

2 Ecom

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
"ARAGON"  
Escuela de Ingeniería

"DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON GRUAS  
VIAJERAS"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE;  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A :

URIEL EDUARDO HIDALGO CASTELLANOS



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## CONTENIDO.

<b>NOMENCLATURA.</b>	<b>1</b>
<b>I.- INTRODUCCION.</b>	<b>1</b>
I.1).- Especificaciones.	
I.2).- Descripción del proyecto.	<b>2</b>
<b>II.- ESTRUCTURAMIENTO.</b>	<b>8</b>
II.1).- Marcos.	
II.2).- Puntales.	<b>9</b>
II.3).- Columnas Secundarias.	<b>10</b>
II.4).- Largueros.	<b>13</b>
II.5).- Contravientos.	
II.6).- Ménsulas.	<b>15</b>
II.7).- Apoyos.	
<b>III.- SOLICITACIONES ACTUANTES.</b>	<b>17</b>
III.1).- Cargas Muertas.	
III.2).- Cargas Vivas.	
III.3).- Cargas Accidentales.	
III.4).- Cargas en la estructura.	<b>18</b>
III.5).- Combinaciones de carga para diseño.	<b>28</b>
<b>IV.- ANALISIS Y DISEÑO DE MARCOS PRINCIPALES.</b>	
IV.1).- Análisis estructural de marcos.	<b>30</b>
IV.2).- Diseño de columnas.	<b>45</b>
IV.3).- Diseño de armaduras principales.	<b>58</b>
IV.4).- Diseño de ménsulas.	<b>68</b>
IV.5).- Diseño de placas de base y anclas.	<b>72</b>
IV.6).- Conexiones.	<b>81</b>
<b>V.- ANALISIS Y DISEÑO DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.</b>	
V.1).- Análisis de Trabe Carril.	<b>105</b>
V.2).- Diseño de la Trabe Carril.	<b>113</b>

V.3).- Análisis y diseño por Viento (Dirección Longitudinal).	126
V.4).- Largueros de cubierta.	145
VI.- CONCLUSIONES.	150
BIBLIOGRAFIA.	152

# NOMENCLATURA.

## NOMENCLATURA.

- $A$  Area transversal de un elemento, ( $\text{cm}^2$ ).
- $A_e$  Area transversal efectiva de un elemento, ( $\text{cm}^2$ ).
- $A_f$  Area transversal del patín en compresión, ( $\text{cm}^2$ ).
- $A_{st}$  Area de la sección transversal del atesador, ( $\text{cm}^2$ ).
- $A_w$  Area transversal del alma, ( $\text{cm}^2$ ).
- $E$  Módulo de elasticidad del acero,  $2.1(10)^6 \text{ Kg/cm}^2$ .
- $F_a$  Esfuerzo permisible en miembros prismáticos sujetos a com presión axial en ausencia de momento flexionante, ( $\text{Kg/cm}^2$ ).
- $F_b$  Esfuerzo permisible en miembros prismáticos sujetos a fle xión en ausencia de carga axial, ( $\text{Kg/cm}^2$ ).
- $F_p$  Esfuerzo permisible al aplastamiento, ( $\text{Kg/cm}^2$ ).
- $F_t$  Esfuerzo permisible para tensión axial, ( $\text{Kg/cm}^2$ ).
- $F_v$  Esfuerzo permisible para cortante, ( $\text{Kg/cm}^2$ ).
- $F_y$  Límite elástico del acero, ( $\text{Kg/cm}^2$ ).
- $I$  Momento de inercia de la sección, ( $\text{cm}^4$ ).
- $K$  Factor para determinar la longitud efectiva de miembros prismáticos.
- $L$  Longitud total de un elemento, (m, cm, mm).
- $L_e$  Longitud efectiva de un miembro, (m, cm, mm).
- $M$  Momento flexionante, (T-m, Kg-cm).
- $P$  Carga concentrada, (Ton, Kg).
- $R$  Reacción en el apoyo, (Ton, Kg).
- $S$  Módulo de sección. ( $\text{cm}^3$ ).

- T** Fuerza de tensión, (Ton, Kg).
- V** Fuerza cortante, (Ton, Kg).
- a** Distancia libre entre atiesadores transversales, (cm, mm).  
Dimensión paralela a la dirección del esfuerzo, (cm, mm).
- b** Ancho del elemento en estudio, (cm, mm).  
Dimensión normal a la dirección del esfuerzo, (cm, mm).
- b<sub>f</sub>** Ancho del patín de miembros rolados o armados, (cm, mm).
- d** Profundidad o peralte de trabes roladas o armadas, (cm, mm).
- f<sub>a</sub>** Esfuerzo a compresión axial actuante, (Kg/cm<sup>2</sup>).
- f<sub>b</sub>** Esfuerzo por flexión actuante, (Kg/cm<sup>2</sup>).
- f'<sub>c</sub>** Esfuerzo resistente a compresión del concreto, (Kg/cm<sup>2</sup>).
- f<sub>t</sub>** Esfuerzo a tensión actuante, (Kg/cm<sup>2</sup>).
- f<sub>v</sub>** Esfuerzo cortante actuante, (Kg/cm<sup>2</sup>).
- h** Distancia entre los patines de una sección, (cm, mm).
- l** Distancias parciales, (cm, mm).
- r** Radio de giro de la sección en estudio, (cm).
- t** Espesor de los elementos (rolados o armados), (cm, mm).
- t<sub>f</sub>** Espesor del patín, (cm, mm).
- t<sub>w</sub>** Espesor del alma, (cm, mm).
- w** Carga distribuida uniformemente en una longitud, (Kg/m).
- x** Subíndice que relaciona el símbolo respecto al eje X-X'.
- y** Subíndice que relaciona el símbolo respecto al eje Y-Y'.
- δ** Desplazamiento actuante, (cm, mm).
- δ<sub>a</sub>** Desplazamiento permisible, (cm, mm).
- σ** Esfuerzo actuante, (Kg/cm<sup>2</sup>).

$\sigma_a$  Esfuerzo permisible, ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).

La nomenclatura anterior, es la más común; sin embargo, habrá otras que también se utilicen en este trabajo, pero que, por ser casos particulares, se explican donde corresponden.



## I.- INTRODUCCION.

## I.- INTRODUCCION.

El ingeniero de estructuras se ocupa de la planeación, diseño, construcción y operación de muchos tipos de obras para una gran variedad de objetivos; su propósito fundamental es lograr una estructura económica y segura. Para alcanzar esta meta, el diseñador debe tener un conocimiento completo de las propiedades de los materiales, del comportamiento, mecánica y análisis estructural, y de la relación entre la distribución y la función de una estructura; debe tener, también, una apreciación clara de los valores estéticos, además de cumplir con ciertos reglamentos o normas, que son decretados por los gobiernos federales, estatales, municipales o locales, y someterse a las especificaciones en vigor.

### I.1).- ESPECIFICACIONES.

Son dictadas por organizaciones afines, generalmente por medio de comisiones nombradas para este objeto. Representan una opinión colectiva de las mejores prácticas de ingeniería, las cuales están cambiando continuamente debido a conocimientos nuevos obtenidos mediante pruebas, desarrollos teóricos y experimentos. Son siempre elaboradas con el objeto de proporcionar estructuras seguras dentro de límites razonables de economía.

Puede decirse que las especificaciones se dividen en tres tipos principalmente y que son:

#### I.1.a).- ESPECIFICACIONES DE PROYECTO.

Estas, junto con los planos, suministran información completa referente a las características y propiedades o requisitos precisos que requiere un proyecto para cumplir con el objetivo para el cual fué planeado.

### I.1.b).- ESPECIFICACIONES DE MATERIALES.

Norman las condiciones que deben cumplir los materiales en cuanto a su calidad, estableciendo para ello una serie de recomendaciones y reglas estandar para el ensaye e interpretación de resultados para los materiales utilizados en la construcción.

En la actualidad, las normas estandar que rigen el control de calidad en los materiales son las siguientes:

Sociedad Americana para Ensaye de Materiales, (ASTM).

Asociación Americana de Normas, (ASA).

Dirección General de Normas, (DGN).

### I.1.c).- CODIGOS Y ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.

Dictan los límites de tolerancia máximos y mínimos para que un elemento estructural funcione adecuadamente, en cuanto a las solicitaciones actuantes en la estructura, esfuerzos, deformaciones y conexiones.

Las especificaciones generales más ampliamente aceptadas para las edificaciones de acero son las del Instituto Americano para la Construcción de Acero (AISC) y para las de concreto son las del Instituto Americano del Concreto (ACI), así como también las normas de los reglamentos para la construcción del Departamento del Distrito Federal (DDF) y de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) para ambos tipos.

## I.2).- DESCRIPCION DEL PROYECTO.

### I.2.a).- DESCRIPCION GENERAL.

El presente trabajo consiste en el diseño estructural de una NAVE INDUSTRIAL metálica, cuyas dimensiones totales son 52.72 m en un sentido, al que llamaremos de las LETRAS, y

58.00 m en el sentido transversal al anterior, que denominaremos de los NUMEROS, teniendo así una superficie cubierta de 3,057.76 m cuadrados. La altura libre será de 18.50 m.

Se han definido 3 ejes que corresponden a las letras A, B y C, con distancias entre sí de 26.36 m, siendo el eje B el de simetría en ese sentido, mientras que en el sentido de los números se han dispuesto los ejes del 1 al 8, con una separación entre sí de 8.00 m, con excepción del entreeje 3-4 - que mide 10.00 m, siendo ahí donde se localiza el acceso a la nave (ver figuras I.1 y I.2).

Es una estructura cerrada con muros de fachada a base de lámina metálica, los que se localizan sobre los ejes A, C, 1 y 8; albergará equipo pesado para la fabricación de turbinas y equipos industriales en general, como son: Un torno vertical, una mandriladora, una roladora, un horno, posicionadores, etc.

#### I.2.b).- GRUAS VIAJERAS.

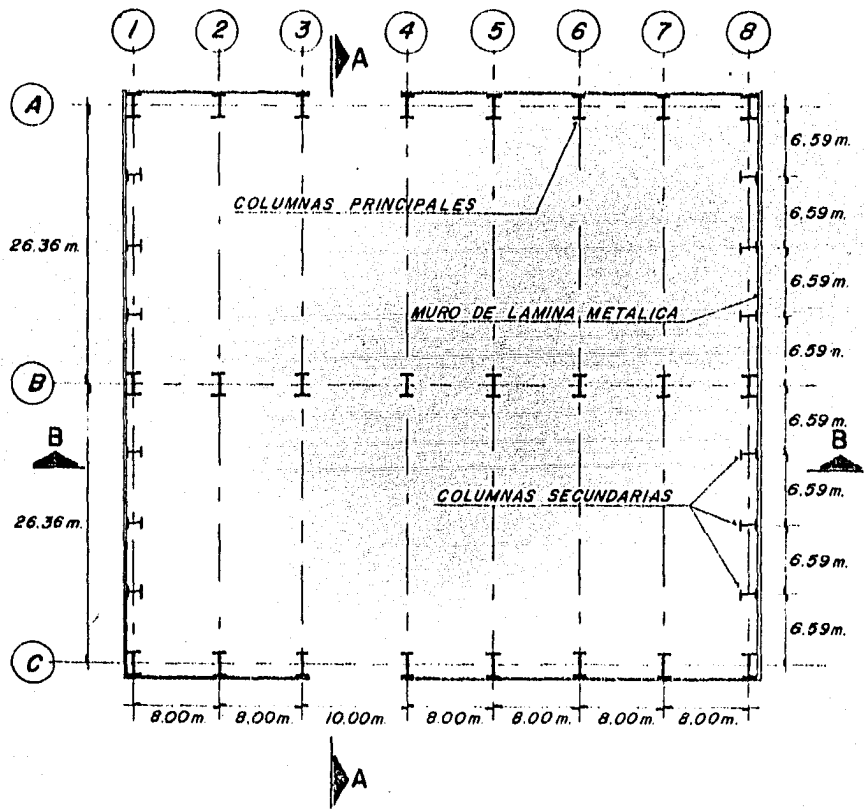
Con la finalidad de efectuar operaciones de carga y descarga dentro de la nave, se proyectaron unas grúas viajeras de gancho con diferentes capacidades de carga, que varían de 25, 50 y 100 Toneladas.

En el entreeje A-B se localiza una grúa de 100 Ton a una altura libre de 15.00 m y una de 50 Ton a una altura de 10.50 m.

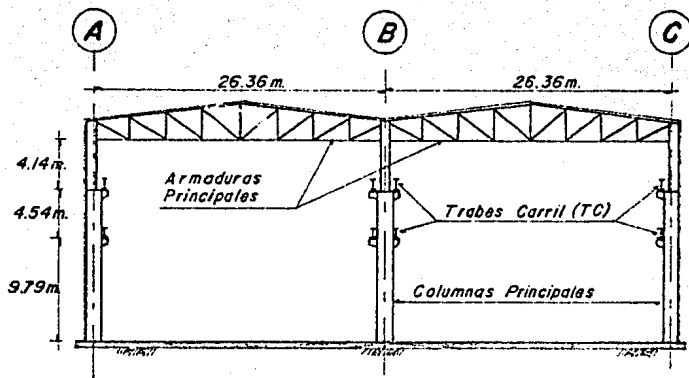
En el entreeje B-C se ubica una grúa de 100 Ton a una altura libre de 15.00 m, y a 10.50 m otra de 25 Ton (ver figura I.3).

#### I.2.c).- ILUMINACION.

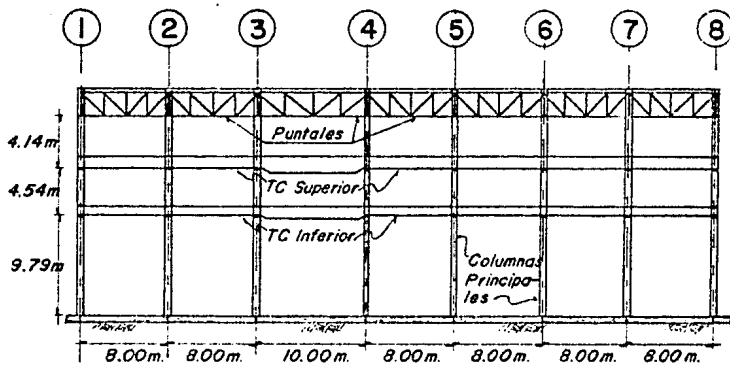
La iluminación será tanto natural como artificial, la primera a base de lámina traslúcida dispuesta en la cubierta



**FIG. I. I (PLANTA DE COLUMNAS)**

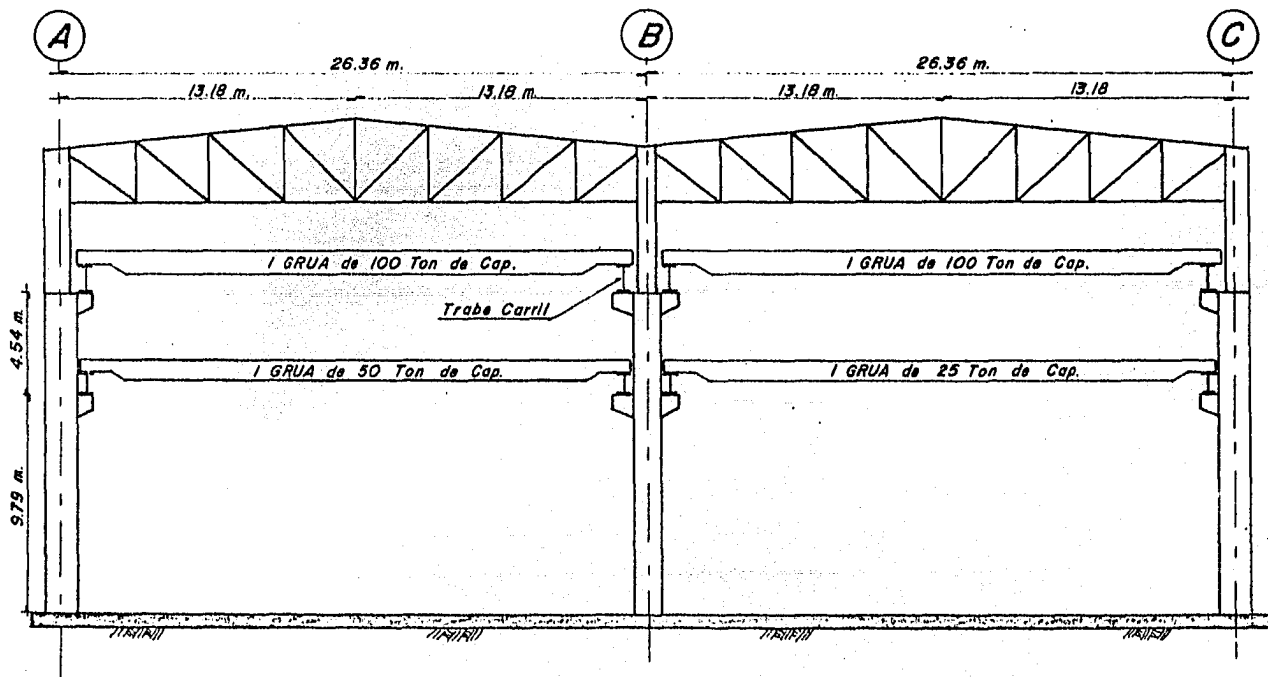


CORTE A-A



CORTE B-B

FIG. I. 2 (CORTES)



**FIG. I. 3** (LOCALIZACION DE GRUAS VIAJERAS)

y fachadas, con una distribución adecuada para proporcionar una iluminación óptima; la segunda, será definida mediante un estudio de iluminación y proporcionada por lámparas incandescentes.

I.2.d).- VENTILACION.

Será por ventilación natural, suministrada por persianas en las fachadas para permitir una buena circulación del aire fresco, y por ventiladores de techo o gravedad para dar salida al aire caliente, el cual tiende a subir.



## II.- ESTRUCTURAMIENTO.

## II.- ESTRUCTURAMIENTO.

Es la definición de la elección y posición adecuada de los elementos que proporcionan la estabilidad de una estructura a fuerzas gravitacionales y accidentales, de tal forma que sean funcionales, de fácil procedimiento constructivo, rapidez en su ejecución y que proporcionen en conjunto una estructura ligera y resistente que redunde en la economía del proyecto.

Las cargas pueden soportarse con menos material cuando los miembros estructurales principales están sujetos a fuerzas directas y no a flexión. Factores tales como claros largos, acciones sísmicas o de viento, deben tomarse en cuenta en la elección del tipo de estructuramiento de un proyecto.

Otro aspecto muy importante para determinar el tipo de estructuración es la factibilidad de la maquinaria, mano de obra y de los materiales de construcción.

Después de un estudio en el cual se tomaron en consideración los puntos antes expuestos, se definió el estructuramiento para el proyecto en estudio a base de:

### II.1).- MARCOS.

Es la combinación de elementos estructurales, de traveses principales y columnas, para formar una estructura rígida. Son en conjunto las partes de la estructura que resisten las cargas estáticas, así como las fuerzas accidentales provocadas por sismos o vientos; además, son las que transmiten las sollicitaciones de la estructura a la cimentación.

#### II.1.a).- TRABES PRINCIPALES.

Son parte de un marco, soportan sus cargas principalmente a flexión, no importa su forma o sección transversal.

Para la nave industrial que nos ocupa, se propusieron trabes de alma abierta a dos aguas formando armaduras tipo -- Pratt cuadrangular de 26.36 m de longitud a ejes de columnas, con pendiente del 10% en la cuerda superior y la cuerda inferior horizontal. La modulación de las armaduras se efectuó -- considerando la combinación de diagonales y montantes verticales con separaciones entre nudos de 3.29 m horizontalmente y con peraltes de 2.43 m en el eje de columnas y de 3.75 m en la cumbrera. Ver figura II.1.

#### II.1.b).- COLUMNAS PRINCIPALES.

Son miembros del marco que soportan sus cargas principales en compresión, flexión y cortante.

Los empujes longitudinales producidos por las grúas viajeras durante un arranque o frenaje, inducen a las columnas efectos torsionales dada la excentricidad de los apoyos, por lo que se consideró necesario definir una sección de columna que tuviera rigidez a la torsión y a la vez facilitara la conexión de los elementos transversales y longitudinales a estas. Estos requisitos fueron cumplidos con una sección compuesta por cuatro placas soldadas formando parcialmente un cajón al tercio intermedio de los patines, como se muestra en el Plano No. 4 del anexo.

#### II.2).- PUNTALES.

Son elementos estructurales que se diseñan para trabajar por carga axial. Proporcionan en conjunto con los tensores o contravientos, arriostramientos laterales en los elementos, restringiendolos del pandeo lateral producido por la flexión o del pandeo por carga axial de compresión.

En la estructura en estudio se distinguen dos tipos de puntales de acuerdo a su función de arriostar armaduras principales de cubierta y columnas principales.

### II.2.a).- PUNTALES DE CUBIERTA.

Estos puntales están constituidos por armaduras transversales a las principales, cuya función es arriostrar contra desplazamientos laterales las cuerdas superior e inferior de las armaduras principales y rigidizar la estructura de cubierta contra los efectos de cargas laterales producidas por empujes de grúas, de vientos o sismos, formando en conjunto con los contravientos un diafragma resistente en la cubierta, ver figura II.1.

### II.2.b).- PUNTALES EN COLUMNAS.

Los marcos en dirección transversal, ejes números, -- tienen estabilidad lateral propia por su rigidez en los nudos superiores trabe-columna; sin embargo, en la dirección longitudinal, ejes letras, estos marcos no presentan rigidez contra los desplazamientos laterales, ya que para tal efecto se requiere de elementos peraltados tanto en las trabes como en las columnas, que incrementan el costo de la obra.

El proyecto permitió la colocación de contravientos - en un plano vertical y con ello la necesidad de elementos horizontales que tomaran la fuerza de compresión, producto de los empujes de las grúas, viento longitudinal o de sismo. Lo anterior originó la utilización de puntales a base de una armadura en la parte superior y dos puntales más intermedios de sección I, como se muestra en la figura II.2.

### II.3).- COLUMNAS SECUNDARIAS.

Para cubrir perimetralmente la nave se requiere salvar claros de 26.36 m en los ejes cabeceros que resistan los empujes laterales de viento. Esta dimensión da como resultado el uso de secciones con peraltes considerables, que resultan antieconómicas. La solución que se propone para evitar el uso de secciones excesivas es el estructuramiento a base de columnas

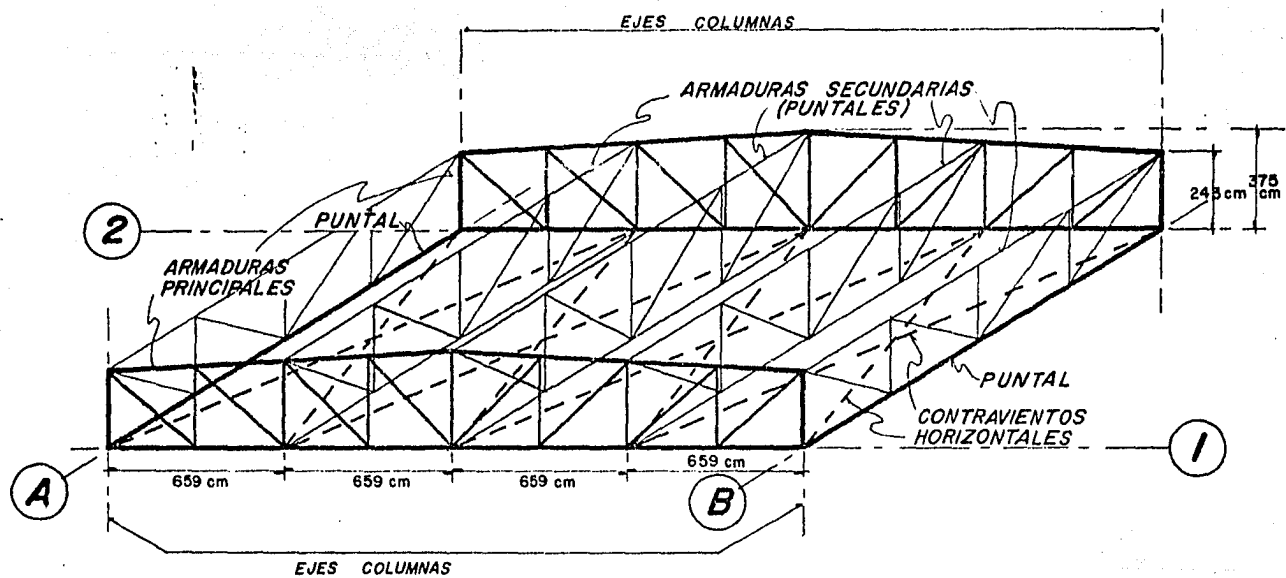
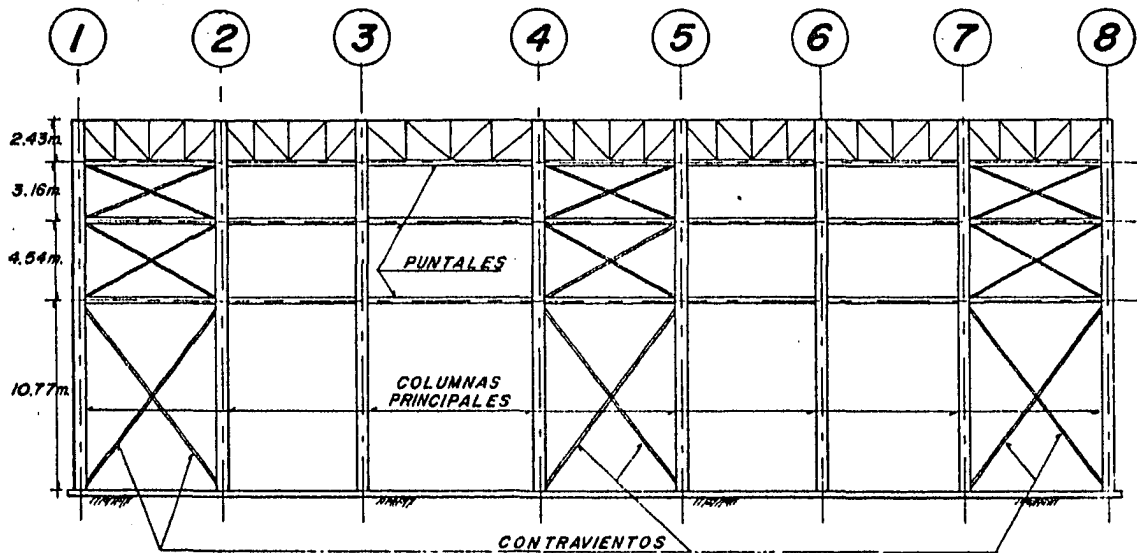


FIG. II. | (ISOMETRICO PARCIAL DE CUBIERTA)



**FIG. II. 2 (CONTRAVENTEO VERTICAL)**

nas secundarias apoyadas en la cimentación y en la cubierta de la nave. En estas columnas secundarias se apoyan los largueros que soportan la lámina de fachada, así como los empujes del viento. Por predominar el efecto lateral sobre estas columnas, se decidió por secciones tipo I, por ser la más adecuada para resistir los efectos de fuerzas transversales. El pandeo lateral producto de la flexión en estas columnas se evitó con puntales y contravientos laterales. La localización en planta de estas columnas se muestra en la figura I.1 y en elevación en la figura II.3.

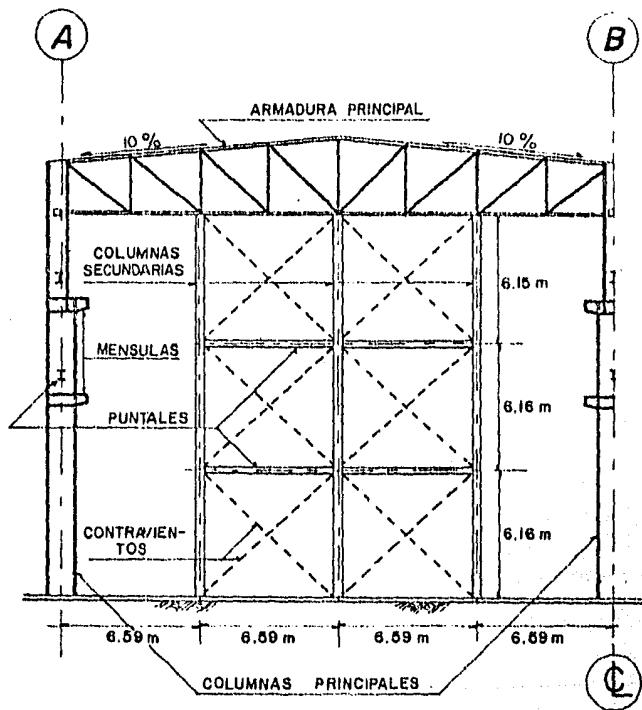
#### II.4).- LARGUEROS.

Son elementos secundarios que reciben las cargas gravitacionales y de viento en la cubierta y en fachadas, trabajan a flexión en dos direcciones. En largueros de fachada, soportan la fuerza lateral de viento como efecto principal y su peso propio más el de la lámina del muro en forma vertical como efecto secundario. En largueros de cubierta, soportan la carga vertical de la lámina y su peso propio, así como la carga viva y succión del viento, como acción principal, pero debido a la inclinación de la cubierta, estas fuerzas producen efectos de flexión en dos direcciones ortogonales a la sección del larguero.

Como largueros en cubierta y fachadas se propusieron elementos ligeros de tipo Mon-Ten, por facilidad y rapidez de ejecución.

#### II.5).- CONTRAVIENTOS.

Son elementos estructurales trabajando a tensión, que en conjunto con los puntales rigidizan una estructura, con la consecuente restricción de los desplazamientos laterales de los elementos, y que trabajan por efectos de cargas accidentales y permanentes.



**FIG. II. 3 (ESTRUCTURACION EJES 1 y 8)**



En las figuras II.1 y II.2 se muestran los contravientos en cubierta y en columnas respectivamente.

#### II.5.a).- CONTRAVIENTOS EN CUBIERTA.

Estos elementos rigidizan el diafragma de cubierta en conjunto con los puntales y arriostran la cuerda superior e inferior de las armaduras principales. Son elementos estructurales a base de barras circulares lisas.

#### II.5.b).- CONTRAVIENTOS EN COLUMNAS.

Su función es similar al anterior, y la diferencia es que estos rigidizan a las columnas en dirección longitudinal directamente, restringiendo los desplazamientos laterales y -- transmitiendo las fuerzas de viento a la cimentación. Los contravientos en columnas fueron propuestos a base de ángulos para proporcionar mayor rigidez.

#### II.6).- MENSULAS.

Son elementos para soportar cargas gravitacionales -- excéntricas, es decir, que no actúan en el centro de las columnas. La finalidad de estas ménsulas es proporcionar a las trabes carril (para las grúas viajeras) un apoyo sobre las columnas.

#### II.7).- APOYOS.

Pensando en que la cimentación sería a base de zapatas aisladas independientes de la cimentación de los equipos en su interior, se ha idealizado como articulaciones la base de los marcos, en las uniones zapata-columna. Para proporcionarle estabilidad a la estructura en el sentido de los números, se utilizaron marcos rígidos con nudos lo suficientemente rígidos en las uniones columna-armadura, de manera que trabajen en conjunto, como un elemento continuo. Estas juntas rígidas

*gidas restringirán los desplazamientos laterales.*

*En sentido longitudinal tenemos tres marcos, articulados en todos sus nudos, que corresponden a los ejes A, B y C.*

*Debido a la existencia teórica de articulaciones en la base de los marcos, su estabilidad se logra por medio de contravientos verticales, los que absoven los efectos de viento o sismo y reducen los desplazamientos provocados por las fuerzas laterales.*

**III.- SOLICITACIONES  
ACTUANTES.**

---

---

### III.- SOLICITACIONES ACTUANTES.

Para diseñar cualquier elemento estructural, antes que nada se deben determinar satisfactoriamente las cargas o fuerzas a que va a estar sujeto dicho elemento, ya que su diseño óptimo depende de esta determinación; así pues, tenemos varios tipos de solicitaciones, tales como:

#### III.1).- CARGAS MUERTAS.

Es el peso de los materiales que va a soportar el elemento, así como su peso propio; esta carga puede precisarse como permanente, tanto en cantidad como en localización, se determinan básicamente por medio de los pesos específicos de los materiales.

#### III.2).- CARGAS VIVAS.

Es debida a cargas de posición variable relativamente duraderas. No es posible determinar la localización exacta de ellas, ni tampoco su peso, son cargas como el peso de personas, objetos cuya carga y posición no tienen un lugar definido.

#### III.3).- CARGAS ACCIDENTALES.

Son cargas o fuerzas que se presentan ocasionalmente, que no son permanentes, las más comunes son:

##### III.3.a).- VIENTO.

Provoca un empuje y/o succión sobre las superficies en las que actúa.

##### III.3.b).- SISMO.

Se presenta como una aceleración en la base de la estructura que le produce fuerzas de inercia durante un movimiento telúrico.

### III.3.c).- IMPACTO.

Es una fuerza instantánea que provoca vibraciones en la estructura o sobrecarga en los elementos.

Pueden existir otras fuerzas o cargas que convenga -- considerar, dependiendo del tipo de estructura, su importancia y finalidad; como es el empuje longitudinal y transversal de las grúas.

Es preciso tener un amplio conocimiento sobre el uso que se hará de la estructura, para así poder determinar adecuadamente las sollicitaciones actuantes y los métodos de análisis que se vayan a aplicar.

### III.4).- CARGAS EN LA ESTRUCTURA.

Para el análisis estructural de este proyecto, se consideraron los siguientes valores para las cargas aplicadas.

#### III.4.a).- CARGAS MUERTAS.

Lámina Zintro o similar	10 Kg/m <sup>2</sup>
Estructura (Peso propio)	40 Kg/m <sup>2</sup>
Puente G <sub>100</sub>	61,200 Kg.
Carro G <sub>100</sub>	29,600 Kg.
Puente G <sub>50</sub>	44,400 Kg.
Carro G <sub>50</sub>	10,300 Kg.
Puente G <sub>25</sub>	24,400 Kg.
Carro G <sub>25</sub>	5,800 Kg.

En general, debe considerarse un peso volumétrico del acero =  $7,850 \text{ Kg/m}^3$ , clasificación A-36.

### III.4.b).- CARGAS VIVAS.

Basándonos en los valores proporcionados por el reglamento de Construcción del D.F., publicación 1977, 4a. Ed., Artículo No. 227.

	Mínimo	Máximo
Cubiertas con pendiente menor que el 5%	$70 \text{ Kg/m}^2$	$100 \text{ Kg/m}^2$
Cubiertas con pendiente mayor que el 5% pero menor que 20%	$20 \text{ Kg/m}^2$	$60 \text{ Kg/m}^2$
Cubiertas con pendientes mayores que el 20%	$20 \text{ Kg/m}^2$	$30 \text{ Kg/m}^2$

Además, tenemos consideradas como cargas vivas las capacidades de las grúas.

$G_{100}$	100 Ton
$G_{50}$	50 Ton
$G_{25}$	25 Ton

### III.4.c).- CARGAS ACCIDENTALES.

Las cargas accidentales que nos preocupan son principalmente:

#### VIENTO.

A las fuerzas producidas por el viento, actuando sobre una superficie, se les conoce como presiones de viento; cuando estas presiones actúan directamente sobre una superficie (barlovento), se le llama "empuje", mientras que del otro la-

do de esa superficie (sotavento), produce efectos de "succión"

Es obvio que el viento puede actuar en cualquier dirección sobre la estructura; sin embargo, básicamente se analizan las estructuras para efectos ortogonales entre sí, ya que cualquier otra dirección en que actúe el viento, puede descomponerse en sus componentes normales entre sí.

Esas presiones están determinadas en función de:

- a).- Localización geográfica,
- b).- Probabilidad de excedencia,
- c).- Topografía en la vecindad de la estructura, y
- d).- Características de la estructura.

La presión que ejerce el viento sobre una estructura está dada mediante la expresión:

$$p = 0.0048GCV_d^2$$

donde:  $C$  = Coeficiente de empuje.

$p$  = Presión (+) o succión (-) debida al viento, ( $\text{Kg/m}^2$ )

$V_d$  = Velocidad de diseño, ( $\text{Km/hr}$ )

$G$  = Factor de reducción de densidad de la atmósfera, a la altura  $h$  ( $\text{Km}$ ) sobre el nivel del mar.

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

Generalmente, el valor del coeficiente  $C$ , se toma como +0.75 para empujes y -0.68 para succiones.

La velocidad de diseño, se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_d = F_r V_x$$

- donde:  $F_r$  = Factor de ráfaga.  
 = 1.3 para estructuras Tipo 2 y 3.  
 = 1.0 para estructuras Tipo 1.
- $V_x$  = Velocidad del viento a la altura  $x$  (m) sobre el  
 el nivel del terreno, (Km/hr).  
 =  $V_b (x/10 \text{ m})^a$
- $V_b$  = Velocidad básica (a 10 m sobre el terreno)
- $a$  = Factor que está en función de la topografía del  
 lugar, su valor se toma de la Tabla III.1.

TIPO DE TERRENO	$a$
LITORAL	0.14
CAMPO ABIERTO (INTERIOR)	0.14
TERRENOS SUBURBANOS	0.22
CENTRO DE GRANDES CIUDADES	0.33

TABLA III.1

La velocidad básica del viento depende de la velocidad regional, según puede apreciarse en la siguiente expresión:

$$V_b = KV_r$$

donde:  $K$  = Factor que depende de la topografía circundante,  
 de la zona donde se localiza la estructura. Su -  
 valor se determina de la Tabla III.2.

$V_r$  = Velocidad regional, (Km/hr).

La velocidad regional se determina en base a la clasi-



<i>TOPOGRAFIA</i>	<i>K</i>
MUY ACCIDENTADA, COMO EL CENTRO DE CIUDADES IMPORTANTES.	0.70
ZONAS ARBOLADAS, LOMERIOS, BARRIOS RESIDENCIALES O INDUSTRIALES.	0.80
CAMPO ABIERTO, TERRENO PLANO	1.00
PROMONTORIOS	1.20

TABLA III. 2

<i>ZONA EOLICA</i> (FIG. III.1)	<i>VELOCIDAD REGIONAL</i>	
	<i>ESTRUCTURAS GRUPO</i>	
	<i>B (Tr=50)</i>	<i>A (Tr=200)</i>
1	90 Km/hr	105 Km/hr
2	125 /	150 /
3	115 /	125 /
4	160 /	185 /
5	80 /	90 /
6	150 /	170 /
7	80 /	95 /

*Tr = Tiempo de Recurrencia, (Años).*

TABLA III. 3

ficación de la estructura, la cual se realiza considerando el grado de seguridad aconsejable para ella; es como a continuación se enuncia.

#### GRUPO A.

Pertenecen a este grupo aquellas estructuras que, en caso de fallar, causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tales como plantas termoeléctricas, casa de máquinas, compuertas, obras de toma, torres de transmisión, subestaciones, centrales telefónicas, estaciones terminales de transporte, estaciones de bomberos, hospitales, escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, museos, y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura.

#### GRUPO B.

Pertenecen a este grupo las estructuras en las que el cociente entre el costo de una falla y el costo de incrementar la resistencia, es de magnitud moderada. Este es el caso de presas, plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, restaurantes, casas habitación, hoteles, edificios de apartamentos u oficinas, bardas cuya altura excede 2.5 m, y todas aquellas estructuras cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras construcciones de este grupo o del grupo A.

#### GRUPO C.

Pertenecen a este grupo estructuras en las que no es justificable incrementar su costo para aumentar su resistencia, ya que su falla por viento no implica graves consecuencias, ni puede, normalmente, causar daños a estructuras de los dos grupos anteriores. Ejemplos: bardas con altura menor

de 2.5 m, bodegas provisionales para construcción de obras -- pequeñas, etc.

### CASOS ESPECIALES.

En obras muy especiales, como plantas nucleares, el coeficiente de pérdidas por una falla entre el incremento en costo debido a un incremento en su resistencia es tan alto, que estas estructuras quedan fuera de la clasificación que antecede.

Además, existe otra clasificación, la cual se presenta a continuación:

#### TIPO 1.

Abarca estructuras poco sensibles a las ráfagas y a -- los efectos dinámicos del viento. Se incluyen explícitamente las siguientes construcciones:

a).- Edificios de habitación u oficinas con altura menor a 60 m.

b).- Bodegas, naves industriales, teatros, auditorios y otras construcciones cerradas, techadas con sistemas de arcos, traveses, armaduras, losas, cascarones u otros sistemas de cubiertas rígidas; es decir, que sean capaces de tomar las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría.

c).- Puentes y viaductos constituidos por losas, traveses, armaduras simples o continuas, o arcos.

#### TIPO 2.

Pertenecen a este tipo las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos períodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo las torres de transmisión atrantadas o en --

voladizo, arbotantes para iluminación, antenas, tanques elevados, bardas, parapetos, anuncios y, en general, las estructuras que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección viento.

### TIPO 3.

Estas estructuras reúnen todas las características del grupo 2, salvo que la forma de su sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Los vórtices ocasionan fuerzas transversales periódicas, susceptibles de sufrir amplificación dinámica excesiva. Podemos citar como ejemplos típicos: las chimeneas, cables en líneas de transmisión, puentes o tuberías colgantes, con períodos naturales menores de 2 s.

### TIPO 4.

Son de este tipo las estructuras que presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las siguientes:

- a).- Formas aerodinámicas inestables: líneas de transmisión en zonas sujetas a heladas, antenas parabólicas, etc.
- b).- Estructuras flexibles con varios períodos naturales próximos entre sí: cubiertas y puentes colgantes.
- c).- Estructuras con período natural mayores que 2 s.

El Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, proporciona un mapa de la República Mexicana (Figura III.1), en el cual regionaliza las velocidades de los vientos; sin embargo, si es posible obtener datos específicos de la velocidad del viento en el lugar (mediante una estación meteorológica local), tanto mejor; pero, basándonos en dicho mapa, procedemos a la obtención de la presión provo-

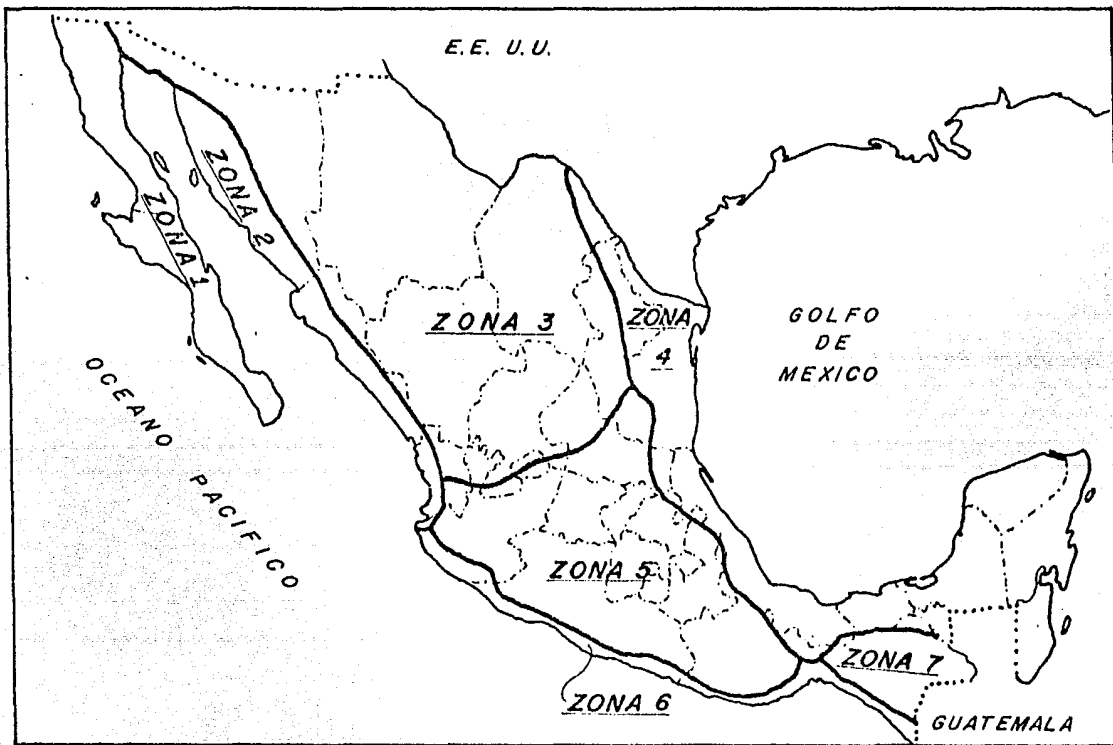


FIG III. I (REGIONALIZACION EOLICA)

cada por el viento en nuestra estructura.

Nuestra estructura pertenece al grupo B, correspondiendo al tipo 1, y se localiza dentro de la zona eólica número 3, con estas características, podemos determinar la velocidad regional y que es:

$$V_r = 115 \text{ Km/hr.} \quad (\text{Tabla III.3})$$

y de la fórmula para la obtención de la velocidad básica, tenemos:

$$V_b = K V_r$$

en nuestro caso,  $K = 1.0$ , ya que se encuentra en terreno plano a campo abierto, entonces la velocidad básica vale:

$$V_b = 1.0(115 \text{ Km/hr}) = 115 \text{ Km/hr.}$$

Esta velocidad se verá afectada debido a la altura de la estructura y a la posibilidad de la existencia de otras edificaciones de altura considerable, de tal manera que ahora tenemos una nueva velocidad del viento, dada por la expresión:

$$V_z = V_b (z/10 \text{ m})^a$$

y que en este caso,  $z = 21.00 \text{ m}$  y  $a = 0.14$ , entonces:

$$\begin{aligned} V_z &= 115 \text{ Km/hr} (21.00 \text{ m}/10 \text{ m})^{0.14} \\ &\approx 127.59 \text{ Km/hr} \end{aligned}$$

velocidad que a su vez será afectada por el factor de ráfaga para obtener la velocidad de diseño:

$$V_d = F_r V_z$$

como nuestra estructura es del tipo 1,  $F_r = 1.0$

La altura sobre el nivel del mar a que se encuentra la estructura en estudio es aproximadamente  $h = 2.1 \text{ Km}$ , entonces:

$$p = 0.0048CGV_d^2; \quad G = (8 + 2.1)/(8 + 2(2.1)) = 0.83$$

$$p = 0.0048C(0.83)(127.6 \text{ Km/hr})^2 = 64.87 \text{ Kg/m}^2$$

finalmente la presión de diseño será:

$$p = 65C \text{ Kg/m}^2.$$

#### SISMO.

Debido a que se trata de una estructura ligera, no será necesaria la revisión por este concepto.

#### IMPACTO.

De acuerdo con el Manual del AISC, sección 1.3.3, se considera un 25% más de la Carga Viva.

#### EMPUJE TRANSVERSAL.

Según la sección 1.3.4 del Manual del AISC, indica que se tomará el 20% de la suma de los pesos de la carga viva más el carro de la grúa.

#### EMPUJE LONGITUDINAL.

Se tomará como consecuencia del arranque o frenaje del puente de la grúa más pesada, cuyo valor es el 10% de la carga máxima que le produce dicha grúa (AISC, Secc. 1.3.4).

#### III.5).- COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO.

Según el manual AISC, Secc. 4.2, recomienda para grúas viajeras las siguientes combinaciones de carga para el análisis y diseño estructural.

1).-  $100\% (CM + CV) + 100\% (T) + 125\% (W)$ .

2).-  $100\% (CM) + 125\% (W) + 100\% (V)$ .

3).-  $100\% (CM) + 125\% (W) + 50\% (V) + 100\% (T)$ .

donde:  $CM =$  Carga Muerta.

$CV =$  Carga Viva.

$T =$  Fuerza transversal en la grúa más desfavorable.

$W =$  Peso de la grúa más pesada (cargada).

$V =$  Empuje y/o succión debida al viento.



## **IV.- ANALISIS Y DISEÑO DE MARCOS PRINCIPALES.**

IV.1).- ANALISIS  
ESTRUCTURAL  
DE MARCOS.

Una vez conocidas las fuerzas y cargas que actúan sobre un elemento (directas o reacciones de otros elementos), - podemos proponer secciones para el análisis del marco, con esto se obtienen el peso propio y rigideces de los elementos, - conocido como "análisis y diseño preliminar". Al obtener los resultados, los comparamos con los propuestos y si los valores no tienen diferencias considerables, se pueden tomar como buenas dichas secciones. En caso contrario, debe hacerse otro análisis y diseño, modificando lo necesario hasta llegar a resultados satisfactorios.

Así pues, una vez que se ha hecho el análisis y diseño preliminar, hechas también las modificaciones convenientes, realizamos el análisis definitivo.

El análisis definitivo lo llevamos a cabo por medio - de una computadora, la cual procesa la información que se le da, por el método de las rigideces, que es un método exacto.

En las figuras IV.1.a y b, así como en la Tabla IV.1, se muestran la topología y geometría de la información básica para el análisis por medio de un programa de computadora, el cual contempla todas las diferentes acciones posibles a las - que está sujeta la estructura.

Los datos de las fuerzas o cargas actuantes, pueden - observarse en las siguientes figuras:

En la figura IV.2, se tiene la Condición de Carga 1, correspondiente a la Carga Muerta, en la que se considera el peso propio de la estructura y el peso propio tributario para cada marco.

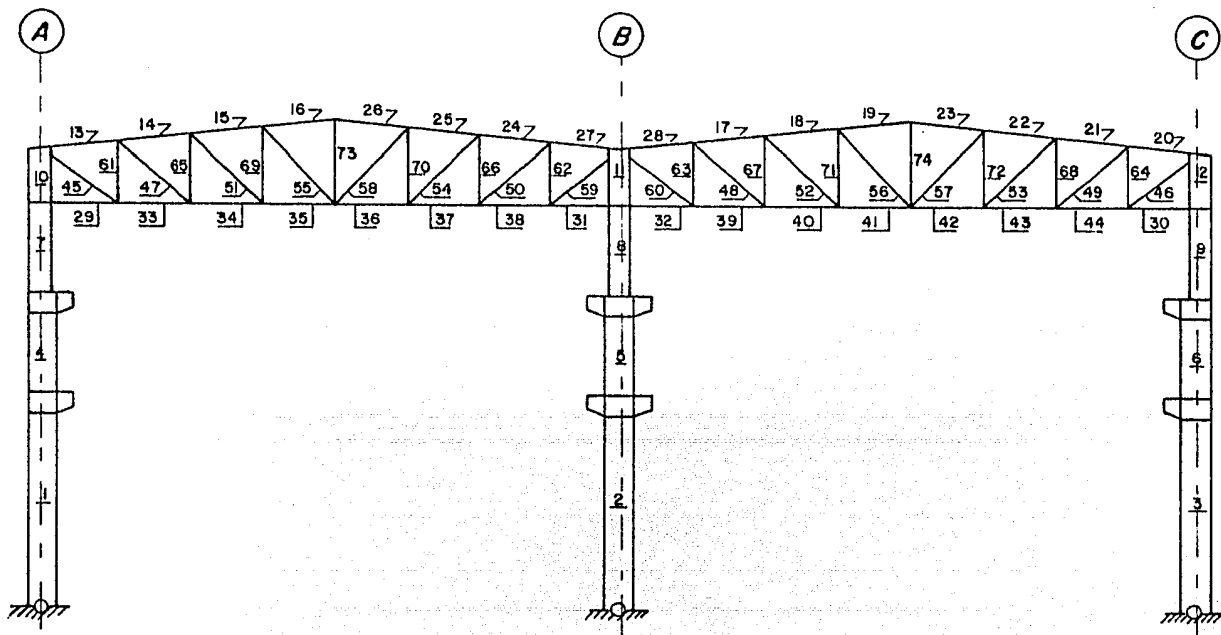


FIG. IV. I. a (BARRAS)

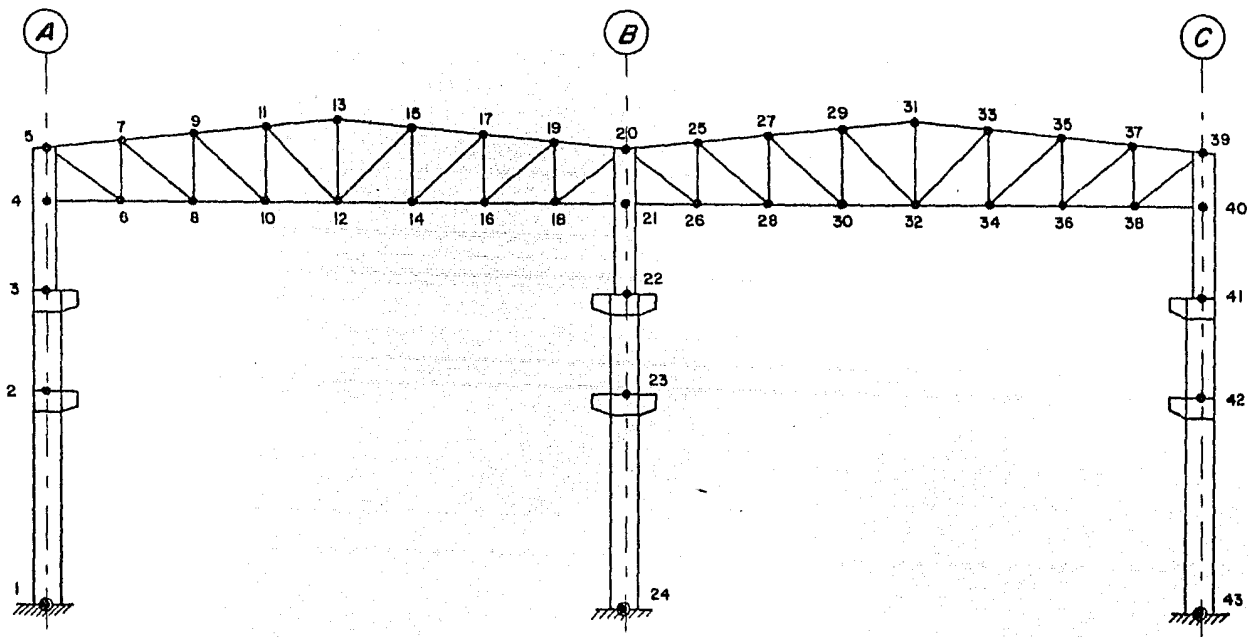


FIG. IV. I. b (NUDOS)

BARRA	$I_x$ (cm <sup>4</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	L (cm)	$\theta$		
1,2,3	1,283,153.21	541.93	979.20	90° 00'		
4,5,6			453.50			
7,8,9			414.30			
10,11,12			243.20			
13	674,794.39	464.52	298.00	5° 43'		
14,15,16			331.10			
17,18,19			298.00			
20			331.10			
21,22,23			282.64	-5° 43'		
24,25,26			282.64			
27			5,610.80	57.94	296.50	5° 43'
28					281.20	
29,30					329.50	
31,32					329.50	
33,34,35					0° 00'	329.50
36,37,38						
39,40,41						
42,43,44						
45	462.80	48.38			385.60	-39° 44'
46					385.60	39° 44'
47,48			429.90	-39° 44'		
49,50			429.90	39° 44'		
51,52	363.00	36.90	451.80	-43° 10'		
53,54			451.80	43° 10'		
55,56			474.90	-46° 04'		
57,58			474.90	46° 04'		
59	462.80	48.38	375.00	41° 24'		
60			375.00	-41° 24'		
61,62,63,64			276.20	90° 00'		
65,66,67,68			309.10			
69,70,71,72	342.10					
73,74	375.00					

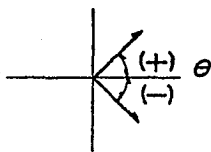


TABLA IV.1 (PROPIEDADES GEOMETRICAS)

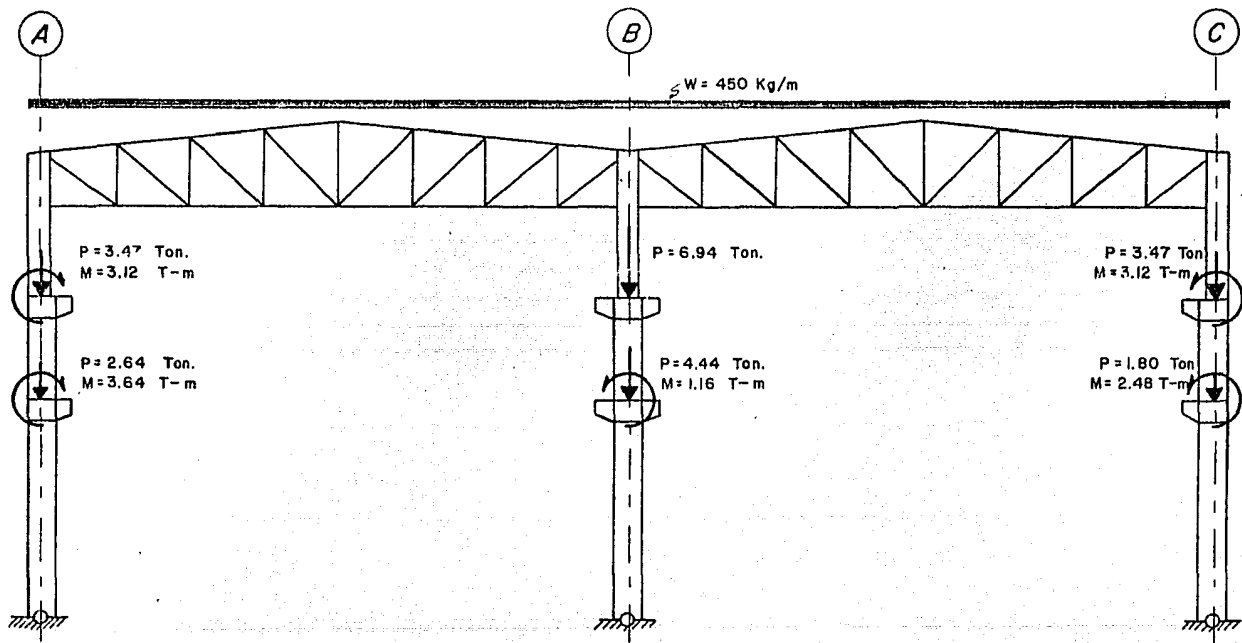


FIG. IV. 2 (CARGA MUERTA)

La figura IV.3 muestra la Condición de Carga 2, llamada Carga Viva, en la cual se está considerando la sobrecarga actuante sobre la cubierta.

En la figura IV.4, se manifiesta la Condición de Carga 3, denominada Grúa más Pesada I, en ella se considera que el carro de la grúa de 100 Ton de capacidad (que es la más pesada) se encuentra en el acercamiento máximo al eje A.

En la figura IV.5 se puede observar la Condición de Carga 4, a la que se llamó Grúa más Pesada II; en este caso, se presenta la misma grúa de 100 Ton de capacidad pero con el carro en el otro extremo del puente; es decir, con el acercamiento máximo al eje B.

La figura IV.6 muestra la Condición de Carga 5, relativa al empuje del Viento, considerando que éste actúa en dirección normal al marco.

Por último, en la figura IV.7 podemos ver la Condición de Carga 6, referente al empuje Transversal provocado por la grúa más pesada.

La localización de los elementos mecánicos actuantes mostradas en las figuras IV.2 a la 7, presenta el transporte necesario de las fuerzas excéntricas asociado a su momento adicional que se genera por este concepto. Con la información anterior, la computadora obtuvo los resultados que se muestran en las Tablas siguientes:

En la Tabla IV.2 se muestran los valores de los elementos mecánicos actuantes en las columnas, para cada condición de carga en particular, mientras que en la Tabla IV.3, se tienen los valores resultantes de las diferentes combinaciones de carga (cargas de diseño) para dichas columnas.

De igual manera y en el mismo orden, se presentan los valores correspondientes para las armaduras principales en las Tablas IV.4.a y b respectivamente; en dichas Tablas, se -

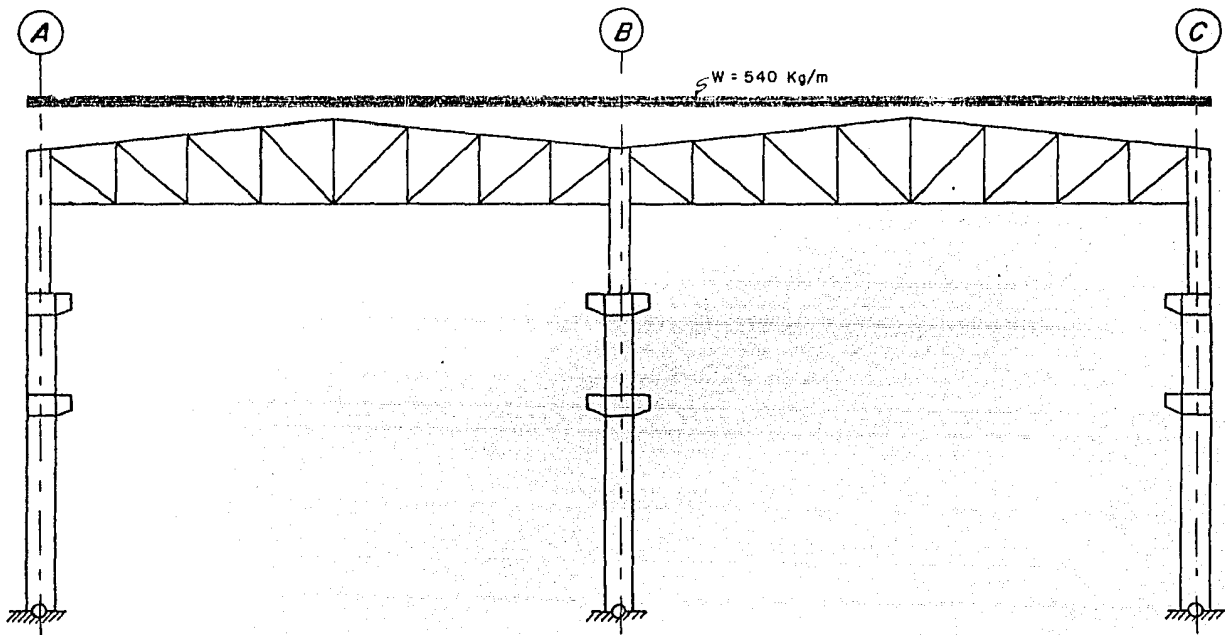
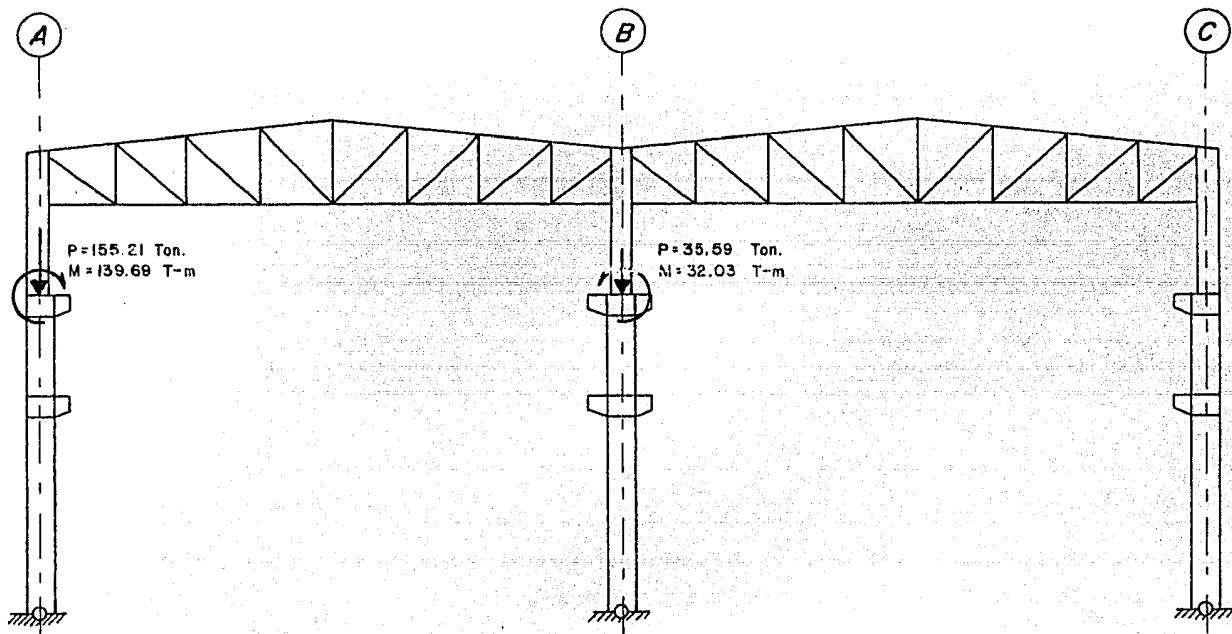
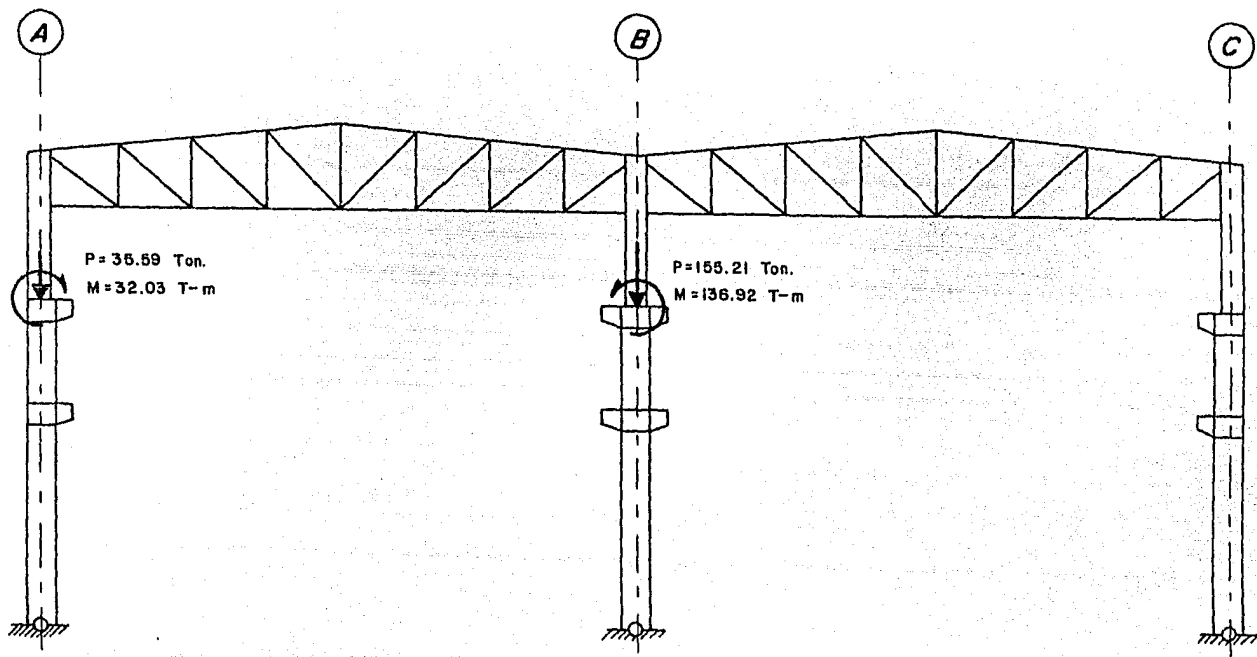


FIG. IV.3 (CARGA VIVA)





**FIG. IV. 4 (GRUA MAS PESADA I)**



**FIG. IV. 5** (GRUA MAS PESADA II)

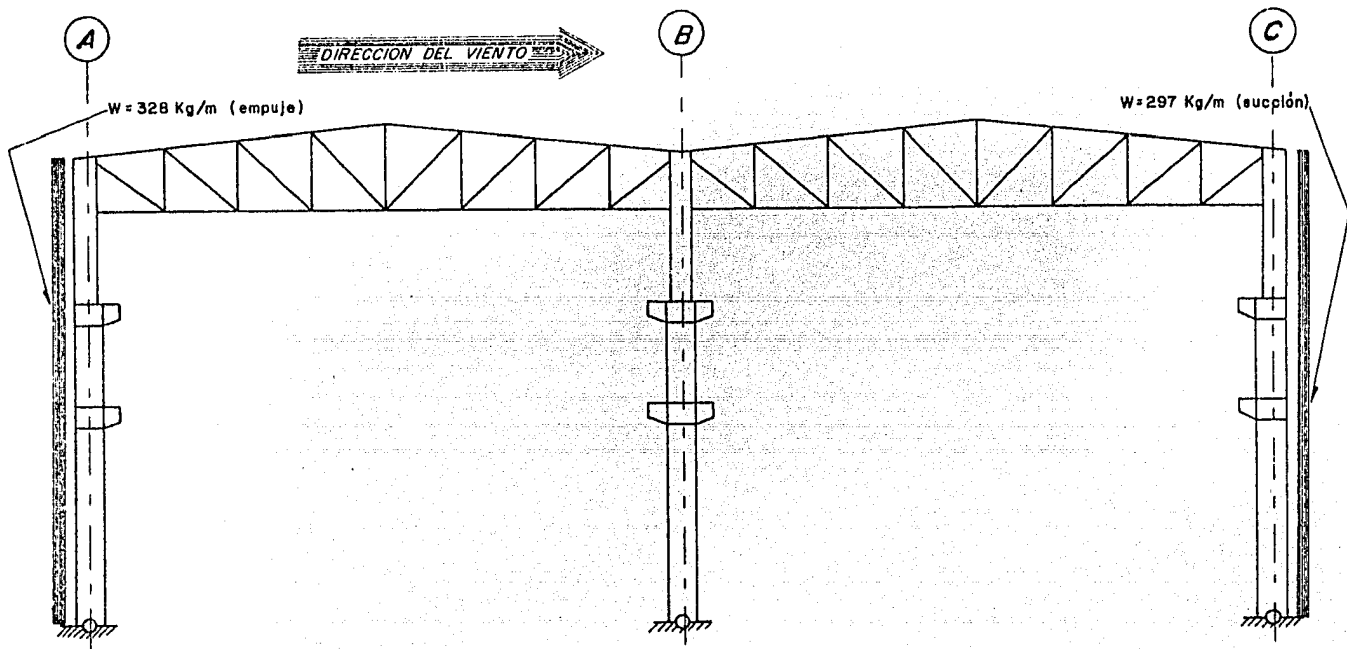
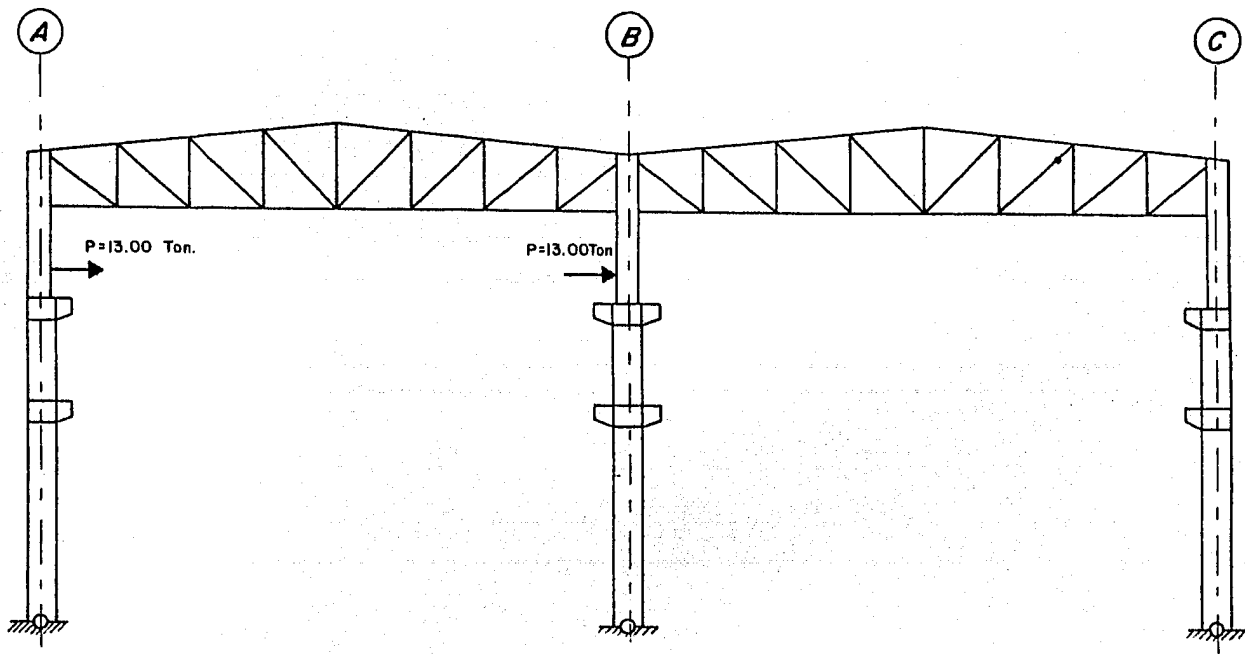


FIG. IV. 6 (VIENTO)



**FIG. IV. 7** (EMPUJE TRANSVERSAL DE LA GRUA)

# RESULTADOS EN COLUMNAS

41

EJE		A				B				C			
CONDICION		1	4	7	10	2	5	8	11	3	6	9	12
<b>CM</b>	P	-11.85	-9.21	-5.74	-5.60	-25.58	-21.14	-14.20	-13.87	-11.01	-9.21	-5.74	-5.60
	V	0.71	0.71	0.71	2.25	0.06	0.06	0.06	0.01	0.65	0.65	0.65	2.24
	Ms	-6.99	-6.58	-6.42	-0.64	0.63	-0.24	0.03	-----	6.36	6.82	6.39	0.64
	Mi	-----	3.35	3.46	6.12	-----	0.53	0.24	-0.03	-----	-3.88	-3.70	-6.09
<b>CV</b>	P	-6.19	-6.19	-6.19	-6.04	-15.38	-15.38	-15.38	-15.02	-6.19	-6.19	-6.19	-6.04
	V	0.40	0.40	0.40	-2.60	-----	-----	-----	-----	0.40	0.40	0.40	2.60
	Ms	-3.90	-5.70	-7.35	-0.69	-----	-----	-----	-----	3.90	5.70	7.35	0.69
	Mi	-----	3.90	5.70	7.02	-----	-----	-----	-----	-----	-3.90	-5.70	-7.02
<b>W<sub>I</sub></b>	P	-152.69	-152.69	2.82	2.23	-36.34	-36.34	-0.75	-0.72	-1.76	-1.76	-1.76	-1.58
	V	4.84	4.84	4.84	20.21	3.37	3.37	3.37	11.94	1.47	1.47	1.47	10.87
	Ms	-47.43	-69.39	50.23	0.28	33.04	48.34	30.28	0.31	14.39	21.66	27.15	0.22
	Mi	-----	47.43	-70.30	-49.45	-----	-33.04	-16.31	-29.34	-----	-14.39	-21.06	-26.66
<b>W<sub>II</sub></b>	P	-37.83	-37.83	-2.24	-2.07	-154.91	-154.91	0.30	0.29	1.94	1.94	1.94	1.77
	V	2.99	2.99	2.99	9.26	4.36	4.36	4.36	22.43	1.37	1.37	1.37	10.14
	Ms	-29.29	-42.85	-23.21	-0.24	42.73	62.62	-56.33	-0.28	-13.44	-19.66	-25.35	-0.22
	Mi	-----	29.29	10.82	22.76	-----	-42.73	74.40	54.82	-----	13.44	19.66	24.89
<b>V</b>	P	2.27	2.27	2.27	2.05	0.89	0.89	0.89	0.88	-3.16	-3.16	-3.16	-2.87
	V	7.72	1.60	3.28	15.00	2.96	2.96	2.96	21.63	2.39	2.39	2.39	17.65
	Ms	45.59	46.41	35.93	0.21	28.96	42.37	54.62	0.42	23.37	34.20	44.09	0.37
	Mi	-----	-45.59	-46.41	-35.36	-----	-28.96	-42.37	-53.03	-----	-23.37	-34.20	-43.29
<b>T</b>	P	7.40	7.40	7.40	6.65	1.27	1.27	1.27	1.25	-8.67	-8.67	-8.67	-7.82
	V	8.68	8.68	8.68	49.18	10.23	10.23	10.23	59.93	7.09	7.09	7.09	52.42
	Ms	85.00	124.37	122.49	0.85	100.19	146.59	151.14	1.08	69.40	101.54	130.90	1.08
	Mi	-----	-85.00	-124.37	-120.45	-----	-100.19	-146.59	-146.83	-----	-69.40	-101.54	-128.56

**LEYENDA:**

- CM — Carga Muerta.
- CV — Carga Viva.
- W<sub>I</sub> — Grúa más Pesada I
- W<sub>II</sub> — Grúa más Pesada II.
- V — Viento.
- T — Empuje Transversal.

- P — Fuerza Axial (+) TENSION (-) COMPRESION (Ton).
- V — Fuerza Cortante, (Ton).
- Ms — Momento Superior, (T-m); ⊕
- Mi — Momento Inferior, (T-m); ⊖

**TABLA IV.2**

## CARGAS DE DISEÑO EN COLUMNAS (COMBINACIONES)

42

EJE	A				B				C				
	BARRA	1	4	7	10	2	5	8	11	3	6	9	12
<b>I<sub>a</sub></b>	P	-201.50	-198.86	-1.38	-2.20	-85.12	-80.68	-29.25	-28.54	-28.07	-26.27	-22.80	-21.44
	V	1.52	1.52	11.48	69.59	14.50	14.50	14.50	74.88	9.98	9.98	9.98	70.85
	M <sub>s</sub>	14.82	26.35	171.51	0.13	142.12	206.78	189.02	1.47	97.65	140.39	178.58	2.69
	M <sub>i</sub>	—	-18.46	-203.10	-169.12	—	-140.96	-166.74	-183.54	—	-95.17	-137.27	-175.00
<b>I<sub>b</sub></b>	P	-57.93	-55.29	-7.33	-7.58	-233.27	-228.89	-27.94	2.76	-23.45	-21.65	-18.18	-17.25
	V	3.83	3.83	3.83	32.76	15.74	15.74	15.74	31.90	6.43	6.43	6.43	44.59
	M <sub>s</sub>	37.50	58.53	79.71	-0.78	154.23	224.50	80.76	0.73	62.86	89.47	112.95	2.14
	M <sub>i</sub>	—	-41.14	-101.69	-78.86	—	-153.07	-53.35	-78.34	—	-60.38	-86.37	-110.56
<b>II<sub>a</sub></b>	P	-200.44	-197.80	-0.32	-0.76	-70.12	-65.68	-14.25	-13.89	-16.37	-14.57	-11.10	-10.48
	V	7.99	7.99	10.50	38.00	7.23	7.23	7.23	36.68	4.88	4.88	4.88	33.50
	M <sub>s</sub>	-20.69	-46.91	92.30	0.08	70.89	102.56	92.50	0.81	47.72	67.35	84.46	1.29
	M <sub>i</sub>	—	17.05	-130.83	-91.05	—	-69.73	-62.52	-89.74	—	-45.24	-64.23	-82.71
<b>II<sub>b</sub></b>	P	-56.87	-59.23	-6.27	-6.14	-218.33	-213.89	-12.94	-12.63	-11.75	-9.95	-6.48	-6.26
	V	3.27	5.68	8.27	1.40	8.47	8.47	8.47	6.40	1.33	1.33	1.33	7.22
	M <sub>s</sub>	1.99	-13.73	0.50	-0.73	83.00	120.28	-15.76	0.06	12.93	16.45	18.79	0.74
	M <sub>i</sub>	—	-5.63	-29.43	-0.76	—	-81.84	50.87	15.47	—	-10.45	-13.33	-18.27
<b>III<sub>a</sub></b>	P	-194.18	-191.54	-5.95	4.86	-69.29	-64.85	-13.42	-13.08	-23.46	-21.75	-18.28	-16.83
	V	5.78	2.72	13.00	79.05	15.98	15.98	15.98	85.68	10.77	10.77	10.77	77.07
	M <sub>s</sub>	41.52	54.26	196.80	0.67	155.34	227.96	216.33	1.68	105.43	151.79	193.27	2.18
	M <sub>i</sub>	—	-45.16	-231.95	-193.80	—	-155.44	-187.92	-210.05	—	-102.95	-148.67	-189.62
<b>III<sub>b</sub></b>	P	-50.60	-36.48	—	-0.51	-217.50	-213.06	-12.11	-11.82	-18.84	-17.04	-13.57	-12.64
	V	8.09	5.03	10.68	43.00	17.22	17.22	17.22	42.72	7.22	7.22	7.22	50.81
	M <sub>s</sub>	64.19	87.43	105.02	—	168.71	245.69	108.07	0.94	70.65	100.89	127.65	1.63
	M <sub>i</sub>	—	-67.83	-130.60	-103.56	—	-167.55	-74.54	-104.85	—	-68.17	-97.77	-125.18

$$I_a = 100\%(CM+CV) + 100\%(T) + 125\%(W_1);$$

$$I_b = 100\%(CM+CV) + 100\%(T) + 125\%(W_2);$$

$$II_a = 100\%(CM) + 100\%(V) + 125\%(W_1);$$

$$II_b = 100\%(CM) + 100\%(V) + 125\%(W_2);$$

$$III_a = 100\%(CM) + 50\%(V) + 125\%(W_1) + 100\%(T);$$

$$III_b = 100\%(CM) + 50\%(V) + 125\%(W_2) + 100\%(T);$$

TABLA IV.3

RESULTADOS EN ARMADURAS

CONDICION \ BARRA		13	15	28	30	31	46	47	56	57	62	64
CM	P	-3.17	-7.63	2.14	-2.90	-9.90	6.92	4.40	1.21	-0.78	-6.40	-4.56
CV	P	-3.27	-8.10	2.56	-3.00	-10.60	7.49	4.72	1.35	-0.84	-6.95	-4.94
W <sub>I</sub>	P	-15.80	-7.88	-4.58	-12.34	-9.95	3.64	-5.72	-2.27	2.60	-2.69	-2.51
W <sub>II</sub>	P	6.15	0.64	6.70	11.51	10.18	-3.79	3.98	2.66	-2.70	3.21	2.60
V	P	-11.49	-4.88	-9.89	-20.03	-12.88	6.31	-4.77	-4.24	4.50	-2.73	-4.34
T	P	-37.17	-15.66	-23.57	-59.51	-29.47	17.79	-15.52	-11.30	12.70	-8.93	-12.28

(a)

CARGAS DE DISEÑO EN ARMADURAS (COMBINACIONES)

COMBINACION \ BARRA		13	15	28	30	31	46	47	56	57	62	64
I <sub>a</sub>	P	-63.36	-41.23	-24.89	-80.83	-62.4	36.75	-13.60	-11.60	14.33	-2564	-24.90
I <sub>b</sub>	P	-35.92	-30.60	-10.80	-51.00	-37.24	27.46	-1.47	-5.42	7.71	-18.27	-18.53
II <sub>a</sub>	P	-34.41	-22.36	-13.62	-38.35	-35.21	17.78	-7.56	-5.87	6.97	-12.50	-12.05
II <sub>b</sub>	P	-6.97	-11.71	0.49	-8.53	-10.05	8.49	4.57	0.30	0.35	-5.12	-5.65
III <sub>a</sub>	P	-65.84	-35.60	-32.10	-87.84	-58.26	32.42	-20.70	-15.05	17.42	-20.06	-22.15
III <sub>b</sub>	P	-38.40	-25.00	-18.14	-58.03	-33.10	23.13	-8.57	-8.89	10.80	-12.68	-15.76

(b)

TABLA. IV. 4

*muestran únicamente las barras (de las armaduras principales) con cargas más desfavorables.*

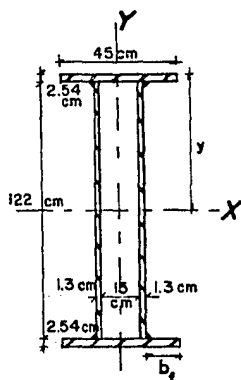


IV.2).- DISEÑO  
DE  
COLUMNAS.

En base a un análisis preliminar de la estructura fueron definidas las secciones de los elementos que constituyen el marco, las cuales se tomaron como base para la obtención de los elementos geométricos en el análisis definitivo por computadora.

En este capítulo revisaremos las secciones preliminares propuestas y en su caso efectuar las modificaciones necesarias.

Con la finalidad de obtener los esfuerzos internos de la sección original de columnas procedemos a calcular las propiedades geométricas de dichas secciones partiendo de la información de la Tabla IV.1 y que son el Módulo de Sección ( $S$ ) y el Radio de Giro ( $r$ ); cuyos valores obtenemos a continuación, auxiliándonos con la figura siguiente, que corresponde a la sección transversal de las barras 1,2,3,4,5 y 6.



SECCION DE COLUMNA

De la Tabla IV.1, tenemos los valores del Momento de Inercia de la sección, así como el área de la misma:

$$I_x = 1,290,461 \text{ cm}^4$$

$$A = 543.56 \text{ cm}^2$$

con estos valores, podemos obtener ahora el módulo de sección respecto al eje X-X, de la siguiente forma:

$$S_x = \frac{I_x}{y}$$

que sustituyendo valores tenemos:

$$S_x = \frac{1,290,461 \text{ cm}^4}{63.54 \text{ cm}}$$

$$S_x = 20,309.4 \text{ cm}^3$$

mientras que el radio de giro es:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

entonces el valor es:

$$r_x = \sqrt{\frac{1,290,461 \text{ cm}^4}{543.56 \text{ cm}^2}} = 48.72 \text{ cm}$$

Ahora, con respecto al eje Y-Y tenemos lo siguiente:

$$I_y = 2 \left[ \frac{2.54 \text{ cm} (45 \text{ cm})^3}{12} \right] + \frac{122 \text{ cm} [(17.54)^3 - (15 \text{ cm})^3]}{12}$$

$$I_y = 59,125.2 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 4,134.6 \text{ cm}^3$$

$$A = 543.56 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 10.43 \text{ cm.}$$

Procedemos ahora sí, a la revisión de la sección.

#### IV.2.a).- REVISION DE LOS PATINES.

Similar a las trabes, las columnas deben cumplir ciertas restricciones, una de ellas es la que limita la relación ancho-espesor de los patines, como a continuación se indica:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{800}{\sqrt{F_y}} = 16 \quad \text{AISC/(1.9.1.2)}$$

aquí consideraremos sólo la parte del patín que se proyecta -

hacia afuera, como voladizo (ver figura anterior), y que es:

$$b_f = \frac{45 \text{ cm} - [(15 \text{ cm} + 2(1.3 \text{ cm}))]}{2} = 13.70 \text{ cm}$$

entonces la relación vale,

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{13.7 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}} = 5.4 < 16, \text{ que satisface la restricción.}$$

La parte central del patín, se revisa precisamente como contempla el AISC;

$$\frac{b_f}{t_f} \leq \frac{2,120}{\sqrt{F_y}} = 42 \quad / (1.9.2.2)$$

como la relación es,

$$\frac{b_f}{t_f} = \frac{15 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}} = 6 < 42, \text{ que satisfactoriamente cumple.}$$

#### IV.2.b).- REVISION DE LAS ALMAS.

Al igual que las almas de vigas, deben satisfacer la especificación del espesor mínimo;

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{984,000}{\sqrt{F_y} (F_y + 1,160)} = 322 \quad / (1.10.2)$$

y el valor de la relación es:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{122 \text{ cm}}{1.3 \text{ cm}} = 94 < 322, \text{ se acepta por este concepto.}$$

Las columnas son elementos estructurales sujetos a carga axial, pero también a flexión, lo que ocasiona una combinación de esfuerzos; para situaciones semejantes, el Manual del AISC marca las restricciones correspondientes en la Sección / (1.6.1).

Debido a que las fórmulas que brinda dicha Sección es

tán en función de la relación entre esfuerzos actuante-admisible a compresión, determinaremos primero dicha relación para saber qué ecuación aplicaremos.

Inicialmente determinaremos los esfuerzos actuantes, tomando los valores de los elementos mecánicos de diseño de la Tabla IV.3, de tal manera que los esfuerzos actuantes a compresión son:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{213,060 \text{ Kg}}{543 \text{ cm}^2} = 393 \text{ Kg/cm}^2, \text{ y el de flexión es:}$$

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} = \frac{245.69(10)^5 \text{ Kg-cm}}{20,309.4 \text{ cm}^3} = 1,210 \text{ Kg/cm}^2$$


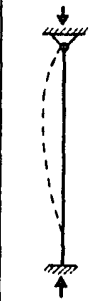


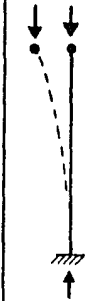
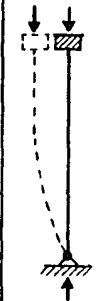




Para determinar los esfuerzos permisibles a compresión, debemos considerar los efectos de esbeltez de la columna, en ambos sentidos, ya que, aún cuando existe flexión sólo en un sentido, afecta a la rigidez de la columna en el sentido ortogonal, que en nuestro caso es más desfavorable debido a la sección que tenemos, verificando esto con cálculos, tenemos:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{2(1,847 \text{ cm})}{48.72 \text{ cm}} = 75.8 \rightarrow 76$$

la longitud  $l_x$ , puede determinarse de la figura IV.1.a y de la Tabla IV.1, sumando las longitudes de las barras 1, 4 y 7; se considera toda esa longitud ya que no hay ningún elemento estructural que le dé rigidez en ese sentido, hasta la cuerda inferior de la armadura. El valor de  $K$  se estima como 2 debido a que se presenta el caso VI de la Tabla IV.5.

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1(454 \text{ cm})}{10.43 \text{ cm}} = 43.5$$

en este caso se considera  $K = 1$ , debido a que se supone al elemento como el caso IV de la Tabla IV.5.

CASO	I	II	III	IV	V	VI	CONDICIONES DE APOYO
							<p> Rotación y Traslación restringidas.</p> <p> Rotación libre, Traslación restringida.</p> <p> Rotación restringida, Traslación libre.</p> <p> Rotación y Traslación libres.</p>
$K_D$	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0	$K_D$ -Valor de diseño.
$K_T$	0.50	0.70	1.0	1.0	2.0	2.0	$K_T$ -Valor teórico.

NOTA- La configuración deformada del elemento se muestra con línea discontinua.

TABLA IV. 5 (VALORES DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA, K)

De los dos valores anteriores, se considera el de 76, que es el que nos dará un esfuerzo permisible menor, como se muestra a continuación.

Los valores para el esfuerzo admisible a compresión, se obtienen de la ecuación (1.5-1) del Manual del AISC.

$$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{F.S.}; \text{ para } (Kl/r) \leq C_c$$

donde F.S. = Factor de seguridad.

$$= \frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}$$

$$C_c = \sqrt{2\pi^2 E/F_y} = 126$$

como la relación de esbeltez  $Kl/r$  si es menor que  $C_c = 126$ , entonces:

$$F.S. = \frac{5}{3} + \frac{3(76)}{8(126)} - \frac{(76)^3}{8(126)^3} = 1.87$$

y el esfuerzo admisible es:

$$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(76)^2}{2(126)^2} \right] 2,520 \text{ Kg/cm}^2}{1.87} = 1,110 \text{ Kg/cm}^2$$

valor que se considera para el diseño, ya que si sustituimos el valor de  $Kl/r = 43.5$ , entonces el esfuerzo permisible  $F_a$  aumenta.

Una manera práctica de obtener el esfuerzo admisible a compresión  $F_a$ , en función de la relación de esbeltez, es por medio de la Tabla 3-36, de la página 5-74 del Manual del AISC; esta tabla también es proporcionada en los Manuales de

AHNSA y de Aceros Monterrey, los valores así obtenidos no varían sensiblemente respecto a los obtenidos mediante la fórmula que aplicamos. En este trabajo, se trata de la Tabla IV.6, para relaciones de esbeltez no mayores que 120.

Las especificaciones del Manual del AISC, contempla - que para la combinación de esfuerzos debidos a fuerzas estáticas más accidentales, se pueden incrementar un 33% los esfuerzos permisibles (Sección (1.5.6)), de este modo, incrementando el esfuerzo permisible tenemos:

$F_a = 1.33(1,110 \text{ Kg/cm}^2) = 1,476 \text{ Kg/cm}^2$ , teniendo entonces una relación esfuerzos actuante-permisible igual a:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{393 \text{ Kg/cm}^2}{1,476 \text{ Kg/cm}^2} = 0.27 > 0.15$$

mientras que el esfuerzo admisible a flexión es fácil de determinar, ya que se trata de una sección "tipo CAJON", entonces:

$$F_b = 0.6 F_y = 1,520 \text{ Kg/cm}^2$$

que también debe incrementarse un 33%, así que:

$$F_b = 1.33(1,520 \text{ Kg/cm}^2) = 2,020 \text{ Kg/cm}^2$$

Con la relación esfuerzos actuantes-admisibles de compresión, determinamos qué fórmula por esfuerzos combinados de utilizarse, y se trata de:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{m_x} f_{b_x}}{1 - \frac{f_a}{F'_{e_x}} F_{b_x}} + \frac{C_{m_y} f_{b_y}}{1 - \frac{f_a}{F'_{e_y}} F_{b_y}} \leq 1.00 \quad ((1.6-1a))$$

donde  $C_m = 0.85$

$F'_e$  = Esfuerzo de Euler dividido por un factor de seguridad

KL/r	F <sub>0</sub>	KL/r	F <sub>0</sub>	KL/r	F <sub>0</sub>	KL/r	F <sub>0</sub>
1.0	1,518.8	31.0	1,399.8	61.0	1,221.0	91.0	992.2
2.0	1,516.0	32.0	1,394.7	62.0	1,214.2	92.0	983.8
3.0	1,513.1	33.0	1,389.5	63.0	1,207.3	93.0	975.3
4.0	1,510.1	34.0	1,384.3	64.0	1,200.3	94.0	966.7
5.0	1,507.0	35.0	1,379.1	65.0	1,193.3	95.0	958.1
6.0	1,503.8	36.0	1,373.7	66.0	1,186.2	96.0	949.4
7.0	1,500.5	37.0	1,368.4	67.0	1,179.1	97.0	940.7
8.0	1,497.2	38.0	1,362.9	68.0	1,172.0	98.0	931.9
9.0	1,493.8	39.0	1,357.4	69.0	1,164.7	99.0	923.1
10.0	1,490.3	40.0	1,351.8	70.0	1,157.4	100.0	914.2
11.0	1,486.7	41.0	1,346.2	71.0	1,150.1	101.0	905.3
12.0	1,483.1	42.0	1,340.5	72.0	1,142.7	102.0	896.3
13.0	1,479.3	43.0	1,334.7	73.0	1,135.3	103.0	887.2
14.0	1,475.5	44.0	1,328.9	74.0	1,127.8	104.0	878.1
15.0	1,471.6	45.0	1,323.0	75.0	1,120.2	105.0	868.9
16.0	1,467.7	46.0	1,317.1	76.0	1,112.6	106.0	859.7
17.0	1,463.6	47.0	1,311.1	77.0	1,105.0	107.0	850.4
18.0	1,459.5	48.0	1,305.0	78.0	1,097.3	108.0	841.1
19.0	1,455.4	49.0	1,298.9	79.0	1,089.5	109.0	831.7
20.0	1,451.1	50.0	1,292.7	80.0	1,081.7	110.0	822.2
21.0	1,446.8	51.0	1,286.5	81.0	1,073.8	111.0	812.7
22.0	1,442.4	52.0	1,280.2	82.0	1,065.9	112.0	803.1
23.0	1,437.9	53.0	1,273.8	83.0	1,057.9	113.0	793.5
24.0	1,433.4	54.0	1,267.4	84.0	1,049.9	114.0	783.8
25.0	1,428.8	55.0	1,261.0	85.0	1,041.8	115.0	774.0
26.0	1,424.1	56.0	1,254.5	86.0	1,033.7	116.0	764.2
27.0	1,419.4	57.0	1,247.9	87.0	1,025.5	117.0	754.4
28.0	1,414.6	58.0	1,241.3	88.0	1,017.3	118.0	744.4
29.0	1,409.7	59.0	1,234.6	89.0	1,009.0	119.0	734.4
30.0	1,404.8	60.0	1,227.8	90.0	1,000.6	120.0	724.3

(F<sub>0</sub> = Kg/cm<sup>2</sup>)  
(KL/r = Relación de Esbeltez)

(ESFUERZOS ADMISIBLES A COMPRESION EN ELEMENTOS DE ACERO A-36)

TABLA. IV. 6



KL/r	$F_d$	KL/r	$F_d$	KL/r	$F_d$	KL/r	$F_d$
1.0	1,518.8	31.0	1,399.8	61.0	1,221.0	91.0	992.2
2.0	1,516.0	32.0	1,394.7	62.0	1,214.2	92.0	983.8
3.0	1,513.1	33.0	1,389.5	63.0	1,207.3	93.0	975.3
4.0	1,510.1	34.0	1,384.3	64.0	1,200.3	94.0	966.7
5.0	1,507.0	35.0	1,379.1	65.0	1,193.3	95.0	958.1
6.0	1,503.8	36.0	1,373.7	66.0	1,186.2	96.0	949.4
7.0	1,500.5	37.0	1,368.4	67.0	1,179.1	97.0	940.7
8.0	1,497.2	38.0	1,362.9	68.0	1,172.0	98.0	931.9
9.0	1,493.8	39.0	1,357.4	69.0	1,164.7	99.0	923.1
10.0	1,490.3	40.0	1,351.8	70.0	1,157.4	100.0	914.2
11.0	1,486.7	41.0	1,346.2	71.0	1,150.1	101.0	905.3
12.0	1,483.1	42.0	1,340.5	72.0	1,142.7	102.0	896.3
13.0	1,479.3	43.0	1,334.7	73.0	1,135.3	103.0	887.2
14.0	1,475.5	44.0	1,328.9	74.0	1,127.8	104.0	878.1
15.0	1,471.6	45.0	1,323.0	75.0	1,120.2	105.0	868.9
16.0	1,467.7	46.0	1,317.1	76.0	1,112.6	106.0	859.7
17.0	1,463.6	47.0	1,311.1	77.0	1,105.0	107.0	850.4
18.0	1,459.5	48.0	1,305.0	78.0	1,097.3	108.0	841.1
19.0	1,455.4	49.0	1,298.9	79.0	1,089.5	109.0	831.7
20.0	1,451.1	50.0	1,292.7	80.0	1,081.7	110.0	822.2
21.0	1,446.8	51.0	1,286.5	81.0	1,073.8	111.0	812.7
22.0	1,442.4	52.0	1,280.2	82.0	1,065.9	112.0	803.1
23.0	1,437.9	53.0	1,273.8	83.0	1,057.9	113.0	793.5
24.0	1,433.4	54.0	1,267.4	84.0	1,049.9	114.0	783.8
25.0	1,428.8	55.0	1,261.0	85.0	1,041.8	115.0	774.0
26.0	1,424.1	56.0	1,254.5	86.0	1,033.7	116.0	764.2
27.0	1,419.4	57.0	1,247.9	87.0	1,025.5	117.0	754.4
28.0	1,414.6	58.0	1,241.3	88.0	1,017.3	118.0	744.4
29.0	1,409.7	59.0	1,234.6	89.0	1,009.0	119.0	734.4
30.0	1,404.8	60.0	1,227.8	90.0	1,000.6	120.0	724.3

$$(F_d = \text{Kg/cm}^2)$$

(KL/r = Relación de Esbeltez)

(ESFUERZOS ADMISIBLES A COMPRESION EN ELEMENTOS DE ACERO A-36)

TABLA. IV. 6

$$\text{dad.} = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} = \frac{10,480,000}{(Kl/r)^2}; \text{ en Kg/cm}^2.$$

que sustituyendo valores tenemos:

$$F'_{e_x} = \frac{10,48,000}{(76)^2} = 1,814 \text{ Kg/cm}^2$$

valor que debe incrementarse también un 33%. /(1.6.1)

$$F'_{e_x} = 1.33(1,814 \text{ Kg/cm}^2) = 2,413 \text{ Kg/cm}^2$$

y como  $f_{b_y} = 0$ ; la fórmula (1.6-1a) se reduce a:

$$0.27 + \frac{0.85(1,210 \text{ Kg/cm}^2)}{(1 - \frac{393 \text{ Kg/cm}^2}{2,413 \text{ Kg/cm}^2})2,020 \text{ Kg/cm}^2} = 0.88 < 1.00$$

que satisface la restricción; pero además debe cumplir con:

$$\frac{f_a}{0.6F_y} + \frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} \leq 1.00 \quad \text{/(1.6-1b)}$$

entonces:

$$\frac{393 \text{ Kg/cm}^2}{1,520 \text{ Kg/cm}^2} + \frac{1,210 \text{ Kg/cm}^2}{2,020 \text{ Kg/cm}^2} = 0.86 < 1.00$$

por lo tanto, cumplimos con lo especificado por el Manual del AISC.

#### REVISION POR CORTANTE.

Del mismo modo que las vigas, el alma de las columnas es el único elemento capaz de resistir la fuerza cortante, -- así que determinaremos la magnitud de la fuerza que resisten las dos almas de la columna en estudio.

$$V_r = A_w(F_v)$$

y el valor del esfuerzo permisible al corte ( $F_v$ ) está dado --

por la fórmula siguiente:

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.4F_y \quad / (1.10-1)$$

donde  $C_v = \frac{3,690}{\sqrt{F_y}} (h/t)$ , entonces:

$$\frac{h}{t} = 122/1.3 = 93.85 \longrightarrow 94$$

de aquí que  $C_v$  vale:

$$C_v = 3,690/\sqrt{2,530(94)} = 0.78$$

y finalmente:

$$F_v = 0.78(875.43 \text{ Kg/cm}^2) = 683.2 \text{ Kg/cm}^2$$

de tal manera que la fuerza cortante estática resistente de la sección es:

$$V_r = 2(1.3 \text{ cm})122 \text{ cm} (683 \text{ Kg/cm}^2) = 216,647.5 \text{ Kg}$$

y por carga accidental:

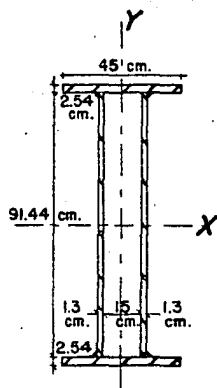
$$V_r = 1.33(216,647.5 \text{ Kg}) = 288,141.2 \text{ Kg}$$

valores que son mucho mayores que el máximo cortante actuante de la Tabla IV.3 ( $V_a = 17.22 \text{ Ton}$ ), así que también por este concepto se acepta la sección.

La sección de las columnas es menor en los tramos superiores (barras 7, 8 y 9), así que se hace necesario revisar el comportamiento estructural de dichos tramos para lo cual nos auxiliamos en la siguiente figura, que corresponde a la sección transversal de la columna en los tramos superiores.

Siguiendo los pasos de la revisión de la columna al inicio de este capítulo, realizaremos la revisión del tramo superior como a continuación se indica.

De la Tabla IV.1 tenemos:



**SECCION DE COLUMNA**  
(TRAMO SUPERIOR)

$$I_x = 674,794.4 \text{ cm}^4$$

$$A = 464.5 \text{ cm}^2$$

y obtenemos el valor del módulo de -  
sección:

$$S_x = \frac{674,794.4 \text{ cm}^4}{48.26 \text{ cm}} = 13,982.5 \text{ (cm}^3\text{)}$$

entonces el radio de giro vale:

$$r_x = \frac{674,794.4 \text{ cm}^4}{464.5 \text{ cm}^2} = 38.1 \text{ cm}$$

Con respecto al eje Y-Y tenemos:

$$I_y = 34,689.74 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \frac{34,689.74 \text{ cm}^4}{464.5 \text{ cm}^2} = 8.64 \text{ cm}$$

Debido a que las dimensiones de los patines no han va  
riado, no es necesario su revisión (ver capítulo IV.2.a), y la  
relación peralte-espesor de las almas es:

$$\frac{91.44 \text{ cm}}{1.3 \text{ cm}} = 70.3 \quad 322, \text{ se acepta la sección.}$$

Los valores de los esfuerzos actuantes son:

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{5,750 \text{ Kg}}{464.5 \text{ cm}^2} = 12.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} = \frac{231.95(10)^5 \text{ Kg-cm}}{13,982.5 \text{ cm}^3} = 1,658.86 \text{ Kg/cm}^2$$

y las relaciones de esbeltez son:

$$(Kl/r)_x = 2(1,847 \text{ cm})/38.1 \text{ cm} = 97$$

$$(Kl/r)_y = 1(316 \text{ cm})/8.64 \text{ cm} = 42$$

considerando el valor de 97, tenemos un esfuerzo admisible -- igual a:

$$F_{a_x} = 940.7 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Tabla IV.6})$$

que incrementado en un 33% da:

$$F_{a_x} = 1.33(940.7 \text{ Kg/cm}^2) = 1,251 \text{ Kg/cm}^2$$

mientras que la relación de esfuerzos actuante-permisible vale:

$$\frac{f_{a_x}}{F_{a_x}} = \frac{12.81 \text{ Kg/cm}^2}{1,251 \text{ Kg/cm}^2} = 0.01 < 0.15$$

y el esfuerzo a flexión (ya incrementado) es:

$$F_{b_x} = 2,020 \text{ Kg/cm}^2$$

y debido a que  $f_a/F_a < 0.15$ , utilizaremos la siguiente fórmula:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} + \frac{f_{b_y}}{F_{b_y}} \leq 1.00 \quad / (1.6-2)$$

que sustituyendo valores queda:

$$0.01 + \frac{1,656.9 \text{ Kg/cm}^2}{2,020 \text{ Kg/cm}^2} + 0 = 0.83 < 1.00$$

restricción que es cumplida.

El esfuerzo cortante admisible por la sección es:

$$F_v = 875.5 \text{ Kg/cm}^2 (C_v) = 0.4F_y$$

y como  $h/t = 91.44\text{cm}/1.3 \text{ cm} = 70.3$ , entonces  $C_v = 1.04$ , finalmente:

$$F_v = 1.33(875.5 \text{ Kg/cm}^2)1.04 = 1,214.5 \text{ Kg/cm}^2$$

valor ya incrementado el 33%, de tal manera que la fuerza cor

tante resistente de la sección es:

$$V_r = 2(91.44 \text{ cm})1.3 \text{ cm}(1,214.5 \text{ Kg/cm}^2) = 288.7 \text{ Ton}$$

que es mucho mayor que el máximo actuante ( $V_a = 13.00 \text{ Ton}$ ), - así que se acepta la sección.

IV.3).- DISEÑO DE  
ARMADURAS  
PRINCIPALES.

En general, todos los miembros de las armaduras o traveses de alma abierta, se consideran unidos entre sí mediante pasadores o pernos lisos, formando articulaciones en los nudos, por tal motivo dichos miembros se diseñan solamente por carga axial ( $P$ ), que puede ser tensión (+) o compresión (-); por esta misma causa, la Tabla IV.4 presenta únicamente la fuerza normal actuante en las barras. En ocasiones, se presentan también con cargas perpendiculares a su eje longitudinal, las que les producen flexión.

Observando las indicaciones anteriores, procedemos a la revisión de las armaduras:

IV.3.a).- CUERDA SUPERIOR.

IV.3.a.1).- Para efectos de ilustración del diseño de armaduras, sólo se diseñará la barra 13 que, como indica la Tabla IV.4.b, es la que soporta mayor carga axial de compresión, así que determinaremos primero las propiedades geométricas de la sección. Para el análisis se propuso una sección formada por dos canales perfil estandar de 10 pulgadas de peralte y 22.76 Kg/m cada uno (2 CPS [ ] 10"-22.76 Kg/m (c/u)).

De la Tabla IV.4.b:

$$P = -65.84 \text{ Ton}$$

De las ayudas de diseño del Manual AHMSA:

$$\begin{aligned} I_x &= 5,610.8 \text{ cm}^4 & I_y &= 1,638.3 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 442.4 \text{ cm}^3 & S_y &= 248.0 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 9.83 \text{ cm} & r_y &= 5.30 \text{ cm} \\ A &= 57.9 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

mientras que las longitudes correspondientes son:

$$L_x = 331.10 \text{ cm}$$

$$L_y = 662.20 \text{ cm}$$

$L_x$  es la distancia libre sin arriostrar, que en este caso es la que existe entre dos nudos consecutivos, mientras que  $L_y$  se considera como la longitud entre las armaduras puntal, las que se encuentran localizadas a  $1/4$  del claro que cubre la armadura principal (ver figura II.1).

Obteniendo ahora las relaciones de esbeltez, tenemos que para todos los casos  $K = 1.00$ , pues se trata de elementos articulados en sus extremos, como el caso IV de la Tabla IV.5, así que:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1(331.1 \text{ cm})}{9.83 \text{ cm}} = 33.68 \longrightarrow 34$$

y

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1(662.2 \text{ cm})}{5.3 \text{ cm}} = 124.5 \longrightarrow 125$$

La relación de esbeltez más desfavorable es con respecto al eje Y-Y y nos proporciona un esfuerzo admisible de:

$F_a = 671.4 \text{ Kg/cm}^2$ , al incrementarlo 33% por efectos accidentales queda:

$F_a = 1.33(671.4 \text{ Kg/cm}^2) = 893 \text{ Kg/cm}^2$ , mientras que el es fuerzo actuante es:

$$f_a = 65,840 \text{ Kg}/57.94 \text{ cm}^2 = 1,136.4 \text{ Kg/cm}^2$$

valor que no satisface la restricción  $f_a < F_a$ ; revisando el esfuerzo permisible para  $(KL/r)_x = 34$ , este es:

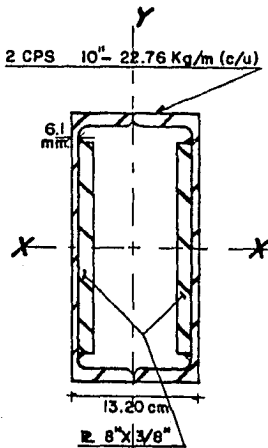
$$F_a = 1.33(1,384.3 \text{ Kg/cm}^2) = 1,841 \text{ Kg/cm}^2$$

que sí satisface la restricción; de esto deducimos que la ba-



rra 13 debe reforzarse contra el pandeo respecto al eje Y-Y.

IV.3.a.2).- Proponiendo ahora una sección como la que se muestra en la siguiente figura, cuyas propiedades geométricas son:



**SECCION BARRA 13**

$$I_x = 5,610.8 \text{ cm}^4 + I_{p_x}$$

$$I_{p_x} = 2 \left( \frac{0.95 \text{ cm} (20.32 \text{ cm})^3}{12} \right)$$

$$I_x = 5,610.8 \text{ cm}^4 + 1,328.4 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 6,939.2 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 442.4 \text{ cm}^3 + S_{p_x}$$

$$S_{p_x} = 2 \left( \frac{0.95 \text{ cm} (20.32 \text{ cm})^3}{6 (20.32 \text{ cm})} \right)$$

$$S_x = 442.4 \text{ cm}^3 + 130.75 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 573.15 \text{ cm}^3$$

$$A = 57.94 \text{ cm}^2 + A_p$$

$$A_p = 2 (0.95 \text{ cm}) 20.32 \text{ cm} = 38.61 \text{ cm}^2$$

$$A = 57.94 \text{ cm}^2 + 38.61 \text{ cm}^2 = 96.55 \text{ cm}^2$$

$$r_x = \sqrt{\frac{6,939.2 \text{ cm}^4}{96.55 \text{ cm}^2}} = 8.48 \text{ cm}$$

$$I_y = 1,638.3 \text{ cm}^4 + I_{p_y}$$

$$I_{p_y} = \frac{20.32 \text{ cm} [(11.98 \text{ cm})^3 - (10.08 \text{ cm})^3]}{12} = 1,177.2 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1,638.3 \text{ cm}^4 + 1,177.2 \text{ cm}^4 = 2,815.5 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 248.0 \text{ cm}^3 + S_{p_y}$$

$$S_{p_y} = \frac{20.32 \text{ cm} [(11.98 \text{ cm})^3 - (10.08 \text{ cm})^3]}{6 (11.98 \text{ cm})} = 196.5 \text{ cm}^3$$

$$Sp_y = 248 \text{ cm}^3 + 196.5 \text{ cm}^3 = 444.5 \text{ cm}^3$$

$$r_y = \sqrt{\frac{2,815.5 \text{ cm}^4}{96.55 \text{ cm}^2}} = 5.40 \text{ cm}$$

Siendo ahora, las siguientes relaciones de esbeltez:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1(331.1 \text{ cm})}{8.48 \text{ cm}} = 39$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1(662.2 \text{ cm})}{5.4 \text{ cm}} = 123$$

con sus respectivos esfuerzos admisibles, que son:

$$F_{ax} = 1.33(1,357 \text{ Kg/cm}^2) = 1,805 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{ay} = 1.33(693.8 \text{ Kg/cm}^2) = 922.8 \text{ Kg/cm}^2$$

y el esfuerzo actuante a compresión es:

$$f_a = \frac{65,840 \text{ Kg}}{96.55 \text{ cm}^2} = 681.9 \text{ Kg/cm}^2$$

que ahora si, ambas satisfacen la restricción  $f_a < F_a$ .

#### CONCLUSION:

Sección definitiva para las barras 13,14,17,20,21,24, 27 y 28.

2 CPS [ ] 10"-22.76 Kg/m(c/u) + 2  $\frac{1}{2}$ " 8" X 3/8" X 6622 mm.

IV.3.a.3).- De los esfuerzos admisibles obtenidos en el inciso IV.3.a.1, es decir  $F_a = 893 \text{ Kg/cm}^2$ , determinamos la carga axial admisible como sigue:

$$P_r = (A)F_a = 57.94 \text{ cm}^2(893 \text{ Kg/cm}^2) = 51.74 \text{ Ton}$$

que es mayor que la actuante en la barra 15.

**CONCLUSION:**

Sección definitiva para las barras 15,16,18,19,22,23, 25 y 26.

2 CPS [ ] 10"-22.75 Kg/m (c/u).

**IV.3.b).- CUERDA INFERIOR.**

Revisaremos la barra 30, la cual está sujeta a una fuerza de compresión  $P = 87.84$  Ton (Tabla IV.4.b).

Debemos hacer notar que la sección propuesta para dicha barra es la misma del inciso IV.3.a.1, así que primero de terminaremos los esfuerzos actuantes, los cuales son:

$$f_a = \frac{87840 \text{ Kg}}{57.94 \text{ cm}^2} = 1,516 \text{ Kg/cm}^2$$

que es mayor que el obtenido en el inciso IV.3.a.1; entonces, optamos por la sección del inciso IV.3.a.2, para la cual el esfuerzo actuante es:

$$f_a = \frac{87,840 \text{ Kg}}{96.55 \text{ cm}^2} = 909 \text{ Kg/cm}^2$$

que es menor que el esfuerzo permisible obtenido en el mismo inciso IV.3.a.2; concluimos que la sección para la barra en estudio será la misma que la de la barra 13.

**CONCLUSION:**

Sección definitiva para las barras 29,30,31,32,33,38, 39 y 44.

2 CPS [ ] 10"-22.76 Kg/m(c/u) + 2  $\overline{A}$  8" x 3/8" x 6622 mm.

Sección definitiva para las barras 34,35,36,37,40,41, 42 y 43.

2 CPS [ ] 10"-22.76 Kg/m (c/u).

#### IV.3.c).- DIAGONALES.

Para el diseño de las diagonales, consideramos dos casos; el primero corresponde a la barra 47, y el segundo a la 56; continuemos pues, con la revisión de estos elementos, siguiendo los pasos del inciso IV.3.a.

IV.3.c.1).- Para la barra 47, se propuso la sección formada por dos ángulos perfil estandar de 4 pulgadas de lado -- por 1/2 pulgada de espesor, con una separación entre ellos  $e = 13.2 \text{ cm}$  (2 APS  $\perp$  4" X 1/2").

La carga a que están sujetos ambos ángulos es igual a 20.7 Ton de compresión, de tal manera que cada ángulo soporta una fuerza igual a:

$$\frac{P}{2} = \frac{20700 \text{ Kg}}{2} = 10,350 \text{ Kg.}$$

Los ángulos en estudio tienen las siguientes:

#### PROPIEDADES GEOMETRICAS PARTICULARES.

De las ayudas para diseño del Manual AHWSA:

$$A = 24.19 \text{ cm}^2$$

$$r_w = 3.86 \text{ cm}; r_x = 3.1 \text{ cm}; r_y = 3.1 \text{ cm}; r_z = 1.98 \text{ cm}$$

$$l_w = l_x = l_y = l_z = 429.9 \text{ cm.}$$

El esfuerzo actuante a compresión en cada ángulo es - el siguiente:

$$f_a = \frac{10,350 \text{ Kg}}{24.19 \text{ cm}^2} = 427.86 \text{ Kg/cm}^2$$

mientras que el permisible lo deducimos de las relaciones de esbeltez:

$$\text{IV.3.c.1.a).- } \left(\frac{Kl}{r}\right)_w = \frac{1(42.86 \text{ cm})}{3.86 \text{ cm}} = III$$

cuyo esfuerzo admisible a la compresión es  $F_a = 810 \text{ Kg/cm}^2$

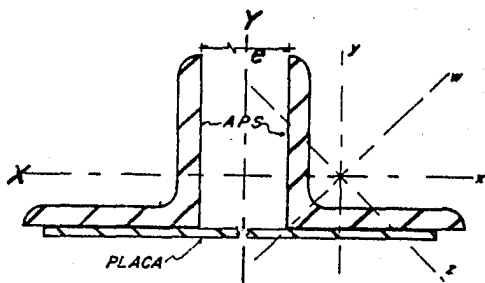
IV.3.c.1.b).-

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1(429.9 \text{ cm})}{3.1 \text{ cm}} = 139 ; F_a = 543.4 \text{ Kg/cm}^2$$

IV.3.c.1.c):-

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1(429.9 \text{ cm})}{1.98 \text{ cm}} = 217$$

valor que es mayor que 200, que es la relación máxima de esbeltez especificada por el Manual del AISC, Secc. / (1.8.4), - de tal manera que es necesario reducir la longitud ( $l_x$ ) o aumentar el radio de giro ( $r_x$ ); probando inicialmente con lo primero, reducimos la longitud a 1/2, por medio de un arriostamiento proporcionado por una placa, colocada como indica - la siguiente figura, que va a rigidizar a cada elemento (án-gulo) en particular, en el sentido del eje Z.



Así pues, tenemos ahora que la relación de esbeltez - es:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1(215 \text{ cm})}{1.98 \text{ cm}} = 108.56 , \text{ y con este valor tenemos}$$

un esfuerzo permisible a compresión, de la Tabla IV.6:

$$F_a = 837.3 \text{ Kg/cm}^2$$

como puede observarse, las cuatro relaciones de esbeltez cumplen con la restricción  $f_a < F_a$ .

IV.3.c.2).- La barra 56 está sujeta a una fuerza de compresión igual a  $P = 15.05$  Ton (Tabla IV.4.b), así que sobre cada ángulo actúa una carga igual a:

$$\frac{P}{2} = 7500 \text{ Kg}$$

En este caso, cada ángulo tiene las siguientes:

#### PROPIEDADES GEOMETRICAS.

De las ayudas de diseño del Manual AHMSA:

$$A = 18.45 \text{ cm}^2 \quad (2 \text{ APS JL } 4'' \times 3/8'')$$

$$r_w = 3.91 \text{ cm}; r_x = 3.12 \text{ cm}; r_y = 3.12 \text{ cm}; r_z = 1.98 \text{ cm}$$

y las longitudes son:  $l_w = l_x = l_y = l_z = 474.9 \text{ cm}$

tenemos un esfuerzo actuante en cada ángulo igual a:

$$f_a = 7,500 \text{ Kg}/18.45 \text{ cm}^2 = 406.5 \text{ Kg/cm}^2$$

y los permisibles están dados por las relaciones de esbeltez:

IV.3.c.2.a).-

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_w = \frac{1(474.9 \text{ cm})}{3.91 \text{ cm}} = 121.5; F_a = 709 \text{ Kg/cm}^2$$

IV.3.c.2.b).-

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1(474.9 \text{ cm})}{3.12 \text{ cm}} = 153; F_a = 596.5 \text{ Kg/cm}^2$$

IV.3.c.2.c).-

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_z = \frac{1(474.9 \text{ cm})}{1.98 \text{ cm}} = 240 > 200$$

siguiendo el mismo criterio del inciso IV.3.c.1.c, tenemos:

$l_x = \frac{474.9 \text{ cm}}{2} = 237.5 \text{ cm}$ , y la relación de esbeltez vale:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1(237.5 \text{ cm})}{1.98 \text{ cm}} = 120, \text{ que nos proporciona un es-}$$

fuerzo admisible igual a:

$$F_a = 724.3 \text{ Kg/cm}^2$$

que también cumplen las cuatro relaciones de esbeltez con la restricción  $f_a < F_a$ .

#### CONCLUSION:

Sección definitiva para la barra 47.

2 APS JL 4" X 1/2"

Sección definitiva para la barra 56.

2 APS JL 4" X 3/8"

#### IV.3.d).- MONTANTES.

La revisión de los montantes es similar a la de las cuerdas y diagonales, así que resumiendo el cálculo tenemos:

PROPIEDADES DE LA SECCION: (2 APS □ 4" X 1/2").

De las ayudas para diseño del Manual AENSA:

$$A = 48.38 \text{ cm}^2$$

$$r_x = r_y = 3.73 \text{ cm}$$

$$l_x = l_y = 272.2 \text{ cm}$$

$$P = 25.64 \text{ Ton (Compresión, Tabla IV.4.d; barra 62)}$$

Obteniendo la relación de esbeltez:

$$(Kl/r) = 1(272.2 \text{ cm})/3.73 \text{ cm} = 74; F_a = 1,127.8 \text{ Kg/cm}^2$$

mientras que el esfuerzo actuante a compresión es:

$$f_a = \frac{25,640 \text{ Kg}}{48.38 \text{ cm}^2} = 530 \text{ Kg/cm}^2$$

que satisfactoriamente cumple la restricción  $f_a < F_a$ .

**CONCLUSION:**

Sección definitiva para la barra 62.

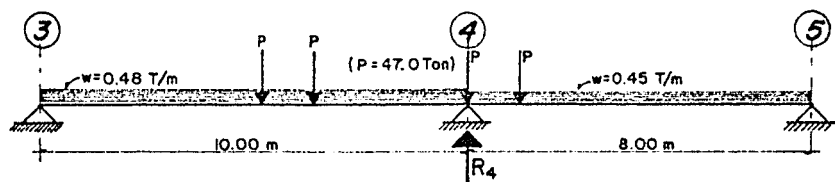
2 APS  $\square$  4" X 1/2".

NOTA.- Ver secciones definitivas para todas las barras que forman las armaduras principales en Plano 2, anexo.



IV.4).- DISEÑO  
DE  
MENSULAS.

Para el diseño de la ménsula es necesario determinar la carga máxima actuante sobre ella, producto del análisis de las diferentes condiciones de carga; la condición que se muestra en la siguiente figura es la que proporciona el máximo valor de la carga sobre la ménsula.



Resolviendo el sistema de cargas mostrado, obtenemos la reacción  $R_4$ , que será la carga de diseño.

De  $\Sigma M_3 = 0$ ;  $\odot$  :

$$\frac{0.48 \text{ T/m}(10 \text{ m})^2}{2} + 47 \text{ Ton}(5.20 \text{ m} + 6.40 \text{ m}) - R_4(10 \text{ m}) = 0$$

$$R_{4i} = 569.20 \text{ T-m}/10 \text{ m} = 56.92 \text{ Ton}$$

De  $\Sigma M_5 = 0$ ;  $\odot$  :

$$\frac{0.45 \text{ Ton/m}(8 \text{ m})^2}{2} + 47 \text{ Ton}(6.80 \text{ m}) - R_4(8 \text{ m}) = 0$$

$$R_{4d} = 334 \text{ T-m}/8 \text{ m} = 41.75 \text{ Ton.}$$

$$R_4 = P + R_{4i} + R_{4d}$$

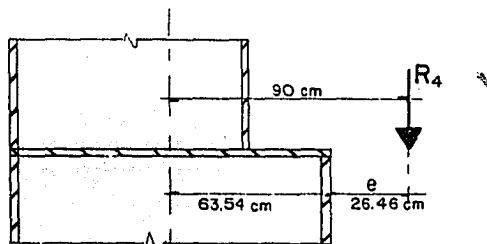
$$R_4 = 47 \text{ Ton} + 56.92 \text{ Ton} + 41.75 \text{ Ton} = 145.67 \text{ Ton}.$$

Ahora bién, es necesario localizar el punto de aplicación de esta carga  $R_4$ .

Tenemos un claro libre  $L = 26.36 \text{ m}$ , mientras que el puente de la grúa sólo cubre una longitud  $L_G = 24.56 \text{ m}$ ; entonces:

$$L - L_G = 26.36 \text{ m} - 24.56 \text{ m} = 1.80 \text{ m}$$

diferencia que será repartida a ambos lados del puente, y la distribución será como muestra la siguiente figura:



Contando ya con estos datos, procedemos al diseño de la ménsula.

#### IV.4.a).- POR CORTANTE.

La carga  $R_4$  provoca una fuerza cortante de la misma intensidad, así que:

$$R_4 = V = 145,670 \text{ Kg}.$$

y el esfuerzo admisible es:

$$F_v = 1.33(0.4F_y) = 1,346 \text{ Kg/cm}^2$$

mientras que el actuante es:

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{V}{ht_w}$$

si suponemos que el esfuerzo actuante estará al límite del esfuerzo admisible, entonces:

$$F_v = \frac{V}{h t_w} ,$$

y proponiendo un espesor  $t_w$  igual al espesor de las almas de la columna, podremos determinar el peralte requerido para la ménsula de la siguiente manera:

$$h = \frac{V}{t_w F_v}$$

que sustituyendo valores queda:

$$h = \frac{145,670 \text{ Kg}}{2(1.30 \text{ cm})1,346 \text{ Kg/cm}^2} = 41.61 \text{ cm}$$

pensando que aún falta revisar los esfuerzos por flexión (y que estos dependen del peralte), proponemos un peralte igual a  $h = 50.00 \text{ cm}$ ; así que finalmente el esfuerzo cortante actuante es:

$$f_v = 145,670 \text{ Kg} / 2(1.3 \text{ cm})50 \text{ cm} = 1,120 \text{ Kg/cm}^2$$

que es menor que el permisible.

#### IV.4.b).- POR FLEXION.

Si consideramos la ménsula como una trabe corta en voladizo, para su revisión por flexión necesitamos conocer el módulo de sección; proponiendo patines de 2.54 cm de espesor, tenemos:

$$S_x = \frac{45 \text{ cm}(55.08 \text{ cm})^3 - 42.4 \text{ cm}(50 \text{ cm})^3}{6(55.08 \text{ cm})} = 6,716.3 \text{ cm}^3$$

y el momento flexionante es:

$$M = R_4(e) = 145,670 \text{ Kg}(26.46 \text{ cm}) = 3,854,428 \text{ Kg-cm}$$

entonces el esfuerzo actuante a flexión es:

$$f_b = \frac{M}{S_x} = \frac{3,854,428 \text{ Kg-cm}}{6,716.3 \text{ cm}^3} = 573.89 \text{ Kg/cm}^2$$

cuando el esfuerzo permisible incrementado un 33% es:

$$F_b = 1.33(0.6F_y) = 2,020 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Sección tipo CAJON})$$

cumpliendo con la restricción  $f_b < F_b$ .

Debemos revisar, como siempre, las relaciones ancho-espesor y peralte-espesor, así que:

**PATINES:**

$$\frac{13.70 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}} = 5.4 < 16 \quad / (1.9.1.2)$$

$$\frac{15 \text{ cm}}{2.54 \text{ cm}} = 5.7 < 42 \quad / (1.9.2.2)$$

**ALMAS:**

$$\frac{50.0 \text{ cm}}{1.3 \text{ cm}} = 38.5 \quad \begin{cases} < 322 \\ < 162 \end{cases} \quad \begin{matrix} / (1.10.2) \\ / (1.10.6) \end{matrix}$$

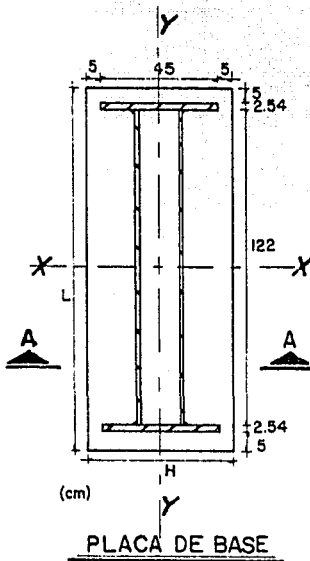
Así que se acepta la sección.

IV.5).- DISEÑO DE  
PLACAS DE BASE  
Y ANCLAS.

IV.5.a).- PLACA DE BASE.

De la figura siguiente, tenemos que el área de la placa es:

$$A_p = 137 \text{ cm}(55 \text{ cm}) = 7,539.4 \text{ cm}^2,$$



De la Tabla IV.3, tenemos que --  
 $P = 217.5 \text{ Ton}$ ; entonces el esfuerzo --  
de compresión sobre la placa es:

$$\sigma_a = \frac{P}{A_p} = \frac{217,500 \text{ Kg}}{7,539.4 \text{ cm}^2} = 28.85 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

proponiendo un dado de concreto refor--  
zado, con resistencia a la compresión  
 $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ , el esfuerzo admisi--  
ble será:

$$\sigma_p = 0.25f'_c = 0.25(250 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\sigma_p = 62.50 \text{ Kg/cm}^2$$

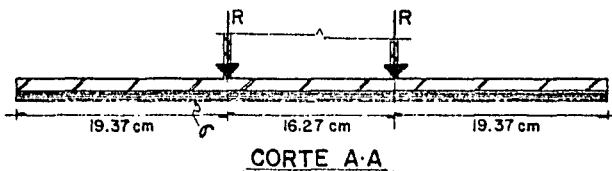
que como vemos, es mayor que  $\sigma_a$ ; por--  
dríamos reducir la resistencia del --  
concreto, sin embargo, la zapata re--  
quiere de esta resistencia a la pen--  
etración y cortante.

Por otro lado, la relación largo--ancho de la placa es:

$$\frac{L}{H} = \frac{137 \text{ cm}}{55 \text{ cm}} = 2.45 > 2$$

entonces nuestra placa debe trabajar en el sentido corto; así

pues, una sección paralela al eje I, será:



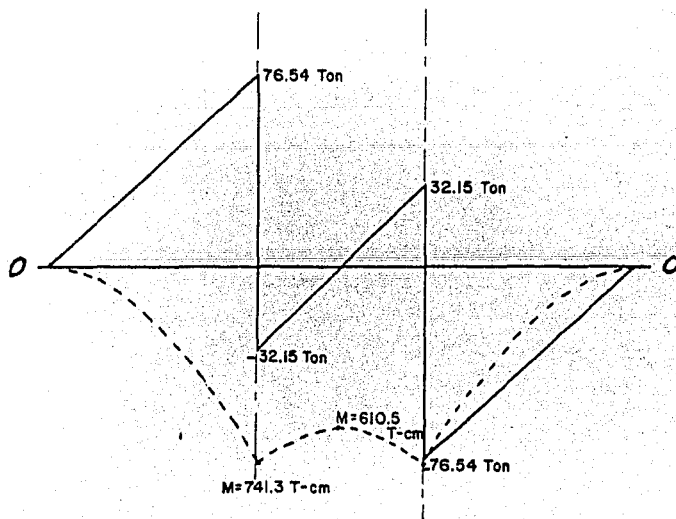
donde  $\sigma = \sigma_a(L) = 28.85 \text{ Kg/cm}^2 (137 \text{ cm}) = 3,952.2 \text{ Kg/cm}$

$R = \text{Carga sobre las almas de la columna.}$

$= \sigma H/2$

$= 3,952.2 \text{ Kg/cm} (55 \text{ cm})/2 = 108,686.5 \text{ Kg}$

obteniendo los siguientes diagramas de fuerza cortante (—) y momento flexionante (- - -).



DIAGRAMAS DE "V" Y "M" EN PLACA DE BASE

Procedamos ahora a la obtención del espesor de la placa de base.

IV.5.a.1).- POR FLEXION.

El módulo de sección requerido es:

$$S_x = \frac{M}{F_b}$$

para este caso  $F_b = 0.75F_y$  (1.33)

{ / (1.5.1.4.3)  
/ (1.5.6)

entonces:

$$F_b = 2,523 \text{ Kg/cm}^2$$

y el módulo de sección es:

$$S_x = \frac{741,300 \text{ Kg-cm}}{2,523 \text{ Kg/cm}^2} = 293.8 \text{ cm}^3$$

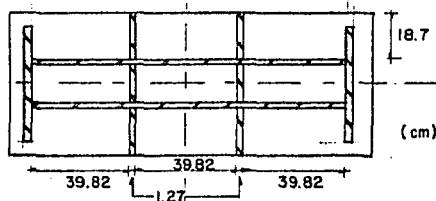
además:

$$S = \frac{Lt^2}{6}; \quad t^2 = \frac{6S}{L}$$

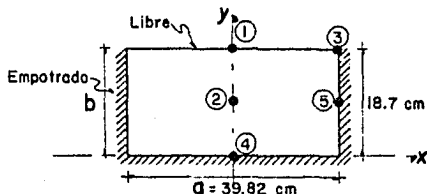
y sustituyendo valores queda:

$$t = \sqrt{\frac{6(293.8 \text{ cm}^3)}{137 \text{ cm}}} = 3.59 \text{ cm} \longrightarrow 38.1 \text{ mm (1-1/2")}$$

que se siente muy pesada, por lo que trataremos de reducir el espesor rigidizando la placa por medio de cartabones, como muestra la siguiente figura.



y analizando cualquiera de los tableros exteriores, aislamos uno de ellos, resultando la figura que a continuación se muestra.



Auxiliándonos con los coeficientes para momentos de placas rectangulares uniformemente cargadas, con tres bordes empotrados y el cuarto libre (.), tenemos la siguiente Tabla,

PUNTO	①	②	③	④	⑤
X	—	—	a/2	—	a/2
Y	b	b/2	b	—	b/2
$\beta$ (cm)	0.0336	0.0168	-0.0745	-0.0365	-0.0554
$^{(a)} M$ (T-cm)	1.518	0.759	-3.367	-1.650	-2.504

$$\frac{b}{a} = \frac{18.7 \text{ cm}}{39.82 \text{ cm}} = 0.47 \longrightarrow 0.50$$

Con los valores de esta Tabla, obtenemos el espesor requerido en cada punto de la figura anterior.

Punto 1;  $M = 1,518 \text{ Kg-cm}$

$$t = \sqrt{\frac{6(1,518 \text{ Kg-cm})}{1.0 \text{ cm}(2,523 \text{ Kg/cm}^2)}} = 1.9 \text{ cm} \longrightarrow 19 \text{ mm}$$

Punto 2;  $M = 759 \text{ Kg-cm}$

(.) - Página 239, "Teoría de Placas y Láminas", S. Timoshenko.

(..)-  $M = \beta q a^2$



$$t = \sqrt{\frac{6(759 \text{ Kg-cm})}{1.0 \text{ cm}(2,523 \text{ Kg/cm}^2)}} = 1.34 \text{ cm} \longrightarrow 13 \text{ mm}$$

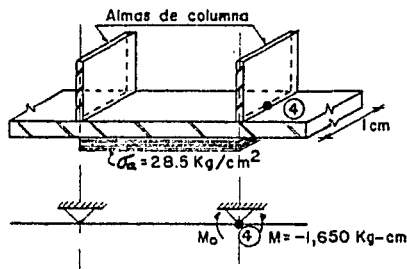
Punto 3;  $M = -3,367 \text{ Kg-cm}$

$$t = \sqrt{\frac{6(3,367 \text{ Kg-cm})}{1.0 \text{ cm}(2,523 \text{ Kg/cm}^2)}} = 2.83 \text{ cm} \longrightarrow 29 \text{ mm}$$

Punto 5;  $M = -2,504 \text{ Kg-cm}$

$$t = \sqrt{\frac{6(2,504 \text{ Kg-cm})}{1.0 \text{ cm}(2,523 \text{ Kg/cm}^2)}} = 2.44 \text{ cm} \longrightarrow 25.4 \text{ mm}$$

En el punto 4;  $M = -1,650 \text{ Kg-cm}$ , tenemos un caso especial, el cual resolvemos de la siguiente manera:



En la figura anterior, se muestra el punto 4 y la zona comprendida entre las dos almas de la columna, así que esta zona ejerce flexión hacia arriba, producida por el esfuerzo de compresión  $\sigma_a$ , de tal manera que causa la presencia de momentos flexionantes  $M_0$  en esa parte de la placa, dicho momento vale:

$$M_0 = \frac{\sigma_a b l^2}{12} = \frac{28.5 \text{ Kg/cm}^2 (1.0 \text{ cm})(15 \text{ cm})^2}{12}$$

$$M_0 = 534 \text{ Kg-cm}$$

que es menor que  $M = -1,650 \text{ Kg-cm}$ , presentandose un momento de desequilibrio cuyo valor es:

$$M_d = M + M_0 = -1,650 \text{ Kg-cm} + 534 \text{ Kg-cm}$$

$$M_d = -1,116 \text{ Kg-cm}$$

lo que hace necesario equilibrar dichos momentos; así que, obteniendo las rigideces de cada tablero, tenemos:

$$r_d = \frac{3}{18.7 \text{ cm}} = 0.160$$

$$r_i = \frac{4}{15 \text{ cm}} = 0.267$$

$$R = 0.16 + 0.267 = 0.427$$

y los factores de distribución serán:

$$f_d = -\frac{r_d}{R} = -\frac{0.160}{0.427} = -0.375$$

$$f_i = -\frac{r_i}{R} = -\frac{0.267}{0.427} = \frac{-0.625}{-1.000}$$

que multiplicados por el momento de desequilibrio, nos dan -- los de equilibrio.

$$M_{e_d} = M_d f_d = -1,116 \text{ Kg-cm}(-0.375) = 418.5 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{e_i} = M_d f_i = -1,116 \text{ Kg-cm}(-0.625) = 697.5 \text{ Kg-cm}$$

para que finalmente los momentos equilibrados en el punto 4, sean:

$$M_D = M + M_{e_d} = -1,650 \text{ Kg-cm} + 418.5 \text{ Kg-cm}$$

$$M_D = -1,231.5 \text{ Kg-cm}$$

$$M_I = M_o + M_{e_1} = 534 \text{ Kg-cm} + 697.5 \text{ Kg-cm}$$

$$M_I = 1,231.5 \text{ Kg-cm}$$

y con cualquiera de ellos obtenemos el espesor de la placa en ese punto, que es:

$$t = \sqrt{\frac{6(1,231.5 \text{ Kg-cm})}{1.0 \text{ cm}(2,523 \text{ Kg/cm}^2)}} = 1.7 \text{ cm} \longrightarrow 17 \text{ mm}$$

de los cinco puntos el que rige es el punto 3, que requiere - un espesor  $t = 29 \text{ mm}$ , debido a que no se fabrica en ese espesor la placa, se opta por una de espesor  $t = 32 \text{ mm}$ .

#### IV.5.a.2).- POR CORTANTE.

Revisemos ahora la capacidad al esfuerzo cortante de la placa cuyo espesor definimos en el inciso anterior.

$$V_m = 1.33(0.4F_y)A$$

$$V_m = 1.33(1,012 \text{ Kg/cm}^2)(3.2 \text{ cm})55 \text{ cm} = 236.89 \text{ Ton}$$

que es mucho mayor que el esfuerzo cortante actuante  $V_a$ .

$$V_a = 76.54 \text{ Ton.}$$

#### CONCLUSION:

Sección definitiva para las Placas de base:

1  $\text{P} \text{E}$  32 mm X 550 mm X 1370 mm.

#### IV.5.b).- ANCLAS.

Como estamos considerando articulada la base de la columna, las anclas no estarán sujetas a tensión, sólo a fuerza cortante, diseñándose de la siguiente manera.

Debido al tamaño de la placa de base y distribución de los cartabones, tenemos que utilizar 6 anclas, cuyo diámetro mínimo será  $\phi$  10, entonces el cortante máximo admisible será:

$$V_m = 0.4F_y(n)A_e$$

donde  $n = 6$  (número de anclas)

$$\begin{aligned} A_e &= \text{Area efectiva de un ancla } \phi 10 \\ &= 5.73 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

finalmente:

$$V_m = 1,012 \text{ Kg/cm}^2 (6)5.73 \text{ cm}^2 = 34.79 \text{ Ton}$$

para efectos estáticos, mientras que para efectos combinados será:

$$V_m = 1.33(34.79 \text{ Ton}) = 46.28 \text{ Ton}$$

que es mayor que la fuerza cortante máxima actuante:

$$V_a = 17.22 \text{ Ton.}$$

Como las anclas están sujetas únicamente a fuerza còr tante, la longitud de ellas se regirá por la longitud mínima, la cual se considera como:

$$L_m = 40 \phi = 40(3.18 \text{ cm}) = 127 \text{ cm}$$

siendo la longitud definitiva para cada ancla la siguiente:

$$L_a = 130 \text{ cm.}$$

Ahora bién, para dar la condición de articulación en la base de la columna, se sujetará la placa de base perfectamente (con todo su apriete en las tuercas) solamente en las anclas que coinciden con el eje X, mientras que las extremas llevarán una roldana de neopreno entre la tuerca y la placa de base, sin un total apriete de las tuercas; además, se soldarán las tuercas a las anclas por medio de soldadura de pun-

to; así, al intentar girar la placa de base (debido a algún momento flexionante), se deformarán las roldanas de neopreno, liberando la mayor parte de la energía por tensión en las anclas.

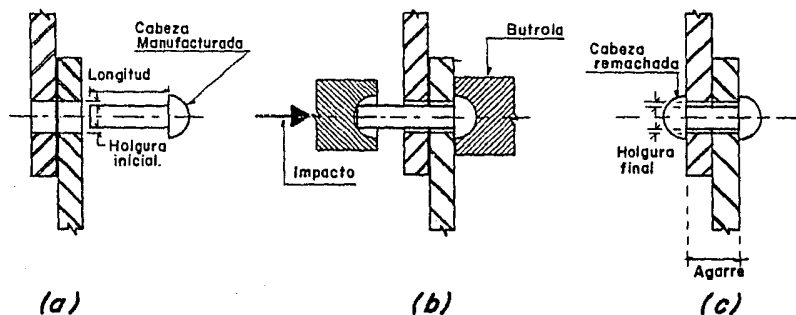
De hecho, al suponer que la cimentación de las columnas será a base de zapatas aisladas, se presenta una conexión teóricamente articulada.

## IV.6).- CONEXIONES.

Las conexiones son secciones especiales diseñadas con la finalidad de dar continuidad y/o transmitir esfuerzos de un elemento estructural a otro. Debido a que se cuenta con varios tipos de conectores o sujetadores, el diseñador debe considerar aspectos tales como: resistencia requerida de la sección, limitaciones de espacio en ésta, disponibilidad de personal calificado para la fabricación y montaje de la estructura, condiciones de servicio y costo de la instalación.

Los sujetadores para las conexiones pueden ser remaches, tornillos, pasadores y soldadura.

**REMACHES.**- Se llama remache a una pieza de sección transversal circular de acero dúctil forjado en el lugar para unir entre sí varias piezas de acero. Se fabrica con una cabeza especial, que se denomina cabeza manufacturada. Puede decirse que se trata de un proceso de forja, ya que para instalarse, deben calentarse previamente y golpearse el extremo opuesto a la cabeza manufacturada para formar otra cabeza. Al proceso completo se le llama remachado y los pasos esenciales se ilustran a continuación.



y los que tienen roscados los dos extremos y se fijan por medio de tuercas.

**SOLDADURA.**- La soldadura se utiliza para conexiones rígidas en los elementos estructurales de acero; es el proceso de unir piezas de metal entre sí por medio de la aplicación de calor, con o sin presión. El tipo más común en trabajos de acero estructural es la soldadura por fusión, a base de la fundición del metal.

Inicialmente se empleó mucho el sistema de soldadura con gas, es decir, la mezcla de oxígeno y acetileno (oxiacetileno) produce tal calor que funde tanto al metal de aportación (en varillas), como al metal base (por soldar) superficialmente; no puede decirse que esté en desuso, pues aún es bastante utilizada.

La más usada actualmente es la soldadura de arco eléctrico; la cual consiste en producir calor por medio de cortos circuitos o arcos eléctricos; al igual que la de gas, es necesario un metal de aportación, al mezclarse éste con el metal base fundido, se logra la conexión soldada. Inclusive, es posible soldar metales sumergidos en agua.

La soldadura realmente eficaz, es aquella que carece de los siguientes defectos:

**SOCAVACION.**- Sucede cuando se funde en exceso el metal base. Esto ocurre cuando no se utiliza el electrodo adecuado, cuando se elige una posición incómoda para soldar, y más frecuentemente, por la variación de la corriente eléctrica y longitudes de arco excesivas. Puede detectarse fácilmente por inspección visual. Se corrige (cuando no es excesiva) por medio de la aplicación de más metal de aportación, previa limpieza adecuada.

**FALTA DE FUSION.**- Se define como la falla del metal ba-

se o del de aportación para fundirse en algún punto de la junta (que no sea la raíz). Esto generalmente sucede cuando las superficies por soldar contienen partículas ajenas o extrañas a su estructura. Es más común que suceda la socavación que la falta de fusión.

**PENETRACION INCOMPLETA.**— Esta sucede cuando tanto el metal base como el de aportación, fallan al fundirse en la raíz. Las principales causas son: Mal diseño de la preparación, tal como una dimensión excesiva de la cara de la raíz, una abertura o ángulo insuficiente en la raíz; es muy frecuente que ocurra por la mala elección del diámetro del electrodo (muy grande), velocidad excesiva o corriente eléctrica insuficiente.

**INCLUSIONES DE ESCORIA.**— Al reaccionar químicamente los metales, el aire y el recubrimiento del electrodo, durante el depósito y solidificación del metal de aportación, se producen ciertos óxidos y carbonizaciones, las cuales por ser de menor densidad, producen "costras" al subir a la superficie, que sólo deben preocuparnos cuando quedan atrapadas dentro de la soldadura.

**POROSIDAD.**— Se presenta cuando existen vacíos, o burbujas de aire o gas en el interior del metal fundido.

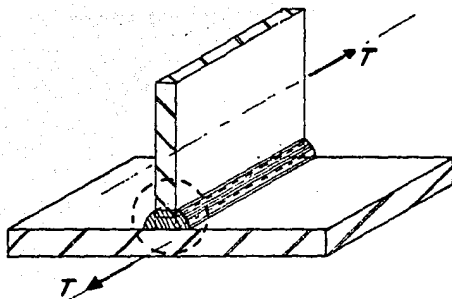
Existen varios métodos de inspección de soldadura, tales como el visual, el de partículas magnéticas, el de tinte penetrante, el ultrasónico y el radiográfico; sus nombres dan la idea de qué se trata cada uno.

La soldadura trabaja cuando es sometida a fuerzas de tensión, compresión o cortante, cuando tales fuerzas producen entre ella y el metal base esfuerzos cortantes, como puede apreciarse en la figura siguiente.

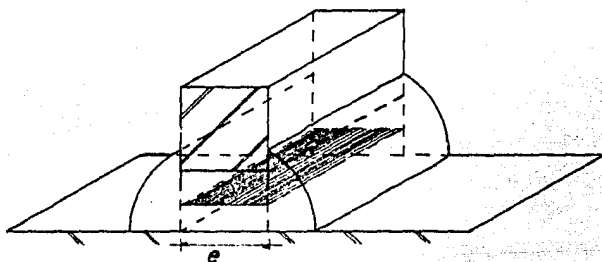
Al presentarse las fuerzas  $T$ , se produce una superficie de falla, cuyo ancho es el del metal más afectada por sol-



dar.



Amplificando el cordón de soldadura circunscrito en la figura anterior (que se trata de penetración completa), tenemos:



en la que la zona sombreada es la superficie de falla, sobre la que actúan los esfuerzos cortantes.

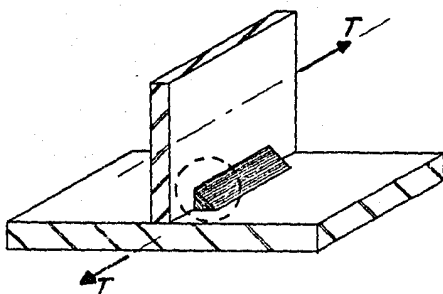
La resistencia de la soldadura ( $R$ ), es la misma que para esos esfuerzos presente el metal base (..).

Para el caso de soldadura de filete, se admite una resistencia  $R = 955 \text{ Kg/cm}^2$ , utilizando electrodos E-60 y SAW-1, con cualquier acero como metal base, mientras que la resistencia que produce un electrodo E-70 y SAW-2, en metales base A-36, A-242 y A-441, es  $R = 1,110 \text{ Kg/cm}^2$  (..).

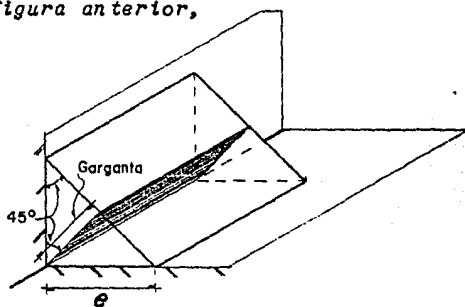
(..)- Pg. 253, "Diseño de Estructuras de Acero"; Bresler, Lin y Scatzi.

(..)- Pg. 254, "Diseño de Estructuras de Acero"; B., L. y S.

Pero sucede que la soldadura de filete se aplica como muestra la siguiente figura:



entonces la superficie de falla se presenta en la "garganta" de la soldadura, que es la parte más angosta de ésta, la cual puede apreciarse en la ampliación del cordón de la soldadura circunscrito en la figura anterior,



mientras que el espesor de la soldadura se especifica como  $e$ , en milímetros o dieciséisavos de pulgada; entonces, la resistencia real de una soldadura de filete cuyo espesor  $e = 1.6\text{mm}$  ( $1/16''$ ), vale:

$$R_r = 955 \text{ Kg/cm}^2 (0.16 \text{ cm}) = 152.8 \text{ Kg/cm}$$

es decir, que cada centímetro de soldadura de filete, cuyo es

pesor sea  $e = 1.6 \text{ mm}$  ( $1/16''$ ), resiste  $152.8 \text{ Kg}$ ; pero no debemos olvidar que la falla se presenta en la "garganta" precisamente; entonces:

$$R_s = R_r(\text{sen } 45^\circ)$$

$$R_s = 108 \text{ Kg/cm por cada } 1.6 \text{ mm } (1/16'').$$

valor que para diseño consideraremos como:

$$R_D = 100 \text{ Kg/cm/1.6 mm}$$

En la Tabla IV.7 se proporcionan las resistencias para soldaduras de filete con electrodos E-60 y E-70, para diferentes espesores; en la figura IV.8 se muestra la nomenclatura que se utiliza para las especificaciones de soldadura.

ESPESOR	in	1/16	1/8	3/16	1/4	5/16	3/8	7/16	1/2
	mm	2	3	5	6	8	10	11	13
ELECTRODO	Resistencia (Kg/cm)								
E-60	100	200	300	400	500	600	700	800	
E-70	125	250	375	500	625	750	875	1,000	

TABLA IV.7 (RESISTENCIA DE SOLDADURA DE FILETE)

TIPO DE SOLDADURA									
Canto	Filete	Tapón o Ranura	PREPARACION DE LA(S) PIEZA(S)						
			Rectangular.	V	Bisel	U	J	Bocel simple	Bocel doble

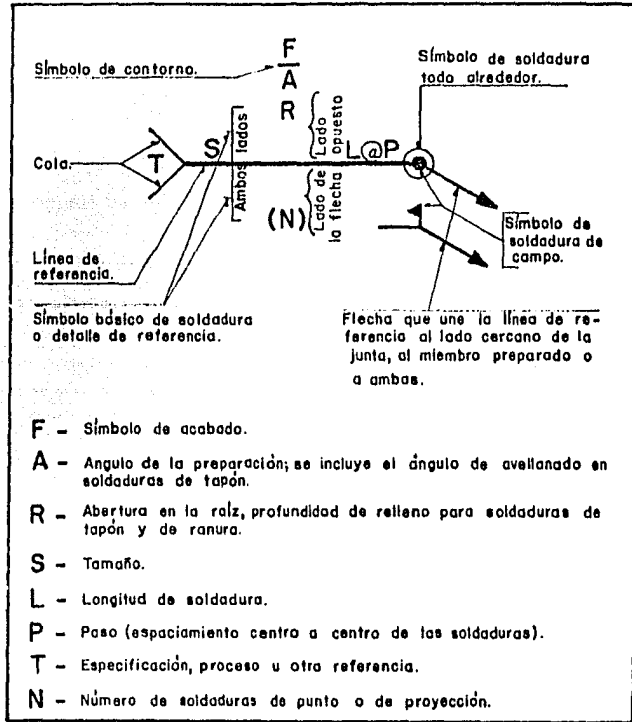
### SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDADURA

Soldar todo alrededor	Soldadura de campo	CÓRTO	
		Al ras	Convexo

### SÍMBOLOS SUPLEMENTARIOS

#### NOTAS:

- 1.- Las soldaduras en ambos lados se harán de la misma dimensión, a menos que se indique de otra manera.
- 2.- La cola de la flecha se usa para anotar especificaciones. Si no hay nada que anotar suele omitirse.
- 3.- Las dimensiones de las soldaduras, de la longitud del incremento y de los espaciamientos se indicarán en milímetros o pulgadas.
- 4.- Dimensiones, símbolo, longitud y espaciamiento se leerán en ese orden, de izquierda a derecha a lo largo de la línea de referencia, independientemente del sentido de la flecha.



### LOCALIZACIÓN ESTÁNDAR DE LOS ELEMENTOS DE UN SÍMBOLO DE SOLDADURA

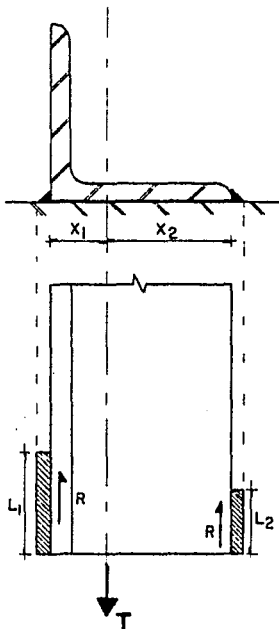
FIG. IV. 8 (SIMBOLOGIA PARA SOLDADURA)

#### IV.6.a).- CONEXIONES EN ARKADURAS PRINCIPALES.

Nos interesa realizar la revisión en los nudos en que la soldadura estará sujeta a tensión, como en el caso de los nudos 32 y 38, los cuales están sujetos a una fuerza  $T = 17.42$  Ton y  $36.75$  Ton, respectivamente.

La longitud de la soldadura debe ser tal que (en función de su espesor) resista la fuerza a que estará sometida, y que evite posibles excentricidades que originen esfuerzos adicionales por flexión.

Explicaremos brevemente cómo debe hacerse esa distribución en los ángulos por soldar, para lo cual nos basaremos en la siguiente figura.



La excentricidad que debemos evitar es la que se produciría con respecto al eje longitudinal del ángulo; entonces, aplicando las ecuaciones de equilibrio de la estática:

$$\text{De } M_L = 0; \quad \curvearrowright :$$

$$RL_1 X_1 - RL_2 X_2 = 0 \quad (1)$$

$$RL_1 X_1 = RL_2 X_2 \quad (1')$$

$$\text{De } F = 0; \quad \rightarrow :$$

$$RL_1 + RL_2 - T = 0 \quad (2)$$

$$RL_1 + RL_2 = T \quad (2')$$

$$\text{De } (1'):$$

$$L_1 = \frac{RL_2 X_2}{RX_1} = \frac{L_2 X_2}{X_1}$$

Sustituyendo en (2'):

$$R\left(\frac{L_2 X_2}{X_1}\right) + RL_2 = T$$

$$L_2 R\left(1 + \frac{X_2}{X_1}\right) = T$$

$$L_2 = \frac{T}{R\left(1 + \frac{X_2}{X_1}\right)}$$

Sustituyendo en (1'):

$$RL_1 X_1 = \frac{TX_2}{\left(1 + \frac{X_2}{X_1}\right)}, \quad L_1 = \frac{TX_2}{R\left(1 - \frac{X_2}{X_1}\right)X_1}$$

Pero la ingeniería no es sólo la aplicación de métodos y fórmulas complejas para la obtención de sus resultados, sino que pretende ser práctica, de tal manera que podemos evitarnos el cálculo anterior aplicando una regla de tres simple (también llamada triangulación).

$$X : L :: X_1 : L_2$$

$$X : L :: X_2 : L_1$$

verificaremos los dos métodos con el siguiente cálculo.

Como mencionamos al principio de este inciso, el nudo 32 está sujeto a una tensión  $T = 17.42$  Ton, que le transmite la diagonal (barra 57); los elementos a soldar son:

2 APS  $\perp$  L 4" X 3/8" con 2 CPS  $\square$  10" -- 22.76 Kg/m (c/u)

siendo el espesor mínimo el de los canales ( $t_w = 1/4"$ ); la especificación del AISC, Secc. (1.17.3), indica que el espesor

máximo de la soldadura es  $3/16''$ , que según la Tabla IV.7 su resistencia es de  $300 \text{ Kg/cm}$ , con soldadura de filete, utilizando electrodo E-60; entonces:

$$T_d = \frac{17,420 \text{ Kg}}{2(1.33)} = 6,548.9 \text{ Kg, ya que la fuerza } T \text{ está a}$$

aplicada en los dos ángulos y es una combinación de esfuerzos estáticos más accidentales.

La longitud total de soldadura que se necesita es:

$$L_s = \frac{6,548.9 \text{ Kg}}{300 \text{ Kg/cm}} = 21.83 \text{ cm,}$$

y su distribución es (aplicando las ecuaciones que se determinaron anteriormente):

$$L_1 = \frac{6,548.9 \text{ Kg}(7.17 \text{ cm})}{300 \text{ Kg/cm} \left(1 + \frac{7.17 \text{ cm}}{2.99 \text{ cm}}\right) 2.99 \text{ cm}}$$

$$L_1 = 15.4 \text{ cm}$$

y

$$L_2 = \frac{6,548.9 \text{ Kg}}{300 \text{ Kg/cm} \left(1 + \frac{7.17 \text{ cm}}{2.99 \text{ cm}}\right)}$$

$$L_2 = 6.42 \text{ cm}$$

y como:

$$L_s = L_1 + L_2 = 15.4 \text{ cm} + 6.42 \text{ cm} = 21.82 \text{ cm.}$$

Aplicando ahora el método de la regla de tres simple:

$$10.16 \text{ cm} : 21.83 \text{ cm}$$

$$7.17 \text{ cm} : L_1 = 15.41 \text{ cm}$$

$$2.99 \text{ cm} : L_2 = 6.42 \text{ cm}$$

$$L_s = 21.83 \text{ cm}$$

con lo cual nos damos cuenta de lo práctico que resultó el se

gundo método, que será el que emplearemos de ahora en adelante, cuando se trate de soldadura para ángulos.

Para el caso del nudo 38, la barra 46 le aplica una tensión  $T = 36.75$  Ton (ver Tabla IV.4.b); entonces la fuerza de diseño es:

$$T_d = \frac{36,750 \text{ Kg}}{2(1.33)} = 13,816 \text{ Kg}$$

con una soldadura de características similares a la anterior, necesitamos una longitud:

$$L_s = \frac{13,816 \text{ Kg}}{300 \text{ Kg/cm}} = 46.05 \text{ cm}$$

y su distribución será:

$$\begin{array}{r} 10.16 \text{ cm} : 46.05 \text{ cm} \\ 7.17 \text{ cm} : L_1 = 32.50 \text{ cm} \\ 2.99 \text{ cm} : L_2 = 13.55 \text{ cm} \\ \hline L_s = 46.05 \text{ cm} \end{array}$$

debido a que es una longitud sensiblemente grande, utilizaremos una soldadura de espesor  $e = 1/4"$ , cuya resistencia es de 400 Kg/cm (según Tabla IV.7), siendo la longitud total ahora de:

$$L_s = \frac{13,816 \text{ Kg}}{400 \text{ Kg/cm}} = 34.54 \text{ cm}$$

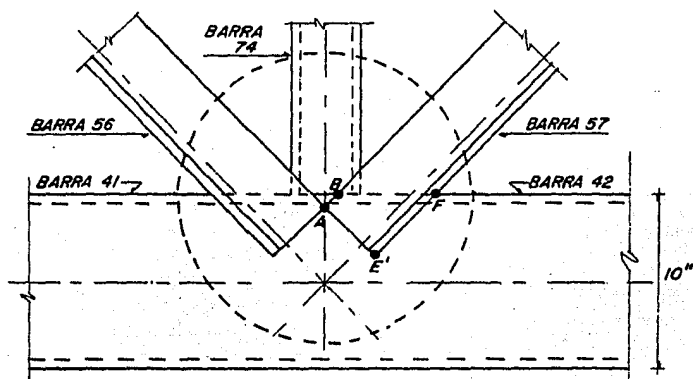
cuya distribución es la siguiente:

$$\begin{array}{r} 10.16 \text{ cm} : 34.54 \text{ cm} \\ 7.17 \text{ cm} : L_1 = 24.38 \text{ cm} \\ 2.99 \text{ cm} : L_2 = 10.16 \text{ cm} \\ \hline L_s = 34.54 \text{ cm} \end{array}$$

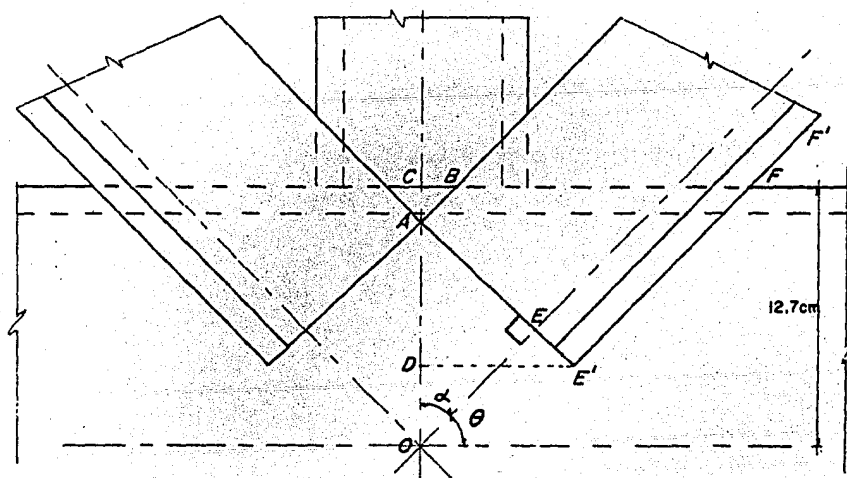
Es conveniente averiguar si tenemos las longitudes --



disponibles ( $L_d$ ) en los nudos en estudio; así pues, auxiliándonos en la siguiente figura, que corresponde al nudo 32, obtendremos dichas longitudes, que implícitamente son  $\overline{AB}$  y  $\overline{FE'}$ .



Amplificando la zona circunscrita para comodidad en el cálculo, tenemos la siguiente figura.



De esta figura podemos determinar el valor del ángulo  $\theta$  y el de  $\alpha$ , de la siguiente manera:

$$\theta = \text{Ang Tg } \frac{342.0 \text{ cm}}{329.5 \text{ cm}} = 46^{\circ} 04' \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Sen } \theta = 0.720 \\ \text{Cos } \theta = 0.694 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^{\circ} 00' - \theta = 43^{\circ} 56' \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Sen } \alpha = 0.689 \\ \text{Cos } \alpha = 0.725 \end{array} \right.$$

Como sólo se conocen las longitudes que son:

$$\overline{AE'} = 10.16 \text{ cm}, \quad \overline{AE} = 7.17 \text{ cm} \quad \text{y}$$

$$\overline{OC} = 12.70 \text{ cm}$$

con ellas y con los ángulos  $\theta$  y  $\alpha$ , calculamos las que nos interesan; así pues, tenemos:

$$\overline{FE'} = \overline{CD} / \text{sen } \theta$$

$$\overline{CD} = \overline{AC} + \overline{AD}$$

$$\overline{AC} = \overline{OC} - \overline{AO}$$

$$\overline{AO} = \overline{AE} / \text{sen } \alpha$$

$$\overline{AO} = 7.17 \text{ cm} / 0.689 = 10.41 \text{ cm}$$

$$\overline{OC} = 12.7 \text{ cm}$$

$$\overline{AC} = 12.7 \text{ cm} - 10.41 \text{ cm} = 2.29 \text{ cm}$$

$$\overline{AD} = \overline{AE'} \cos \theta$$

$$\overline{AD} = 10.16 \text{ cm} (0.694) = 7.05 \text{ cm}$$

$$\overline{CD} = 2.29 \text{ cm} + 7.05 \text{ cm} = 9.34 \text{ cm}$$

$$\overline{FE'} = 9.34 \text{ cm} / 0.720 = 12.97 \text{ cm}$$

$$\overline{FE'} < L_1 = 15.41 \text{ cm}$$

$$\overline{AB} = \overline{AC} / \cos \alpha = 2.29 \text{ cm} / 0.725 = 3.16 \text{ cm}$$

$$\overline{AB} < L_2 = 6.42 \text{ cm}$$

Debido a que las longitudes disponibles ( $\overline{AB}$  y  $\overline{FE'}$ ) para soldadura son menores que las requeridas ( $L_1$  y  $L_2$ ), es necesario agregar unas placas para que con ellas se obtenga una mayor longitud disponible.

Dimensionemos ahora dicha placa:

ANCHO DE LA PLACA.

$$\overline{E'F'} \geq L_1 = 15.41 \text{ cm}$$

si suponemos que  $\overline{E'F'} = 20.00 \text{ cm}$ ,

$$\overline{C'D} = \overline{E'F'} \cos \alpha = 20.00 \text{ cm}(0.725) = 14.50 \text{ cm}$$

$$\overline{CC'} = \overline{DC'} - \overline{CD} = 14.50 \text{ cm} - 9.34 \text{ cm} = 5.16 \text{ cm}$$

proponemos un ancho de la placa de 6.35 cm ( $2-1/2''$ ).

LARGO DE LA PLACA.

$$\overline{DE'} = \overline{AE'} \operatorname{sen} \theta = 10.16 \text{ cm}(0.720) = 7.32 \text{ cm}$$

$$L_h = L_1 \cos \theta = 15.41 \text{ cm}(0.694) = 10.69 \text{ cm}$$

$$L_H = 2(L_h + \overline{DE'} + 5.00 \text{ cm})$$

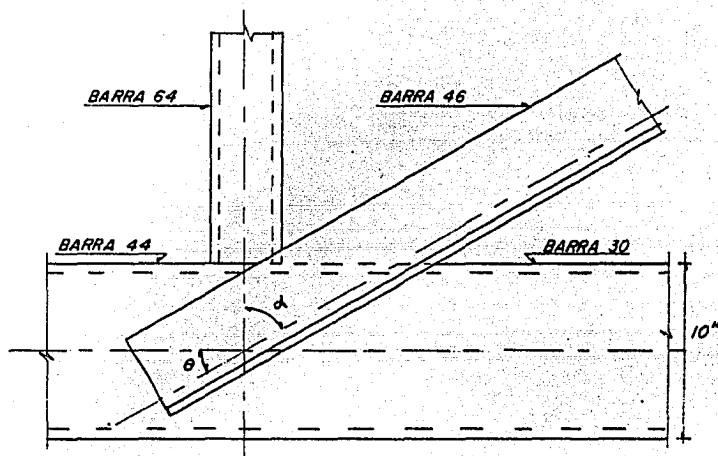
$$L_H = 46.02 \text{ cm}$$

proponemos un largo de la placa igual a 47.00 cm ( $18-1/2''$ ).

Con el mismo criterio, revisamos las longitudes disponibles para la soldadura del nudo 38, auxiliándonos ahora en la siguiente figura, en la que a simple vista nos damos cuenta de que nuestra longitud disponible es bastante; aún así, - procedamos al cálculo de ella.

$$\theta = \operatorname{Ang} \operatorname{Tg} \frac{243.2 \text{ cm}}{329.5 \text{ cm}} = 36^\circ 25' \quad \begin{cases} \operatorname{Sen} \theta = 0.591 \\ \operatorname{Cos} \theta = 0.806 \end{cases}$$

$$\alpha = 90^{\circ} 00' - \theta = 53^{\circ} 35' \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Sen } \alpha = 0.802 \\ \text{Cos } \alpha = 0.597 \end{array} \right.$$



En este caso se simplifica el cálculo de las longitudes disponibles, ya que contamos con todo el peralte de los canales; así que entonces:

$$L_d = 25.40 \text{ cm} / \text{sen } \theta = 25.40 \text{ cm} / 0.591$$

$$L_d = 42.98 \text{ cm.}$$

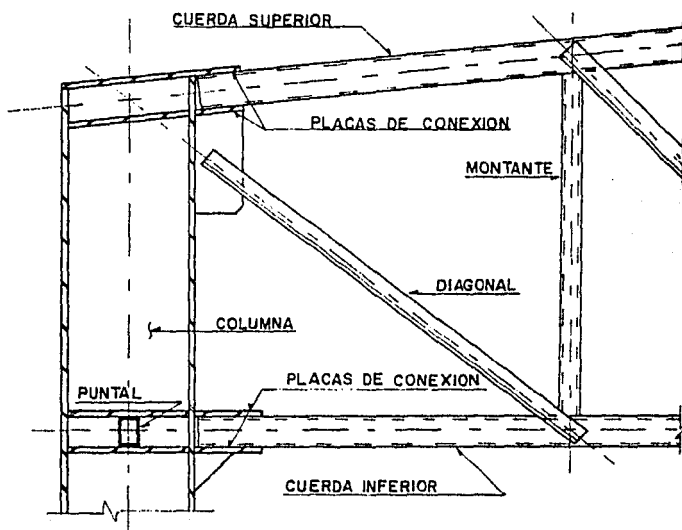
$$L_d > \begin{cases} L_1 = 32.50 \text{ cm} \\ L_2 = 13.55 \text{ cm} \end{cases}$$

por lo que la longitud disponible es suficiente.

Para ver con más detalle los nudos antes analizados, ver Plano 5.

#### IV.6.b).- CONEXION ARMADURAS PRINCIPALES-COLUMNAS:

Para fines de ilustración y auxiliándonos en la figura siguiente, diseñaremos la conexión armadura principal-columna extrema.



Las cargas que consideraremos para la cuerda superior, inferior y diagonal, serán: 52.27 Ton, -87.84 Ton y 32.42 Ton respectivamente.

##### IV.6.b.1).- CUERDA SUPERIOR.

Formada por 2 CPS  $\square$  10"-22.76 Kg/m;  $t_f = 11$  mm  
 $P = 52.27$  Ton (7/16")

Como requerimos de dos placas de conexión, la carga  $P$  se distribuye en ambas placas, así que cada placa está sujeta

a una fuerza igual a:

$$P_d = \frac{52270 \text{ Kg}}{2} = 26,135 \text{ Kg}$$

el ancho de la placa será igual al ancho de la columna, así -  
pues,  $B = 45 \text{ cm}$ , el espesor necesario será:

$$t = \frac{P_d}{BF_t} = \frac{26,135 \text{ Kg}}{45 \text{ cm}(1.33)1520 \text{ Kg/cm}^2} = 0.29 \text{ cm} \longrightarrow 3 \text{ mm}$$

proponiendo  $2 \overline{F}_S 3/8''$  (10 mm), su capacidad de carga es:

$$P_r = 1.33(1520 \text{ Kg/cm}^2)1 \text{ cm}(45 \text{ cm}) = 90.97 \text{ Ton.}$$

Si aplicamos una soldadura de filete con electrodo --  
E-60 cuyo espesor sea  $5/16''$  (8 mm), la longitud requerida pa-  
ra la soldadura será:

$$L_s = \frac{52,270 \text{ Kg}}{4(500 \text{ Kg/cm})} = 26 \text{ cm.}$$

por lo que la longitud de la placa, a partir del patín, será:

$$L_p = 35 \text{ cm.}$$

#### IV.6.b.2).- CUERDA INFERIOR.

Este elemento está formado por:

$$2 \text{ CPS } \square 10'' \text{ -- } 22.76 \text{ Kg/m; } t_f = 11 \text{ mm } (7/16'')$$

$$P = 87.84 \text{ Ton}$$

del inciso anterior, podemos observar que el espesor de la --  
placa es suficiente, y la longitud de soldadura será:

$$L_s = \frac{87,840 \text{ Kg}}{4(500 \text{ Kg/cm})} = 44 \text{ cm}$$

y la longitud de la placa será  $L_p = 55 \text{ cm.}$

## IV.6.b.3).- DIAGONAL.

Formada por 2 APS  $\perp$  L 4" X 1/2"

$$P = 32.42 \text{ Ton}$$

para cada ángulo la carga de diseño será:

$$P_d = \frac{32,420 \text{ Kg}}{2} = 16,210 \text{ Kg}$$

y la longitud de soldadura con espesor  $e = 7/16"$  (11 mm):

$$L_s = \frac{16,210 \text{ Kg}}{(700 \text{ Kg/cm})} = 23.0 \text{ cm, distribuida de la siguiente}$$

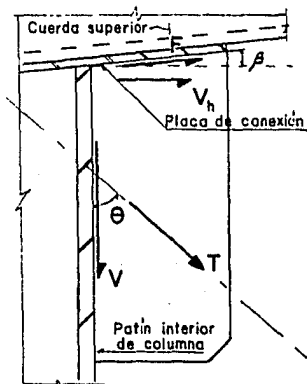
manera:

$$10.16 \text{ cm} : 23 \text{ cm}$$

$$7.17 \text{ cm} : L_1 = 16.23 \text{ cm}$$

$$2.99 \text{ cm} : L_2 = 6.77 \text{ cm}$$

y la longitud de la placa será:



$$\theta = \text{Ang Tg} \frac{329.5 \text{ cm}}{243.2 \text{ cm}} = 53^{\circ} 34'$$

$$V = T \cos \theta = 16.21 \text{ Ton} (0.60)$$

$$V = 9.7 \text{ Ton}$$

$$L_s = 9,700 \text{ Kg} / 700 \text{ Kg/cm} = 13.86 \text{ cm}$$

$$V_h = T \text{ sen } \theta = 16.21 \text{ Ton} (0.80)$$

$$V_h = 12.99 \text{ Ton}$$

$$F = V_h / \cos \beta$$

$$F = 12.99 \text{ Ton} / 0.99 = 13.12 \text{ Ton}$$

$$L_s = \frac{13,120 \text{ Kg}}{700 \text{ Kg/cm}} = 18.74 \text{ cm.}$$

#### IV.6.c).- CONEXION COLUMNA-MENSULA.

Como se vió en el inciso IV.4, la ménsula estará sujeta a una fuerza cortante  $V = 145,670 \text{ Kg}$  (página 69), y determinamos en ese mismo inciso el espesor y la longitud requerida para tal esfuerzo, diseñaremos ahora la longitud requerida de soldadura.

Según el Manual del AISC (Secc. / (1.17.3.2)), para espesores de placas mayores de  $6.4 \text{ mm}$  ( $1/4''$ ), el espesor de la soldadura de filete será igual al espesor de la placa más delgada menos  $1.6 \text{ mm}$  ( $1/16''$ ), así que el espesor máximo de la soldadura será de  $11.2 \text{ mm}$  ( $7/16''$ ), cuya resistencia es de  $700 \text{ Kg/cm}$  (según Tabla IV.7), calculemos pues la longitud necesaria:

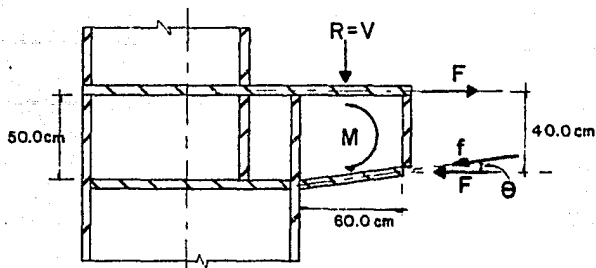
$$L_s = \frac{72,835 \text{ Kg}}{1.33(700 \text{ Kg/cm})} = 78.23 \text{ cm}$$

que es mayor que la longitud disponible ( $h = 50.00 \text{ cm}$ ), proponemos entonces soldadura de penetración completa, con la cual requerimos una longitud igual a:

$$L_s = \frac{72,835 \text{ Kg}}{1.33(1,012 \text{ Kg/cm}^2)1.3 \text{ cm}} = 41.63 \text{ cm}$$

PATIN - ALMAS.

Proponiendo la ménsula como muestra la siguiente fig.





y considerando que el momento flexionante actúa en el extremo de la ménsula, el par de fuerzas vale:

$$F = \frac{M}{a} = \frac{3,854,428 \text{ Kg-cm}}{40 \text{ cm}} = 96.362 \text{ Ton}$$

y la componente  $f$ :

$$f = F/\cos \theta = 96.362 \text{ Ton}/0.985 = 97.83 \text{ Ton.}$$

que nos produce un esfuerzo actuante de compresión:

$$f_a = \frac{97,830 \text{ Kg}}{45 \text{ cm}(2.54 \text{ cm})} = 855.9 \text{ Kg/cm}^2$$

si consideramos los patines como columnas cortas, tenemos:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{0.65(60 \text{ cm})/0.985}{0.288675(2.54 \text{ cm})} = 54$$

a cuyo valor corresponde un esfuerzo permisible a la compresión:

$$F_a = 1.33(1,867.4 \text{ Kg/cm}^2) = 1,685.6 \text{ Kg/cm}^2$$

que satisface la restricción  $f_a \leq F_a$ .

La longitud de la soldadura será:

$$L_s = \frac{97,830 \text{ Kg}}{2(700 \text{ Kg/cm})1.33} = 52.54 \text{ cm}$$

que es menor que la disponible (60 cm).

#### CONCLUSION:

Elementos definitivos para la ménsula:

ALMAS 2  $A_2$ ,  $t_w = 13 \text{ mm}$  (1/2")

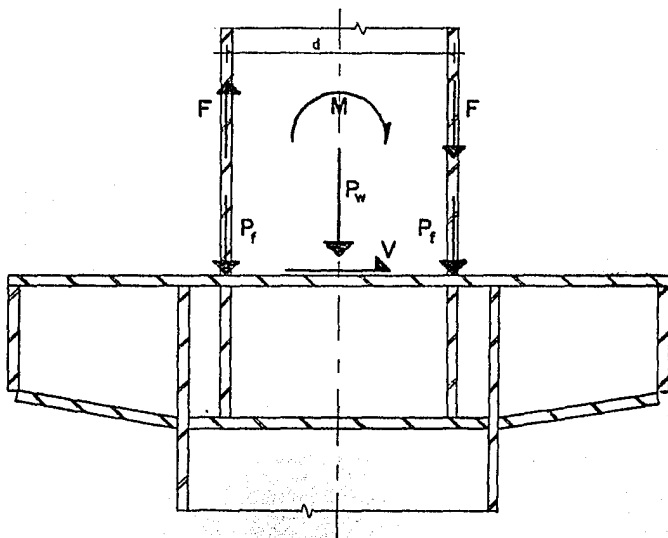
PATINES 2  $A_5$  25.4 mm X 450 mm (1" X 18")

Soldadura: Almas-Columna: e = 13 mm (Penetración C.)

Patines-Almas: e = 11 mm (Filete, E-60)

IV.6.d):- EMPALME DE COLUMNAS.

Considerando la columna central (eje B), en el cambio de sección según la siguiente figura:



$P_w$  = Carga axial en el alma.

$P_f$  = Carga axial en el patín.

Para el diseño del empalme, debemos considerar lo siguiente:

a).- El momento actuante ( $M$ ) en la columna se descompone en un par de fuerzas actuando sobre los patines de la sección.

$$F = \frac{M}{d}$$

b).- La carga axial ( $P$ ) se distribuye en toda el área de contacto con la placa, en proporción al área del alma y de --

los patines.

c).- Las fuerzas en los patines se transmiten al alma de la columna inferior mediante unas placas soldadas al alma (en ocasiones pueden omitirse).

d).- La fuerza cortante ( $V$ ) actúa horizontalmente sobre el alma.

e).- El esfuerzo de diseño para la soldadura del alma, será el resultante de la combinación de la carga axial en el alma y de la fuerza cortante:

$$P_a = \text{Fuerza por carga axial} = \frac{P}{2}$$

$$P_v = \text{Fuerza por corte} = \frac{V}{2}$$

$R = \sqrt{P_a^2 + P_v^2}$  = resultante de la fuerza actuante que resistirá la soldadura total a lo largo de toda el alma.

Así pues, al nivel en estudio tenemos lo siguiente:

$$P = -5.95 \text{ Ton}$$

$$V = 13.00 \text{ Ton}$$

$$K = 231.95 \text{ T-m}$$

$$d = 91.44 \text{ cm} + 2.54 \text{ cm} = 93.98 \text{ cm}$$

así que siguiendo los pasos arriba descritos obtenemos lo siguiente:

$$a).- \quad F = \frac{231.95 (10)^5 \text{ Kg-cm}}{93.98 \text{ cm}} = +/- (246,807.8 \text{ Kg})$$

b).- El área de contacto es  $A = 466.34 \text{ cm}^2$ , mientras que el área de un patín es:

$$A_f = 2.54 \text{ cm}(45 \text{ cm}) = 114.30 \text{ cm}^2$$

y

$$\frac{A_f}{A} = \frac{114.3 \text{ cm}^2}{466.34 \text{ cm}^2} = 0.25$$

lo que significa que el área del patín es el 25% del área total de la sección, deducimos que también el área del alma es el 25% del área total, entonces las cargas en cada elemento son:

$$P_w = 0.25P = 0.25(5.95 \text{ Ton}) = 1.43 \text{ Ton.}$$

$$P_f = 0.25P = 0.25(5.95 \text{ Ton}) = 1.43 \text{ Ton.}$$

finalmente las cargas de los patines son:

$$246.808 \text{ Ton} + 1.43 \text{ Ton} = 248.24 \text{ Ton, y}$$

$$-246.808 \text{ Ton} + 1.43 \text{ Ton} = -245.38 \text{ Ton}$$

c).- Si el espesor de la soldadura es  $e = 7/16''$  la longitud de la soldadura para las placas será:

$$L_s = \frac{248,240 \text{ Kg}}{8(700 \text{ Kg/cm})} = 44.3 \text{ cm}$$

$$d, e).- P_a = 5.95 \text{ Ton}/2 = 2.98 \text{ Ton}$$

$$P_v = 13.0 \text{ Ton}/2 = 6.50 \text{ Ton}$$

entonces la resistencia de la soldadura en el alma deberá ser:

$$R = \sqrt{(2.98 \text{ Ton})^2 + (6.5 \text{ Ton})^2} = 7,150 \text{ Kg}$$

y si contamos con una longitud de  $2(90 \text{ cm}) = 180 \text{ cm}$ , entonces la resistencia de la soldadura será:

$$R_s = \frac{7,150 \text{ Kg}}{180 \text{ cm}} = 39.7 \text{ Kg/cm; es decir, con un espesor}$$

de  $1/16''$  es suficiente para soportar el esfuerzo. Pero se especifica que esa conexión debe ser a penetración completa.

**V.- ANALISIS Y DISEÑO DE  
ELEMENTOS SECUNDARIOS.**

V.1).- ANALISIS  
DE TRABE  
CARRIL.

Para poder iniciar el análisis estructural de las trabes carril, es necesario determinar primero las cargas que -- les son transmitidas por el puente de la grúa correspondiente; consideraremos la grúa de 100 Ton de capacidad ( $G_{100}$ ) por ser la más pesada.

En la sección III.4.a de este trabajo, tenemos los valores de las cargas principales que van a actuar sobre la trabe carril en estudio, estos valores son:

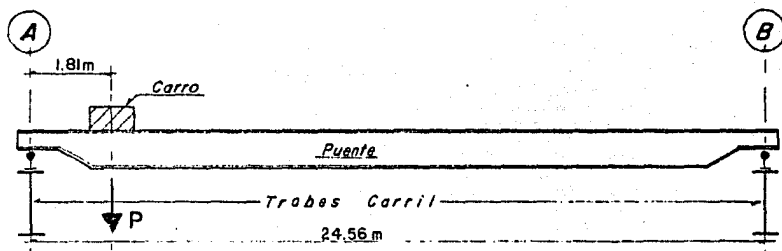
Peso del Puente $G_{100}$	61,200 Kg
Peso del Carro $G_{100}$	29,600 Kg
Capacidad $G_{100}$	100,000 Kg

Como datos adicionales, el fabricante de la grúa proporcionó los siguientes datos:

Claro del Puente $G_{100}$	24.56 m
Número de ruedas del Puente $G_{100}$	4 en cada extremo.
Riel recomendado $G_{100}$	175 # USS o BTH
Acercamiento máximo del gancho del carro ( $G_{100}$ )	1.81 m

Contando con la información anterior, procedemos a -- averiguar las cargas actuantes.

La carga máxima de la grúa, que actúa sobre la trabe carril, se presenta cuando el carro está localizado en el acercamiento máximo a dicha trabe, lo que a continuación confirmamos con el siguiente cálculo.



Donde  $P$  es la carga total; es decir, el peso del carro más la carga de 100 Ton, así que  $P$  vale:

$$P = 100 \text{ Ton} + 29.6 \text{ Ton} = 129.6 \text{ Ton}$$

mientras que el peso del puente se distribuye en ambas trabes carril sobre las que se apoya; ahora bien, la carga  $P$  es total, por lo que debemos obtener los valores de las reacciones en los extremos del puente.

Mediante la ecuación de equilibrio estático de la suma de momentos producidos por las fuerzas actuantes y reacciones, respecto a un punto cualquiera, obtenemos una de las reacciones; entonces:

$$\text{De } \sum M_A = 0; \quad (+) :$$

$$129.6 \text{ Ton}(1.81 \text{ m}) - R_B(24.56 \text{ m}) = 0$$

$$R_B = \frac{129.6 \text{ Ton}(1.81 \text{ m})}{24.56 \text{ m}} = 9.55 \text{ Ton}$$

ahora, aplicando otra ecuación de equilibrio, pero de fuerzas verticales en este caso, determinamos la reacción que falta.

$$\text{De } \sum F = 0; \quad \uparrow + :$$

$$R_A - 129.6 \text{ Ton} + 9.55 \text{ Ton} = 0$$

$$R_A = 129.6 \text{ Ton} - 9.55 \text{ Ton} = 120.05 \text{ Ton}$$

Como el peso del puente se distribuye en las dos traveses carril en las que se apoya, las reacciones quedan de la siguiente manera:

$$R_A = 120.05 \text{ Ton} + \frac{61.2 \text{ Ton}}{2} = 150.65 \text{ Ton}$$

$$R_B = 9.55 \text{ Ton} + \frac{61.2 \text{ Ton}}{2} = 40.15 \text{ Ton}$$

además, el Manual del AISC, en su Sección 1.3.3 recomienda incrementar estas cargas en un 25% por IMPACTO, tenemos finalmente:

$$R_A = 150.65 \text{ Ton} \times 1.25 = 188.31 \text{ Ton}$$

$$R_B = 40.15 \text{ Ton} \times 1.25 = 50.19 \text{ Ton}$$

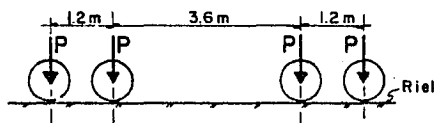
De esta manera, hemos determinado la carga total actuante sobre las traveses carril, para un acercamiento máximo del carro.

El fabricante nos ha indicado que el puente tiene 4 - ruedas en cada extremo, así que la carga total se reparte en dichas ruedas, obteniendo el peso por rueda de la siguiente manera:

$$P = \frac{188.31 \text{ Ton}}{4} = 47.08 \text{ Ton, consideraremos solamente:}$$

$$P = 47.00 \text{ Ton.}$$

También nos informó el fabricante acerca de la separación de las ruedas, que es como muestra la siguiente figura.



SEPARACION DE RUEDAS



No debemos olvidar que las cargas  $P$  no son estáticas, sino que se desplazan a lo largo de las traveses carril, siendo necesario entonces, determinar la posición más desfavorable - de estas cargas  $P$  sobre la trabe.

Debemos tener presente, que se tiene que considerar - el peso propio (Po. po.) de la trabe, además de tomar en cuenta el peso del riel que se encuentra sobre ella y sobre el - cual se desplaza longitudinalmente el puente; suponiendo una carga por metro lineal para el peso propio de la trabe, de aproximadamente 400 Kg/m, se tiene:

Trabe carril (Po. po.)

$$w = 400.0 \text{ Kg/m}$$

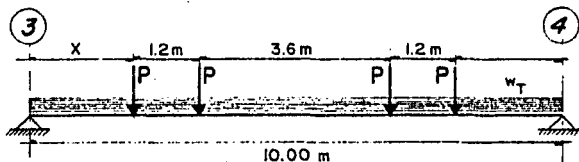
Riel (Po. po.)

$$w = 86.8 \text{ Kg/m}$$


---


$$w = 486.8 \text{ Kg/m}$$

que consideraremos como  $w_T = 480.0 \text{ Kg/m}$ ; quedando el siguiente sistema de cargas:

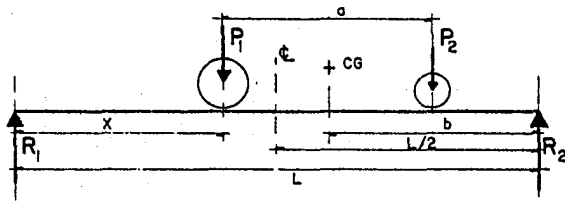


El Manual del AISC, en la página 2-128, proporciona - un método rápido para localizar la posición crítica de un sistema de cargas móviles, como el que nos ocupa, método que se enuncia a continuación.

- A).- El máximo cortante debido a cargas concentradas en movimiento, ocurre en uno de los apoyos, cuando una de las cargas está sobre dicho apoyo. Con varias cargas móviles, la localización que produciría el cortante - máximo será determinado por tanteos.

B).- El máximo momento flexionante producido por cargas -- concentradas en movimiento, ocurre bajo una de las -- cargas, cuando ésta se encuentra tan lejos de uno de los apoyos, como el centro de gravedad (CG) (de todas las cargas en movimiento sobre la trabe) lo está del otro apoyo.

C).- El máximo momento flexionante ocurre bajo la carga  $P_1$  (ver figura a continuación), cuando  $X = b$ ; observese que el centro del claro ( $\epsilon$ ) se encuentra a igual distancia de  $P_1$  que de CG.



Así que en nuestro caso, con un sistema de cargas concentradas en movimiento que es simétrico, el centro de gravedad es muy fácil de localizar, y queda precisamente en el centro geométrico del sistema, a 3.00 m de distancia de las cargas de las orillas y a 1.80 m de distancia de las cargas interiores del sistema, de modo que obedeciendo al inciso C), - localizamos la posición crítica de nuestras cargas P.

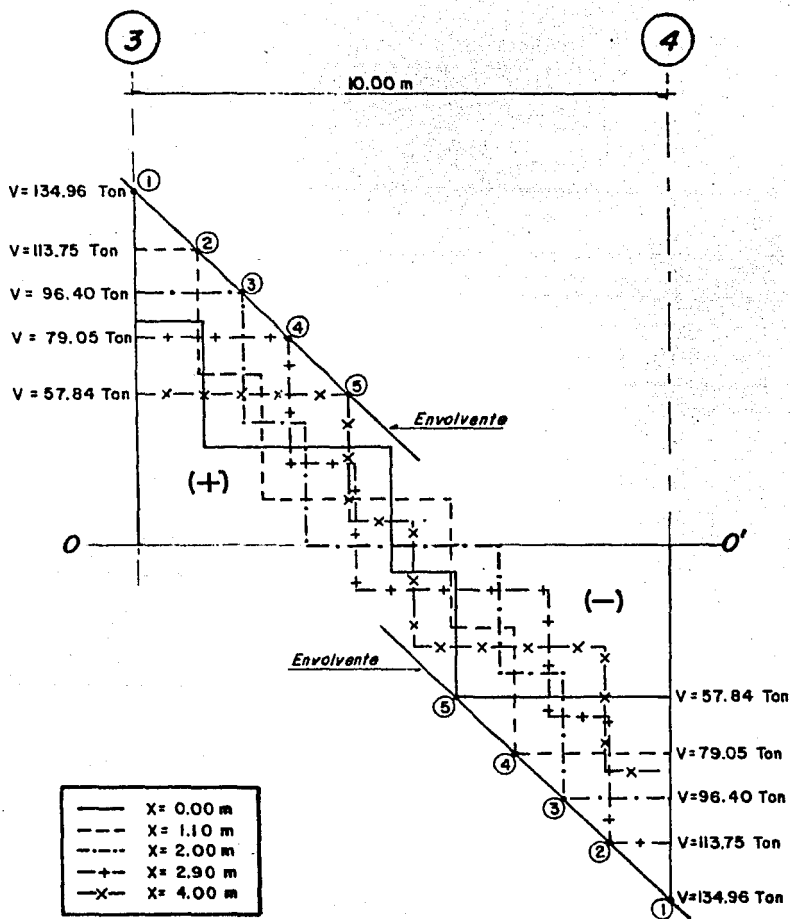
Debido a que una carga uniformemente repartida por unidad de longitud, tan pequeña como la de  $w_T = 480 \text{ Kg/m}$  (comparándola con la carga  $P = 47.0 \text{ Ton}$ ) no afecta considerablemente la forma de los diagramas de Cortante y Momento Flexionante, las consideraremos también concentradas donde las cargas P, para que finalmente su valor sea:

$$P = 47.0 \text{ Ton} + (0.48 \text{ T/m} \times 10.0 \text{ m})/4 = 48.2 \text{ Ton}$$

Es conveniente observar la variación de los diagramas de cortante y momento flexionante, relacionados con el cambio de la posición de las cargas  $P$  sobre la trabe carril, de tal manera que incrementando desde cero la distancia  $X$  de la figura de la página 108, obtenemos los diagramas que se presentan en las figuras V.1.a y b, que podemos verificar por medio -- del método del Manual del AISC antes descrito.

Cabe aclarar que los diagramas de cortante se obtuvieron directamente de la suma algebraica de cargas y reacciones, mientras que los de momentos flexionantes se obtuvieron como el área comprendida entre el perímetro del diagrama de cortante y la línea de referencia u origen "O-O' "; así como indicar que para fines prácticos consideraremos los signos que se muestran en los diagramas de las figuras V.1.a y b.

Como ya se dijo, la variación de la distancia  $X$  condujo a la obtención de los diagramas de las figuras V.1.a y b, sólo que en cada variación se consideraron las cargas  $P$  como estáticas, así que uniendo los puntos 1, 2, 3, 4 y 5 del diagrama de cortante, se obtiene la envolvente; es decir, se supone que la línea resultante de la unión de esos puntos es la sucesión de puntos si se analizaran las cargas  $P$  con una variación milimétrica de  $X$ , de igual manera sucede con el diagrama de momentos flexionantes, que al unir los puntos 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 0' obtenemos su envolvente.



**DIAGRAMA DE CORTANTE**

**FIG. V.1.a**

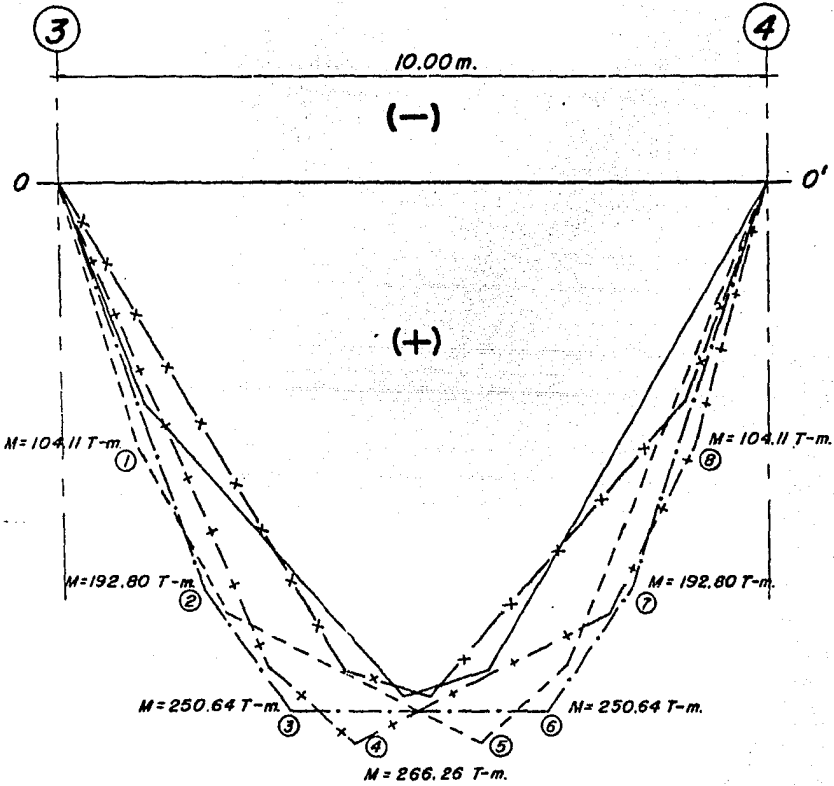


DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE

FIG. V.1. b

V.2).- DISEÑO  
DE LA  
TRABE  
CARRIL.

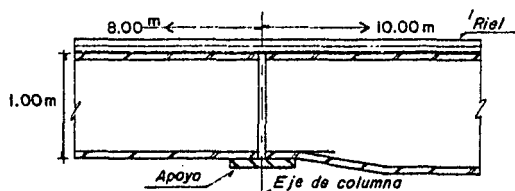
Para el diseño de las traveses carril se ha optado por elegir vigas de sección I, pero debido a la magnitud de los elementos mecánicos actuantes, no fué posible determinar una trabe laminada, ya que los esfuerzos actuantes sobrepasan los admisibles por la sección más pesada ya fabricada, lo que nos obliga a diseñar una trabe armada de alma llena, formada por tres placas unidas por medio de soldadura.

Cabe señalar, que observando que las traveses carril adyacentes a la trabe en estudio cubren claros menores (8.00 m), determinaremos sus posibles peraltes como aproximadamente  $L/8$  a  $L/10$ , pues se debe conservar un solo nivel en el lecho superior de las vigas; obedeciendo a esta observación, determinamos los peraltes preliminares de las vigas.

$$h_1 = \frac{8.00 \text{ m}}{8} = 1.00 \text{ m}$$

$$h_2 = \frac{10.00 \text{ m}}{10} = 1.00 \text{ m}$$

En consecuencia a la diferencia de claros a cubrir, los efectos mecánicos actuantes serán mayores en la viga de 10.00 m que en las de 8.00 m, así que el peralte de la trabe de 10.00 m será variable, como muestra la figura a continuación.



A continuación realizamos el diseño de la trabe carril; acompaña al cálculo del diseño (en el margen derecho) - unos números entre paréntesis, precedidos de una diagonal, es tos se refieren a la especificación correspondiente del Manual del AISC.

### V.2.a).- DISEÑO PRELIMINAR DE LA SECCION.

#### a.1).- ALMA.

Se supone un peralte  $d = 105$  cm, que es aproximadamente igual a 1/10 del claro (es tal vez un poco alto; en muchos casos, el peralte se ve limitado por requerimientos arquitectónicos o funcionales, que nos obligarán a utilizar peraltes menores, afortunadamente no ocurre eso en este caso).

a.1.a).- Para evitar la reducción de esfuerzos permisibles - en el patín comprimido, por pandeo del alma:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{6,370}{\sqrt{F_y}} = \frac{6,370}{\sqrt{2,530}} = 163 \quad / (1.10.6)$$

grueso correspondiente del alma:

$$t_w = \frac{105 \text{ cm}}{163} = 0.64 \text{ cm} \longrightarrow 6.4 \text{ mm } (1/4")$$

a.1.b).- Además la relación peralte-espesor del alma no debe exceder el valor obtenido mediante la expresión:

$$\frac{5,365}{\sqrt{F_y}} \left( 1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y} \right) \quad / (1.5.1.4.1,4) \\ / (1.5-4a)$$

como la viga está sujeta a flexión pura,  $f_a = 0$ ; entonces:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{5,365}{\sqrt{2,530}} = 107$$

correspondiendo a un grueso del alma,

$$t_w = \frac{105 \text{ cm}}{107} = 0.98 \text{ cm} \longrightarrow 11.1 \text{ mm (7/16")}$$

a.1.c).- Existe una restricción que asigna un espesor mínimo del alma de la siguiente manera:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{984,000}{\sqrt{F_y (F_y + 1,160)}} = 322 \quad /((1.10.2))$$

de donde el espesor del alma será:

$$t_w = \frac{105 \text{ cm}}{322} = 0.33 \text{ cm} \longrightarrow 4.8 \text{ mm (3/16")}$$

a.1.d).- En conclusión:  $t_w = 1.6 \text{ cm}$ , que es mayor que cualquiera de los tres valores de restricción obtenidos, teniendo así todas las ventajas que cada restricción ofrece.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{105 \text{ cm}}{1.6 \text{ cm}} = 65.6 \quad \left\{ \begin{array}{l} < 163 \quad /((1.10.6)) \\ < 107 \quad /((1.5.1.4.1,4)) \\ < 322 \quad /((1.10.2)) \end{array} \right.$$

Por lo tanto se acepta como alma:

1  $\text{A} \text{E}$  16 mm X 1050 mm

teniendo un área del alma  $A_w = 168 \text{ cm}^2$

a.2).- PATINES.

a.2.a).- Se diseña la sección al centro del claro, que es donde se localiza el máximo momento flexionante (ver figura - V.1.b), así que el área necesaria es:

$$A_f = \frac{M}{F_b(d)} = \frac{266.26 (10)^5 \text{ Kg-cm}}{(1,520 \text{ Kg/cm}^2) 105 \text{ cm}} = 166.83 \text{ cm}^2$$

como el alma toma también parte del esfuerzo de compresión --



por flexión, rebajaremos el área del patín  $A_f$  (se estima que de 1/6 a 1/8), entonces:

$$A_f = 145 \text{ cm}^2$$

Ahora bien, si proponemos una placa cuyo espesor ( $t_f$ ) sea 3.81 cm (1-1/2"), podemos definir el ancho del patín ( $b_f$ ).

$$A_f = t_f b_f, \text{ y de ahí: } b_f = A_f/t_f$$

$$b_f = 38.06 \text{ cm}$$

que consideraremos como:  $b_f = 40.0 \text{ cm}$

a.2.b).- Los patines, al igual que el alma, están también restringidos por ciertas condiciones, la primera que observaremos es contra el pandeo local;

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{800}{\sqrt{F_y}} = 16 \quad / (1.9.1.2)$$

a.2.c).- Además debe satisfacer la siguiente restricción:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}} = 11 \quad / (1.5.1.4.1,2)$$

a.2.d).- Conclimos que la sección es adecuada, ya que satisfizo los requerimientos.

$$\frac{b_f}{2t_w} = \frac{40 \text{ cm}}{2(3.81 \text{ cm})} = 5.3 \quad \begin{cases} < 16 & / (1.9.1.2) \\ < 11 & / (1.5.1.4.1,2) \end{cases}$$

Así que se aceptan como patines:

$$2 \text{ } \# \text{: } 38.1 \text{ mm } \times 400 \text{ mm.}$$

que proporcionan un área cada patín  $A_f = 152.4 \text{ cm}^2$

Sin embargo, de los incisos a.1.b y a.2.c, observamos

la posibilidad de que la sección sea "compacta"; realizando una inspección a los demás requisitos para determinar si es o no compacta, notamos que:

a).- Los patines si estarán conectados continuamente al alma, por lo que si cumplen con  $((1.5.1.4.1,1)$ .

b).- La longitud sin soporte lateral del patín en compresión si será menor que la especificada:  $640(b_f)/\sqrt{F_y} = 510 \text{ cm} / ((1.5.1.4.1,5)$ .

Concluyendo que la sección formada por

ALMA	1 $\bar{A}$	16 mm X 1050 mm
PATINES	2 $\bar{A}$	38.1 mm X 400 mm

si es COMPACTA.

#### V.2.b).- REVISION DE LA SECCION PROPUESTA.

##### b.1).- POR FLEXION:

Es necesario obtener primero el momento de inercia, respecto al eje X, de la sección propuesta, el cual se define como:

$$I_x = (1/12)t_w(d)^3 + 2(A_f)c^2$$

donde c es la distancia desde el eje neutro de la sección, al centroide de los patines; es decir:

$$c = (d + t_f)/2$$

sustituyendo valores tenemos:

$$I_x = (1/12)1.6 \text{ cm}(105 \text{ cm})^3 + 2(152.4 \text{ cm}^2)(54.4 \text{ cm})^2$$

$$I_x = 154,350 \text{ cm}^4 + 902,012.93 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 1,056,362.93 \text{ cm}^4$$

mientras que la distancia del eje neutro a la fibra extrema -

(c'), es:

$$c' = c + (t_f/2) = 56.31 \text{ cm}$$

y el módulo de sección correspondiente es:

$$S_x = I_x/c' = 1,056,362.93 \text{ cm}^4/56.31 \text{ cm} = 18,759.77 \text{ cm}^3$$

teniendo en consecuencia un esfuerzo flexionante actuante:

$$f_b = M/S_x = 266.26(10)^5 \text{ Kg-cm}/18,759.77 \text{ cm}^3$$

$$f_b = 1,419 \text{ Kg/cm}^2$$

cuando el permisible es:

$$F_b = 0.66F_y = 1,670 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SECC. COMPACTA})$$

que es mayor que el actuante, por lo tanto se acepta la sección por este aspecto.

#### b.2).- POR CORTANTE.

Para la revisión por fuerza cortante, consideraremos que de toda la sección (patines y alma), sólo el área del alma puede resistir dicho esfuerzo; además, la revisión la haremos en los extremos de la trabe, ya que es donde se localizan las mayores fuerzas cortantes (ver figura V.1.a), así que tomaremos como cortante de diseño  $V = 134.96 \text{ Ton}$  (punto 1), resultando un esfuerzo cortante actuante igual a:

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{135,000 \text{ Kg}}{168 \text{ cm}^2} = 803.57 \text{ Kg/cm}^2$$

y el permisible está dado por la fórmula :

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} (C_v) \leq 0.4F_y \quad / (1.10-1)$$

donde  $C_v = (3,164,000 \text{ k})/F_y(h/t_w)^2$ ;  $C_v < 0.80$

$$C_v = 1,590 \sqrt{k/F_y} / (h/t_w) ; C_v > 0.80$$

además:

$$k = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} ; a/h < 1.00$$

$$k = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} ; a/h > 1.00$$

Puede apreciarse que estas fórmulas están en función de la separación entre atiesadores ( $a$ ), y estos son necesarios en un cambio de sección (más adelante se explica este punto), entonces, la distancia libre entre atiesadores es:

$$a = L - 2(73.34 \text{ cm}) = 1,000 \text{ cm} - 146.68 \text{ cm} = 853.32 \text{ cm}$$

y la relación vale:

$$a/h = 853.32 \text{ cm} / 105 \text{ cm} = 8.13 > 1.00$$

debiendo aplicarse la fórmula:

$$k = 5.34 + (4.00 / (8.13)^2) = 5.40$$

obteniendo el valor de  $C_v$  igual a:

$$1,590 \sqrt{5.40 / 2,530} / 65.63 = 1.12 > 0.80$$

y finalmente el esfuerzo cortante permisible es:

$$F_v = 2,530 \text{ Kg/cm}^2 (1.12) / 2.89 = 980 \text{ Kg/cm}^2$$

de tal manera que satisface la restricción  $f_v < F_v$ , así como:

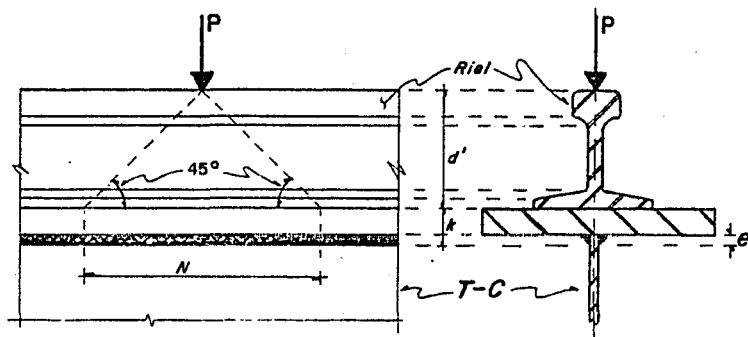
$$h/t_w = 105 \text{ cm} / 1.6 \text{ cm} = 65.63 < 260 \quad / (1.10.5.3)$$

### b.3).- POR APLASTAMIENTO DEL ALMA.

Para esta revisión consideraremos los siguientes dos casos.

b.3.a).- El primer caso se refiere a tomar como carga de

diseño a la carga por rueda  $P = 48.2$  Ton; de la página 2-22 - del Manual del AISC deducimos la siguiente figura.



$$k = t_f + e = 3.81 \text{ cm} + 0.64 \text{ cm} = 4.45 \text{ cm}$$

$$N = 2d' = 2(15.24 \text{ cm}) = 30.48 \text{ cm}$$

donde  $e$  = Espesor (supuesto) de soldadura que une al patín con el alma.

$d'$  = Peralte del riel recomendado (AISC, Pág. 1-105)

que aplicados a la fórmula:

$$\frac{P}{t_w(N+2k)} \leq 0.75F_y \quad / (1.10-8)$$

obtenemos el siguiente resultado:

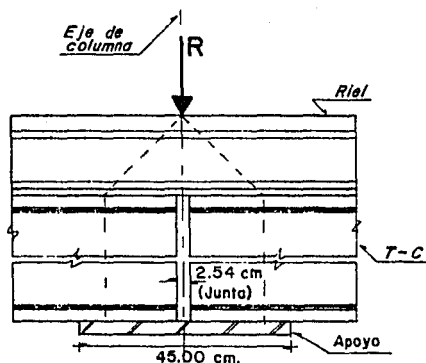
$$\frac{48,200 \text{ Kg}}{1.6 \text{ cm}(39.38 \text{ cm})} = 765 \text{ Kg/cm}^2$$

que es menor que  $0.75F_y = 1,897.5 \text{ Kg/cm}^2$ , concluyendo que se acepta la sección propuesta.

b.3.b).- Para el segundo caso tenemos la carga de reacción en el apoyo ( $R = 134.96$  Ton), pero si observamos la si-

guiente figura, notaremos que la reacción  $R$  actúa sobre las dostrabes; es decir, sobre la trabe en estudio y sobre la adyacente, teniendo entonces  $N$  la longitud del apoyo menos 2.54 cm que quedan libres entre las trabes (junta):

$$N = 45 \text{ cm} - 2.54 \text{ cm} = 42.46 \text{ cm.}$$



para que finalmente, sustituyendo valores en la misma fórmula del inciso anterior, resulta el siguiente valor.

$$\frac{R}{t_w(N+k)} = \frac{135,000 \text{ Kg}}{1.6 \text{ cm}(46.91 \text{ cm})} = 1,799 \text{ Kg/cm}^2 \text{ / (1.10-9)}$$

que también es menor que el permisible ( $1,897.5 \text{ Kg/cm}^2$ ), por lo tanto se acepta la sección.

b.4).- POR COMPRESION EN EL ALMA. / (1.10.10.2)

Obedeciendo a las especificaciones del Manual del - - AISC, y suponiendo que el patín en compresión no está restringido contra el giro, aplicamos la siguiente ecuación, que es la más desfavorable.

$$\left[ 2 + \frac{4}{(a/h)^2} \right] \frac{703,000}{(h/t_w)^2} \quad / (1.10-11)$$

y con los valores para  $h/a$  y  $h/t_w$  (dados en el inciso b.2), obtenemos el siguiente resultado.

$$\left[ 2 + \frac{4}{(8.13)^2} \right] \frac{703,000}{(65.63)^2} = 336 \text{ Kg/cm}^2$$

mientras que el valor del esfuerzo actuante es:

$$\frac{48,200 \text{ Kg}}{(1.6 \text{ cm})105 \text{ cm}} = 289.9 \text{ Kg/cm}^2 \quad / (1.10.10.2.1)$$

que satisfactoriamente es menor que el admisible ( $336 \text{ Kg/cm}^2$ ).

#### SECCION DEFINITIVA:

ALMA 1  $\phi$  16 mm X 1,050 mm

PATINES 2  $\phi$  38.1 mm X 400 mm

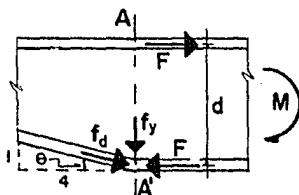
Sin ATIESADORES intermedios.

#### b.5).- ATIESADORES.

Los atiesadores, son elementos cortos, formados por placas (generalmente) simples o en par, o por ángulos; su función es rigidizar el alma y/o los patines de una viga de alma llena, en casos como el nuestro, habiendo cumplido con las -- restricciones impuestas para el alma y los patines, no es necesario reforzar o rigidizar dichos elementos; sin embargo, - existen los que debemos proporcionar por las siguientes condiciones:

1).- En primer lugar, por especificación, son requeridos en los extremos de vigas armadas sin refuerzo en el alma, según AISC / (1.10.5.1).

2).- Son requeridos en los cambios de sección (peralte) de una trabe, ya que ahí se presentan esfuerzos adicionales, como puede apreciarse en la siguiente figura.



Al descomponerse el momento flexionante ( $M$ ) en un par de fuerzas ( $F$ ), esta última tiene dos componentes en el cambio de sección, dichas componentes son  $f_d$  y  $f_y$ , cuyos valores se obtienen (implícitamente) como sigue:

$$F = \frac{M}{d}; \quad \text{y} \quad \theta = \text{Ang Tg } \frac{l}{4}$$

de donde podemos obtener las componentes  $f_d$  y  $f_y$  de la siguiente manera:

$$f_d = F / \cos \theta; \quad f_y = f_d \text{ sen } \theta$$

Así pues, se necesitan atiesadores en la sección A-A' de la figura anterior (y en otras similares) a causa de la fuerza  $f_y$ , ya que la fuerza  $f_d$  es resistida por el patín de la viga.

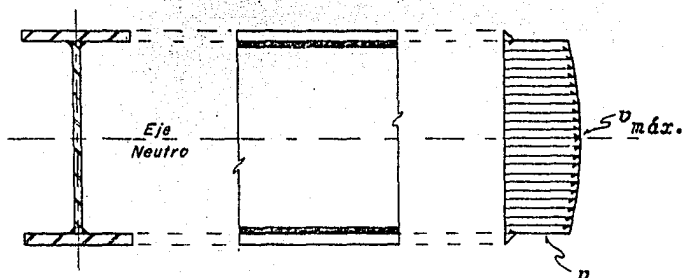
#### V.2.c).- CONEXIONES.

Las conexiones de los patines al alma y de los atiesadores a estos, será a base de soldadura; esta debe ser tal que resista los esfuerzos cortantes debidos a la flexión que se presentan precisamente en la unión entre dichos elementos.

La figura que a continuación se presenta, muestra el



esfuerzo de diseño ( $v$ ), que es el actuante en la sección que nos preocupa,



y cuyo valor está dado por la fórmula:

$$v = \frac{VQ}{I_x}$$

donde  $V$  = Cortante máximo actuante.

$Q$  = Momento estático de la sección.

=  $A_f(c)$ ;  $c$  está definido en la página 117.

de tal manera que el valor de  $Q$  es:

$$Q = 152.4 \text{ cm}^2 (54.4 \text{ cm}) = 8,290.56 \text{ cm}^3$$

y el esfuerzo cortante actuante es:

$$v = \frac{135,000 \text{ Kg} (8,290.56 \text{ cm}^3)}{1,056,362.9 \text{ cm}^4} = 1,060 \text{ Kg/cm}$$

de la En la Tabla IV.7 tenemos que la soldadura de filete, de espesor  $e = 6 \text{ mm}$  ( $1/4''$ ), con electrodo E-60, tiene una resistencia de  $400 \text{ Kg/cm}$ , que al aplicarla en ambos lados del alma la resistencia será de  $800 \text{ Kg/cm}$  y que al incrementarla un 33% (esfuerzos accidentales) la resistencia final de la soldadura será:

$$R_s = 1.33(800 \text{ Kg/cm}) = 1,064 \text{ Kg/cm}$$

resistencia que es mayor que el esfuerzo cortante actuante -- (v).

Con los mismos criterios y procedimientos, se analizan y diseñan las demás traveses carril, cuyas secciones y características se muestran en el plano 3.

V.3).- ANALISIS Y DISEÑO  
 POR VIENTO  
 (DIRECCION LONGITUDINAL).

Cuando el viento ejerce sus efectos sobre la estructura en dirección paralela a los ejes A, B y C, produce un empuje sobre la primera fachada contra la que actúa, y efectos de succión en la fachada posterior; la magnitud de ese empuje y succión están en función de la presión del viento y los coeficientes correspondientes (0.75 y -0.68 respectivamente).

En la figura II.3, se puede apreciar la forma en que se han estructurado las fachadas (marcos ejes 1 y 8).

Como ambos efectos, empuje y succión, actúan en una misma dirección, pueden considerarse como una sola fuerza, cuyo valor es:

$$p = 65C; \quad C = 0.75 + 0.68 = 1.43$$

$$p = 65(1.43) = 92.95 \text{ Kg/m}^2 \longrightarrow 93 \text{ Kg/m}^2$$

de tal manera que por área tributaria, se tiene en las columnas secundarias:

$$P = \frac{3(6.59 \text{ m}) 19.79 \text{ m}(93 \text{ Kg/m}^2)}{2} = 18,193 \text{ Kg.}$$

siendo esta fuerza P transmitida a las columnas principales; pero además, las columnas principales tienen, cada una, su propia área tributaria, entonces las fuerzas finales actúan sobre dichas columnas son:

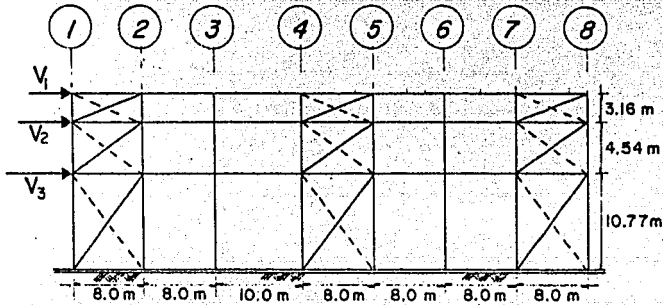
$$V_1 = 18.2 \text{ Ton} + (0.093 \text{ T/m}^2)3.3 \text{ m}(3.16 \text{ m}) = 19.17 \text{ Ton}$$

$$V_2 = 19.17 \text{ Ton} + (0.093 \text{ T/m}^2)3.3 \text{ m}(4.54 \text{ m}) = 20.56 \text{ Ton}$$

$$V_3 = 20.56 \text{ Ton} + (0.093 \text{ T/m}^2)3.3 \text{ m}(10.77 \text{ m}) = 23.87 \text{ Ton}$$

La localización de las fuerzas  $V_1$ ,  $V_2$  y  $V_3$ , se pre

senta en la siguiente figura; así como las crujeas contraventeadas, que resistirán dichas fuerzas.



### V.3.a).- CONTRAVENTEADO VERTICAL.

Ahora bien, esas fuerzas actúan sobre todo el marco, existen pues, tres contravientos verticales capaces de resistir las fuerzas de viento, de manera que la carga de diseño para cada contraviento es:

$$V_1 = 19.2 \text{ Ton}/3 = 6.4 \text{ Ton}$$

$$V_2 = 20.6 \text{ Ton}/3 = 6.9 \text{ Ton}$$

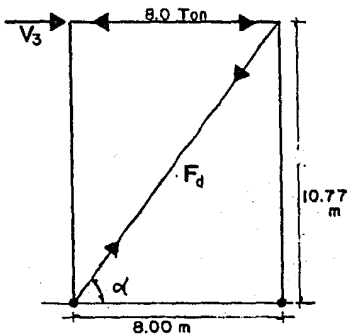
$$V_3 = 23.9 \text{ Ton}/3 = 8.0 \text{ Ton}$$

Teniendo ya las cargas de diseño, procedemos a determinar las dimensiones del contraventeado; debemos aclarar que en el diseño se ilustra sólo el contraviento que trabaja a tensión (línea continua); sin embargo, cuando el viento actúa en sentido contrario, se necesitan otros contravientos que resistan las fuerzas provocadas en ese sentido (línea discontinua), de ahí la justificación de que se coloquen en par, formando una X; una vez aclarado lo anterior, tenemos:

#### V.3.a.1).- PRIMER NIVEL.

Determinemos primero el ángulo  $\alpha$ , ya que en función

de él se obtendrán los valores necesarios para el diseño.



$$\alpha = \text{Ang Tg } (10.77 \text{ m}/8.00 \text{ m})$$

$$\alpha = 53^{\circ} 23'; \text{ Cos } \alpha = 0.599$$

$$F_d = V_3 / \text{cos } \alpha$$

$$F_d = 8.0 \text{ Ton} / 0.599$$

$$F_d = 13.36 \text{ Ton}$$

Suponiendo que el elemento en estudio estará al límite de los esfuerzos permisibles, podemos determinar el área necesaria para que esa suposición sea correcta:

$$F_t = 0.6 F_y = 1,520 \text{ Kg/cm}^2$$

el área requerida es:

$$A = F_d / F_t = 13,360 \text{ Kg} / 1.33(1,520 \text{ Kg/cm}^2)$$

(se ha incrementado un 33% el esfuerzo permisible pues se trata de fuerzas accidentales).

$$A = 6.61 \text{ cm}^2$$

área que nos proporciona un elemento formado por:

$$1 \text{ APS } 2-1/2" \times 1/4" \quad (A = 7.68 \text{ cm}^2)$$

y cuyo esfuerzo actuante es:

$$f_t = 13,360 \text{ Kg} / 1.33(7.68 \text{ cm}^2) = 1,308 \text{ Kg/cm}^2$$

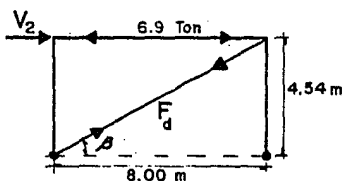
que es menor que el permisible

$$F_t = 0.6 F_y = 1,520 \text{ Kg/cm}^2$$

aún sin incrementar el 33%.

V.3.a.2).- SEGUNDO NIVEL.

Siguiendo los pasos del nivel anterior, tenemos:



$$\beta = \text{Ang Tg } (4.54 \text{ m}/8.00 \text{ m})$$

$$\beta = 39^{\circ} 34'; \text{ Cos } \beta = 0.872$$

$$F_d = 6.9 \text{ Ton}/0.872$$

$$F_d = 7.9 \text{ Ton}$$

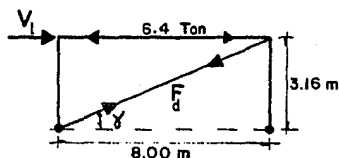
$$A = 7,900 \text{ Kg}/1.33(1,520 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$A = 3.91 \text{ cm}^2$$

que cubrimos con un elemento formado por:

$$1 \text{ APS } 2^{\text{a}} \text{ X } 3/16^{\text{a}} \quad (A = 4.61 \text{ cm}^2)$$

V.3.a.3).- TERCER NIVEL.



$$\gamma = \text{Ang Tg } (3.16 \text{ m}/8.00 \text{ m})$$

$$\gamma = 21^{\circ} 33'; \text{ Cos } \gamma = 0.931$$

$$F_d = 6.4 \text{ Ton}/0.931$$

$$F_d = 6.9 \text{ Ton}$$

$$A = 6,900 \text{ Kg}/1.33(1,520 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$A = 3.41 \text{ cm}^2$$

La sección para este contraviento será la misma que para el anterior.

$$1 \text{ APS } 2^{\text{a}} \text{ X } 3/16^{\text{a}}$$

### V.3.b).- PUNTALES EN COLUMNAS.

Los puntales, son elementos que reciben directamente las cargas  $V_1$ ,  $V_2$  y  $V_3$  del inciso anterior, están sujetos a compresión y son los que transmiten la tensión  $F_d$  a los contraventos; para determinar su localización, diremos que son las barras horizontales de las tres últimas figuras del inciso V.3.a (ver figura II.2), sobre las que se indica el valor de las cargas  $V_1$ ,  $V_2$  y  $V_3$ , pero en este caso, la fuerza de diseño es la total, ya que es un solo elemento el que está soportando esa carga axial; procedamos pues al diseño de los puntales en el claro de 10.00 m, que es el más desfavorable.

#### V.3.b.1).- PRIMER NIVEL.

Proponiendo una sección formada por una viga I perfil rectangular de 12 pulgadas de peralte y 8 pulgadas de ancho - el patín, cuyo peso es de 59.6 Kg/m (1 IPR 12" X 8" -- 59.6 Kg/m).

#### PROPIEDADES GEOMETRICAS.

De las ayudas de diseño del Manual del AHNSA:

$$I_x = 12,907 \text{ cm}^4 \quad . \quad I_y = 1,835 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 850 \text{ cm}^3 \quad S_y = 180 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 13.03 \text{ cm} \quad r_y = 4.92 \text{ cm}$$

$$A = 75.94 \text{ cm}^2$$

La relación de esbeltez más desfavorable es:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = 1.0(1,000 \text{ cm})/4.92 \text{ cm} = 203, \text{ que es mayor que}$$

200, así que si arriostramos contra el pandeo lateral al centro de la viga, tendremos lo siguiente:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = 1.0(1,000 \text{ cm})/13.03 \text{ cm} = 77$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = 1.0(500 \text{ cm})/4.92 \text{ cm} = 102$$

y el esfuerzo admisible para el elemento será:

$$F_a = 1.33(896.3 \text{ Kg/cm}^2) = 1,192 \text{ Kg/cm}^2$$

cuando el actuante es:

$$f_a = \frac{23,870 \text{ Kg}}{75.94 \text{ cm}^2} = 314.33 \text{ Kg/cm}^2$$

que es menor que el admisible; mientras que la deflexión es:

$$\delta = \frac{5}{384} \left( \frac{wl^4}{EI_x} \right) = \frac{5}{384} \left[ \frac{0.60 \text{ Kg/cm}(1,000 \text{ cm})^4}{2.1(10)^6 \text{ Kg/cm}^2(12,907 \text{ cm}^4)} \right]$$

$$\delta = 0.29 \text{ cm}$$

y la permisible es:

$$\delta_a = L/360 = 1,000 \text{ cm}/360 = 2.78 \text{ cm}$$

así que se acepta la sección.

#### V.3.b.2).- SEGUNDO NIVEL.

En este nivel tenemos un esfuerzo de compresión actuante igual a:

$$f_a = \frac{20,560 \text{ Kg}}{75.94 \text{ cm}^2} = 270.74 \text{ Kg/cm}^2, \text{ que es menor que el}$$

esfuerzo actuante del inciso anterior, así que se acepta la misma sección para este nivel.

#### V.3.b.3).- TERCER NIVEL.



Para este nivel proponemos una sección formada por dos canales perfil estandar (en cajón), de 10 pulgadas de peralte y 37.2 Kg/m (c/u) (2 CPS □ 10" -- 37.2 Kg/m (c/u)).

#### PROPIEDADES GEOMETRICAS.

De las ayudas para diseño del Manual AHHSA:

$$\begin{aligned} I_x &= 7,592 \text{ cm}^4 & I_y &= 3,361 \text{ cm}^4 \\ S_x &= 596.4 \text{ cm}^3 & S_y &= 460 \text{ cm}^3 \\ r_x &= 8.94 \text{ cm} & r_y &= 6.0 \text{ cm} \\ A &= 94.84 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Calculando sólo la relación de esbeltez desfavorable tenemos:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1.0(1,000 \text{ cm})}{6.0 \text{ cm}} = 167$$

a la que le corresponde un esfuerzo admisible igual a:

$$F_a = 1.33(376.5 \text{ Kg/cm}^2) = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

y el actuante es:

$$f_a = \frac{19,170 \text{ Kg}}{94.84 \text{ cm}^2} = 219.74 \text{ Kg/cm}^2, \text{ que es menor que el}$$

permisible.

La flecha que se presenta en este elemento es:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{[0.75 \text{ Kg/cm}(1,000 \text{ cm})^4]}{[2.1(10)^6 \text{ Kg/cm}^2(7,592 \text{ cm}^4)]} = 0.61 \text{ cm}$$

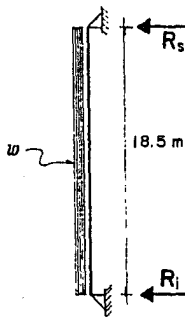
que es menor que la permisible,  $\delta_a = 2.18 \text{ cm}$ , por lo que se acepta la sección propuesta.

Para los claros de 8.00 m, se siguió el mismo criterio que para el de 10.00 m, las secciones definitivas para cada claro pueden observarse en el plano 2.

### V.3.c).- COLUMNAS SECUNDARIAS.

Las columnas secundarias son las que se localizan en los ejes 1 y 8, entre los ejes A B y B C, como se muestra en la figura II.3.

El análisis de estas columnas se reduce al de una viga simplemente apoyada, pero vertical, como indica la siguiente figura.



Donde:

$$w = p(6.59 \text{ m}); \quad p = 65(0.75) \text{ Kg/m}^2 \\ = 0.33 \text{ T/m}$$

entonces las reacciones en los apoyos valen:

$$R_s = R_i = \frac{wl}{2} = \frac{0.33 \text{ T/m}(18.5 \text{ m})}{2}$$

$$R_s = 3.09 \text{ Ton.}$$

y el momento flexionante máximo es:

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{0.33 \text{ T/m}(18.5 \text{ m})^2}{8} = 14.12 \text{ T-m}$$

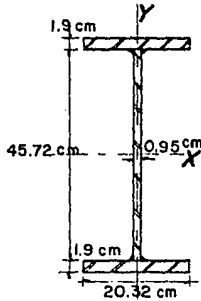
Si proponemos una sección formada por tres placas soldadas, cuyas dimensiones sean:

ALMA 1  $\varnothing$  18" X 3/8" ( 45.72 cm X 0.95 cm )

PATINES 2  $\varnothing$  8" X 3/4" ( 20.38 cm X 1.9 cm )

y que se muestra es la siguiente figura.

## PROPIEDADES GEOMETRICAS.

SECCION DE COLUMNAS  
SECUNDARIAS

$$A = 2(20.32 \text{ cm})1.9 \text{ cm} + 45.72 \text{ cm}(0.95 \text{ cm}) = 120.65 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 0.95 \text{ cm}(45.72 \text{ cm})^3/12 + 2(20.32 \text{ cm})1.9 \text{ cm}(23.81 \text{ cm})^2$$

$$I_x = 51,340.9 \text{ cm}^4$$

$$S_x = I_x/y = 51,340.9 \text{ cm}^4/24.76 \text{ cm}$$

$$S_x = 2,074 \text{ cm}^3$$

$$r_x = \sqrt{51,340.9 \text{ cm}^4/120.65 \text{ cm}^2}$$

$$r_x = 20.63 \text{ cm.}$$

teniendo un esfuerzo de flexión actuante igual a:

$$f_b = \frac{14.12(10)^5 \text{ Kg-cm}}{2,074 \text{ cm}^3} = 680.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisando las relaciones ancho-espesor de los patines y peralte-espesor del alma, tenemos:

PATINES.

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{20.32 \text{ cm}}{2(1.9 \text{ cm})} = 5.33 < 11 \quad /((1.5.1.4.1,2))$$

ALMA.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{45.72 \text{ cm}}{0.95 \text{ cm}} = 48 \quad \left\{ \begin{array}{l} < 322 \quad /((1.10.2)) \\ < 260 \quad /((1.10.5.3)) \\ < 107 \quad /((1.5.1.4.1,4)) \end{array} \right.$$

por lo que deducimos que es una sección compacta, de tal mane

ra que el esfuerzo permisible a flexión es:

$$F_b = 1.33(0.66F_y) = 2,220 \text{ Kg/cm}^2$$

como se ha visto, se ha incrementado un 33%, ya que se trata de cargas accidentales provocadas por el viento.

El esfuerzo actuante a cortante es:

$$f_v = 3,090 \text{ Kg/45.72 cm}(0.95 \text{ cm}) = 71.18 \text{ Kg/cm}^2$$

mientras que el admisible es:

$$F_v = 0.4F_y = 1,012 \text{ Kg/cm}^2$$

que satisfactoriamente es mayor que el actuante, aún sin incrementarlo el 33%.

Revisando la deflexión que estas columnas presentan, tenemos:

$$\delta = \frac{5(3.3 \text{ Kg/cm})(1,850 \text{ cm})^4}{384(2.1)(10)^6 \text{ Kg/cm}^2(51,340.9 \text{ cm}^4)} = 4.67 \text{ cm}$$

siendo la permisible:

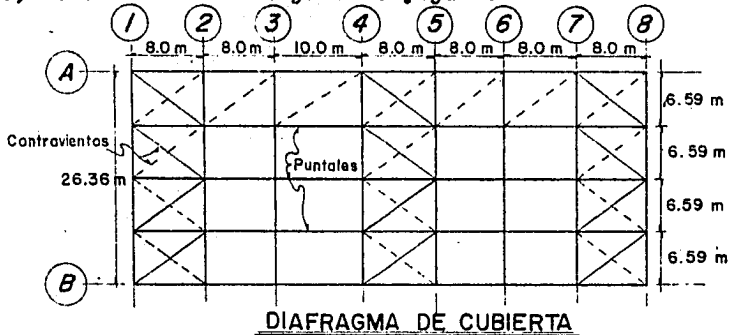
$$\delta_a = 1,850 \text{ cm}/360 = 5.14 \text{ cm, que es mayor que la actuante.}$$

#### V.3.d).- DIAFRAGMA DE CUBIERTA.

Como ya sabemos, las armaduras principales (y toda clase de armaduras) tienen una gidez favorable respecto a un solo eje, no así respecto a un eje lateral, siendo necesario rigidizarlas contra el pandeo en ese sentido.

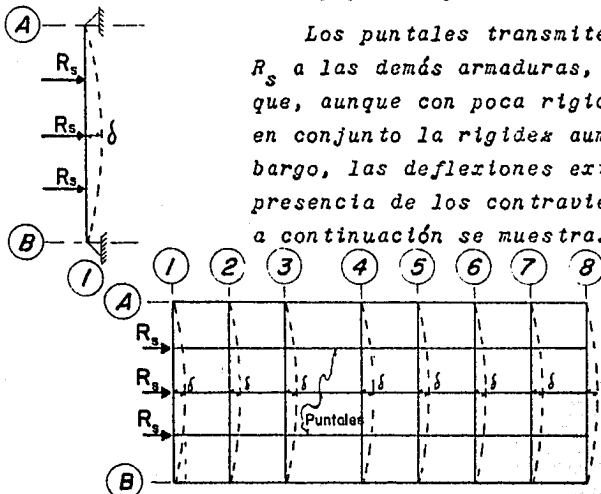
La flexión respecto al eje lateral es debida a las fuerzas provocadas por el viento, así que rigidizamos a di-

chas armaduras por medio de contravientos horizontales y puntales, como muestra la siguiente figura.



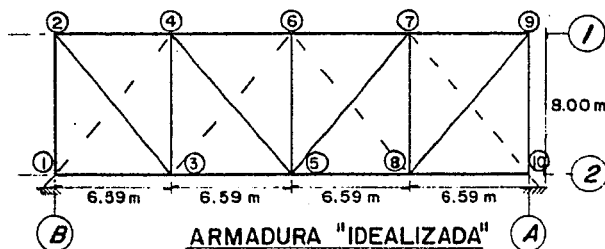
Ahora bien, es sabido ya que los contravientos trabajan sólo a tensión, así que la forma en que trabajará el conjunto (diafragma) es la siguiente:

Si consideramos la armadura localizada en barlovento (que suponemos se trata de la del eje 1) como aislada, al actuar las fuerzas  $R_s$ , por su poca rigidez en el sentido en que actúan dichas fuerzas, tendería a deformarse como indica la línea discontinua de la figura siguiente.



Los puntales transmiten las fuerzas  $R_s$  a las demás armaduras, de tal modo que, aunque con poca rigidez individual, en conjunto la rigidez aumenta; sin embargo, las deflexiones existirán sin la presencia de los contravientos, como a continuación se muestra.

Observando detenidamente el diafragma de cubierta, podemos ver que la zona comprendida por las dos primeras armaduras principales (ejes 1 y 2), con los contravientos ilustrados con línea continua y los puntales, forman una "armadura" horizontal idealizada; de tal manera que podemos resolverla - como a continuación hacemos.



Con auxilio de la figura anterior, procedemos a determinar las fuerzas de tensión a que estarán sujetos los contravientos en estudio.

El ángulo  $\theta$  que se forma con los tensores y la armadura principal, puede definirse mediante la expresión:

$$\theta = \text{Ang Tg } \frac{8.00 \text{ m}}{6.59 \text{ m}}$$

$$\theta = 50^{\circ} 31' \quad \begin{cases} \text{Sen } \theta = 0.770 \\ \text{Cos } \theta = 0.639 \end{cases}$$

y resolviendo la "armadura", tenemos:

$$\text{De } \sum K_A = 0; \quad (+) :$$

$$5.64 \text{ Ton}(6.59 \text{ m} + 13.18 \text{ m} + 19.77 \text{ m}) + 2.82 \text{ Ton}(26.36 \text{ m}) - R_B(26.36 \text{ m}) = 0$$

$$R_B = 297.34 \text{ T-m} / 26.36 \text{ m} = 11.28 \text{ Ton}$$

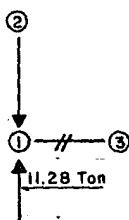
De  $\Sigma F = 0$ ;  $\uparrow +$ :

$$-4(5.64 \text{ Ton}) + R_A + 11.28 \text{ Ton} = 0$$

$$R_A = 22.56 \text{ Ton} - 11.28 \text{ Ton} = 11.28 \text{ Ton}$$

Mediante el método de los nudos, tenemos:

NUDO 1.

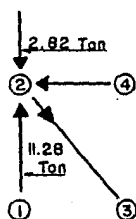


De  $\Sigma F = 0$ ;  $\uparrow +$ :

$$11.28 - (\bar{1}-2) = 0$$

$$(\bar{1}-2) = 11.28 \text{ Ton}$$

NUDO 2.



De  $\Sigma F = 0$ ;  $\uparrow +$ :

$$11.28 - 2.82 - (\bar{2}-3)\text{sen } \theta = 0$$

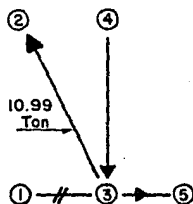
$$(\bar{2}-3) = 8.46 / 0.770 = 10.99 \text{ Ton}$$

De  $\Sigma F = 0$ ;  $\rightarrow +$ :

$$(10.99)\text{cos } \theta - (\bar{2}-4) = 0$$

$$(\bar{2}-4) = 7.02 \text{ Ton.}$$

NUDO 3.



De  $\Sigma F = 0$ ;  $\uparrow +$ :

$$(10.99)\text{sen } \theta - (\bar{3}-4) = 0$$

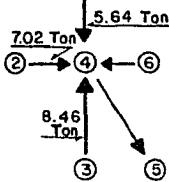
$$(\bar{3}-4) = 8.46 \text{ Ton.}$$

De  $\Sigma F = 0$ ;  $\rightarrow +$ :

$$(-10.99)\text{cos } \theta + (\bar{3}-5) = 0$$

$$(\bar{3}-5) = 7.02 \text{ Ton.}$$

NUDO 4.



$$\text{De } \Sigma F = 0; \uparrow +:$$

$$8.46 - 5.64 - (\overline{4-5}) \operatorname{sen} \theta = 0$$

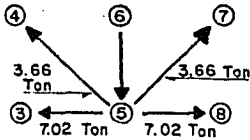
$$(\overline{4-5}) = 2.82 / 0.770 = 3.66 \text{ Ton.}$$

$$\text{De } \Sigma F = 0; \rightarrow +:$$

$$(3.66) \cos \theta + 7.02 - (\overline{4-6}) = 0$$

$$(\overline{4-6}) = 9.36 \text{ Ton.}$$

NUDO 5.

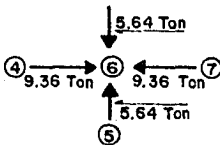


$$\text{De } \Sigma F = 0; \uparrow +:$$

$$2(3.66) \operatorname{sen} \theta - (\overline{5-6}) = 0$$

$$(\overline{5-6}) = 5.64 \text{ Ton.}$$

NUDO 6.



$$\Sigma F = 0; \uparrow +:$$

$$\Sigma F = 0; \rightarrow +:$$

Debido a que la "armadura" es simétrica, basta con resolver los nudos anteriores; según los valores obtenidos, nos damos cuenta de cuales elementos (diagonales y puntales) son los más desfavorables, que son:

Contraviento ( $\overline{2-3}$ ), con  $T = 10.99 \text{ Ton}$

Puntal ( $\overline{3-4}$ ), con  $P = 8.46 \text{ Ton}$

Como existen tres franjas contraventeadas (ver diafragma de cubierta), la tensión para diseño será:

$$T_d = T/3 = 10.99 \text{ Ton}/3 = 3.66 \text{ Ton}$$





En esta figura, apreciamos que el elemento que forma la cuerda inferior es el único que está sujeto a una carga, -- así que la sección de la cuerda inferior será (en claro de -- 10.00 m) la formada por dos ángulos perfil estandar de 3 pulgadas de lado por 3/8 de pulgada de espesor (2 APS  $\perp$  3" X -- 3/8").

De las ayudas para diseño del Manual AHNESA:

$$r_x = 2.31 \text{ cm}$$

$$r_y = 3.23 \text{ cm mínimo.}$$

$$A = 27.22 \text{ cm}^2$$

y de la figura anterior, tenemos que las longitudes son:

$$L = l_y = 1,000 \text{ cm}$$

$$l_x = 250 \text{ cm}$$

así que las relaciones de esbeltez son:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1.0(250 \text{ cm})}{2.31 \text{ cm}} = 108$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1.0(1,000 \text{ cm})}{3.23 \text{ cm}} = 188$$

y el esfuerzo de compresión (permisible), para la relación de esbeltez mayor (188), es:

$$F_a = 1.33(297 \text{ Kg/cm}^2) = 395 \text{ Kg/cm}^2$$

mientras que el actuante es:

$$f_a = 8,460 \text{ Kg}/27.22 \text{ cm}^2 = 310.8 \text{ Kg/cm}^2$$

que satisface la restricción  $f_a < F_a$ .

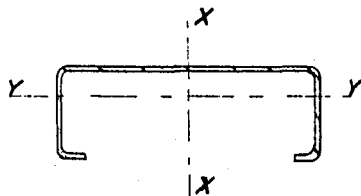
Las cuerdas superiores, diagonales y montantes, se -- proporcionarán de tal manera que se tenga concordancia estétic -- ca con la cuerda inferior, quedando las siguientes secciones:

CUERDA SUPERIOR E INFERIOR	2 APS $\perp$ 3" X 3/8"
DIAGONALES	2 APS $\perp$ 2" X 1/4"
MONTANTES	2 APS $\square$ 2" X 1/4"

### V.3.e).- LARGUEROS EN FACHADAS.

Los largueros de fachada, son los elementos encargados de soportar la lámina vertical que forma precisamente las fachadas o cubiertas laterales; por esta causa, están sujetos a flexión en dos sentidos generalmente, una provocada por su propio peso más el de la lámina, la otra por las fuerzas del viento.

Para las cubiertas laterales o verticales de los ejes A y C, proponemos largueros formados por canales de perfil ligero, de 10 pulgadas de peralte y calibre 12 (1  $\square$  10 WT 12), espaciados a cada 150 cm uno de otro, a continuación se muestra la sección en estudio.



#### PROPIEDADES GEOMETRICAS.

De las ayudas para diseño del Manual del AHMSA:

$$S_x = 92.05 \text{ cm}^3 ; r_x = 9.87 \text{ cm}$$

$$S_y = 18.62 \text{ cm}^3 ; r_y = 3.14 \text{ cm}$$

Del capítulo III.4.c, tenemos que la presión del viento es  $p = 65C$ , y lo más desfavorable es el empuje y no la succión ( $C = 0.75$  y  $-0.68$  respectivamente), así que:

$$p = 65(0.75) = 48.75 \text{ Kg/m}^2$$

que multiplicado por el ancho tributario tenemos:

$$w = 48.75 \text{ Kg/m}^2 (1.5 \text{ m}) = 73.5 \text{ Kg/m}$$

con esta carga determinamos el momento máximo flexionante ac-

tuante (en los largueros de 10.00 m de largo), el valor de dicho elemento mecánico se determina con la expresión:

$$M_x = \frac{wl^2}{8} = 0.074 \text{ T/m}(10.00 \text{ m})^2/8 = 0.93 \text{ T-m}$$

Debido al peso de la lámina y propio del larguero, se presenta un momento flexionante ortogonal al anterior, el que tiene un valor igual a:

Po. po. Lámina	10.0 Kg/m <sup>2</sup> (1.5 m) = 15.0 Kg/m	
Po. po. Larguero		= 10.0 Kg/m
		w <sub>T</sub> = 25.0 Kg/m

Para evitar las flechas excesivas en este sentido, se propone la colocación de contraflameos verticales a cada 1/3 de la longitud de los largueros, reduciéndose así la longitud y con ello el momento flexionante, que vale:

$$M_y = 0.025 \text{ T/m}(3.34 \text{ m})^2/8 = 0.03 \text{ T-m}$$

Los esfuerzos actuantes por flexión son:

$$f_{bx} = 0.93(10)^5 \text{ Kg-cm}/92.05 \text{ cm}^3 = 1,010 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{by} = 0.03(10)^5 \text{ Kg-cm}/18.62 \text{ cm}^3 = 161 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos permisibles a flexión para el sentido - del eje Y, están dados por las expresiones que presentan Bresler, Lin y Scalzi en su libro "Diseño de Estructuras de Acero" página 807; las cuales son:

$$\left(\frac{L}{r}\right)_y \leq 3,420/\sqrt{F_y} = 58$$

$$\left(\frac{L}{r}\right)_y \leq 7,630/\sqrt{F_y} = 129$$

y la relación de esbeltez que presenta el elemento en estudio es:

$$\left(\frac{l}{r}\right)_y = 334 \text{ cm} / 3.14 \text{ cm} = 106$$

en esa misma página, el libro recomienda se utilice la fórmula:

$$F_c = 0.67F_y - \frac{(L/r)^2 F_y^2}{1.73(10)^8}$$

que sustituyendo valores da:

$$F_c = 0.67(3,520 \text{ Kg/cm}^2) - \frac{(106)^2 (3,520 \text{ Kg/cm}^2)^2}{1.73(10)^8}$$

$$F_c = 1,554 \text{ Kg/cm}^2$$

mientras que para el sentido del eje X, el esfuerzo permisible es:

$$F_{b_x} = 2,310 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Según Manual AHMSA})$$

entonces la combinación de los esfuerzos por ambas flexiones está dada por la siguiente expresión:

$$\frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} + \frac{f_{b_y}}{F_{b_y}} \leq 1.00$$

que con los valores antes obtenidos queda:

$$\frac{1,010 \text{ Kg/cm}^2}{1.33(2,310 \text{ Kg/cm}^2)} + \frac{161 \text{ Kg/cm}^2}{1,554 \text{ Kg/cm}^2} = 0.43$$

$$0.43 < 1.00$$

por lo tanto, se acepta la sección.

V.4).- LARGUERO  
DE  
CUBIERTA.

Como ya se indicó en el inciso II.3, son los elementos estructurales que soportan directamente la lámina de la cubierta, las cargas vivas y accidentales de viento; son también los miembros estructurales más sencillos de analizar, ya que la determinación de sus cargas es fácilmente identificable.

Estos elementos pueden tener una gran variedad de formas, entre la más conocida está la formada por un ángulo y varillas (corrugadas o lisas), como muestra la siguiente figura.



ARMADURA MASSILLON

A partir de 1930 aproximadamente, se comenzó a aplicar en las estructuras, ya como elementos estructurales los fabricados de lámina delgada, conocidos como MCNTEN o PERFIL LIGERO, estos tienen cuando menos tres grandes diferencias - en su fabricación respecto a los perfiles tradicionales que ya existían, como son:

- a).- Tienen un mayor Límite de Fluencia ( $F_y = 3,520 \text{ Kg/cm}^2$ )
- b).- La sección es laminada en frío.
- c).- Resiste grandes esfuerzos con menor cantidad de material, ya que sus espesores no llegan siquiera a 5 mm.

De estos perfiles ligeros, el más común (en México)



### Carga Viva (CV)

Tenemos una pendiente del 10% y según el inciso III.

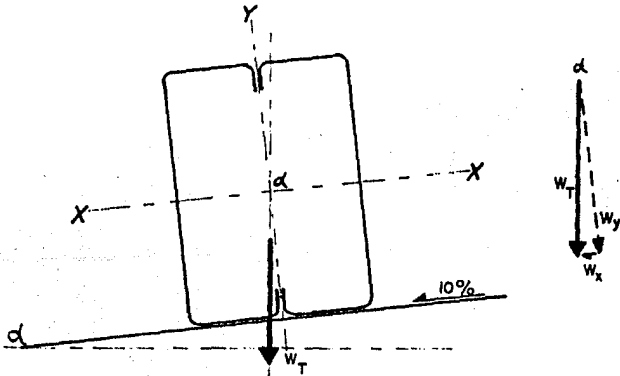
4.b.

Carga Viva (CV)                      1.5 m X 60 Kg/m<sup>2</sup>                      90 Kg/m

finalmente la carga total es  $w_T = 35.0 \text{ Kg/m} + 90.0 \text{ Kg/m}$ .

$$w_T = 125 \text{ Kg/m}$$

Debido a la inclinación que nos produce la pendiente de la cubierta, tenemos flexión biaxial en el larguero, es decir, flexión respecto a sus ejes X y Y, provocadas por las fuerzas componentes respectivas de la carga  $w_T$ , como puede apreciarse en la siguiente figura.



$$w_x = w_T (\text{sen } \alpha) = 125(0.095) = 11.88 \text{ Kg/m}$$

$$w_y = w_T (\text{cos } \alpha) = 125(0.996) = 124.5 \text{ Kg/m}$$

Obteniendo ahora los momentos flexionantes:

$$M_x = w_y (L)^2 / 8 = 0.125 (10)^2 / 8 = 1.56 \text{ T-m}$$



$$M_y = w_x (L)^2 / 8 = 0.012(10)^2 / 8 = 0.15 \text{ T-m}$$

DISEÑO.

PROPIEDADES DE LA SECCION:

$$I_x = 2,367.22 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 186.40 \text{ cm}^3$$

$$A = 24.28 \text{ cm}^2$$

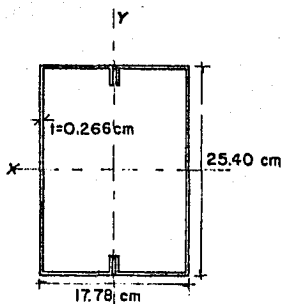
$$r_x = 9.87 \text{ cm}$$

Idealizando la sección:

$$I_y = 1,263.79 \text{ cm}^4$$

$$S_y = 142.16 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 7.21 \text{ cm.}$$



ESFUERZOS ACTUANTES:

$$f_{b_x} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{1.56(10)^5 \text{ Kg-cm}}{186.4 \text{ cm}^3} = 836.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{b_y} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{0.15(10)^5 \text{ Kg-cm}}{142.16 \text{ cm}^3} = 105.5 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZOS PERMISIBLES.

$$F_{b_x} = F_{b_y} = 2,310 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Tipo Cajón})$$

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.00$$

$$\frac{836.9 \text{ Kg/cm}^2}{2,310 \text{ Kg/cm}^2} + \frac{105.5 \text{ Kg/cm}^2}{2,310 \text{ Kg/cm}^2} = 0.41 < 1.00$$

REVISION POR FLECHA.

PERMISIBLE:  $\delta_a = 1,000 \text{ cm} / 360 = 2.78 \text{ cm}$

ACTUANTE:

Considerando solamente el 50% de la carga viva:

$$\delta = \frac{5(0.80) \text{ Kg/cm}(1,000 \text{ cm})^4}{384(2.1)(10)^6 \text{ Kg/cm}^2(2,367.22 \text{ cm}^4)} = 2.10 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5(0.008) \text{ Kg/cm}(1,000 \text{ cm})^4}{384(2.1)(10)^6 \text{ Kg/cm}^2(1,263.79 \text{ cm}^4)} = 0.04 \text{ cm}$$

ambas deflexiones son menores que la permisible, así que se acepta la sección propuesta por este concepto, así como por resistencia.

## VI.- CONCLUSIONES.

## VI.- CONCLUSIONES.

De lo expuesto en el desarrollo del presente trabajo, en lo referente al material utilizado para la construcción, - análisis y diseño de los elementos estructurales, podemos concluir lo siguiente:

1).- Las estructuras proyectadas con materiales metálicos, presentan grandes ventajas constructivas respecto a otro tipo de material utilizado, como son:

a).- Resistencia a los esfuerzos directos de carga axial, flexión, cortante y efectos combinados, con secciones ligeras, que originan disminución de peso descargado sobre el suelo, - con lo que se logran cimentaciones económicas.

b).- Facilidad y precisión en la fabricación de las piezas y rapidez en el montaje, consecuentemente, las obras entran en operación en un tiempo relativamente corto.

c).- Los métodos existentes para el control de calidad - de los materiales, tanto en su fabricación como en el montaje son muy confiables; el sistema de ultrasonido, las radiografías y las mediciones físicas directas proporcionan resultados verídicos del estado de las soldaduras en las conexiones de los elementos y en los empalmes, reportando todo tipo de deficiencias que podrían disminuir la resistencia de los materiales de conexión. Estos sistemas de control de calidad permiten detectar anomalías en las estructuras ya construidas sin necesidad de efectuar pruebas destructivas que afecten la resistencia de los elementos.

d).- Las estructuras metálicas admiten con gran facilidad cualquier reforzamiento o reparación en campo cuando cuando se detecta alguna irregularidad en su resistencia, o escasez en el diseño o un montaje defectuoso, sin necesidad de --

destruir lo existente ya construido.

2).- Al considerar la base de la estructura con articulaciones, el diseño de las cimentaciones logra soluciones económicas, pues solo se considera la carga axial de las columnas y la fuerza cortante en la base, evitando el momento que podría producirse cuando los nudos superiores de la estructura no tuvieran capacidad para absorber la totalidad del momento.

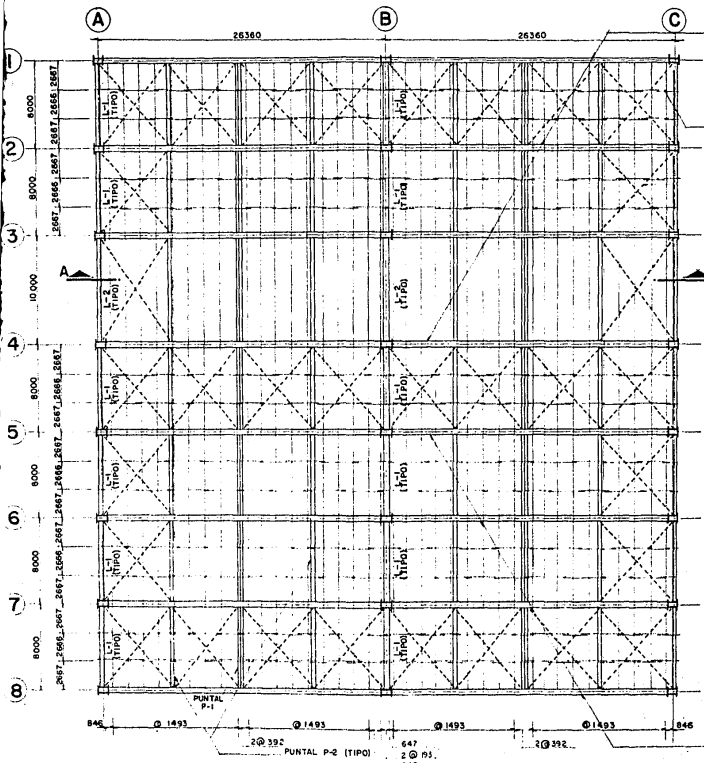
3).- La utilización de contravientos en los marcos longitudinales proporcionan una estructura resistente a efectos de cargas horizontales de viento, sismo y empujes de las grúas durante el arranque o frenaje, con lo que las dimensiones de las columnas en dicha dirección se pueden reducir considerablemente.

Los contravientos en cubierta permitieron lograr un diafragma total en el que fueron distribuidos los efectos laterales de los empujes de las grúas en todos los marcos en esa dirección.

4).- Con el uso de la computadora para el análisis de la estructura se logró aplicar un método exacto y obtener resultados satisfactorios completos en un tiempo mucho menor al considerado sin el uso de esta herramienta.

## BIBLIOGRAFIA.

- 1).- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.,  
"MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION"  
A.I.S.C.; 1980.
- 2).- ALTOS HORNOS DE MEXICO, S.A.,  
"CONSTRUCCION DE ACERO, MANUAL AHMSA"  
A.H.M.S.A.; 1977.
- 3).- BERSLER, LIN Y SCALZI,  
"DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO"  
LINUSA; 1978.
- 4).- S. TIMOSHENKO Y S. WOINOWSKY K.,  
"TEORIA DE PLACAS Y LAMINAS"  
URHO, S.A.; 1975.
- 5).- JACK C. McCORMAC,  
"ANALISIS ESTRUCTURAL"  
HARLA; 1983.
- 6).- JACK C. McCORMAC,  
"DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS"  
HARLA; 1983.
- 7).- WILLIAMS & HARRIS,  
"DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS"  
CEGSA; 1981.



ARNADURAS PRINCIPALES  
VER SECCION EN PLANO 2

LARGUERO	MOM-TEN	SECCION
L-1	1	□ 10 MT *10
L-2	2	□ 10 MT *12

CONTRAFLEMBOS VARI-LLAS No 6 (TIPO)

CONTRAVIENTOS  
EN CUERDA INFERIOR  
1 BARRA LISA #8 (TIPO)

**NOTAS GENERALES**

- 1- ACERO ESTRUCTURAL A-36
- 2- TODAS LAS PLACAS PARA FORMAR SECCIONES COMPUESTAS CUMPLIRAN CON LAS ESPECIFICACIONES ASTM A-233 C, SOLDADAS CON ARCO ELEC TRICO AUTOMATICAMENTE
- 3- ELECTRODO PARA SOLDADURA SERIE E-60
- 4- LOS ELECTRODOS PARA SOLDADURA CUMPLIRAN CON LOS REQUISITOS DE SERIE ASTM A-233 CLASE E-60 DE LA AWS
- 5- SE DEBERAN CUMPLIR TODAS LAS ESPECIFICACIONES DE FABRICACION Y MONTAJE DEL AISL Y AWS
- 6- ACOTACIONES EN MILIMETROS, ELEVACIONES EN METROS, DIMENSIONES DE PLACAS EN PULGADAS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD
- 7- VER SECCIONES DE ARMADURAS PUNTALES EN PLANO 4
- 8- NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA
- 9- VER DETALLES EN PLANO 5

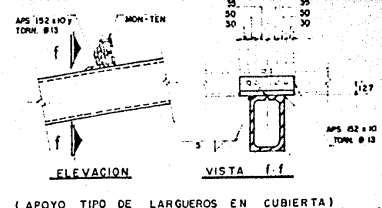
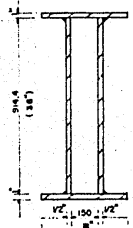
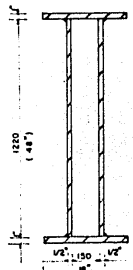
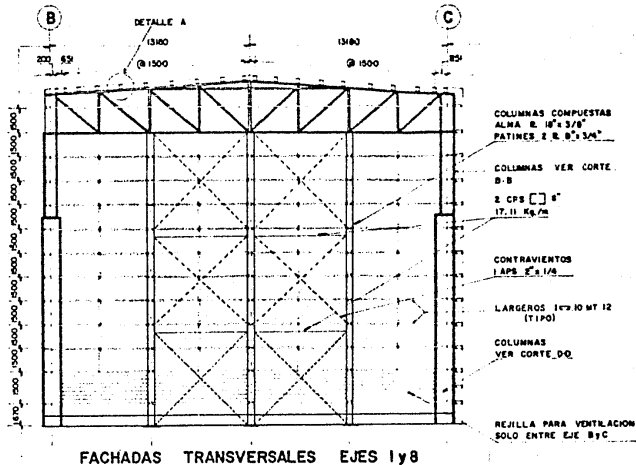
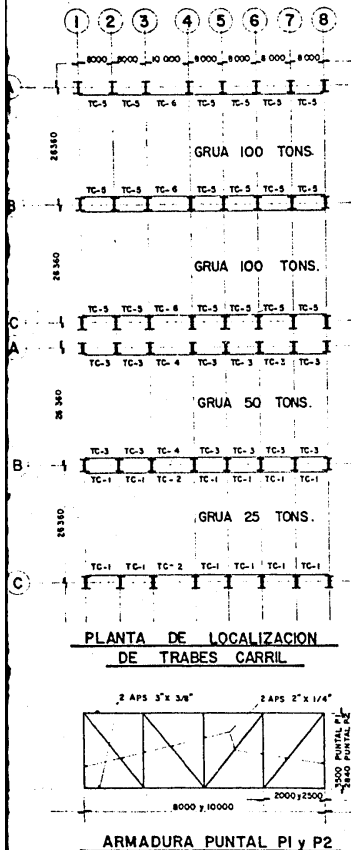
ARNADURAS PRINCIPALES  
VER SECCION EN PLANO 2

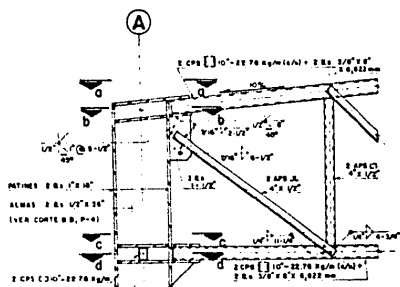
**PLANTA DE CUBIERTA**



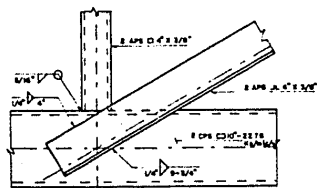
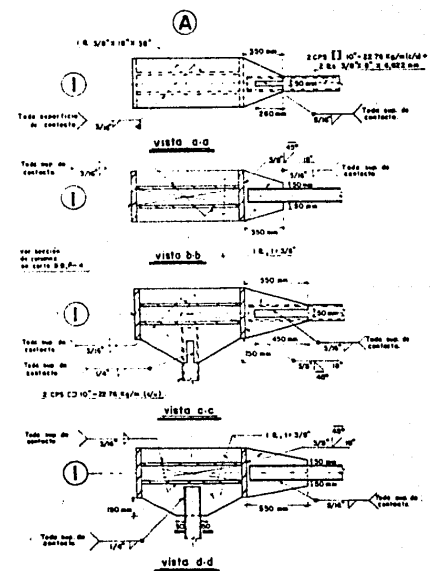




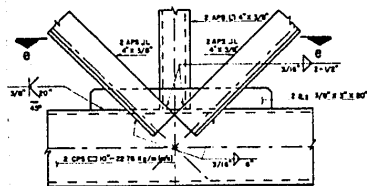




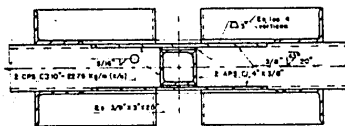
**DETALLE 1**



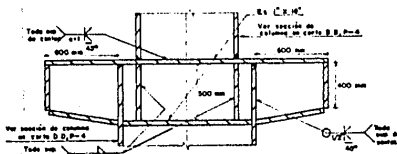
**DETALLE 2**



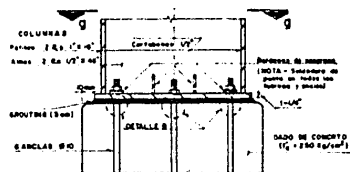
**DETALLE 3**



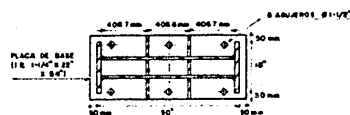
**vista e-e**



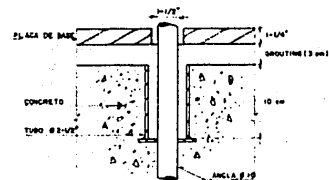
**DETALLE 4**



**DETALLE 5**



**vista g-g**



**DETALLE 6**