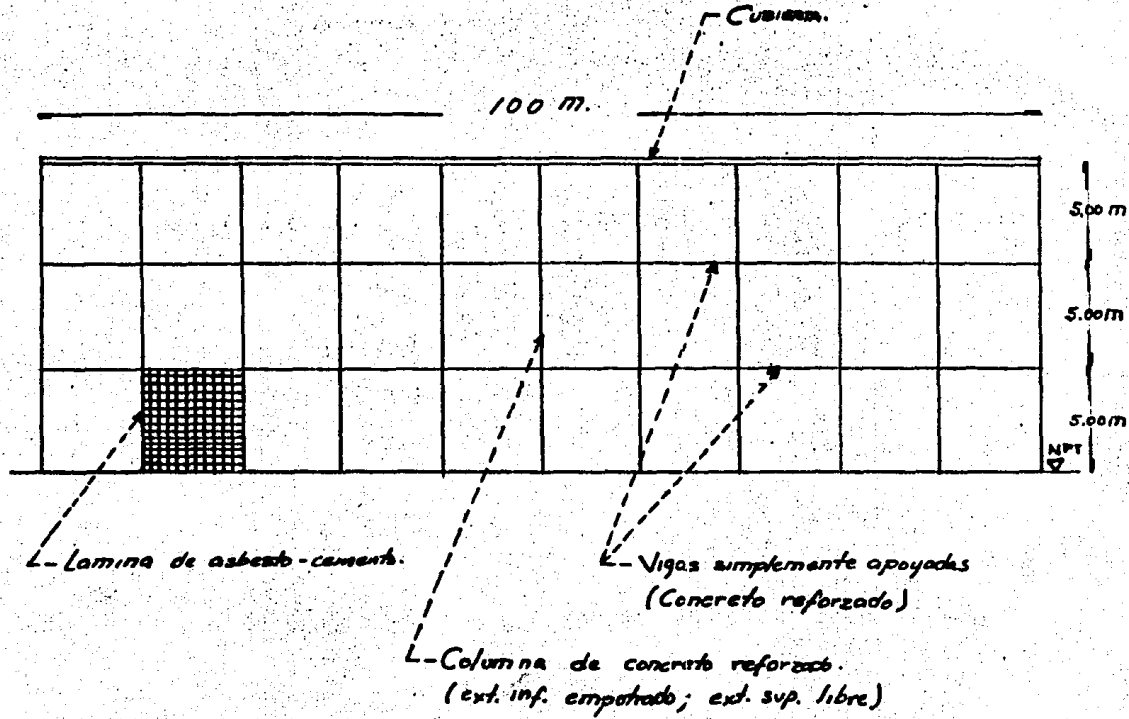


Figura 07

Corte B - B.  
(Estructura de concreto presforzado)



CAPTULO I

CONCRETO PRESFORZADO

ESTRUCTURA METALICA

## Capítulo I.

### Concreto presforzado. Estructura metálica.

#### Estructura metálica.

##### Antecedentes.

El acero se puede definir como una aleación de hierro, con una pequeña cantidad de carbono.

Las propiedades mecánicas del acero dependen, principalmente de la composición química, los procesos de laminado y el tratamiento térmico de los aceros; otros factores que pueden afectar estas propiedades son las técnicas empleadas en las pruebas.

Como características físicas y mecánicas del acero, mencionaremos las siguientes:

**Punto de fluencia.**-se define como el esfuerzo en el material para el cual la deformación presenta un gran incremento sin que haya un gran aumento correspondiente en el esfuerzo. Esto queda indicado por la porción plana del diagrama esfuerzo-deformación denominado rango plástico ó inelástico.

**Módulo de elasticidad.**-se define a la relación del esfuerzo a la deformación elástica de la curva esfuerzo-deformación. Se determina este valor por medio de la pendiente de dicha porción elástica del diagrama.

**Relación de Poisson.**-se define como la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal, bajo una carga axial dada.

**Ductilidad.**-se refiere a la capacidad que tiene una substancia para sufrir deformación sin rotura cuando se sujeta a la tensión.

**Maleabilidad.**-es la capacidad que presenta una substancia para soportar deformación sin rotura cuando se sujeta a la compresión.

**Tenacidad.**- se refiere a la capacidad que tiene un metal de resistir doblez o aplicación de esfuerzos de corte sin fractura.

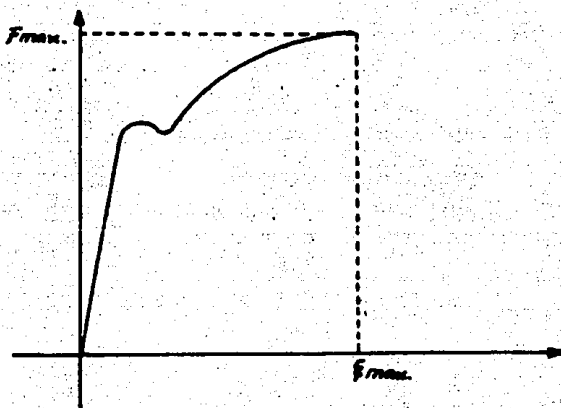
Las características del acero mencionadas anteriormente, se conciben por diversas pruebas en el laboratorio, el resultado de estas pruebas se observa en la gráfica esfuerzo-deformación (figura 08)



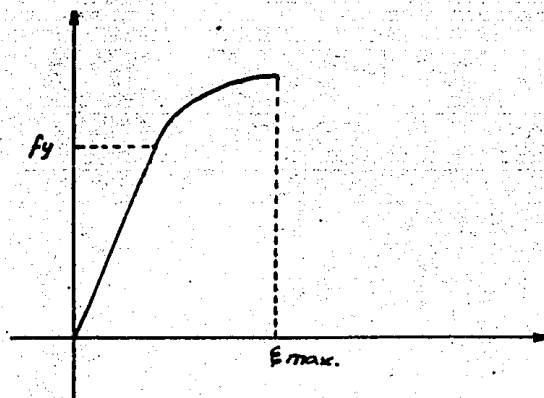
Figura 08

Gráficas esfuerzo-deformación.

— Aceros dúctiles



Aceros de alta resistencia



## Estructura metálica.

### Descripción del método elástico.

El método elástico ó de esfuerzos permisibles consiste en:

- 1) Valuación de acciones que obran sobre las estructuras (cargas de servicio)
- 2) Análisis elástico de la estructura bajo cargas de servicio.
- 3) Determinación de la variación de las acciones internas en cada elemento estructural.
  - a) Diagrama de momentos flexionantes
  - b) Diagrama de fuerzas cortantes.
  - c) Diagrama de fuerzas normales.
- 4) Cálculo de esfuerzos máximos.
- 5) Determinación de los esfuerzos permisibles.
- 6) Comparación entre esfuerzos máximos calculados y esfuerzos permisibles, debiéndose cumplir:

$$\text{Esfuerzos calculados} < \text{Esfuerzos permisibles.}$$

Una definición más clara del método elástico es:

Un miembro sometido a diversas combinaciones de cargas de servicio se selecciona de tal manera que el máximo esfuerzo calculado no exceda un valor permisible especificado.

### Diseño de miembros estructurales.

El diseño de un miembro estructural está basado fundamentalmente en sumecanismo de falla propiciado por el elemento mecánico que lo solicita.

Considerando el tipo de sollicitación puede diseñarse bajo efectos de tensión, compresión, cortante, flexocompresión, flexotensión, etc.

Adicionalmente a estos requerimientos de resistencia el diseño puede involucrar otros diferentes tales como, fenómeno de estabilidad (pandeo), fatiga, vibraciones, etc.

Finalmente cuando un miembro estructural satisfaga adecuadamente las condiciones anteriores, debe revisarse que bajo cargas de servicio no presente deformaciones mayores que las permisibles.

### Miembros estructurales a tensión

Atendiendo al tipo de falla esta puede presentarse de dos maneras diferentes:

- 1) Falla por sección insuficiente (elementos unidos por remaches ó tornillos), la falla es una sección transversal.
- 2) Falla por deformación inadmisibles (es un elemento que no está unido por remaches o tornillos), la sección se va deformando tanto que presenta una deformación permanente.

En ambos casos el área requerida será:

$$A = \frac{T}{f_t}$$

Para 1)

$$A_e = c_t A_n$$

donde:

$A_n$  - área neta de la sección transversal

$c_t$  - coeficiente de reducción.

$$B_n = B_t - n\phi$$

$$A_n = B_n e_p$$

donde:

$B_n$  - ancho neto

$B_t$  - ancho total

$n\phi$  - número de tornillos que atraviesa la falla.

$e_p$  - espesor de la placa.

Para 2)

$$f_{\text{real}} = \frac{F}{A_g}$$

donde:

$A_g$  - área total

$$f_{\text{real}} \leq 0.6 f_y$$

Adicionalmente es necesaria una revisión por relación de esbeltez:

$$\left[ \frac{l}{r} \right]_{\text{max}} \leq \begin{cases} 200 (\text{elementos principales}) \\ 300 (\text{elementos secundarios}) \end{cases}$$

donde:

$l$  - longitud del elemento (efectiva)

$r$  - radio de giro en la sección. (el mínimo)

Miembros a compresión.

La realización de estudios en miembros sujetos a compresión, se apoyan en las siguientes hipótesis:

- La pieza se comporta elásticamente.
- Las deformaciones son pequeñas.
- Los esfuerzos no rebasan el límite de proporcionalidad.

Esfuerzos de pandeo en el rango inelástico:  $\frac{k_1}{r} \leq C_c$

$$F = 1 - \frac{k_1}{r^2} / 2 C_c^2 \quad / \quad \text{F.S.}$$

donde:

$$\text{F.S.} = 5/3 \quad 3/8 \quad k_1/r \quad / C_c \quad - \quad 1/8 \quad k_1/r \quad / C_c^3$$

Esfuerzos de pandeo en el rango elástico:  $\frac{k_1}{r} > C_c$

$$F = 2E / 23 \quad k_1/r \quad ^3$$

Miembros estructurales sujetos a flexocompresión.

I) Cuando la sección de diseño está impedida de pandearse ó si está arriostrada ó contraventada, se aplica (esf. de compresión pequeños) :

$$\frac{f_a}{0.6f_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad \text{ó} \quad 1.33$$

donde:

$f_a$ - esfuerzo real de compresión

$f_{bx}$ - esfuerzo real de flexión alrededor del eje x

$f_{by}$ - esfuerzo real de flexión alrededor del eje y

$F_a$ - esfuerzo permisible a compresión

$F_{bx}$ - esfuerzo permisible a flexión alrededor del eje x

$F_{by}$ - esfuerzo permisible a flexión alrededor del eje y

II) Para esfuerzos de compresión muy grandes usamos:

$$\frac{f_a}{F_a} + \left[ \frac{C_{mx}}{1 + \frac{f_a}{F'_{ex}}} \right] \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \left[ \frac{C_{my}}{1 + \frac{f_a}{F'_{ey}}} \right] \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1 \quad \text{ó} \quad 1.33$$

donde:

$C_m$  - factor de corrección que toma en cuenta la variación de los momentos flexionantes a lo largo del elemento estructural por diseñar.

$F'_{ex}$ - esfuerzo permisible debido a la carga crítica de Euler (respecto a la carga de flexión)

Nota: El factor de corrección se calculará para las siguientes alternativas:

a) Para miembros en compresión en marcos sujetos a traslación de sus juntas

$$C_m = 0.85$$

b) Para miembros a compresión cuyos apoyos estén totalmente empotrados en marcos arriostrados contra la traslación de sus nudos sin estar sujetas a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \leq 0.4$$

donde:  $M_1 / M_2$ , es la relación del menor al mayor momento en los extremos de la porción del miembro no arriostrada en el plano de flexión.

c) Para miembros a compresión en marcos contraventados en el plano de carga transversal entre sus apoyos, el valor de  $C_m$  puede considerarse con los siguientes valores:

- para miembros a compresión cuyos extremos estén restringidos:  $C_m = 0.85$
- para miembros cuyos extremos no estén restringidos:  $C_m = 1.0$

#### Conexiones.

Entre sus características fundamentales de las conexiones, tenemos:

- a) Por su propia naturaleza son una mezcla de efectos locales.
- b) Las secciones pueden alabearse y así invalidar la hipótesis de las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma.
- c) Puchas de las conexiones tienen un alto grado de hiperestaticidad y además con una distribución de esfuerzos que depende de la deformación de los elementos conectores y del material que los compone.
- d) Las restricciones locales pueden impedir la deformación necesaria para una deseable redistribución de esfuerzos.

Tipos de conexiones:

- a) Remachadas
- b) Atornilladas
- c) Soldadas

## **Concreto Presforzado.**

### **Antecedentes**

El concreto presforzado consiste en la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio.

Si el presforzado se aplica al concreto, su objeto es doble: primero inducir las deformaciones y esfuerzos deseables en la estructura; segundo, equilibrar las deformaciones y esfuerzos indeseables.

Pueden aplicarse tres diferentes conceptos para explicar y analizar el comportamiento básico del concreto presforzado:

Primer concepto: El presfuerzo transforma al concreto en un material elástico.

Segundo concepto: Presfuerzo para la combinación de acero de alta resistencia con concreto (o sea, que se considera al concreto presforzado como una combinación de concreto con acero).

Tercer concepto: Presforzado para lograr el balance de cargas. Este concepto visualiza el presforzado primariamente como un intento de balancear las cargas en un miembro.

### **Características del concreto presforzado.**

- 1) Deformaciones elásticas.- de la curva esfuerzo-deformación, su porción inferior que es relativamente recta puede llamarse elástica.
- 2) Deformaciones plásticas.- la plasticidad en el concreto es definida como deformación dependiente del tiempo que resulta de la presencia de un esfuerzo.

3) Deformaciones por contracción.- la contracción en el concreto es debido al secado y a cambios químicos que dependen del tiempo y de condiciones de humedad pero no de los esfuerzos. Por lo menos una porción de la contracción resultante por el secado del concreto es recuperable con la restauración del agua perdida.

#### Acero para presfuerzo

El acero de alta resistencia es muy común para producir el presfuerzo y suministrar la fuerza de tensión en el concreto presforzado.

Tipos de acero para presfuerzo:

- a) Alambres de acero
- b) Cables de acero
- c) Varillas de acero

#### Condiciones de carga en vigas presforzadas.

Existen dos conjuntos de condiciones ideales y limitantes en la duración de la viga de concreto presforzado: la condición de transferencia y la condición final. Ya que la viga de concreto presforzado, además de la fuerza de presfuerzo, se encuentra sometida a su peso propio, carga muerta sobreimpuesta y carga móvil.

La condición de carga 1, corresponde a la transferencia cuando la viga se encuentra sometida a la fuerza de presforzado y a su propio peso.

La condición 2, corresponde a una viga en que actúa la transferencia tanto del peso de la viga cuanto de la carga muerta sobreimpuesta.

Aún cuando este caso es poco usual, existe la posibilidad en las vigas que se postensan en el lugar después de la aplicación de la carga muerta sobreimpuesta, cuando el andamiaje es lo suficientemente resistente para soportar el peso de la viga y la carga muerta sobreimpuesta. Esta condición también se aplica a las vigas en el que la carga muerta sobreimpuesta se aplica en la transferencia ó inmediatamente después.



La condición de carga 3, es posible solo en la transferencia ó inmediatamente después de que la viga se somete a la carga móvil ó al impacto en caso de existir.

Las condiciones de carga de 4 a la 6, son las condiciones finales.

#### Requisitos de diseño

- 1) Para la condición de carga 1, el esfuerzo de tensión en la fibra superior debe ser igual ó menor que el esfuerzo de tensión admisible a la transferencia.
- 2) Para la condición de carga 2, el esfuerzo de compresión en la fibra inferior debe ser igual ó menor que el esfuerzo de compresión admisible a la transferencia.
- 3) Para la condición de carga 5 (condiciones finales) el esfuerzo de tensión en la fibra inferior debe ser igual ó menor que el esfuerzo de tensión admisible.
- 4) Para la condición de carga 6 (condiciones finales) el esfuerzo de compresión en la fibra superior debe ser igual ó menor que el esfuerzo de compresión admisible.

#### Especificaciones

##### Estructura metálica

Los criterios de diseño explicados anteriormente se fundamentan en las especificaciones del AISC.

##### Concreto presforzado

Los criterios de diseño para concreto presforzado se fundamentan en las especificaciones del ACI.

CAPITULO II  
ANALISIS DE LAS DOS  
ESTRUCTURAS -

## Capítulo II

### Análisis de las dos estructuras

#### Estructura metálica.

##### a) Análisis por cargas gravitacionales (armadura)

Primeramente procedemos a analizar la estructura metálica. Para la realización del análisis, se consideró por simplificación, una sola cruzilla de la estructura en el sentido transversal.

Cabe hacer mención que primeramente se realizó un preanálisis y un prediseño para poder llegar a los valores indicados en la carga muerta.

Para soportar la cubierta se propone una armadura como se muestra en la figura 09.

En el análisis de la armadura se consideraron las siguientes cargas:

Carga muerta.

1) Peso propio	196 kg/m
2) Área tributaria (figura 10)	<u>660 kg/m</u>
	856 kg/m

a) Laminas de asbesto 25 kg/m<sup>2</sup>

b) Largueros 41 kg/m<sup>2</sup>

Cálculo de la carga por m por área tributaria:

$$\frac{(66 \text{ kg/m}^2)(366 \text{ m}^2)}{36.60 \text{ m}} = 660 \text{ kg/m}$$

Carga viva.

De acuerdo al reglamento de construcciones del D.F. (RCDF), le corresponde una carga viva de 60 kg/m<sup>2</sup>

Transformando la carga viva a carga por m, tenemos:

$$\frac{(60 \text{ kg/m}^2)(366 \text{ m}^2)}{36.60 \text{ m}} = 601 \text{ kg/m}$$

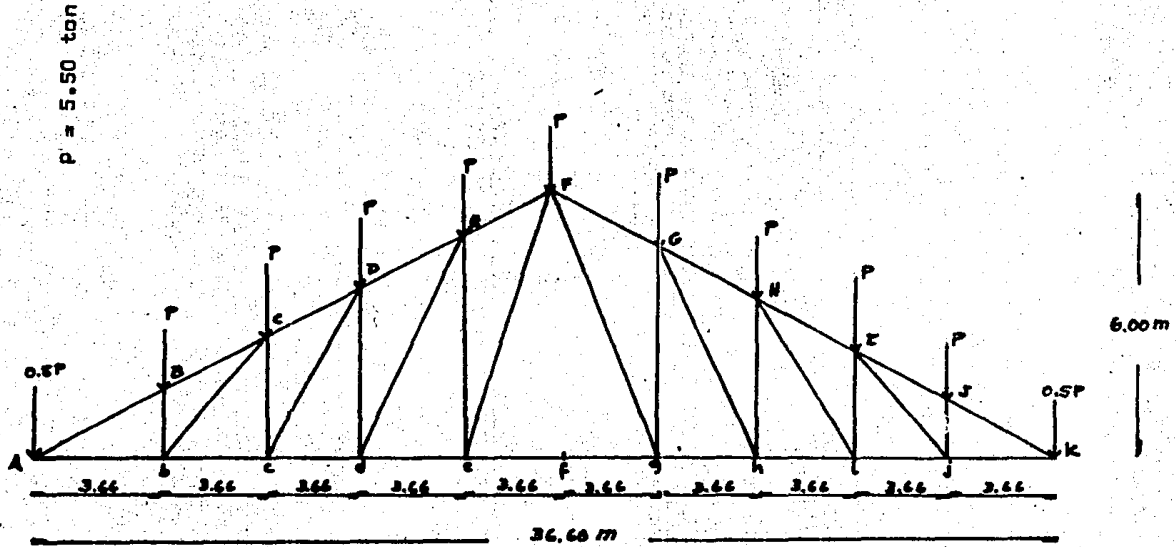
Sumando el total de la carga muerta al de la carga viva (CFACV) tenemos que la carga sobre la armadura por m, es de aprox. :

$$P = 1.50 \text{ ton/m}$$

Estructura metálica.

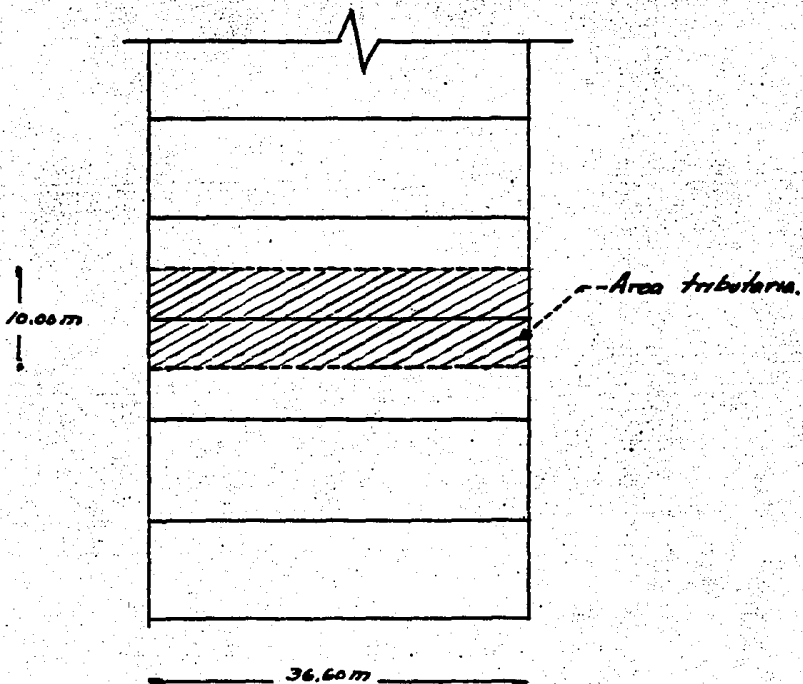
Figura 09

Proposición armadura metálica.



Estructura metálica.

Figura 10      Área tributaria de cubierta para armadura



### Estructura metálica

Transformando la carga por m, sobre la armadura, a carga nodal, obtenemos que  $P = 5.50$  ton.

Procedemos al análisis de la armadura por el método de los nodos, y a continuación se muestra en la tabla I, los resultados de dicho análisis:

Barra	Fuerza (ton)	Efecto
A-B	79.79	Compresión
B-C	79.79	"
C-D	70.92	"
D-E	62.08	"
E-F	53.24	"
A-b	75.85	Tensión
b-c	67.42	"
c-d	59.02	"
d-e	50.61	"
e-g	42.23	"
B-b	5.50	Compresión
C-c	8.25	"
D-d	11.01	"
E-e	13.75	"
b-C	10.07	Tensión
c-D	11.77	"
d-E	13.85	"
e-F	16.10	"

## Estructura metálica.

### b) Análisis por cargas accidentales (armadura y columnas)

Después de haber analizado la cubierta por cargas gravitacionales, haremos el análisis por cargas horizontales; considerando que en este tipo de estructura el viento juega un papel más importante que el sismo, se realizará el análisis por viento (estático) de la estructura mostrada en las figuras 03 y 04.

De acuerdo con el reglamento del D.F., artículo 250, es una estructura tipo I, por lo que se considerarán únicamente los efectos debidos a empujes y succiones estáticos; la estructura pertenece al grupo B.

La velocidad a 10m de altura, según el art. 250, del RCDF., es:  
 $V_{10} = 80 \text{ km/hr.}$

La velocidad de diseño es:

$$V = \frac{V_{10}}{10^{1/3}} Z^{1/3} = 0.464 V_{10} Z^{1/8} \quad \text{-----} \quad 1$$

Calculando el viento actuante en la estructura, y considerando como situación más desfavorable una sola cruzía de la estructura; obtenemos las ecuaciones de presiones actuantes:

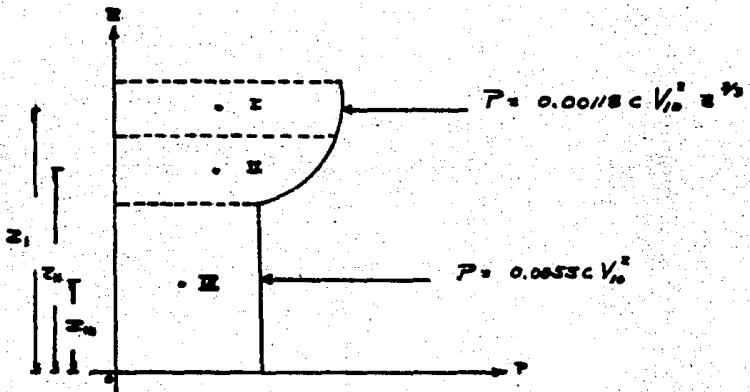
$$P = 0.0055 c V_{10}^2 \quad \text{-----} \quad 2$$

Sustituyendo 1 en 2

$$P = 0.0055 c (0.464 Z^{1/3})^2$$
$$P = 0.00118 c V_{10}^2 Z^{2/3} \quad \text{-----} \quad 3$$

Obteniendo nuestras ecuaciones de presiones, deducimos el dia - grama de distribución de presiones, como se muestra en la figura 11

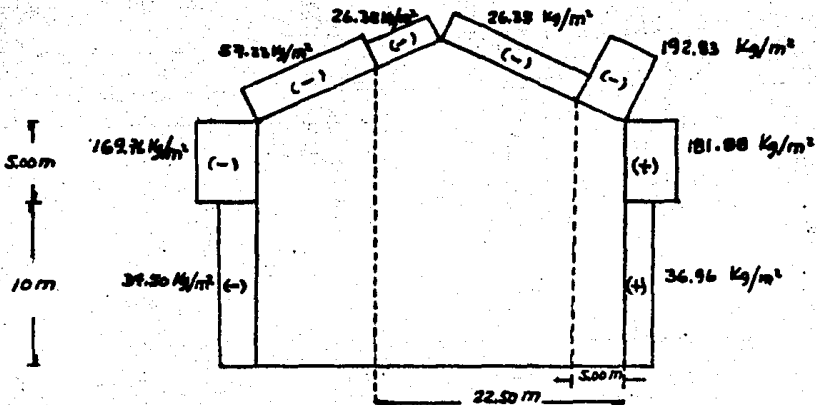
Figura 11 Diagrama distribución de presiones.



Finalmente calculamos las fuerzas resultantes, para las dife - rentes caras de la estructura, donde actúa el viento.

En la figura 12, se muestran las presiones del viento actuando en la dirección X.

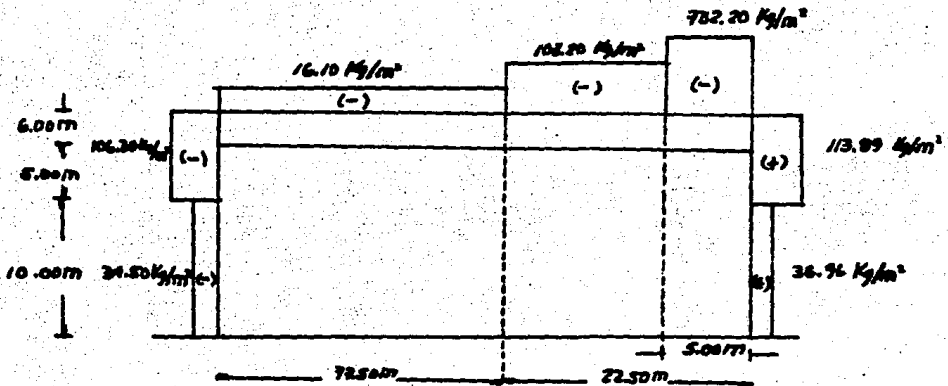
Figura 12 Presiones en la dirección X





En la figura 13, se muestran las presiones del viento actuando en la dirección Y.

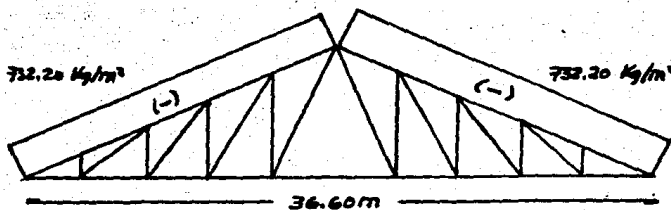
Figura 13 Presiones en la dirección Y.



Como se puede observar en la figura 14, las condiciones más desfavorables que se presentan en la estructura, son cuando el viento actúa en la dirección Y. Acciones del viento, las cuales serán utilizadas para el diseño de la estructura.

Para poder obtener los elementos mecánicos en la armadura, producidos por el viento, transformando la carga por m a cargas concentradas se obtienen las cargas indicadas en la figura 15.

Figura 14 Presiones (dirección Y) en la armadura.



Resolviendo la armadura por el método de los nodos, obtenemos que los esfuerzos de tensión y compresión para cada uno de los miembros de la armadura son los indicados en la tabla II.

Una vez obtenidos los esfuerzos, en cada uno de los miembros de la armadura por cargas gravitacionales y cargas accidentales, haremos la combinación de ambos tipos de cargas, para encontrar la condición más desfavorable. De esta manera estaremos en condiciones de diseñar la armadura.

Figura 15 Cargas concentradas debido a la acción del viento, que actúan sobre la armadura.  
 $P = 14.09 \text{ ton.}$

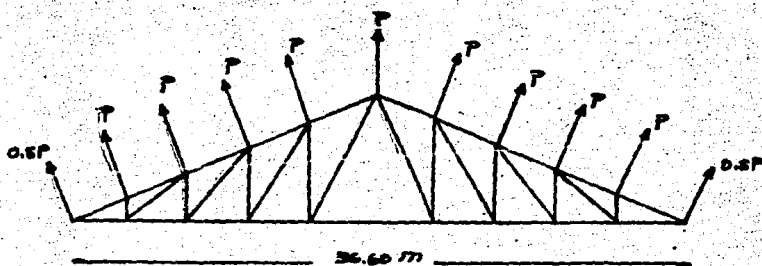


Tabla II. Resultados análisis por viento en armadura.

Barra	Fuerza: (ton)	Efecto
A-B	195.37	Tensión
B-C	199.96	Tensión
C-D	180.68	Tensión
D-E	153.52	Tensión
E-F	136.26	Tensión
A-b	183.55	Compresión
b-c	160.85	Compresión
c-d	138.23	Compresión
d-e	117.47	Compresión
e-g	95.95	Compresión
S-b	14.81	Tensión
C-c	22.22	Tensión
D-d	27.19	Tensión
E-e	35.23	Tensión
b-C	27.11	Compresión
c-D	31.71	Compresión
d-E	34.21	Compresión
e-F	41.26	Compresión

Una vez realizado el análisis de la armadura por cargas verticales y horizontales, hacemos la combinación de dichos efectos, tomando en cuenta que el análisis realizado es lineal y es válida la superposición de efectos.

En la tabla III, se muestran los resultados de la combinación de CM + CV + VIENTO.

En la tabla IV, se muestran los resultados de las condiciones más críticas para la armadura (se puede observar que el efecto de

compresión es más desfavorable), con estos valores son con los que se diseñarán la armadura.

Tabla III : Resultados de la combinación CM+CV+VIENTO en la armadura.

Barra	Fuerza (ton)	Efecto
A-B	115.58	Tensión
B-C	120.17	"
C-D	109.76	"
D-E	91.54	"
E-F	83.04	"
λ-b	107.70	Compresión
b-c	93.43	"
c-d	79.21	"
d-e	66.86	"
e-g	53.76	"
B-b	9.31	Tensión
C-c	13.97	"
D-d	15.18	"
E-e	21.48	"
b-C	17.04	Compresión
c-D	19.94	"
d-E	20.36	"
e-F	25.16	"

**Tabla IV. Resultados de condiciones más críticas en la armadura.**

Barra	Fuerza (ton)	Efecto	Elemento
A-B	79.79	Compresión	Cuerda superior
B-C	79.79	"	"
C-D	70.92	"	"
D-E	62.08	"	"
E-F	53.24	"	"
A-b	107.70	Compresión	Cuerda inferior
b-c	93.43	"	"
c-d	79.21	"	"
d-e	66.86	"	"
e-g	53.76	"	"
B-b	5.50	Compresión	Montantes
C-c	8.25	"	"
D-d	11.01	"	"
E-e	13.75	"	"
b-C	17.04	Compresión	Diagonales
c-D	19.94	"	"
d-E	20.36	"	"
e-F	25.16	"	"

Como se puede observar en la tabla IV, la condición más crítica para la cuerda superior y los montantes fué CM+CV, y para la cuerda inferior y diagonales, la condición más desfavorable fué CM+CV+VIENTO.

Estructura metálica.

c) Análisis por cargas gravitacionales para columnas.

A continuación procedemos a hacer el análisis de:

Carga muerta

Si observamos la figura 16, podremos calcular el peso por áreas tributarias.

- Peso propio de la armadura.

Columna tipo I : (36.60m) (98 kg/m) = 3586.8 kg

Columna tipo II : (18.30m) (98 kg/m) = 1793.4 kg

Columna tipo III: (36.60m) (196 kg/m) = 7173.6 kg

Columna tipo IV : (18.30m) (196 kg/m) = 3586.8 kg

- Peso propio de largueros y lámina (cubierta)

Columna tipo I : (66 kg/m<sup>2</sup>) (183 m<sup>2</sup>) = 12,078 kg

Columna tipo II : (66 kg/m<sup>2</sup>) (91.5 m<sup>2</sup>) = 6,039 kg

Columna tipo III: (66 kg/m<sup>2</sup>) (366 m<sup>2</sup>) = 24,156 kg

Columna tipo IV : (66 kg/m<sup>2</sup>) (183 m<sup>2</sup>) = 12,078 kg

- Peso de lámina apoyada en columnas (la lámina sustituye al muro)

Columna tipo I : (25 kg/m<sup>2</sup>) (658.8 m<sup>2</sup>) = 16,470 kg (dirección x)

Columna tipo II : (25 kg/m<sup>2</sup>) (329.4 m<sup>2</sup>) = 8,235 kg (dirección x)

Columna tipo III: (25 kg/m<sup>2</sup>) ( 75.0 m<sup>2</sup>) = 1,875 kg (dirección y)

Columna tipo IV : (25 kg/m<sup>2</sup>) (150.0 m<sup>2</sup>) = 3,750 kg (dirección y)

- Análisis cargas vivas por área tributaria (Cv<sub>r</sub> = 20 kg/m<sup>2</sup>)

Columna tipo I : (20 kg/m<sup>2</sup>) (183.0 m<sup>2</sup>) = 3,660 kg

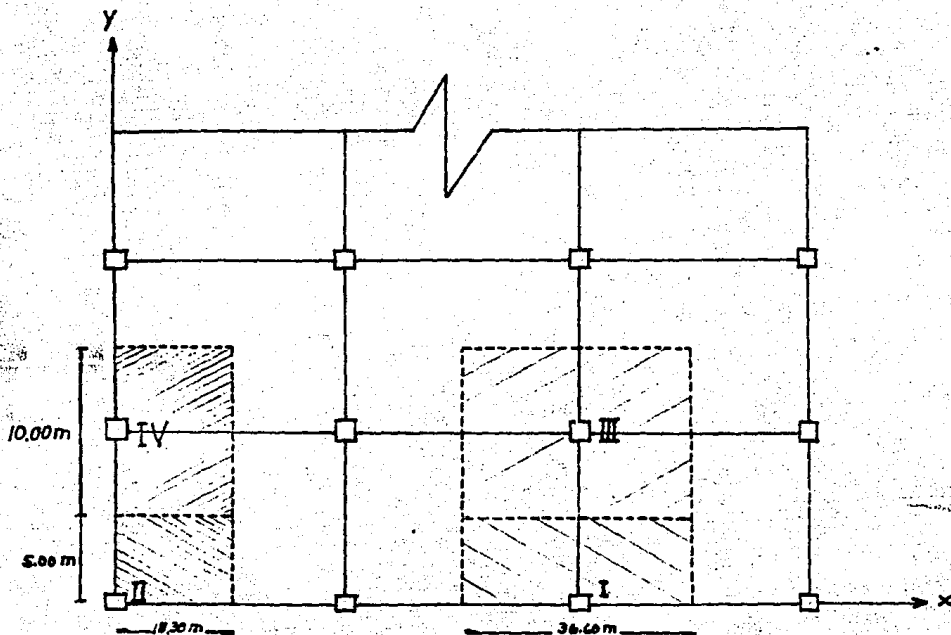
Columna tipo II : (20 kg/m<sup>2</sup>) ( 91.5 m<sup>2</sup>) = 1,830 kg

Columna tipo III: (20 kg/m<sup>2</sup>) (366.0 m<sup>2</sup>) = 7,320 kg

Columna tipo IV : (20 kg/m<sup>2</sup>) (183.0 m<sup>2</sup>) = 3,660 kg

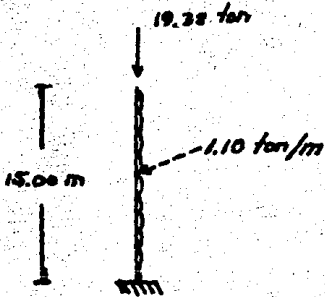
Estructura metálica.

Figura 16: Área tributaria correspondiente a cada tipo de columnas.

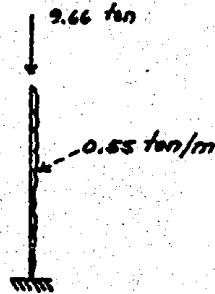


A continuación se muestra el resumen de cargas gravitacionales en los diferentes tipos de columnas.

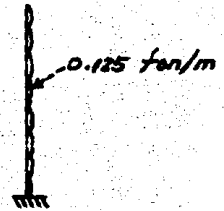
Nota: Como se puede apreciar a continuación, para el análisis de las columnas, solo están empotradas en su extremo inferior, ya que en su extremo superior son libres de giro y desplazamiento.



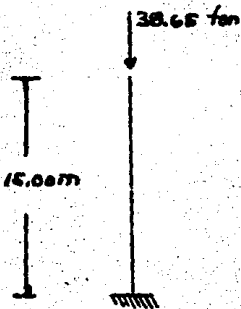
Columna tipo I  
Dirección X



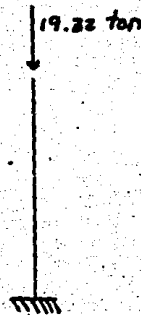
Columna tipo II  
Dirección X



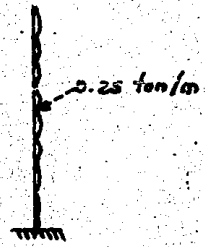
Columna tipo III  
Dirección Y



Columna tipo III  
Dirección X



Columna tipo IV  
Dirección X



Columna tipo IV  
Dirección Y



Estructura metálica.

d) Análisis por viento (cargas accidentales en columnas)

Del análisis por viento actuando en la dirección X (caras paralelas al flujo del viento), se pueden apreciar en las siguientes figuras:

Planta estructura metálica.

Figura 17

Caras paralelas al flujo del viento.

$$10 \leq H \leq 15$$

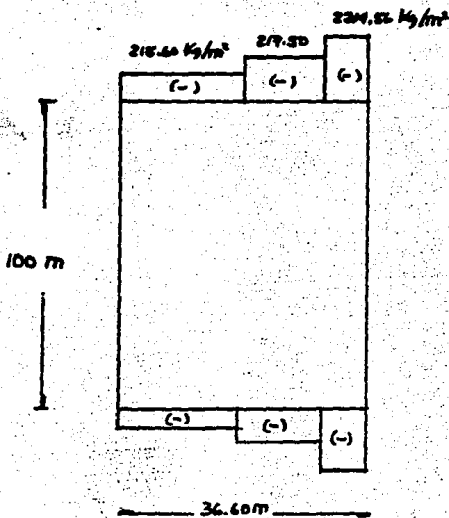
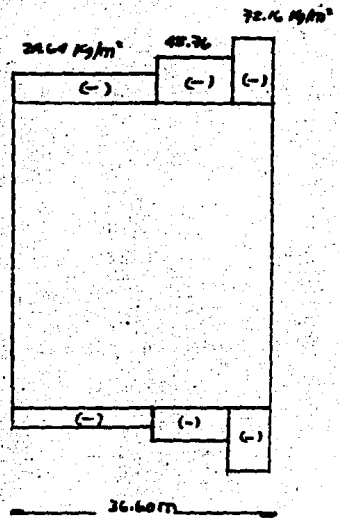


Figura 18

Caras paralelas al flujo del viento.

$$0 \leq H \leq 10$$

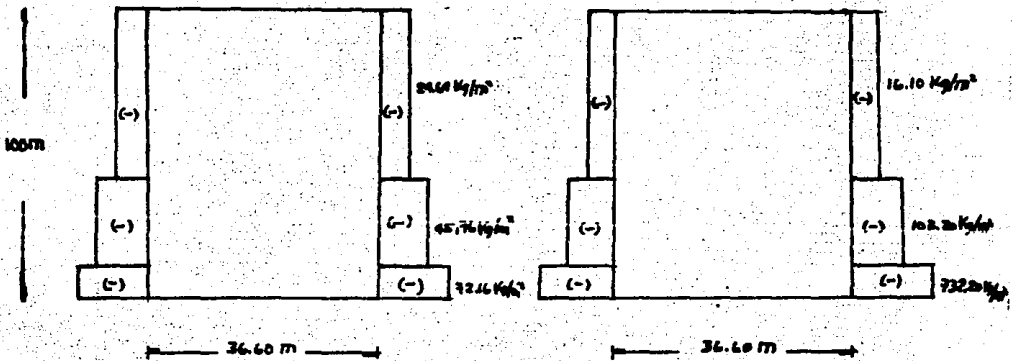


Del análisis por viento actuando en la dirección Y (caras paralelas al flujo del viento), se pueden apreciar en las siguientes figuras:

Planta estructura metálica

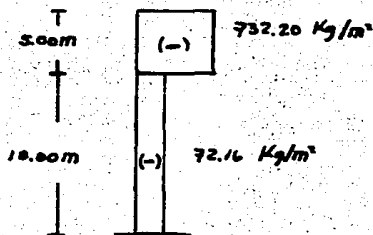
Figura 19  
 Caras paralelas al flujo del viento.  
 $0 \leq H \leq 10$

Figura 20  
 Caras paralelas al flujo del viento.  
 $10 \leq H \leq 15$



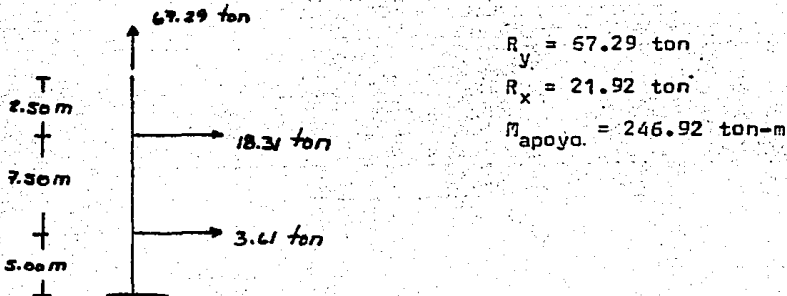
Al comparar las acciones que produce el viento en las columnas exteriores, actuando el viento en las dos direcciones, encontramos que la condición más crítica en las columnas exteriores es, el viento actuando en la dirección Y, que produce efectos en las caras paralelas al flujo del viento (dirección X).

Figura 21 Presiones en la columna exterior en la dirección X.



Como se puede observar en la figura 21, el análisis por viento de la estructura metálica, presenta succiones muy desfavorables.

Figura 22 Elementos mecánicos en la columna exterior



Estructura metálica.

a) Análisis por sismo en columnas.

A continuación se realiza el análisis sísmico estático de la estructura, tomamos como referencia el eje 2 A-D

Nivel	Entrepiso	$h_i$	$W_i$	$W_i h_i$	$F_i$	$V_i$
1	1	15	184.70	2770.5	14.78	3.69

Para el análisis por sismo se consideró el peso de la estructura a lo largo del eje 2 A-D.

$$W_1 = (1.50 \text{ ton/m})(109.8\text{m}) = 164.70 \text{ ton}$$

$$W_2 = (5 \text{ ton})(4 \text{ col.}) = \underline{20.00 \text{ ton}}$$

$$W_c = 184.70 \text{ ton}$$

$$W = \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_i h_i C$$

según el RCDP, tenemos:  
coef. sísmico = 0.16  
factor ductilidad = 2

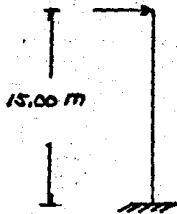
$$W = \left[ \frac{184.70}{2770.50} \right] (2770.50) (0.16/2) = 14.78 \text{ ton}$$

$$V = \frac{14.78 \text{ ton}}{4 \text{ col.}} = 3.69 \text{ ton.}$$

Por consiguiente la columna queda, como se muestra en la figura 23.

Figure 23

Elementos mecánicos en columna  
(análisis por sismo)  
3.69 ton



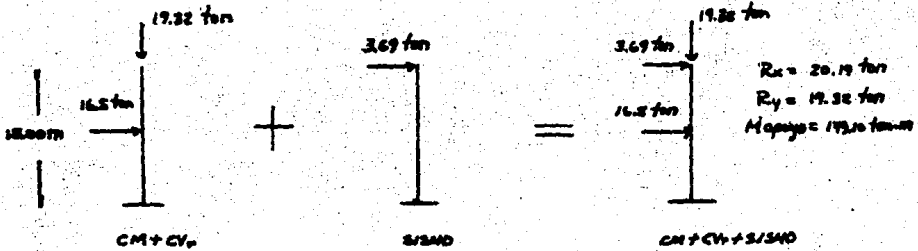
$$R_x = 3.69 \text{ ton}$$

$$M_{apoyo} = 55.35 \text{ ton-m}$$

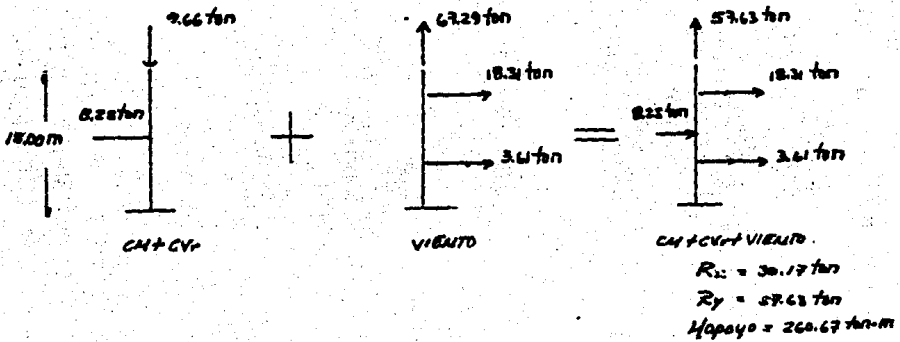
**Estructura metálica.**

Una vez realizado el análisis por cargas gravitacionales y accidentales en las columnas, haremos la combinación de cargas (considerando que el análisis es lineal y es válida la superposición de efectos) y determinaremos la condición más crítica.

a)  $CM + CV_r + SISMO$  (columna tipo I). Figura 24



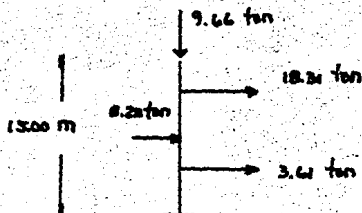
b)  $CM + CV_r + VIENTO$  (columna tipo II). Figura 25



Habiendo hecho la combinación de cargas y al analizar las condiciones mas desfavorables que se presentan en las columnas de la estructura, obtenemos que las columnas se diseñaran con los siguientes elementos mecánicos:

- V = 30.17 ton
- C = 9.66 ton
- M<sub>apoyo</sub> = 260.67 ton-m

Figura 26 Elementos mecánicos en columna  
( CM + CV<sub>1</sub> + VIENTO)



Estructura de concreto presforzado.

a) Análisis por cargas gravitacionales (cubierta)

Procedemos a analizar la estructura de concreto presforzado, cabe hacer mención, que primeramente se realizó un prediseño para poder llegar a los valores indicados en la carga muerta.

En el análisis de la cubierta se consideraron las siguientes cargas:

- Carga muerta.
- Carga viva.

A continuación se muestran los valores de las cargas actuantes en la cubierta de la estructura de concreto presforzado:

## Estructura de Concreto presforzado.

### a) Análisis por cargas gravitacionales (cubierta)

Carga muerta.

1) Peso propio viga pretensada (0.40X0.70X2.4)	0.672 ton/m
2) Losa concreto reforzado (figura 27)	<u>0.878 ton/m</u>
	1.550 ton/m

Cálculo carga por m por área tributaria de losa:

$$(3.66 \text{ m}^2) (0.10 \text{ m}) (2.4 \text{ ton/m}^3) = 0.878 \text{ ton/m}$$

Carga viva.

Según el RCDF, para este tipo de cubiertas, le corresponde una carga viva de  $100 \text{ kg/m}^2$ .

Transformando la carga viva a carga por m, tenemos:

$$\frac{(100 \text{ kg/m}^2)(36.60 \text{ m})}{10 \text{ m}} = 366 \text{ kg/m} = 0.366 \text{ ton/m}$$

Sumando el total de la carga muerta más el de la carga viva (CM+CV), tenemos que la carga total que actúa sobre la viga pretensada (largueros), es de:

$$w_t = 1.92 \text{ ton/m}$$

### b) Análisis por cargas accidentales (viento) en la estructura.

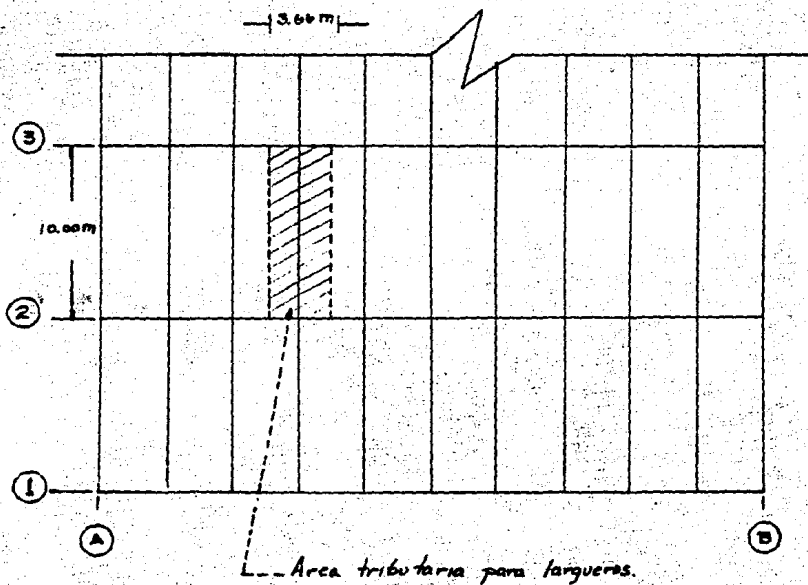
Para el análisis por viento, tomamos como referencia los datos de la pag. 14 y de la figura 11.

Se calcularon las fuerzas resultantes para las diferentes caras de la estructura donde actúa el viento.

En la figura 28, se muestran las presiones del viento actuando en la dirección X.

Estructura de Concreto reforzado.

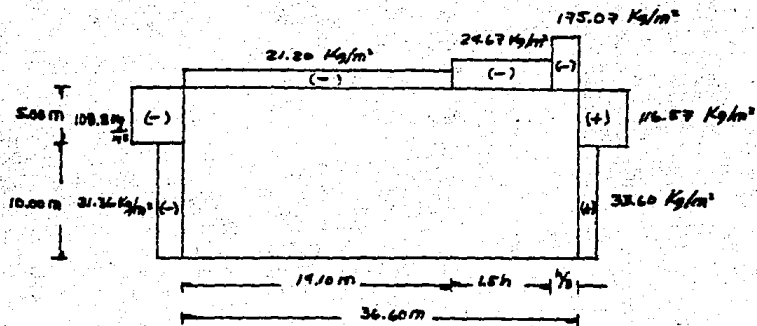
Figura 27 Area tributaria para largueros (viga pretensada)





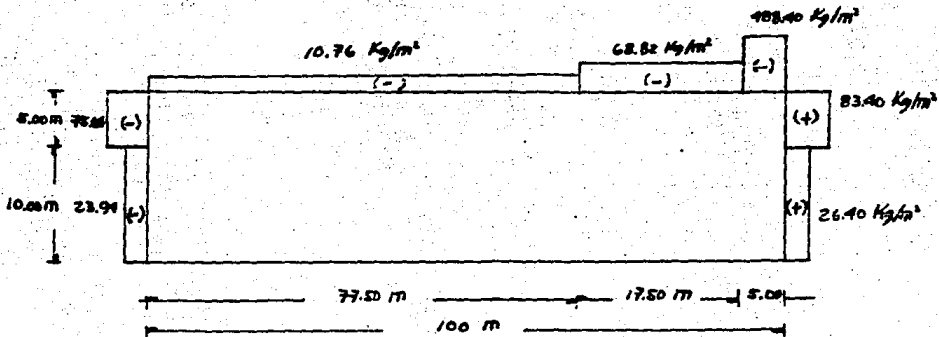
Estructura de Concreto preforzado.

Figura 28. Viento actuando en la dirección X



En la figura 29, se muestran las presiones del viento actuando en la dirección Y.

Figura 29. Viento actuando en la dirección Y



## Estructura de Concreto presforzado.

b') Análisis por cargas accidentales (análisis por viento en largueros)

$$P_1 = 488.40 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad P_2 = 68.82 \text{ kg/m}^2$$

Como se puede observar, las condiciones más críticas son, cuando el viento actúa en la dirección Y.

Calculo de la succión del viento en largueros, de acuerdo a su área tributaria.

$$U_{\text{viento}} = (488.40 \text{ kg/m}^2)(18.30 \text{ m}^2) + (68.82 \text{ kg/m}^2)(18.30 \text{ m}^2)$$

$$U_{\text{viento}} = 10,197.13 \text{ kg/10 m} = 1019.7 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 1.10 \text{ ton/m}$$

Ahora hacemos la combinación de cargas gravitacionales más cargas accidentales (CM + CV + VIENTO) para largueros:

$$U = 1.92 \text{ ton/m} - 1.10 \text{ ton/m} = 0.82 \text{ ton/m}$$

Al hacer la combinación, se puede observar que la condición más crítica que se presenta en largueros es CM + CV,  $U = 1.92 \text{ ton/m}$ , valor con el que se diseñaran los largueros.

c) Análisis de cargas gravitacionales que actúan en las columnas.

A continuación procedemos a hacer el análisis de :

- Carga muerta.

Si observamos la figura 16, podemos calcular el peso por áreas tributarias.

a) Losa de concreto reforzado.

Columna tipo I	: (425 kg/m <sup>2</sup> ) (183 m <sup>2</sup> )	= 77,775 kg
Columna tipo II	: (425 kg/m <sup>2</sup> ) ( 91.5m <sup>2</sup> )	= 38,887 kg
Columna tipo III	: (425 kg/m <sup>2</sup> ) (366 m <sup>2</sup> )	= 155,550 kg
Columna tipo IV	: (425 kg/m <sup>2</sup> ) (183 m <sup>2</sup> )	= 77,775 kg

b) Peso propio de largueros.

Columna tipo I	: (6720 kg) (5.50 pza)	= 36,960 kg
Columna tipo II	: (6720 kg) (2.75 pza)	= 18,480 kg
Columna tipo III	: (6720 kg) (11 pza)	= 73,920 kg
Columna tipo IV	: (6720 kg) (5.50 pza)	= 36,960 kg

c) Viga postensada (peso propio)

Columna tipo I	: (2280 kg/m) (36.60 m)	= 83,448 kg
Columna tipo II	: (2280 kg/m) (18.30 m)	= 41,724 kg
Columna tipo III	: (2280 kg/m) (36.60 m)	= 83,448 kg
Columna tipo IV	: (2280 kg/m) (18.30 m)	= 41,724 kg

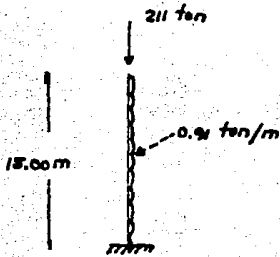
d) Analisis de cargas vivas por áreas tributarias.

Columna tipo I	: (70 kg/m <sup>2</sup> ) (183 m <sup>2</sup> )	= 12,810 kg
Columna tipo II	: (70 kg/m <sup>2</sup> ) ( 91.5m <sup>2</sup> )	= 6,405 kg
Columna tipo III	: (70 kg/m <sup>2</sup> ) (366 m <sup>2</sup> )	= 25,620 kg
Columna tipo IV	: (70 kg/m <sup>2</sup> ) (183 m <sup>2</sup> )	= 12,810 kg

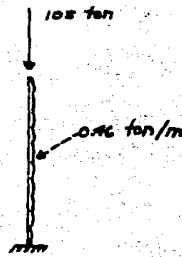
A continuación se muestra el resumen de cargas gravitacionales en los diferentes tipos de columnas.

Estructura de concreto presforzado.

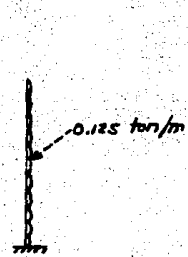
Resumen de cargas gravitacionales en los diferentes tipos de columnas.



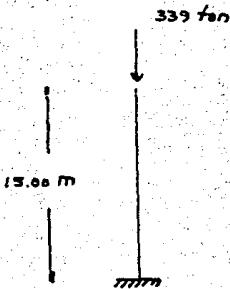
Columna tipo I  
Dirección X



Columna tipo II  
Dirección X



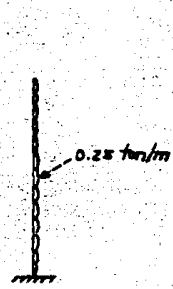
Columna tipo II  
Dirección Y



Columna tipo III  
Dirección X



Columna tipo IV  
Dirección X



Columna tipo IV  
Dirección Y

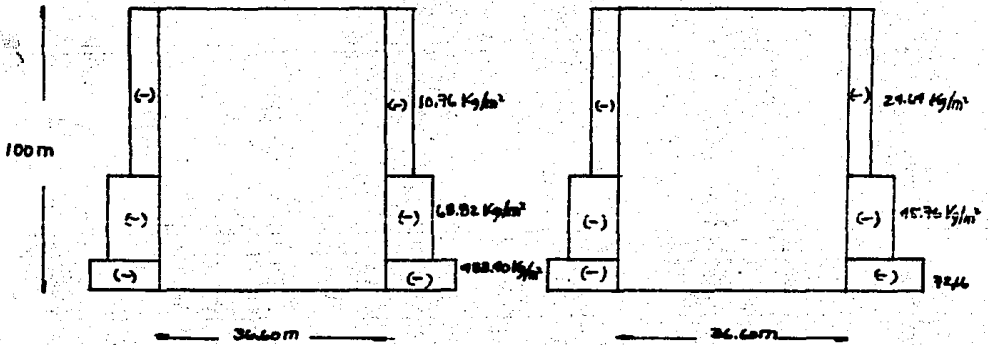
d) Análisis de cargas accidentales (Viento) en columnas

Del análisis por viento actuando en la dirección Y (caras paralelas al flujo del viento), se pueden apreciar en las siguientes figuras:

Planta estructura de concreto presforzado

Figura 30  
Caras paralelas al flujo del viento  
 $10 \leq H \leq 15$

Figura 31  
Caras paralelas al flujo del viento  
 $0 \leq H \leq 10$



Del análisis por viento actuando en la dirección X (caras pa-  
rales al flujo del viento), se pueden apreciar en las siguien-  
tes figuras:

Planta estructura de concreto presforzado

Figura 32  
Caras paralelas al flujo  
del viento.  
 $10 \leq H \leq 15$

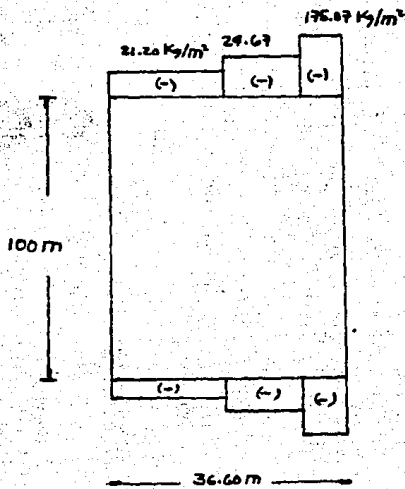
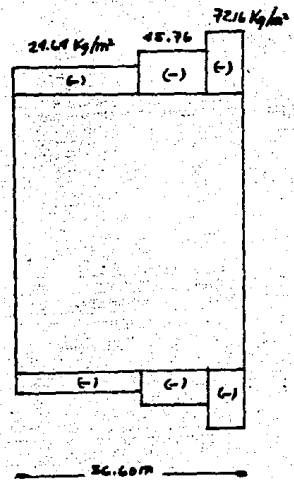


Figura 33  
Caras paralelas al flujo  
del viento.  
 $0 \leq H \leq 10$



Al comparar las acciones que produce el viento en las columnas exteriores, actuando el viento en las dos direcciones (X, Y), encontramos que la condición más crítica en las columnas exteriores es:

El viento actuando en la dirección Y, produce efectos de succión en los cerros paralelos al flujo del viento (dirección X).

Figura 34 Columna exterior, viento actuando en la dirección Y (caras paralelas al flujo del viento)

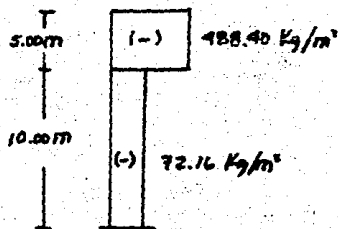
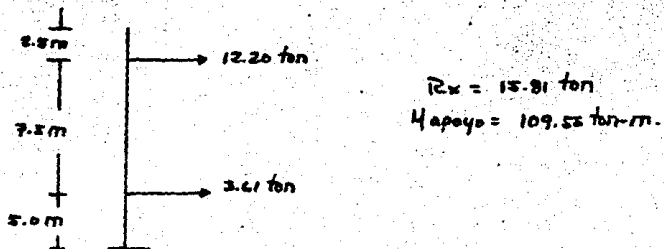


Figura 35 Elementos mecánicos, columna exterior.



Estructura de concreto presforzado.

e) Análisis sísmico estático en columnas.

Para realizar el análisis sísmico estático, tomamos como referencia el eje 2 A-D

Nivel	Entrepiso	$h_i$	$W_i$	$W_i h_i$	$F_i$	$V_i$
1	1	15	1411.7	21,175.50	112.94	28.23

Para el análisis por sismo se consideró el peso de la estructura a lo largo del eje 2 A-D

$$W = (10 \times 109.9 \times 0.475) + (0.40 \times 0.70 \times 2.4 \times 10 \times 31) + (0.5 \times 1.9 \times 2.4 \times 36.6 \times 3) + (1.7 \times 1.7 \times 15 \times 2.4 \times 4) + (0.2 \times 0.5 \times 2.4 \times 6.15 \times 4) + (0.025 \times 300)$$

$$W = 1411.70 \text{ ton}$$

$$W = \frac{W_i}{W_i h_i} \cdot W_i h_i C \quad \text{coef. sísmico} = 0.16$$

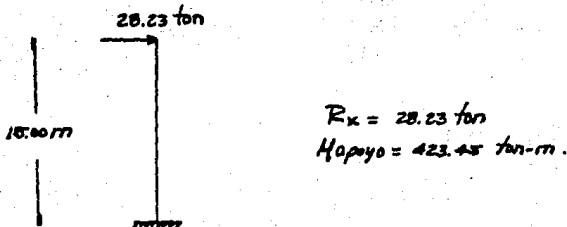
factor ductilidad = 2

$$F_i = \left[ \frac{1411.70}{21175.5} \right] (21175.5) (0.16/2) = 112.94 \text{ ton}$$

$$V_i = \frac{112.94 \text{ ton}}{4 \text{ col.}} = 28.23 \text{ ton.}$$

Por consiguiente la columna queda, como se muestra en la figura 36

Figura 36 Elementos mecánicos en columna (SISMO)



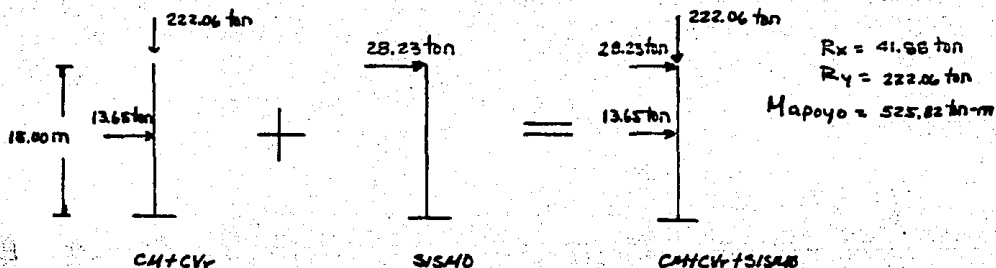


Estructura de concreto presforzado.

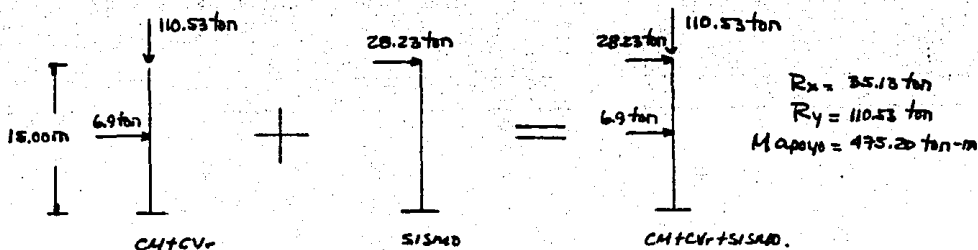
Una vez realizado el análisis por cargas gravitacionales y accidentales en las columnas, haremos la combinación de cargas (considerando que el análisis es lineal y es válida la superposición de efectos), y determinaremos la condición más crítica.

a)  $CM + CV_r + SISND$  (columna tipo I)

Figura 37

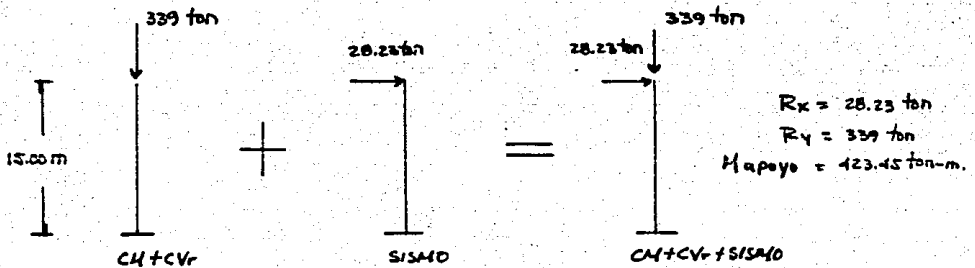


b)  $CM + CV_r + SISND$  (columna tipo II)



c) CM + CV<sub>r</sub> + SISMO (columna tipo III)

Figura 39



Como se puede apreciar, en las columnas tipo I y II, en la carga axial está incluido el peso que transmiten las vigas.

Los elementos mecánicos que se obtuvieron son en la dirección X, ya que en el sentido Y = 0.

CAPITULO III  
DISEÑO DE LAS OCS  
ESTRUCTURAS

### Capítulo III

Diseño de las dos estructuras.

#### I) Diseño estructura metálica.

Para el diseño de la estructura metálica, iniciaremos con la armadura:

##### a) Diseño armadura metálica.

Cuerda superior

Tramo A-D = 79.79 ton (compresión)

Suponemos  $F_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{79790 \text{ kg}}{1000 \text{ kg/cm}^2} = 79.79 \text{ cm}^2 = 12.37 \text{ pulg}^2$$

Proponemos  $70 \text{ mm} \times 60 \text{ mm} \times 9/16$

$$A = 83.22 \text{ cm}^2$$

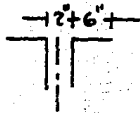
$$I = 1835.58 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 4.76 \text{ cm}$$

$$r_y = ?$$

$$r_z = 3.00 \text{ cm}$$

$$y_1 = 4.34 \text{ cm}$$



$$y_1 = 4.34 \text{ cm} ; x = 6.65 \text{ cm}$$

$$I = 1835.58 + (83.22) (6.65)^2$$

$$I = 5774.75 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{5774.75}{83.22}} = 8.33 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación de esbeltez

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(385)}{4.76} = 82$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(2.0)(385)}{8.33} = 92 \longrightarrow F_a = 983.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_z = \frac{(1.0)(192.5)}{3.00} = 64$$

Se consideró que se está arriostrando al centro del claro con placas.

Cálculo de P

$$P = F_a A = (983.63) (83.22) = 81858 \text{ kg} > 79790 \text{ kg} \therefore \text{pasa.}$$

$$N = 97 \text{ mm}$$

$\therefore$  se acepta la sección propuesta.

Estructura metálica.

a) Diseño de la armadura.

Cuerda superior

Tramo D-E = 62.08 ton (compresión)

Suponemos  $F_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{62080}{1000} = 62.08 \text{ cm}^2 = 9.62 \text{ pulg}^2$$

Proponemos  $\Gamma$  6" X 6" X 7/16"

$$A = 65.16 \text{ cm}^2$$

$$I = 1473.46 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 4.75 \text{ cm}$$

$$r_y = ?$$

$$r_z = 3.02 \text{ cm}$$

$$y_1 = 4.22 \text{ cm}$$



$$y_1 = 4.22 \text{ cm}; x = 6.76 \text{ cm}$$

$$I = (1473.46) + (65.16)(6.76)^2$$

$$I = 4451.12 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{4451.12}{65.16}} = 8.26 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación de esbeltez.

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(395)}{4.75} = 81$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(2.0)(395)}{8.26} = 93 \longrightarrow F_a = 974.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_z = \frac{(1.0)(192.5)}{3.02} = 64$$

Se consideró arriostrado en el centro del claro con placas.

Cálculo de P

$$P = F_a A = (974.47)(65.16) = 63500 \text{ kg} > 62080 \text{ kg} \therefore \text{pasa.}$$

$$M = 98 \text{ t}$$

$\therefore$  se acepta la sección propuesta.

Estructura metálica .

a) Diseño de la armadura.

Cuerda Inferior.

Tramo A-b = 107.70 ton (compresión)

Suponemos  $F_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{107700}{1000} = 107.70 \text{ cm}^2 = 16.59 \text{ pulg}^2$$

Proponemos JL 6" X 6" X 3/4"

$$A = 109.03 \text{ cm}^2$$

$$I = 2343.38 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 4.65 \text{ cm}$$

$$r_y = ?$$

$$r_z = 2.97 \text{ cm}$$

$$y_1 = 4.52 \text{ cm}$$



$$y_1 = 4.52 \text{ cm}; x = 7.06 \text{ cm}$$

$$I = (2343.38) + (109.03)(7.06)^2$$

$$I = 7777.83 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{7777.83}{109.03}} = 8.45 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación de esbeltez.

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(366)}{4.65} = 79$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(1.0)(366)}{8.45} = 37 \longrightarrow F_a = 1025.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_z = \frac{(1.0)(183)}{2.97} = 52$$

Se consideró arriostrado en el centro del claro con placas.

Cálculo de P.

$$P = F_a A = (1025.17)(109.03) = 111770 \text{ kg} > 107700 \text{ kg} \therefore \text{pasa}$$

$$N = 96 \%$$

\therefore se acepta la sección propuesta.

Estructura metálica .

a) Diseño de la armadura.

Cuerda inferior.

Tramo d-e = 66.86 ton (compresión)

Suponemos  $F_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{66860}{1000} = 66.86 \text{ cm}^2 = 10.36 \text{ pulg}^2$$

Proponemos JL 6" X 6" X 1/2"

$$A = 74.19 \text{ cm}^2$$

$$I = 1656.60 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 4.72 \text{ cm}$$

$$r_y = ?$$

$$r_z = 3.00 \text{ cm}$$

$$y_l = 4.27 \text{ cm}$$



$$y_l = 4.27 \text{ cm}; x = 6.81 \text{ cm}$$

$$I = (1656.60) + (74.19)(6.81)^2$$

$$I = 5097.24 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{5097.24}{74.19}} = 8.29 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación de esbeltez

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(366)}{4.72} = 78$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(2.0)(366)}{8.29} = 88 \longrightarrow F_a = 1016.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_z = \frac{(1.0)(183)}{3.00} = 61$$

Se consideró arriostrado en el centro del claro con placas.

Cálculo de P.

$$P = F_a A = (1016.72)(74.19) = 75430 \text{ kg} > 66860 \text{ kg} \therefore \text{pasa}$$

$$N = 89 \overline{5}$$

$\therefore$  se acepta la sección propuesta.

Estructura metálica.

a) Diseño de la armadura.

Montantes.

Tramo E-e = 13.75 ton (compresión).

Suponemos  $F_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{13750}{1000} = 13.75 \text{ cm}^2 = 2.13 \text{ pulg}^2$$

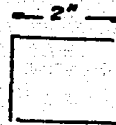
Proponemos  $\square$  2" X 2" X 5/16"

$$r_x = r_y = 0.4 b = (0.4) (5.08) = 2.03 \text{ cm}$$

$$A = 14.84 \text{ cm}^2$$

$$r_z = 0.99 \text{ cm}$$

$$l = 479 \text{ cm}$$



Cálculo de la relación de esbeltez.

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(479)}{2.03} = 236 < 300$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(1.0)(239.5)}{0.99} = 242 < 300$$

Se consideró arriostrado al centro del claro.

Por ser los montantes un elemento secundario es válido que:

$$\frac{kl}{r} < 300$$

∴ se acepta la sección propuesta.

Tramo C-c = 8.25 ton (compresión)

Proponemos  $\square$  2" X 2" X 3/16"

$$A = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$l = 239 \text{ cm} ; r_x = r_y = 2.03 \text{ cm}$$

$$r_z = 1.00 \text{ cm}$$



Estructura metálica.

a) Diseño de la armadura.

Cálculo de la relación de esbeltez.

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(239)}{2.03} = 118 < 300$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_z = \frac{(1.0)(119.5)}{1.00} = 120 < 300$$

Se consideró arriostrado al centro del claro.

∴ se acepta la sección propuesta.

Diagonales.

Tramo e-F = 25.16 ton (compresión)

Suponemos  $F_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{25160}{1000} = 25.16 \text{ cm}^2$$

Proponemos  $\text{I} \text{ } 4'' \times 4'' \times 3/16''$

$$A = 48.39 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 3.10 \text{ cm}$$

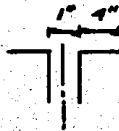
$$I_x = 462.02 \text{ cm}^4$$

$$r_y = ?$$

$$r_z = 1.99 \text{ cm}$$

$$y_1 = 3.00 \text{ cm}$$

$$l = 703 \text{ cm}$$



$$y_1 = 3.00; x = 4.27 \text{ cm}$$

$$I = (462.02) + (48.39)(4.27)^2$$

$$I_y = 1344.31 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{1344.31}{48.39}} = 5.27 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación de esbeltez.

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(703)}{3.10} = 227 < 300$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(2.0)(703)}{5.27} = 267 < 300$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_z = \frac{(1.0)(351.5)}{1.99} = 177 < 300$$

∴ pasa  
se acepta la sección  
propuesta.

Se consideró arriostrado al centro del claro. Por ser los diagonales un elemento secundario, es válido  $kl/r < 300$

Estructura metálica.

a) Diseño de la armadura.

Diagonales.

Tirano c-c = 19.94 ton (compresión).

Suponemos  $F_a = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$A = \frac{19940}{1000} = 19.94 \text{ cm}^2 = 3.09 \text{ pulg}^2$$

Proponemos  $\angle 4" \times 4" \times 3/8"$

$$A = 36.90 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 2.90 \text{ cm}$$

$$r_y = ?$$

$$r_z = 2.90 \text{ cm}$$

$$y_1 = 2.90 \text{ cm}$$

$$I_x = 362.95 \text{ cm}^4$$

$$I = 513 \text{ cm}^4$$



$$y_1 = 2.90 \text{ cm} ; x = 4.17 \text{ cm}$$

$$I_y = (362.95) + (36.90)(4.17)^2$$

$$I_y = 1004.60 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{1004.60}{36.90}} = 5.22 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación de esbeltez.

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(513)}{3.12} = 164 < 300$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(2.0)(513)}{5.22} = 197 < 300$$

∴ pasa

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_z = \frac{(1.0)(256.5)}{2.00} = 128 < 300$$

Se consideró arriostrado al centro del claro.

Por ser las diagonales un elemento secundario, es válido:

$$\frac{kl}{r} < 300$$

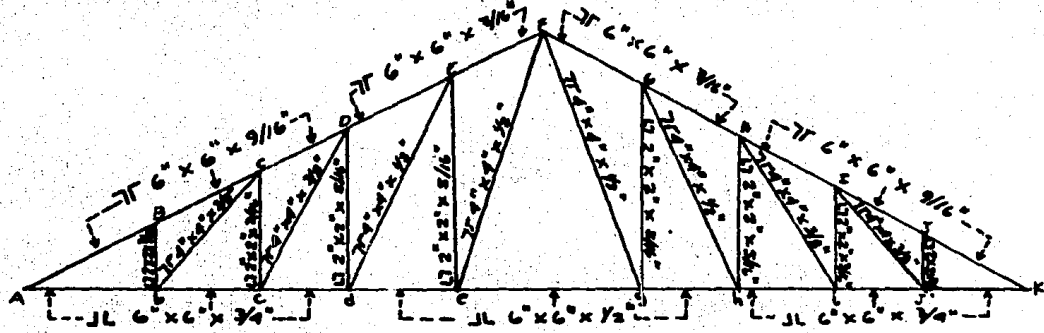
∴ se acepta la sección propuesta.

Terminando el diseño de la estructura metálica (figura 45), realizaremos el cálculo del peso propio de la estructura (tabla V)

Estructura metálica.

Figura 40

Diseño armadura metálica.



Estructura metálica.

a) Diseño de la armadura.

Tabla V. Peso propio armadura metálica.

Concepto	Perfil	Peso unit. (kg/m)	long. (m)	Peso/pza. (kg)	N <sup>o</sup> pza	peso total (kg)
7C	cuerda sup. 6X6X9/16	65.54	3.85	251.17	6	1507.04
7C	cuerda sup. 6X6X7/16	51.24	3.65	187.27	4	749.10
JL	cuerda inf. 6X6X5/4	85.33	3.60	313.04	6	1878.24
JL	cuerda inf. 6X6X1/2	58.39	3.60	213.71	4	854.83
D	montantes 2X2X5/16	11.68	5.35	97.82	2	195.16
L	montantes 2X2X3/16	7.27	3.52	26.10	2	52.20
7C	diagonales 4X4X1/2	38.14	13.06	498.11	2	996.22
7C	diagonales 4X4X3/8	29.20	9.50	277.40	2	554.80
	placas (5 p)					341.41
TOTAL						7169.60

Transformando la carga a kg/m, tenemos:

$$p_m = \frac{7169.60 \text{ kg}}{36.60 \text{ m}} = 195.89 \text{ kg/m} = 196 \text{ kg/m}$$

Estructura metálica.

b) Diseño de largueros y tensores.

Para iniciar el diseño de los largueros tomamos como referencia la figura 02.

$$CN + CV_r = 25 \text{ kg/m}^2 + 20 \text{ kg/m}^2 = 45 \text{ kg/m}^2 ; \text{ presión viento} = 732.2 \text{ kg/m}^2$$

$$CN + CV_r + \text{VIENTO} = 45 \text{ kg/m}^2 + 732.20 \text{ kg/m}^2$$

$$CN + CV_r + \text{VIENTO} = 687.20 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Area tributaria} = 36.60 \text{ m}^2$$

$$W = (36.60 \text{ m}^2) (687.20 \text{ kg/m}^2) = 25,151.52 \text{ kg.}$$

Nota: se despreció popc. de largueros.

$$M = \frac{W L^2}{8} = \frac{(25151.52) (10)^2}{8} = 31,439.4 \text{ kg-m}$$

$$\text{Suponemos } F_b = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{31,439.40}{1000} = 31.44 \text{ cm}^3 = 191.96 \text{ pulg}^3$$

Proponemos  $W 18 \times 105$

$$W_{popc} = 105 \times 1.49 \times 10 = 1564.50 \text{ kg}$$

$$W_{neta} = 25151.52 - 1564.50 = 23587 \text{ kg}$$

$$M_{max} = \frac{(23587) (1000)^2}{8} = 2,948,375 \text{ kg-cm}$$

Se consideró arriestrado al centro del claro.

$$\frac{l}{rt} = \frac{1500}{8.15} = 123 > 119 \text{ es } cb = 1.0$$

∴ Rango elástico

$$F_1 = \frac{11950 \times 10^3 \times 1}{(123)^2} = 789.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_2 = \frac{(943700) (1.0)}{1000(0.67)} = 1259.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{real} = \frac{2,948,375}{3144} = 937.78 \text{ kg/cm}^2 < 1259.25 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{pasa}$$

$$N = 75 \%$$

Estructura metálica.

Revisión por deformación.

$$A_{max} = \frac{5 w l^3}{384 EI} = \frac{5(23567) (1000)^3}{384(2.039 \times 10^6)(77002.73)} = 1.96 \text{ cm}$$

$$A_{perm} = \frac{i}{240} = \frac{1000}{240} = 4.17 \text{ cm} > 1.96 \text{ cm} \therefore \text{pasa.}$$

Revisión por cortante.

$$f_v = \frac{V_{max}}{A_v} \quad V_{max} = \frac{23567}{2} = 11793.5 \text{ kg.}$$

$$A_v = 46.53 - 2(2.31) \cdot 1.407 = 58.97 \text{ cm}^2$$

$$f_v = \frac{11793.5}{58.97} = 200 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2$$

∴ pasa

Nota: Como se incluyeron cargas accidentales al análisis, se debe incrementar 33 % el esfuerzo permisible.

la sección queda: W 15 X 96

Cálculo del peso unitario de largueros.

Concepto perfil peso unit. long. peso/pza. N° pza peso total

larguero	W15X96	143.04	10.00	1430.40	10	14,304 kg
placas (5)						715 kg

TOTAL 15,019.2 kg

Transformando la carga a  $\text{kg/m}^2$ , tenemos:

$$p_m = \frac{15,019.20}{366.00} = 41.04 \text{ kg/m}^2$$

Estructura metálica.

Diseño de tensores.

$$\text{Área tributaria} = (16.30) (10/3.66) = 50 \text{ m}^2$$

$$\text{Wlargueros} = \frac{(96)(1.49)(10)}{(10)(3.66)} = 39.08 \text{ kg/m}^2$$

Para la condición de carga  $W = 85 \text{ kg/m}^2$ .

$$W_t = 85 + 39.08 = 124.08 \text{ kg/m}^2$$

$$W = (124.08 \text{ kg/m}^2)(50 \text{ m}^2) = 6204 \text{ kg.}$$

$$W_x = (6204)(\text{Sen } 16.07^\circ) = 1924.40 \text{ kg}$$

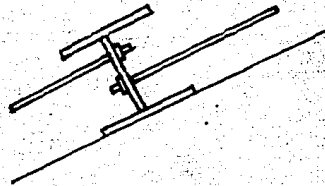
$$\text{Área necesaria} = \frac{1924.40}{1520} = 1.27 \text{ cm}^2$$

∴ se colocará redondo liso de 1/2"  $\phi$ .

A continuación se muestra en la figura 41, el detalle de la colocación de tensores.

Figura 41

Detalle 1



Estructura metálica.

c) Diseño de columnas metálicas.

Para diseñar las columnas se consideraron las condiciones más críticas.

1) Elementos mecánicos.

$$C = 9.66 \text{ ton} \times 1.035 = 10 \text{ ton.}$$

$$V = 30.17 \text{ ton.}$$

$$\text{Apoyo} = 260.67 \text{ ton-m}$$

$$L = 15 \text{ m.}$$

2) Revisión de la sección propuesta.

$$\text{Suponiendo } F_b = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{260.67 \times 10^5}{1000} = 26067 \text{ cm}^3 = 1590.70 \text{ pulg}^3.$$

Se utilizará una sección formada por placas.

$$\text{Se propone } \left( \frac{kb}{r} \right)_y = 120 \quad \text{donde } k = 2.1$$

$$\frac{(2.1)(1500)}{r_y} = 120 \quad \text{despejando } r_y \text{ tenemos que:}$$

$$r_y = 26.25 \text{ cm}$$

$$r_y = 0.3 b$$

$$26.25 = 0.3 b$$

$$b = 87.50 \text{ cm.}$$

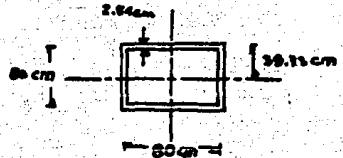
Proponemos  $b = 80 \text{ cm.}$

$$t_p = b/32 = 80/32 = 2.5 \text{ cm. } t_p = 1''$$

$$A = (80)(2.54)(4) = 812.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[ \frac{80(2.54)^3}{12} + (80 \times 2.54)(36.73)^2 \right] (2) + \left[ \frac{2.54(80)^3}{12} + 0 \right] (2)$$

$$I_x = I_y = 826,570.4 \text{ cm}^4 ; r_y = \frac{826,570.4}{812.8} = 31.69 \text{ cm}$$





Estructura metálica.

Cálculo de la relación de esbeltez.

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(2.1)(1500)}{31.89} = 99 \rightarrow F_a = 922.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a = \frac{13000}{812.8} = 12.30 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{12.30}{922.37} = 0.013 < 0.15$$

Si diseñamos para el apoyo, la fórmula de interacción a utilizar es:

$$\frac{f_a}{0.6f_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.33 \quad \text{-----} \quad 1$$

$$S_x = \frac{626.570}{40} = 20,664.25 \text{ cm}^3$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_p}{A_p + A_a/6}}$$

$$I_p = \frac{80(2.54)^3}{12} + (20 \times 2.54)(38.73)^2$$

$$I_p = 304,911 \text{ cm}^4$$

$$A_p = (80)(2.54) = 203.20 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_a}{6} = \frac{(80)(2.54)}{6} = 33.67 \text{ cm}^2$$

Cálculo de  $r_t$

$$r_t = \sqrt{\frac{304,911.87}{(203.2)(67.74)}} = 33.55 \text{ cm} ; \quad \frac{1}{r_t} = \frac{1500}{33.55} = 45$$

∴ rango inelástico.

Cálculo de esfuerzos de flexión.

$$f_{bx} = \frac{263027,000}{20,664.25} = 971.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = 1680 - \frac{(45)^2}{16.81(1)} = 1520 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo en la fórmula 1, tenemos:

Estructura metálica.

$$\frac{12.30}{1520} + \frac{971.10}{1520} = 0.65 < 1.33 \quad \therefore \text{pasa.}$$

Ahora hacemos la revisión para la siguiente fórmula de interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.33 \quad \therefore \text{pasa}$$

Nota: la columna está muy sobrada para soportar los elementos mecánicos de compresión y flexión que se presentan. La razón por la que se diseñó con las características especificadas anteriormente, es por los problemas que se presentan por deformación.

Revisión por deformación.

$$A_{max} = \frac{pa^3}{3EI} \left[ 1 + \frac{3b}{2a} \right]; \quad A_{perm} = 0.008 h$$

$$\begin{aligned} A_{max} &= \frac{3610(500)^3}{3(2.039 \times 10^6)(826570)} \left[ 1 + \frac{3(1000)}{2(500)} \right] + \\ &+ \frac{9250(750)^3}{3(2.039 \times 10^6)(826570)} \left[ 1 + \frac{3(750)}{2(750)} \right] + \\ &+ \frac{18310(1250)^3}{3(2.039 \times 10^6)(826570)} \left[ 1 + \frac{3(250)}{2(1250)} \right] = 11.27 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$A_{perm} = 0.008 (1500) = 12 \text{ cm} > 11.27 \text{ cm} \quad \therefore \text{pasa}$$

Revisión por cortante.

$$f_v = \frac{V_{max}}{A_a}; \quad F_v \text{ perm} = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{30,170}{80(2.54)^2} = 74.24 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{pasa}$$

se acepta la sección propuesta.

## Estructura metálica.

Diseño de las columnas intermedias  $\alpha - \alpha'$  (ver figura 02)

Este tipo de columnas se diseñarán tan solo para su peso; ó sea se consideró que no recibían ninguna otra carga ó momento.

Suponemos una columna cuadrada formada por placas de 1.59 cm de espesor, y una sección de 50 X 50 cm.

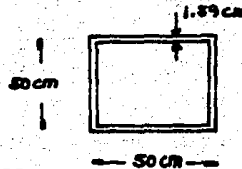
### 1) Elementos mecánicos

$$C = 3.73 \text{ ton}$$

$$A = 349.8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 168,811 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 21.97 \text{ cm}$$



Cálculo de la relación de esbeltez.

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(2.1)(1500)}{21.97} = 143 < 200 \quad \therefore \text{se acepta la sección propuesta.}$$

### d) Diseño de vigas simplemente apoyadas.

#### 1) Viga simplemente apoyada eje 1 A-B

$$l = 12.20 \text{ m}$$

$$W = 0.125 \text{ ton/m}$$

Nota: La viga se diseñará para su peso.

#### 2) Elementos mecánicos.

$$M = \frac{(0.125)(12)^2}{8} = 2.25 \text{ ton-m}$$

$$V = \frac{(0.125)(12)}{2} = 0.75 \text{ ton}$$

Proponemos la sección W 14 X 84

$$r_t = 8.43 \text{ cm}$$

$$A = 159.3 \text{ cm}^2$$

$$S = 2146.7 \text{ cm}^3$$

$$I = 38626.2 \text{ cm}^4$$

$$\frac{l}{r_t} = \frac{1220}{8.43} = 145 > 119 \quad \sqrt{cb}$$

### Estructura metálica.

#### Cálculo de esfuerzos.

$$f_{bx} = \frac{2.25 \times 10^5}{2146.7} = 104.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = \frac{11950 \times 10^3 (1)}{(145)^2} = 568.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} < F_{bx} \quad \therefore \text{pasa}$$

#### Revisión por cortante.

$$f_v = \frac{V_{\max}}{A_v} = \frac{750}{36.55} = 20.5 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{pasa}$$

$$A_v = 36.02 - 2(1.98) \cdot 1.14 = 36.55 \text{ cm}^2$$

$$V_{\max} = 750 \text{ kg.}$$

#### Revisión por deformación.

$$A_{\max} = \frac{5Wl^4}{384 EI} = \frac{(5)(12.5)(1220)^4}{384(2.039 \times 10^6)(38626)} = 4.58 \text{ cm}$$

$$A_{\text{perm}} = \frac{1}{240} = \frac{1220}{240} = 5.08 \text{ cm} > 4.58 \text{ cm} \quad \therefore \text{pasa}$$

$\therefore$  se acepta la sección propuesta.

1') Viga simplemente apoyada eje A 1-2

$$l = 10 \text{ m}$$

$$W = 0.91 \text{ ton/m}$$

#### Elementos mecánicos.

$$M = \frac{Wl^2}{8} = \frac{0.091(10)^2}{8} = 1.14 \text{ ton-m}$$

$$V = \frac{Wl}{2} = \frac{0.091(10)}{2} = 0.45 \text{ ton}$$

### Estructura metálica.

Proponemos W 14 X 61

$$S_x = 1511 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 26680.41 \text{ cm}^4$$

$$r_t = 6.93 \text{ cm}$$

$$A = 115.48 \text{ cm}^2$$

$$\frac{l}{r_t} = \frac{1000}{6.93} = 144 > 119 \sqrt{Cb}$$

### Cálculo de los esfuerzos.

$$f_{bx} = \frac{1.14 \times 10^5}{1511} = 75.45 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{bx} = \frac{11950 \times 10^3}{(144)^2} = 576.29 \text{ kg/cm}^2$$

Nota: La viga está tan solo diseñada para su popo., suponiendo que no recibe ninguna otra carga ó momento en la dirección Y.

Las condiciones que imperan para el diseño de la viga es su deformación.

### Revisión por cortante.

$$f_v = \frac{V_{max}}{A_v} = \frac{450}{30.78} = 14.6 \text{ kg/cm}^2 < 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = 35.33 - 2(1.63) \cdot 0.96 = 30.78 \text{ cm}^2$$

$$V_{max} = 450 \text{ kg}$$

∴ pasa

### Revisión por deformación.

$$A_{max} = \frac{5u^4}{384 EI} = \frac{(5)(9.10)(1000)^4}{384(2.039 \times 10^6)(26680.4)} = 2.18 \text{ cm}$$

$$A_{perm} = \frac{l}{240} = \frac{1000}{240} = 4.2 \text{ cm} > 2.18 \text{ cm} \therefore \text{pasa}$$

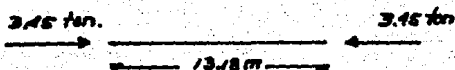
se acepta la sección propuesta

Estructura metálica.

e) Diseño de contravientos.

Para el diseño de los contravientos, estamos considerando que solo trabaja uno de ellos y que están soldados al centro del claro.

Diseño contraviento CV-2



por su tipo de conexión  $k=1.0$   
 $l = 13.18 \text{ m}$   
 $C = 3.45 \text{ ton}$

Proponemos U 14 X 43

$A = 81.29 \text{ cm}^2$  ;  $r_x = 14.78 \text{ cm}$  ;  $r_y = 4.80 \text{ cm}$

Cálculo de la relación de esbeltez

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(1318)}{14.78} = 89 < 300$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(1.0)(659)}{4.80} = 137 < 300 \quad \therefore \text{pasa}$$

$$F_a = 560.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = F_a A = (560.46)(81.29) = 45,559 \text{ kg} > 3450 \text{ kg}$$

Como se puede observar, la condición más desfavorable es su relación de esbeltez, donde para contravientos es válido  $kl/r < 300$

$\therefore$  se acepta la sección propuesta.

Nota: los contravientos del eje 1 y 10 A-D, se considerarán con el mismo diseño.

Estructura metálica.  
Diseño contraviento CV-5



por su tipo de conexión  $k=1.0$   
 $l = 11.18m$   
 $C = 9.60 \text{ ton}$

Proponemos W 14 X 43

$A = 81.29 \text{ cm}^2$  ;  $r_x = 14.78 \text{ cm}$  ;  $r_y = 4.80 \text{ cm}$

Cálculo de la relación de esbeltez

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_x = \frac{(1.0)(1118)_y}{14.78} = 76 < 300$$

$$\left(\frac{kl}{r}\right)_y = \frac{(1.0)(559)}{4.80} = 116 < 300 \quad \therefore \text{pasa}$$

$P = F_a A = (763.95)(81.29) = 62,101 \text{ kg} > 9,600 \text{ kg} \quad \therefore \text{pasa}$

Nota : Los contravientos del eje A y D 1-10, se considerarán con el mismo diseño.

f) Diseño de conexiones.

Conexión viga-columna sentido longitudinal.

Características viga: W14 X 61       $t_a = 0.96 \text{ cm}$   
 $F_v = 0.45 \text{ ton}$   
 soldadura E-70 XX

Observando la tabla IV del AISC, seleccionamos la soldadura A, para la viga con una capacidad de 0.45 ton

En la tabla seleccionamos el mínimo valor:  $V = 9 \text{ ton}$

Se requiere un 3" x 3" X 5/16"

longitud = 10.2 cm

soldadura en A :  $e = 5 \text{ mm}$

soldadura en B :  $e = 6 \text{ mm}$

Estructura metálica.

Figura 42 soldadura en conexión viga-columna.

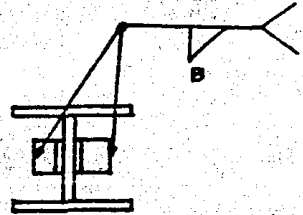
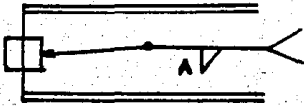


Figura 43

Conexión viga-columna sentido transversal.

Características viga W14 X 84

$t_a = 1.15$  cm

$F_v = 2.76$  ton

soldadura E - 70 XX

Se requiere un L 3" X 3" X 5/16"

longitud = 10.2 cm

soldadura en A : e = 5 mm

soldadura en B : e = 6 mm.



### Capítulo III

#### Diseño de las dos estructuras

#### II) Diseño estructura de concreto presforzado.

Para iniciar el diseño de la estructura, es importante mencionar, que el diseño que a continuación se realizará, incluye elementos de concreto presforzado (vigas pretensadas y vigas postensadas) para las condiciones más críticas; y elementos de concreto reforzado (losa maciza, vigas y columnas), como complemento para la resolución de nuestro problema.

#### a) Losa maciza de concreto reforzado.

Análisis de cargas

losa	=	1 X 1 X 0.1 X 2400	=	240 kg/m <sup>2</sup>
tezontle	=	1 X 1 X 0.05 X 1500	=	100 kg/m <sup>2</sup>
mortero	=	1 X 1 X 0.02 X 2000	=	40 kg/m <sup>2</sup>
ladrillo	=	1 X 1 X 0.02 X 1500	=	30 kg/m <sup>2</sup>
instalaciones eléctricas	=		=	15 kg/m <sup>2</sup>
				<hr/>
CM	=			425 kg/m <sup>2</sup>
CV	=			100 kg/m <sup>2</sup>
				<hr/>
Us	=			525 kg/m <sup>2</sup>

Proponemos:  $d = 8 \text{ cm}$        $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$   
 $r = 2 \text{ cm}$                        $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $h = 10 \text{ cm}$

Revisión por cortante.

$$V = \left[ \frac{a_1}{2} - d \right] Uu \sqrt{1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^2}$$

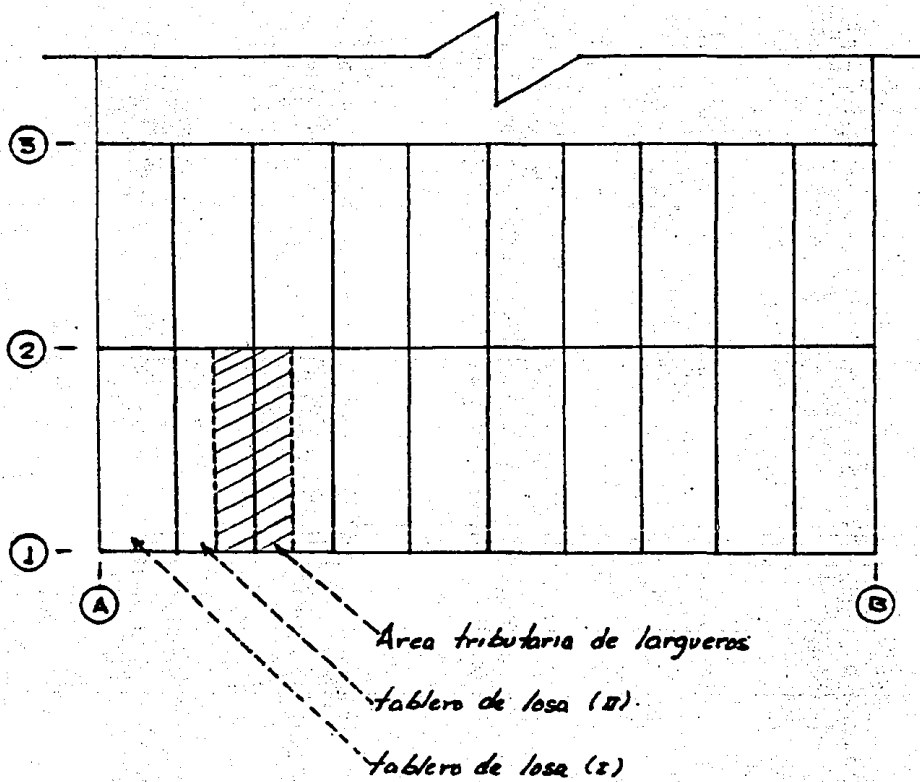
$$Vr = 0.5 Fr b d \sqrt{f'c}$$

Tomando como referencia la figura 44, calculamos el cortante que toma el concreto.

Estructura de concreto presforzado.

Figura 44

Area tributaria de losa



Estructura de concreto prefabricado.

$$V_r = 0.5 \times 0.8 \times 100 \sqrt{150} = 4040 \text{ kg}$$

$$V = \frac{(0.5 \times 0.26 - 0.05) 325 \times 1.4}{1 + \left(\frac{325}{930}\right)^2} = 1138 \text{ kg} < 4040 \text{ kg} \therefore \text{pasa}$$

$\therefore$  el peralte se acepta por fuerza cortante.

Análisis y dimensionamiento por flexión  
Peraltes efectivos.

$$\text{ref. positivo } h-r = 10-2 = 8 \text{ cm}$$

$$\text{ref. negativo } h-r-d = 10-2-8 = 0 \text{ cm}$$

Refuerzo mínimo por celdas volumétricas.

$$A_{sm} = \frac{1400 \times 1}{f_y (1+100)} = \frac{400(1)}{4200(1+100)} = 0.0105 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{sm} = 0.0105 \times 100 = 1.05 \text{ cm}^2/\text{c.}$$

Cálculo de los momentos flexionantes.

Usando los coeficientes del RCOF, tenemos que los momentos se calculan por:

$$M = K \cdot U \cdot a_1^2 \quad \text{-----} \quad 1$$

Tablas I, II

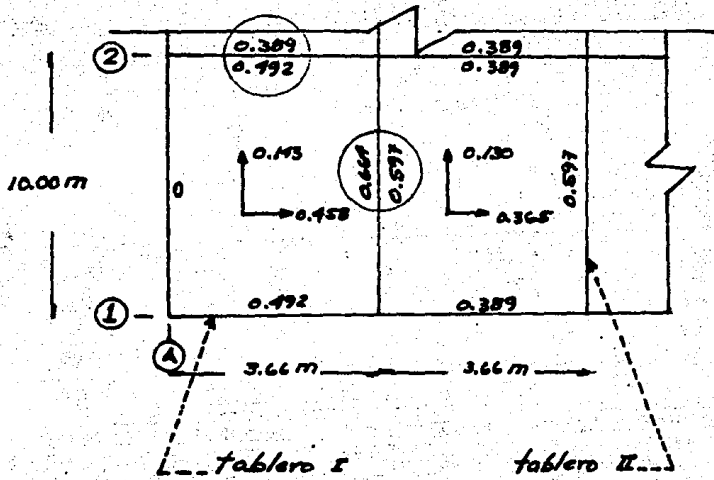
$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{325}{930} = 0.35$$

Observando la tabla #1 del RCOF, para el caso II, e interpolando linealmente obtenemos los coeficientes de momentos, y sustituyendo en la ecuación 1, tenemos los momentos.

En la figura 4B, se puede observar el desequilibrio de momentos.

Estructura de concreto reforzado.

Figura 45. Desequilibrio de momentos en losa



Después de equilibrar momentos, calculamos los momentos resistentes y dimensionamos la losa como se muestra a continuación:

Figura 46

Corte A - A

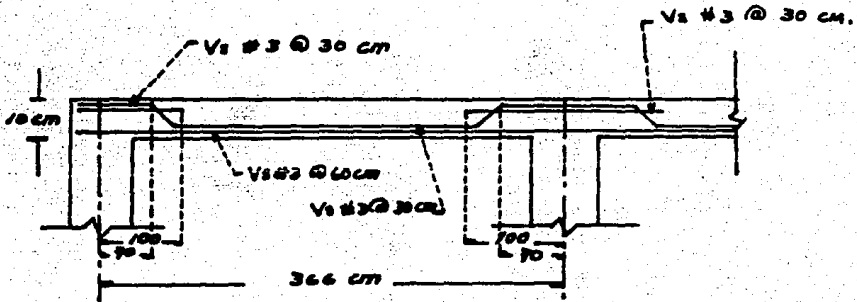
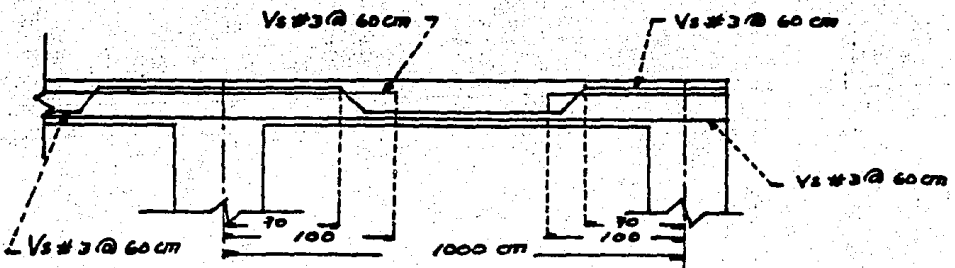
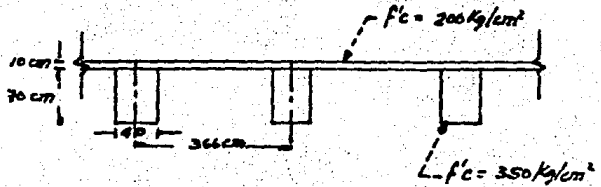
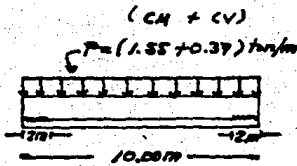


Figura 47

Corte B - B



Estructura de concreto reforzado.  
 b) Diseño viga pretensada (Largueros)



Esfuerzos permisibles del fabricante.

$$f_c = f_{ci} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = f_{ti} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 0.85$$

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

La condición más crítica en la viga es: CM + CV, que es con la que se diseñará la viga.

1) Cálculo de elementos mecánicos.

$$M_{\text{propo. trabe}} = \frac{(0.42)(2.70)(2.4)(10)^2}{8} = 8.4 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{propo. losa}} = \frac{(0.10)(3.65)(2.4)(10)^2}{8} = 10.96 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{CM + CV}} = \frac{(1.92)(10)^2}{8} = 24 \text{ ton-m}$$

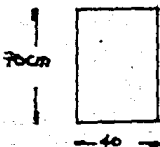
Nota: se considerará adherencia en los apoyos (2 m).

2) Características geométricas.

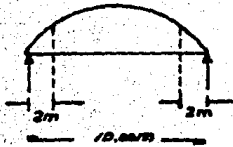
Se va a considerar la sección de dos formas: simple y compuesta, con el fin de calcular el módulo de sección.

- Sección simple.

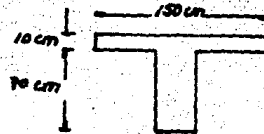
$$\text{Área} = \frac{(40)(70)^2}{6} = 31,667 \text{ cm}^3$$



Cálculo del momento en los apoyos por adherencia:



$$M = (3.36 \times 2) - \frac{0.67(2)^2}{2} = 5.36 \text{ ton-m}$$



$$200 \times \frac{1}{1.32} = 150 \text{ cm}$$

- Sección compuesta.

Obtención de I :

$$c.a.c. = 365$$

$$* 157 \quad b' = 200$$

$$1/4 = 250$$

\* consideramos el menor, lo que se busca es una sección equivalente.

$$K = \frac{5000 \sqrt{350}}{5000 \sqrt{200}} = 1.32$$

Cálculo del módulo de sección.

$$150 \times 65 = 12000 \times 40 = 480,000$$

$$- 110 \times 70 = \frac{7700 \times 35}{4300} = \frac{264,500}{4300} \quad y_i = 210,500$$

$$y_i = 49 \text{ cm}$$

$$y_s = 31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{150(31)^3}{3} - \frac{110(21)^3}{3} + \frac{40(40)^3}{3} = 2'618,633 \text{ cm}^4$$

$$S_s = \frac{2'618,633}{31} = 87,692 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{2'618,633}{49} = 55,482 \text{ cm}^3$$

3) Cálculo de los esfuerzos.

$$f_{\text{pope.viga}} = \frac{8.4 \times 10^5}{31567} = 26.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{pope.lose}} = \frac{10.98 \times 10^5}{31567} = 34.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s CV = + \frac{24 \times 10^5}{87692} = + 27.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_i CV = - \frac{24 \times 10^5}{55462} = - 43.30 \text{ kg/cm}^2$$

4) Diagramas.

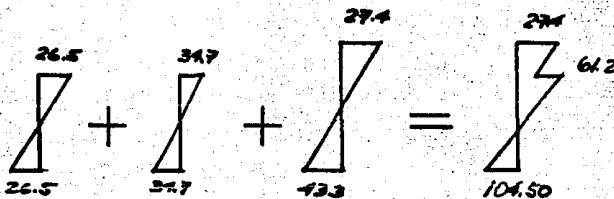
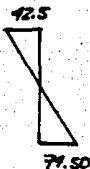


Diagrama reforzado:

$$(0.85 \times 30) \left( \frac{5.36 \times 10^5}{51667} \right) = 42.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

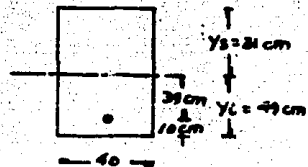
$$104.50 - 30 = 74.5 \text{ kg/cm}^2$$



5) Cálculo de F (fuerza de presfuerzo)

Suponemos:  $E_{max} = 49 - 10 = 39 \text{ cm}$

$$\frac{F}{4000} + \frac{F(39)}{55462} = 74.5 \quad F = 61755 \text{ kg.}$$



6) Cálculo del acero

Se van a utilizar torones de  $1/2'' \#$

$$\# 1/2'' = \frac{0.95 \times 0.80 \times 0.30 \times 15000}{\text{área. pérdida esf. permis.}} = 9720 \text{ kg.}$$

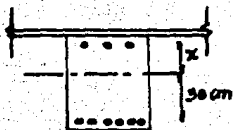


$$F = 81,755 \text{ kg}$$

$$e = 39 \text{ cm}$$

$$n^{\circ} \text{ tornos} = \frac{81,755}{9708} = 8 \text{ tornos.}$$

Hacerse un tanteo para la mejor distribución del acero.



$$(6)(39) - 3(x) = (5)(39)$$

$$139 - 3(x) = 234$$

$$x = 19 \text{ cm. } \therefore \text{ se acepta.}$$

7) Refuerzo por cortante.

$$\sqrt{c} = \rho \cdot 0.25 \sqrt{f'c} = 0.8(0.25) \sqrt{350} = 3.74$$

$$V_c = \rho \sqrt{c} b d = 0.8(3.74)(40)(70) = 8377.6 \text{ kg}$$

$$V_t = \frac{w_l}{2} f.c. = \frac{(1.92)(10)}{2} (1.4) = 5052.40 \text{ kg}$$

Se utilizará varilla de 3/8"  $\phi$  a.r. para estribos.

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(0.71)(2)(4200)(70)}{5052.40} = 82 \text{ cm}$$

$$* s_{\text{max}} = 0.75 d = 0.75(70) = 50 \text{ cm}$$

\* rige por ser menor.

$\therefore$  se colocarán estribos  $\# 3$  a cada 50 cm.

Revisión de cortante por fricción.

$$V_{dh} = \frac{V_u}{\phi b d} > 25 \text{ kg/cm}^2 ; V_u = \frac{(1.92)(10)}{2} (1.4) = 13440 \text{ kg.}$$

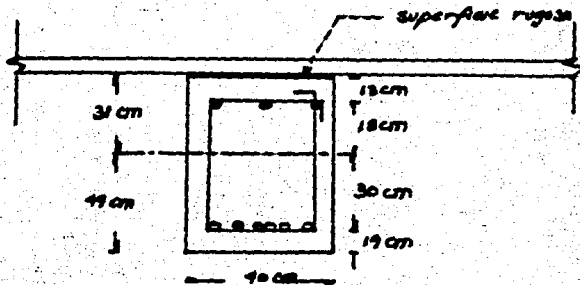
$$V_{dh} = \frac{13440}{(0.80)(40)(70)} = 6 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{ no se diseña cortante por fricción}$$

Nota: se dejará intencionalmente rugosa la cara superior de la viga, como se muestra en la figura 4B.

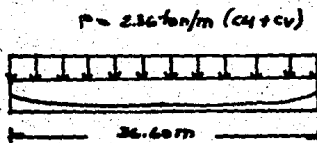
Estructura de concreto presforzado.

Figura 48

Viga pretensada (langueros)



c) Diseño viga postensada. (sentido transversal)



Esfuerzos permisibles del fabricante:

$$f_{ti} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = 130 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$$

Proponemos una sección de 50 X 190 cm.

1) Cálculo de elementos mecánicos.

$$S = \frac{(50)(190)^2}{6} = 300,833.33 \text{ cm}^3$$

$$M_1 = \frac{(0.50)(1.90)(2.4)(35.60)^2}{8} = 381.77 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = \frac{(2.36)(35.60)^2}{8} = 395.17 \text{ ton-m}$$

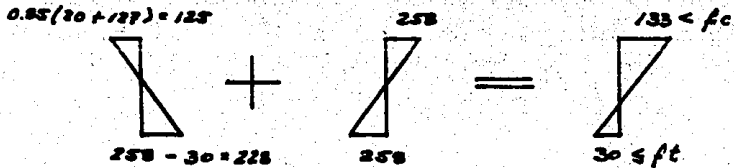
$$A_c = (50)(190) = 9500 \text{ cm}^2$$

2) Cálculo de esfuerzos.

$$f_1 = \pm \frac{391.77 \times 10^5}{300833.33} = \pm 127 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_2 = \pm \frac{395.27 \times 10^5}{300833.33} = \pm 131 \text{ kg/cm}^2$$

3) Diagramas.



4) Cálculo de F.

$$\frac{F}{A} + 127 = \frac{228 + 127}{190} \rightarrow \frac{F}{A} = 50.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = (50.50) (9500) = 479750 \text{ kg.}$$

5) Cálculo de e.

$$50.50 + \frac{479750 e}{300833.33} = 228 \quad e = 111.30 \text{ cm} \quad \therefore \text{no es válido}$$

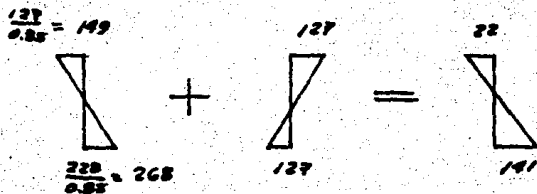
$$\text{Suponemos } e_{\max.} = 95 - 10 = 85 \text{ cm.}$$

6) Cálculo y corrección de F.

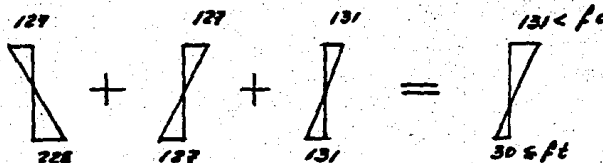
$$\frac{F}{9500} + \frac{F(85)}{300833.33} = 228 \rightarrow F = 587,914 \text{ kg.}$$

7) Verificación de esfuerzos.

a) Al tensar



b) En servicio



8) Cálculo del acero

Se van a utilizar tendones de presfuerzo con ocho tonos de 0.8" de  $\phi$  por tendón (grado 250).

$$F_t = 11.22 \times 0.8 \times 0.6 \times 16000 = 114892.8 \text{ kg.}$$

$$F_p = 587914 \text{ kg}$$

$$e = 65 \text{ cm}$$

$$n^{\circ} \text{ tonos} = \frac{587914}{114892.8} = 6 \text{ tendones.}$$

9) Refuerzo por cortante

$$\phi_c = 0.8(0.25) \sqrt{350} = 3.74$$

$$V_c = (0.8)(3.74)(56)(190) = 28424 \text{ kg} = 28.42 \text{ ton.}$$

$$V_t = \frac{w_l}{2} \text{ r.c.} = \frac{(4.64)(36.60)}{2} (1.4) = 118.88 \text{ ton}$$

$$V_s = V_t - V_c = 118.88 - 28.42 = 90.46 \text{ ton}$$

Para los estribos se van a utilizar varilla  $\phi$  4 a.r. (1/2"  $\phi$ ).

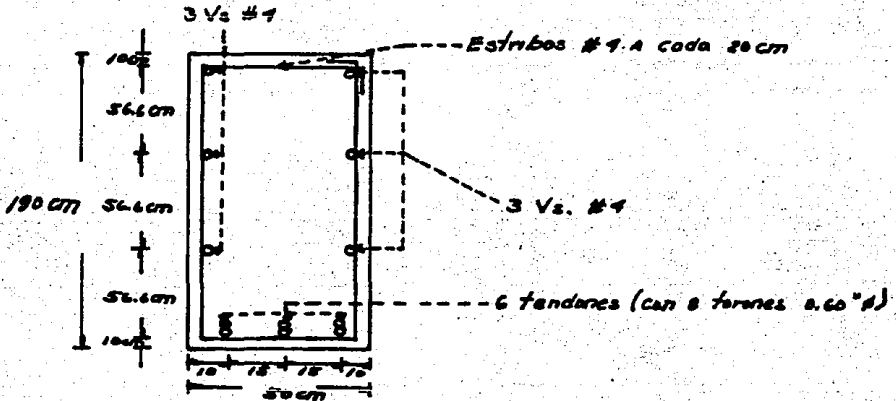
$$s = \frac{A_v f_v d}{V_s} = \frac{(1.29)(2)(4200)(190)}{90460} = 23 \text{ cm (rige por ser menor)}$$

$$s_{\max} = 0.75 d = 0.75(190) = 142 \text{ cm.}$$

∴ se colocarán estribos de 1/2"  $\phi$  a cada 20 cm.

En la figura 49, se puede observar la distribución del acero (al centro de la viga).

Figura 49 Dimensión viga postensada.



10) Cálculo de las pérdidas y alargamientos de los tendones.

6 tendones de ocho torones de 0.6"  $\phi$

$M = 0.23 \text{ rad/m}$  (coeficiente de fricción curva)

$k = 0.0004$  (coeficiente de fricción recta)

$N = 11$

$f'c = 133 \text{ kg/cm}^2$

$f_o = 52577 \text{ kg/cm}^2$

$$f_o = \frac{F}{A_s} = \frac{589914}{11.22} = 52577 \text{ kg/cm}^2$$

a) Pérdidas por tensado.

Estamos considerando que los cables se van a tensar simultáneamente.

$$\text{pérdida} = 0$$

b) Pérdidas por fricción.

$$f_x = f_0 e^{-\mu x - kx} ; \quad x = 18.30 \text{ m}$$

$$\text{rad} = \frac{11(\pi)}{180} = 0.19$$

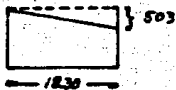
$$f_x = 52577 e^{-0.23(0.19) - 0.0004(18.3)}$$

$$f_x = 49961.82$$

$$\Delta f = 52577 - 49961.82 = 2615.18 \text{ kg/cm}^2$$

c) Pérdidas por anclaje.

$$\Delta f_d = \frac{A_1}{2} = \frac{(6)(2000)}{2(1000)} = 60 \text{ kg/m}^2$$



$$\frac{v}{x} = 0.38 x \quad \text{-----} 1$$

$$\frac{xv}{2} = \frac{x(0.38x)}{2} = 0.19x^2$$

$$0.19x^2 = 60 \quad x = 17.8 \text{ cm} < 18.30 \text{ cm}$$

∴ se tensa por ambos lados

$$\Delta f = 0.36(17.8)(2) = 13.6 \text{ kg/cm}^2$$

d) Pérdida por flujo plástico del concreto

$$c = 0.0025 \text{ (valor intermedio de un clima húmedo y seco)}$$

$$\frac{f_c}{E_c} = \frac{f_s}{E_s} \quad f_s = \frac{E_s f_c}{E_c}$$

$$\Delta f_s = n f_c = (11)(133) = 1463 \text{ kg/cm}^2$$

e) Pérdida por contracción del concreto.

$$f_s = c E_c = s E_s$$

$$f_s = (0.0025)(2 \times 10^6) = 500 \text{ kg/cm}^2$$

f) Relajación del acero.

aprox. 5 % fo.

$$A_f = (0.05)(52577) = 2628.85 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen total de pérdidas.

b) Pérdidas por fricción	2615.18 kg/cm <sup>2</sup>	
c) Pérdidas por anclaje	13.60 kg/cm <sup>2</sup>	
d) Pérdidas por flujo plástico	1463.00 kg/cm <sup>2</sup>	
e) Pérdidas por contracción	500.00 kg/cm <sup>2</sup>	
f) Relajación del acero	2628.85 kg/cm <sup>2</sup>	
TOTAL	<u>7220.63 kg/cm<sup>2</sup></u>	(13.7 %)

Según el RCDF., para elementos postensados se aceptan pérdidas de hasta el 15 %

15 % > 13.7 % ∴ se acepta.

#### 11) Cálculo y trazo de la zona límite.

Para poder definir la colocación exacta de los tendones presforzados en la viga, es necesario trazar su zona límite. A continuación se muestran los requisitos para el trazo de la zona límite.

$$a) e_x \leq \frac{f_t i S_s}{F_i} + \frac{S_s}{A} + \frac{M_1(x)}{F_i} \text{ ----- } 1 \text{ A}$$

$$b) e_x \leq \frac{f_c i S_i}{F_i} - \frac{S_i}{A} + \frac{M_1(x)}{F_i} \text{ ----- } 2 \text{ A}$$

$$c) e_x \geq - \frac{f_c S_s}{F} + \frac{S_s}{A} + \frac{M_1(x) + M_2(x)}{F} \text{ ----- } 3 \text{ A}$$

$$d) e_x \geq - \frac{f_t S_i}{F} - \frac{S_i}{A} + \frac{M_1(x) + M_2(x)}{F} \text{ ----- } 4 \text{ A}$$

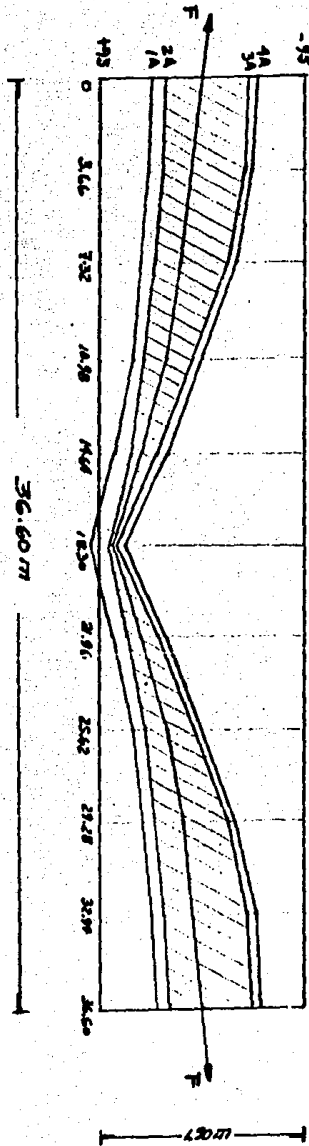
En la figura 50, se muestra el trazo de la zona límite.

Estructura de concreto presforzado.

Figura 50.

Trazo zona límite (cable resultante)

Viga postensada sentido transversal.



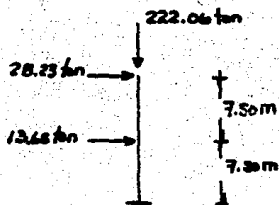


**Estructura de concreto presforzado.**

**d) Diseño de las columnas**

**I) Diseño columnas de carga**

Al analizar los tres tipos de columnas de carga, se obtuvo que las condiciones más críticas son las de la columna tipo I, debido a su momento flexionante tan alto.



Proponemos sección de 1.50X1.50m

**1) Constantes de diseño.**

$$f_c = 0.8 f'c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y / f''c = 30.88$$

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

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

$$A_c = 22500 \text{ cm}^2$$

**2) Fuerzas internas de diseño.**

Dirección X	Ext. inf.	Ext. sup.
CM+CV	$P_u = 222.06(1.4) = 310.88 \text{ ton}$	0
SISMO	$M_u = 102.37(1.4) = 143.32 \text{ ton-m}$	0
	$M_u = 423.45(1.4) = 592.83 \text{ ton-m}$	0

**3) Revisión de efectos de esbeltez.**

Dirección X.

Se hará la revisión para ver si se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

Se pueden despreciar si:  $\frac{H^i}{r} < 22$  ----- 1

$H = 1500 \text{ cm}$

$k = 2.1$

$H^i = kH = (2.1)(1500) = 3150$

$r = 0.3b = 0.3(150) = 45$

Sustituyendo en 1.:

$$\frac{H^i}{r} = \frac{3150}{45} = 70 > 22 \therefore \text{se deben considerar efectos de esbeltez.}$$

**4) Cálculo del factor de amplificación.**

$$F_a = \frac{1}{1 - P_u / P_c} \geq 1.0 \quad \text{-----} \quad 2$$

$P_u = (310.88 \times 4) + (474.6 \times 15) + (154.74 \times 4) + (237 \times 18) = 14671.28$  ton  
(lo que se obtuvo es la sumatoria de carga que reciben las columnas)

$$P_c = \frac{F_r \pi^2 EI}{(H')^2} = \frac{(0.85) (3.1415)^2 (1.9827 \times 10^{12})}{(3150)^2} = 1'681,411 \text{ kg}$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + u} = \frac{(0.4) (141421) (42167500)}{1 + 0.19} = 1.9927 \times 10^{12}$$

$$I_g = \frac{150(150)^3}{12} = 42167500 \text{ cm}^4 ; u = \frac{143.32}{739} = 0.19$$

$$P_c = (44)(1681.41) = 73982.04 \text{ ton}$$

Sustituyendo en 2

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{14671.28}{73982.04}} = 1.25$$

5) Dimensionamiento de la columna.

a) Efectos gravitacionales.

Dirección X  $P_u = 310.88$  ton  
 $M_u = 143.32 + (310.88 \times 0.075) = 166.64$  ton-m  
 $e_{ax} = 0.05(150) = 7.5$  cm

b) Efectos cargas accidentales (sismo)

Dirección X  $P_u = 0$   
 $M_u = 592.83$  ton-m

6) Dimensionamiento considerando la flexocompresión en la dirección X

$P_u = 310.88$  ton  
 $M_{2x} = 166.64 + 592.83 = 759.47$  ton-m  
 $M_{cx} = F_a M_{2x} = (1.25)(759.47) = 949.34$  ton-m

$$e_x = \frac{949.34}{310.88} = 3.05 \text{ m}$$

7) Cálculo del acero.

Suponemos  $d/h = 0.90$  ; proponemos  $p = 0.007$

$$A_s = pbd = (0.007)(150)(150) = 157.5 \text{ cm}^2$$

$$P_{ro} = F_r(A_c f''_c + A_s f_y) = 0.35(3060 + (157.5 \times 4.2)) = 3721.50 \text{ ton}$$

$$q = \frac{P_f}{f''_c} = (0.007)(30.66) = 0.22 ; \frac{e_x}{h_x} = \frac{305}{150} = 2.03$$

Recurriremos las ayudas de diseño del RCDF, tenemos :

$$k = 0.11$$

$$F_{rx} = k F_r b h f''_c = 0.11 \times 0.35 \times 3060 = 286.11$$

$$P_R = \left[ \frac{1}{286.11} - \frac{1}{3721.50} \right]^{-1} = 309.94 \approx 310.00 \text{ ton } \therefore \text{se acepta}$$

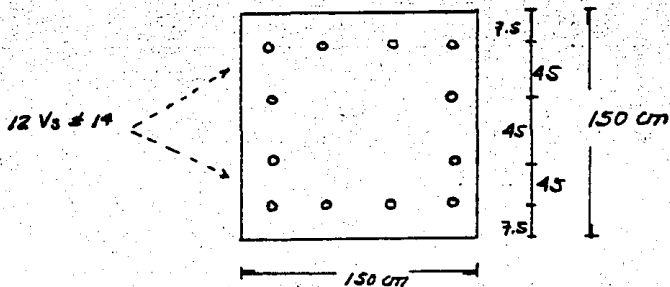
Se utilizará varilla del # 14,  $A_v = 14.52 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{157.50}{14.52} = 12 \text{ varillas.}$$

La columna queda como se muestra en la figura 51

Figura 51

Dimensiones de columna concreto reforzado



Al trazar su diagrama de interacción, obtenemos que:

$M_{max}$  resistente = 911.95 ton-m

$F_{max}$  resistente = 1452 ton

$N_{col}$  = 104 % ∴ se acepta la sección propuesta.

8) Refuerzo transversal.

a) Para la zona de arriba y abajo de la columna (zona confinada), como la máxima distancia de  $l/6$ ,  $C1$ ,  $\leq 60$  cm (se considera la mayor longitud).

$$\frac{l}{6} = \frac{1500}{6} = 250 \text{ cm} \rightarrow \text{es la que rige por ser mayor.}$$

Para a), la separación de los estribos será la menor de:

$$C1 = 69/2 ; C2 = 51/2 ; 20 \text{ cm} ; 425(4.30) / 4260 = 29.2 \text{ cm}$$

20 cm  $\rightarrow$  rige por ser menor.

los estribos se colocarán con varilla # 4 (1/2"  $\phi$ ).

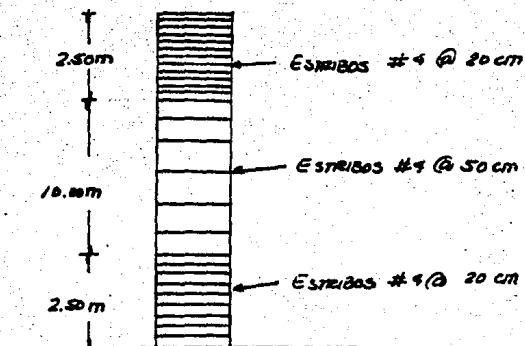
b) Para el resto de la longitud de la columna, la separación de estribos será la menor de:

$$C1 = 69 \text{ cm} ; C2 = 51 \text{ cm} ; 48(1.27) = 61 \text{ cm} ; 350(4.30) / 4200 = 55.4$$

51 cm  $\rightarrow$  rige por ser menor.

En la figura 52, se puede observar la distribución del refuerzo para todas las columnas.

Figura 52 Distribución del refuerzo transversal en columnas



II) Diseño de columnas intermedias  $\alpha - \alpha'$  (ver figura 6)

La columna se diseñó suponiendo que solo cargará su peso, y que no recibirá ninguna otra carga ó momento, tan solo el que le transmiten las ménsulas y la lámina de asbesto.

Suponemos una sección de 70 X 70 cm.

$$P = (0.70 \times 0.70 \times 15 \times 2.4) + (3.62 \times 4) = 32.12 \text{ ton.}$$

$$Fu = 32.12(1.4) = 44.97 \text{ ton.}$$

$$Máxima = 51.75 \text{ ton-m}$$

a) Revisión de efectos de esbeltez.

$$\frac{H^2}{r^2} = \frac{3150}{36} = 150 > 22 \quad \text{se deben considerar efectos de esbeltez.}$$

b) Cálculo del factor de amplificación.

$$F_a = \frac{1}{1 - F_u / P_c} \geq 1.3 \quad \text{----- 2}$$

$$F_u = 44.97 \times 6 = 269.82$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(H^2)} = (0.65)(3.1416)^2(1.1318 \times 10^{11}) / (3150)^2 =$$

$$P_c = 95.69 \text{ ton}$$

$$F_c = 6(95.69) = 574.14 \text{ ton}$$

Sustituimos en 2, y tenemos que:

$$F_a = 1.69$$

c) Dimensionamiento de la columna.

a) Efectos gravitacionales.

Dirección X

$$P_u = 44.97 \text{ ton}$$

$$M_u = 72.45 + (44.97 \times 0.055) = 74.02 \text{ ton-m}$$

$$e_{ax} = 0.05(70) = 3.5 \text{ cm}$$

b) Efectos cargas accidentales

Dirección X

$$0$$

d) Dimensionamiento considerando la flexocompresión axial en la dirección X.

$$P_u = 44.97 \text{ ton}$$

$$M_{2x} = 74.02 \text{ ton-m}$$

$$M_{cx} = P_u M_{2x} = (1.89)(74.02) = 139.93 \text{ ton-m}$$

$$e_x = \frac{139.93}{44.97} = 3.11$$

e) Cálculo del acero.

Suponemos  $d/h = 0.90$  ; proponemos  $p = 0.008$

$$A_s = p b d = (0.008)(70)(70) = 39.2 \text{ cm}^2$$

$$P_{ro} = F_r (A_c f''c + A_s f_y) = 0.65 \left[ 1958.4 + (39.2 \times 4.2) \right] = 1304.58 \text{ ton}$$

$$q = \frac{8f_y}{f''c} = (0.008)(30.88) = 0.25 ; \frac{e_x}{h_x} = \frac{3.11}{70} = 4.44$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño del RCOF, tenemos que :

$$k = 0.03$$

$$P_{rx} = K F_r b h f''c = 0.03 \times 0.85 \times 1958.40 = 49.94 \text{ ton}$$

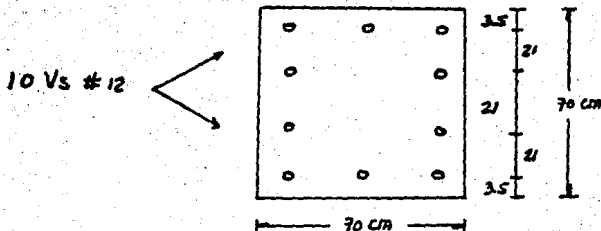
$$P_R = \left[ \frac{1}{49.94} - \frac{1}{1304.58} \right]^{-1} = 51.36 > 44.97 \text{ } \therefore \text{se acepta.}$$

Se utilizará varilla del # 7 ,  $A_v = 3.87 \text{ cm}^2$

$$N^{\circ} \text{ varillas} = \frac{39.20}{3.87} = 10 \text{ varillas.}$$

La columna queda como se muestra a continuación:

Figura 53 Dimensiones columnas intermedias.



Estructura de concreto presforzado.

e) Diseño viga pretensada sentido transversal (ver figura 6)

Esfuerzos permisibles del fabricante:

$$f_{ti} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

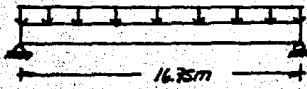
$$f_{ci} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.25$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$



1) Cálculo de elementos mecánicos.

Proponemos una sección de 30 X 60 cm.

$$A_c = 1800 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = I_2 = 30 \text{ cm}$$

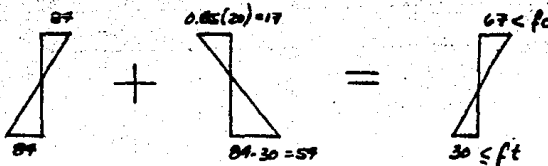
$$W = \frac{2.43(16.75)^2}{8} = 15.08 \text{ ton-m}$$

$$S_{prop.} = \frac{30(60)^2}{6} = 18000 \text{ cm}^3$$

2) Cálculo de esfuerzos.

$$f = \pm \frac{15.08 \times 10^5}{18000} = \pm 84 \text{ kg/cm}^2$$

3) Diagramas.



4) Cálculo de F.

$$\frac{\frac{F}{A} + 17}{30} = \frac{54 + 17}{60} \rightarrow \frac{F}{A} = 18.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F = (18.5)(1800) = 33,300 \text{ kg}$$

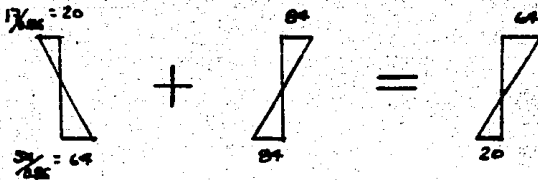
5) Cálculo de  $e$ .

$$\frac{33,300}{1800} + \frac{33,300 e}{18000} = 54 \quad e = 19.20 \text{ cm}$$

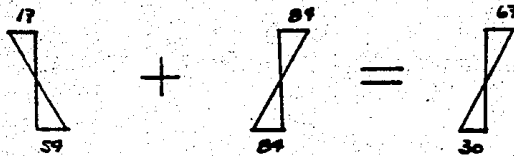
6) Verificación de esfuerzos

a) Centro del claro.

Al tensar:

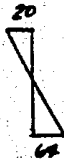


En servicio:



b) En los apoyos.

Al tensar



En servicio.



7) Cálculo del acero.

Se van a utilizar torones de  $1/2'' \phi$

$$F_t = 33,300 \text{ kg}$$

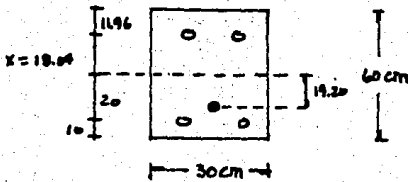
$$e = 19.20 \text{ cm}$$

$$F = 0.95 \times 0.9 \times 0.8 \times 16000 = 9720 \text{ kg.}$$

$$N \text{ torones} = 33,300/9720 = 4 \text{ torones.}$$



Hacemos un tanteo para la mejor distribución del acero.



$$(2 \times 20) - 2(x) = (4)(19.20)$$

$$x = 10.04 \text{ cm}$$

g) Refuerzo por cortante.

$$V_c = \phi 0.25 \sqrt{f'_c} = 0.8(0.25) \sqrt{350} = 3.46$$

$$V_c = \phi V_c b d = (0.8)(3.46)(30)(60) = 4920 \text{ kg}$$

$$V_t = \frac{w_l}{2} f.c. = \frac{(0.43)(10)(75)(1.4)}{2} = 5.04 \text{ ton.}$$

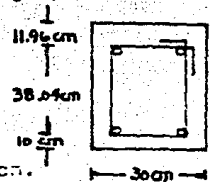
$$V_s = V_t - V_c = 5.04 - 4.92 = 0.12 \text{ ton}$$

$$s_{\max} = 0.75 d = 0.75(0.6) = 0.45 \text{ m}$$

∴ se colocarán estribos del # 3 a cada 45 cm.

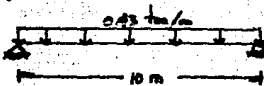
Figura 54

Viga pretensada



f) Diseño de viga de concreto reforzado sentido longitudinal  
(ver figura 7)

Debido que la viga se diseñará tan solo para su peso, suponiendo que no recibe ninguna otra carga ó momento, se utilizará concreto reforzado.



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

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

1) Cálculo de elementos mecánicos.

$$M_u = \frac{w_l^2}{8} f.c. = \frac{0.43(10)^2}{8} (1.4) = 7.52 \text{ ton-m}$$

$$V_u = \frac{w_l}{2} f.c. = \frac{0.43(10)}{2} (1.4) = 3.01 \text{ ton}$$

2) Diseño por flexión.

$$p_b = \left( \frac{f''c}{f_y} \right) \left[ \frac{4800}{6000 f_y} \right] = \left( \frac{136}{4200} \right) \left[ \frac{4800}{19200} \right] = 0.015$$

$$p_{max.} = 0.015$$

$$p_{min.} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.0024$$

proponemos :  $p = 0.008$

$$q = \frac{p f_y}{f''c} = \frac{(0.008)(4200)}{136} = 0.25 \quad ; \quad b/d = 0.40$$

$$M = f_r b d^2 f''c q (1 - 0.5 q) \quad \text{----- ?}$$

De 1, despejamos d y sustituimos valores:

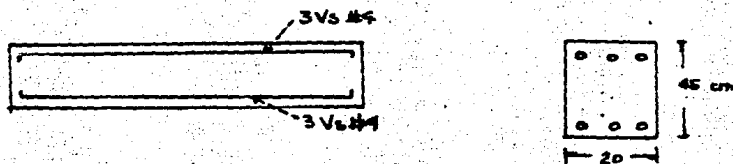
$$d = 41.2 \text{ cm.}$$

Proponemos:  $b = 20 \text{ cm} ; d = 41 \text{ cm} ; r = 4 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm.}$

$$A_s = p b d = (0.008)(20)(41) = 6.56 \text{ cm}^2$$

la sección queda como se muestra en la figura 55

Figura 55 Dimensiones viga de concreto reforzado.



3) Diseño por cortante (tensión diagonal)

$$P = \frac{1.27(3)}{20(41)} = 0.0046 \quad ; \quad P < 0.01 \quad V_c = f_r b d (0.2 + 30p) \sqrt{f''c}$$

$$V_c = (0.8)(20)(41) \left[ 0.2 + 30(0.0046) \right] \sqrt{160} = 2760 \text{ kg} = 2.76 \text{ ton}$$

Cortante que toman los estribos:  $V_e = 2.76 - 2.67 = 0.11 \text{ ton}$

$$\frac{3.01}{500} = \frac{V_d}{443} \quad V_D = 2.67 \text{ ton}$$

Se utilizará varilla de 1/4" para los estribos.

$$s = \frac{F_v A_v f_r d}{V_e} = \frac{(3.8)(2)(3.32)(200)(41)}{110} = 53 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{41}{2} = 20.5 \text{ cm}$$

se colocarán estribos del # 2 a cada 20 cm.

$$V_{\text{perm}} = 1.5 \times 0.3 \times 41 \times 20 \times 160 = 12447 \text{ kg} > 2670 \text{ kg} \quad \therefore \text{pase.}$$

#### 4) Revisión por deformación

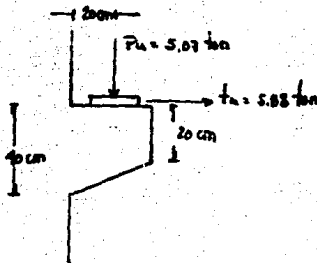
$$y_{\max} = \frac{w l^4}{184 EI} \quad ; \text{ donde calculamos } I \text{ por secciones equivalentes transformadas y sustituimos:}$$

$$y_{\max} = \frac{(4.30)(1000)^4}{184(141421)(39534.4)} = 4.16 \text{ cm}$$

$$y_{\text{perm}} = 1/240 = 1000/240 = 4.17 \text{ cm} > 4.16 \quad \therefore \text{pase}$$

$\therefore$  se acepta la sección propuesta.

#### g) Diseño de ménsulas en columnas de concreto reforzado.



La ménsula se colará monolíticamente con la columna.

ancho de la columna  $b = 150$  y  $70$  cm

ancho de la ménsula  $b = 30$  cm

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

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

$$f^*c = 0.8 f'_c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^{**}c = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Por flexión } P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00236$$

$$F_r = 0.9 \text{ (flexión)}$$

$$F_r = 0.8 \text{ (cortante)}$$

$$\text{Coeficiente de cortante por fricción } M = 1.4$$

1) Cálculo del área de acero de refuerzo por flexión.

$$\frac{c}{h} = \frac{20}{40} = 0.5 \quad z = 1.2 c = 1.2(20) = 24 \text{ cm}$$

$$M_u = c P_u = (24)(5070) = 121680 \text{ kg-cm}$$

$$A_{s1} = \frac{M_u}{F_r f_y z} = \frac{121,680}{(0.9)(4200)(24)} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{1.34}{30(40)} = 0.0011 \quad 0.008$$

2) Cálculo del acero de refuerzo para tensión directa ( $A_{s2}$ )

$$T_u = F_r A_{s2} f_y$$

$$A_{s2} = \frac{T_u}{F_r f_y} = \frac{5680}{0.9(4200)} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_t} = A_{s1} + A_{s2} = 2.90 \text{ cm}^2$$

3) Cálculo del acero de refuerzo para cortante por fricción ( $A_{vf}$ )

$$V_r = F_r M (A_{vf} f_g + N_u)$$

$$A_{vf} = \frac{V_r}{F_r M} - N_u \frac{1}{f_y} \quad N_u = 0$$

$$A_{vf} = \frac{5070}{0.8(1.4)(4200)} = 1.08 \text{ cm}^2$$

4) Revisión de las limitaciones

$$F_r [14 A + 0.8(A_{vf} f_y + N_u)] = 0.8 [14(30 \times 40) + 0.8(1.08 \times 4200 + 0)] = 16.34$$

$16.34 > 5.07 \quad \therefore \text{pasa}$

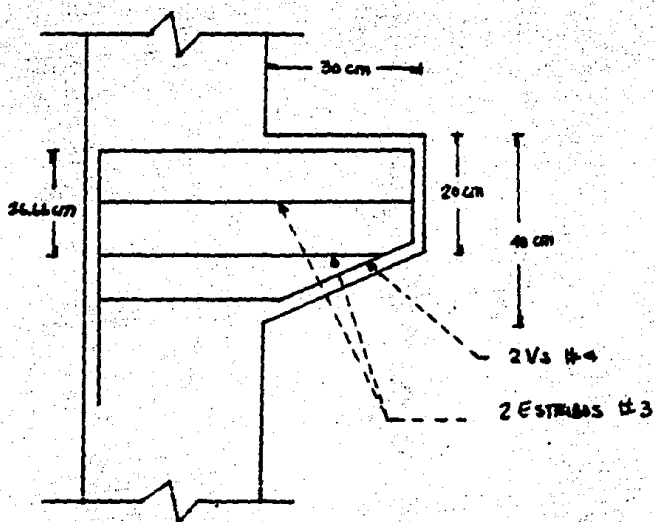
$$0.3 F_r f^* c A = 0.3 \times 0.8 \times 160 \times 30 \times 40 = 46.08 > 5.07 \quad \therefore \text{pasa}$$

$$\therefore A_{vf} = 1.08 \text{ cm}^2 \quad \text{es correcta.}$$

En la figura 56, se puede observar el dimensionamiento de las ménsulas.

Figura 56

Ménsula de concreto reforçado.



CAPITULO IV

ANALISIS COMPARATIVO

Capítulo IV

Análisis comparativo

Presupuesto de Estructura metálica .

NOV. 66

Concepto	U	Cant.	Costo directo	Importe
1) Suministro y fabricación de columnas metálicas formadas por placas de 1" y 5/8" de esp., unidas por soldadura de arco eléctrico E-60 continua, maniobras.	ton	371.86	496,141.86	184'495,312
2) Suministro y fabricación de estructura metálica perfiles tipo "W" y "L", formados por placas de 1/4" a 1 1/2", unidas por soldadura de arco eléctrico E-60 continua, maniobras.	ton	906.67	496,141.86	449'836,940
3) Montaje de estructura metálica - formada por placas de 5/8" y 1" de esp., incluye conexiones de campo utilizando soldadura E-70, con grúa mca. petibone cap. 30 ton, plomeado y nivelación.	ton	371.86	23,813.49	8'855,284
4) Montaje de estructura metálica - tipo pesado, perfiles tipo "W" y "L", incluye conexiones de campo, utilizando soldadura E-70, con grúa mca. petibone cap. 30 ton, plomeado y nivelación.	ton	906.67	23,813.49	21'590,977
5) Limpieza, cardeado y protección de estructura metálica con pintura anticorrosiva emercoat IV ó similar, de color.	ton	1278.53	8,430.50	10'778,647
6) Suministro y colocación de lámina de asbesto-cemento, tipo estructural, incluye: acarreo, elevación y fijación.	m <sup>2</sup>	18505.00	6,630.82	122'703,324

Importe total : 798'260,484

Presupuesto de Estructura de concreto presforzado. MDV. 85

Concepto	U	Cant.	Costo directo	Importe
1) Construcción de trabe pretensa da de 10m de longitud, de C.40X 0.70m. Incluye: suministro, fabricación en planta, cimbrado, descimbrado, tensado y acabado.	pza	310.00	275,810.64	85'501,298
2) Construcción de trabe pretensa da de 16.75m de longitud, de C.30X0.60m. Incluye: suministro, fabricación en planta, cimbrado descimbrado, tensado y acabado.	pza	24.00	1'121,050.13	26'908,395
3) Construcción de trabe postensa da de 36.60m de longitud, de C.50X1.90m. Incluye: suministro, fabricación en planta, cimbrado descimbrado, tensado y acabado.	pza	33.00	4'926,358.65	162'569,571
4) Montaje de trabe pretensada de 10m de longitud, de C.40X0.70m, con grúa mca. petibona, cap. 30 ton, hasta 15m de altura.	pza	310.00	17,267.51	5'359,126
5) Montaje de trabe pretensada de 16.75m de longitud, de C.30X 0.60m, con grúa mca. petibone, cap. 30 ton, hasta 10m de altura.	pza	24.00	17,267.51	414,900
6) Montaje de trabe postensada de 36.60m de longitud, de C.50X 1.90m, con cuatro grúas hidráulicas mca. petibone, cap. 30 ton c/u, hasta 15m de altura.	pza	33.00	184,331.50	6'074,669
7) Cimbra metálica en columnas, cúbica +/- 3 m <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> , hasta 15m de altura.	m <sup>2</sup>	3960.00	9,325.75	36'929,970



Concepto	U	Cant.	Costo directo	Importe
8) Cimbra metálica en columnas, cúbica +/- $6m^2/m^3$ , hasta 15m de altura.	$m^2$	252.00	5,329.00	1'342,908
9) Cimbra metálica en vigas de concreto reforzado +/- $15m^2/m^3$ hasta 10m de altura.	$m^2$	440.00	2,664.50	1'172,380
10) Cimbra metálica en ménsulas - de concreto reforzado, hasta 10 m de altura.	$m^2$	30.72	2,664.50	81,853
11) Suministro y colocación de - cimbra de duela para losa de concreto reforzado, 10 cm de espesor.	$m^2$	9740.00	4,460.00	43'440,400
12) Habilitado y armado acero de refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , para vigas, columnas y ménsulas.	ton	116.44	361,295.35	42'791,821
13) Habilitado y armado acero de refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , para losa.	ton	64.46	361,295.35	23'289,098
14) Suministro y colocación de concreto premezclado, $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ , t.m.a. 19 mm, curado, elevación con bomba hasta 15m de altura, para losas, columnas y ménsulas.	$m^3$	2630.56	52,131.81	137'135,854
15) Idem al anterior, pero hasta 10m de altura para vigas.	$m^3$	36.00	52,131.81	1'876,745
16) Sum. y colocación de lámina - de asbesto-cemento, tipo estructural, incluye: acarreo, elevación, colocación y fijación.	$m^2$	6955.00	6,630.82	46'117,353
Importe total :				621'003,363

## Capítulo IV

### Análisis comparativo.

En este capítulo se realizará el análisis comparativo entre los dos tipos de estructuras.

#### a) Costos.

Como se puede observar en los presupuestos anteriores de cada estructura. El costo más económico resultó ser el de la estructura con elementos de concreto presforzado y reforzado.

En el presente estudio los precios se obtuvieron directamente en el mercado, por esta razón es probable que los costos que obtengan empresas especializadas en este tipo de estructuras sean menores.

Es importante mencionar, que las estructuras con concreto presforzado son muy competitivas económicamente.

#### b) Ejecución.

Existen varios puntos determinantes para decidirse que tipo de estructura utilizar. El tiempo de ejecución de que se pueda disponer en la construcción es de tomarse muy en cuenta, ya que de ello depende el costo de la obra.

En el análisis comparativo, los dos tipos de estructuras, presentan ventajas e inconvenientes que se mencionarán a continuación:

##### 1) La prefabricación de elementos.

La prefabricación de elementos de concreto presforzado permite tener en existencia los elementos que sean necesarios en un tiempo menor a los de la estructura metálica.

##### 2) La rapidez de montaje.

El hecho de que los elementos de concreto presforzado sean pre-construidos permite una rápida colocación al igual que las estructuras metálicas. Pero será un poco menor el tiempo de ejecución para elementos presforzados.

Existen otros puntos importantes que afectan el tiempo de ejecución, como es el transporte, los suministros, etc., que son factores decisivos para que aumente ó disminuya el tiempo de ejecución.

c) Durabilidad.

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

Las estructuras de acero con mantenimiento adecuado durarán indefinidamente.

En los miembros estructurales bajo cargas normales, se desarrollan concentraciones de esfuerzos en varios puntos, la naturaleza dúctil de los aceros estructurales, les permite fluir localmente en dichos puntos, previniendo fallas prematuras.

## CONCLUSIONES

## Conclusiones.

Para poder dar una buena solución al problema, debemos de analizar todas y cada una de sus características, así como sus propios requerimientos. Entre los aspectos que más debemos cuidar están los siguientes:

- 1) En cuanto a funcionalidad de una estructura con respecto a la otra, es la misma, ya que técnicamente cumplen los requisitos de servicio.
- 2) En cuanto al aspecto económico es importante definir que la mejor opción no es el más barato, sino el que mejor resuelva nuestro problema a corto plazo y a largo plazo.
- 3) El tiempo de ejecución, en ocasiones será el punto básico a considerar para la solución del problema.
- 4) La vida útil de la obra, es necesario considerar este aspecto al decidir por el tipo de estructura a emplear en la solución del problema, ya que el costo de mantenimiento depende mucho de ello.

Evaluada los puntos anteriores, se llega a la conclusión de inclinarse por la construcción de la estructura de elementos de concreto presforzado.

## Bibliografía.

- 1.- Análisis estructural  
Rodolfo White, R.S.I., México 1979.
- 2.- Aspectos fundamentales del concreto reforzado.  
Gonzalez Cuevas, F. Robles, J. Casillas.  
Limusa, México 1983.
- 3.- Concreto reforzado en ingeniería  
B.E. Bresler, Limusa México 1981.
- 4.- Diseño de estructuras de acero  
Bresler.
- 5.- Concreto presforzado  
Harbey, Khachaturian, Diana México 1979.
- 6.- Diseño de estructuras de concreto presforzado.  
Wilson, Limusa México 1982.
- 7.- Estructuras de acero, comportamiento y diseño.  
Ing. Oscar De Buen.
- 8.- Diseño y construcción de estructuras de concreto  
Título IV del RCDF, Instituto de ingeniería UNAM 401  
México 1977.
- 9.- Manual de diseño por sismo  
Título IV del RCDF, Instituto de ingeniería UNAM 406  
México 1977.
- 10.- Manual de diseño por viento.  
RCDF, Instituto de ingeniería UNAM 407  
México 1977.
- 11.- Steel structures  
W. Mc Guire, prentice hall, Cenedá 1975.
- 12.- Manual of steel construction  
American institute of steel construction, inc.  
New York, seventh edition 1973.
- 13.- Costo y tiempo en edificación  
C. Suarez Salazar, Limusa México 1980.
- 14.- Estimación de los costos de construcción  
Robert L. Peurifoy, Diana México 1983.