

7



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Campus Aragón

DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO POR  
EL CRITERIO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

TESIS  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA:  
JUAN MANUEL GONZALEZ RICCI

285211

Director de Tesis  
Ing. Gustavo Adolfo Jiménez Villegas



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.



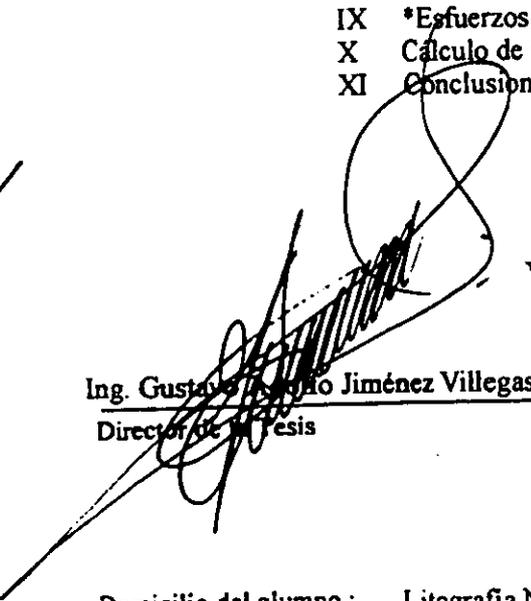
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
JEFATURA DEL ÁREA DE INGENIERÍA CIVIL

San Juan de Aragón, Edo. de México, a 14 de Mayo de 1998

Tesis que desarrollará el (la) C. González Ricci Juan Manuel.  
de la carrera de ingeniería civil.

**Título de Tesis :** Diseño de elementos de Acero por el criterio de  
Esfuerzos Permisibles.

- Capítulos :**
- I Introducción.
  - II Diseño de elementos sometidos a\* Tensión.
  - III \*Cortante.
  - VI \*Flexión.
  - V \*Aplastamiento.
  - VI \*Compresión.
  - VII \*Esfuerzos combinados de flexión y compresión.
  - VIII \*Esfuerzos combinados de flexión y tensión.
  - IX \*Esfuerzos combinados de tensión y cortante.
  - X Cálculo de una nave industrial.(ejemplo de aplicación).
  - XI Conclusiones.

  
Ing. Gustavo Jiménez Villegas.  
Director de Tesis

  
ING. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ.  
Jefe del Área

Domicilio del alumno : Litografía No 67, colonia 20 de Noviembre, C.P. 15300  
Delegación Venustiano Carranza.  
México D.F.

Teléfono : 7 02 02 44



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN

DIRECCION

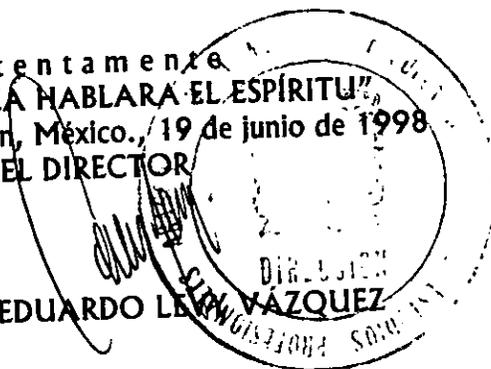
JUAN MANUEL GONZÁLEZ RICCI  
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 16 de junio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GUSTAVO ADOLFO JIMÉNEZ VILLEGAS pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO POR EL CRITERIO DE ESFUERZOS PERMISIBLES", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, / 19 de junio de 1998  
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



c c p Jefe de la Unidad Académica.  
c c p Jefatura del Area de Ingeniería Civil.  
c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/IIa.

*A Dios*

*A mi Familia*

*A la U.N.A.M.*

*Al Ing. Gustavo Adolfo Jiménez.*

*Gracias por su apoyo y consejo, sin el cual no hubiera sido posible  
alcanzar esta meta.*

# INDICE

## CAPITULO I EL ACERO

1.1 INTRODUCCIÓN.	1
1.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO	1
1.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.	2
1.4 PERFILES DE ACERO.	5
1.5 OBJETIVOS DEL DISEÑO EN ACERO.	9
1.6 MÉTODOS DE DISEÑO.	10
1.7 ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.	11

## CAPITULO II DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.

2.1 INTRODUCCIÓN.	12
2.2 CALCULO DEL ÁREA NETA.	13

## CAPITULO III DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A CORTANTE.

3.1 DISEÑO DE ELEMENTOS.	16
--------------------------	----

## CAPITULO IV DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.

4.1 DISEÑO.	18
4.2 ELEMENTOS CON $F_b = 0.66 F_y$	19
4.3 ELEMENTOS CON $F_b = F_y (0.79 - 0.000239(bf/2tf)\sqrt{F_y})$	20
4.4 ELEMENTOS CON $F_b = 0.75 F_y$	20
4.5 ELEMENTOS CON $F_b = F_y (1.075 - 0.000596(bf/2tf)\sqrt{F_y})$	21
4.6 ELEMENTOS CON $F_b = 0.66 F_y$	21
4.7 ELEMENTOS CON $F_b = 0.6 F_y$	21
4.8 ELEMENTOS CON $F_b = 0.6 F_y$ (esfuerzo en la fibras a tensión)	22
4.9 ELEMENTOS CON $F_b = (844 \times 10^3 C_b) / ((I_d / A_f)^2)$	22
4.10 OTROS ELEMENTOS QUE CALIFICAN CON $F_y = 0.6$	23

## CAPITULO V DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A APLASTAMIENTO.

5.1 DISEÑO.	24
5.2 ELEMENTOS CON $F_p = 0.9 F_y$	25
5.3 ELEMENTOS CON $F_p = 1.5 F_u$	25
5.4 ELEMENTOS CON $F_p = ((F_y - 914) / 1400) 46d$	25

**CAPITULO VI  
DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN**

6.1 INTRODUCCIÓN.	26
6.1.1 DISEÑO.	28
6.1.1.1 Fa PARA ELEMENTOS CON $Kl/r < C_c$	30
6.1.1.2 Fa PARA ELEMENTOS CON $Kl/r > C_c$	30
6.1.1.3 Fa PARA ELEMENTOS CON $l/r > 120$	31
6.1.1.4 ELEMENTOS CON $F_a = 0.6 F_y$	31
6.1.1.5 ELEMENTOS CON $F_a = 0.75 F_y$	31

**CAPITULO VII  
DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS  
COMBINADOS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN.**

7.1 INTRODUCCIÓN.	32
7.1.1 DISEÑO.	32

**CAPITULO VIII  
DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS  
COMBINADOS DE FLEXIÓN Y TENSIÓN.**

8.1 DISEÑO.	36
-------------	----

**CAPITULO IX  
DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS  
COMBINADOS DE TENSIÓN Y CORTANTE.**

9.1 DISEÑO.	36
-------------	----

**CAPITULO X  
EJEMPLO DE APLICACIÓN  
CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL.**

10.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL PROYECTO.	37
10.2 ANÁLISIS DE CARGAS POR EFECTOS DE VIENTO	38
10.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA	42
10.4 DISEÑO DE MARCOS.	58
10.5 REVISIÓN DE LA SECCIÓN PARA MARCOS POR ESFUERZOS PERMISIBLES.	63
10.6 DISEÑO DE LA CONEXIÓN DE LA CUMBRERA	68
10.7 DISEÑO DE LA CONEXIÓN DE LA RODILLA	70
10.8 DISEÑO DE LA CONEXIÓN DE LA COLUMNA CON LA CIMENTACIÓN	73
10.9 DISEÑO DE LA CONEXIÓN DE LOS ELEMENTOS DE CUBIERTA	77
10.10 DISEÑO DE TENSORES	79

**APÉNDICE A**  
**RELACIONES ANCHO-ESPESOR.**

I	DEFINICIÓN	80
II	ELEMENTOS EN COMPRESIÓN NO ATIESADOS	80
III	ELEMENTOS EN COMPRESIÓN ATIESADOS	82

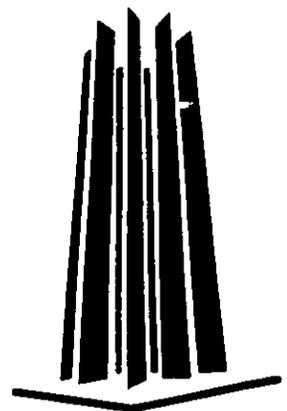
**APÉNDICE B**  
**PLANTAS Y CORTES.**

I	PLANTAS Y CORTES	85
---	------------------	----

**CONCLUSIONES**

**BIBLIOGRAFÍA**

**CAPITULO I**  
**EL ACERO**



# CAPITULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 El Acero.

La civilización actual, tiene como uno de sus pilares al acero, que da soporte a sus estructuras (como perfiles laminados o como acero de refuerzo), de él se fabrica maquinaria, herramientas, blindajes, armas etc. Estos últimos ejemplos se mencionan solo para resaltar la importancia que da a este material su principal característica: Alta resistencia.

Resistencia que se obtiene de la aleación de hierro y bajas cantidades de carbono principalmente, pudiendo modificar sus cualidades con la adición de otros elementos y/o mediante tratamientos térmicos, lográndose además que el material presente ductilidad, dureza, resistencia a la corrosión, etc. dando a este material una gran versatilidad para su utilización ante distintos problemas.

Se puede decir que el acero es un material de aplicación reciente, por que aún cuando no se conoce a ciencia cierta cuando se descubrió, se puede suponer que fue de manera accidental al llevarse a cabo el proceso de fundición del hierro en las fraguas y este se combinó con pequeñas cantidades de carbono dando origen al forjado, pero como es de suponerse, la calidad de este acero no era buena ni tampoco su proceso de obtención y no fue sino hasta la mitad del siglo pasado que se desarrollaron sistemas de producción adecuados tanto económica como tecnológicamente. Así pues, tenemos que el acero se empezó a fabricar en forma en 1856 hace menos de 150 años, pero los perfiles laminados, son aún más recientes, datan de 1856\* dando a las estructuras de acero una edad inferior a los 100 años, si se observa la cantidad de estructuras que existen en la actualidad notaremos el enorme impulso que ha tenido este material en cuanto a su investigación, desarrollo y aplicación de métodos de análisis, diseño, fabricación y montaje.

Así ante las necesidades de la sociedad en cuanto a infraestructura como son edificios, naves industriales, cubiertas, silos, puertos, puentes, anuncios, etc., se debe contar con las herramientas del Diseño de Elementos de Acero por el Criterio de Esfuerzos Permisibles que permite proyectar de manera segura, económica y práctica los elementos de las estructuras sin descuidar el aspecto funcional y arquitectónico.

### 1.2 Ventajas y desventajas del Acero.

Para entender mejor el comportamiento de un material es conveniente compararlo con otros, para así comprender los beneficios que nos proporciona y las inconveniencias que podría presentar en determinados casos. Así pues, el acero presenta un comportamiento isotrópico muy superior al del resto de los materiales utilizados en la construcción, como podría ser el concreto, que al estar formado por dos materiales diferentes, no presenta una resistencia homogénea aún en partes de un mismo elemento, en cuanto a la madera, esta presenta por su misma estructura 3 planos de falla, dando diferentes resistencias según el plano en el que se carga, así pues, el acero se acerca más a las teorías de la mecánica de materiales, con lo que los cálculos realizados son más cercanos a la realidad.

Otra característica del comportamiento mecánico del acero, y tal vez el más importante, es el de presentar una resistencia superior al de todos los materiales usados en la construcción ya que los aceros comerciales tienen esfuerzos de fluencia del orden de los 2530 kg/cm<sup>2</sup> a 3535 kg/cm<sup>2</sup>, esto es de 4 a 7 veces la resistencia a la compresión de los concretos comerciales de más alta resistencia, esta característica proporciona para fines de diseño mayor capacidad de carga por unidad de peso, lo que representa el poder utilizar secciones esbeltas, reduciendo de esta manera las cargas muertas debidas al peso propio, lo que hace a las estructuras de acero preferibles a las de concreto en algunos casos como son principalmente donde se presentan grandes claros o en la construcción de edificios de muchos niveles.

\*J.C. McCormac, *Diseño de estructuras metálicas*, México Alfaomega 1991.

Otra ventaja es que el acero se suministra en forma de perfiles laminados, cuyas secciones transversales, son fabricadas con una precisión de décimas de milímetro, lo que permite el cálculo de las propiedades geométricas con una alta precisión, como son: el espesor, áreas transversales, momentos de inercia, radios de giro, peso del perfil, etc. Esto da como resultado, una mayor precisión en los cálculos, acercándose más los esfuerzos teóricos con los reales y aunque al principio esto podría parecer una tarea engorrosa el cálculo se facilita al proporcionarse las propiedades geométricas antes mencionadas por medio de los manuales que publican tanto las laminadoras como institutos y/o dependencias, en dichos manuales se enlistan los perfiles comerciales que se fabrican y sus características.

Así también, el conocer las dimensiones de los perfiles con tal precisión permite proyectar estructuras que pueden ser prefabricadas en talleres y después ser colocadas y ensambladas en obra con el consecuente ahorro de tiempo y espacio en el lugar de la obra, dicho montaje se facilita si se usan elementos de unión como los tornillos y/o la soldadura.

Otra cualidad física del acero es que al estar sometido a grandes esfuerzos presenta un comportamiento dúctil, esto es que presenta grandes deformaciones, por lo que se debe cuidar este aspecto para evitar que los elementos se deformen presentando mal aspecto, lo que en la mayoría de los casos rige el diseño. Esta característica muestra una ventaja, ya que en los puntos de concentración de esfuerzos el material tiende a fluir localmente, distribuyendo los esfuerzos y evitando fallas de tipo frágil y permitiendo a los usuarios evacuar la estructura con seguridad en caso de que se presente la falla de algún elemento, resistiendo los demás elementos debido a la reserva de resistencia plástica con que se cuenta (esto al ser diseñados por medio del criterio de Esfuerzos Permisibles).

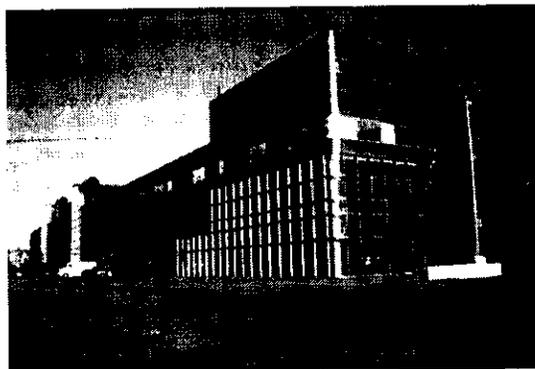
Otra de las ventajas de los elementos de acero es la posibilidad de que cuando ha terminado su vida útil, pueden ser desmontados, ya sea para transportarlos y ser utilizados en otro lugar o en el caso de ya no poder usarse, estos elementos tendrán un valor de rescate al ser el acero un material 100% reciclable e inerte al medio ambiente, lo que le da valor como material ecológico.

Entre las desventajas que presenta el acero tenemos principalmente:

- Un costo de mantenimiento constante al requerir de pintura para protegerlo del medio ambiente (intemperismo).
- Los elementos sujetos a compresión son fácilmente afectados por el fenómeno del pandeo, ya que sus secciones son esbeltas, por lo que se requieren aumentar sus secciones o reforzar estas aumentando así el costo de las obras.

### 1.3 Propiedades mecánicas del acero estructural.

Para fines del Diseño por Esfuerzos Permisibles las principales características del comportamiento del acero pueden observarse en el diagrama de **Esfuerzo-Deformación** que es la gráfica formada por los esfuerzos, carga/unidad de área, en el eje de las ordenadas y por las deformaciones unitarias, en cm/cm por ejemplo. Para la obtención de dichos datos se utilizan por lo general especímenes constituidos por barras que son sometidas a tensión, considerándose que el acero se comportara de igual manera a la compresión.



A continuación se analizará la gráfica **Esfuerzo-Deformación** del acero al carbono **A-36**, que es uno de los más utilizados en la fabricación de los perfiles rolados, de esta manera podremos definir cada una de las zonas de comportamiento que presenta y que son análogas para las gráficas de los demás aceros estructurales.

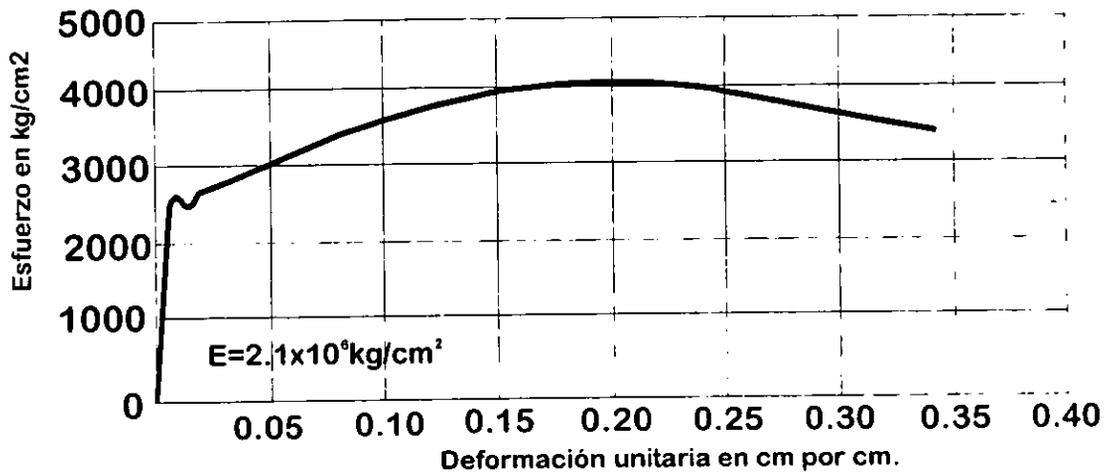


Figura 1.1 Gráfica Esfuerzo-Deformación del acero A-36.<sup>1</sup>

Como se puede observar en la **Figura 1.1**, el acero presenta una zona inicial en la cual el comportamiento del material es lineal, esto es que cuando un espécimen es sometido a una fuerza de tensión desarrollará un alargamiento de una magnitud dada y para un esfuerzo del doble de magnitud, la deformación también será del doble, con la característica de que una vez retirada la carga del elemento, este regresará a su longitud inicial, es por esto que a esta zona se le da el nombre de **Rango Elástico** y tiene como límites el **Esfuerzo Cero** y el punto denominado **Límite de Proporcionalidad** que es el esfuerzo para el cual el material deja de recuperar su forma una vez que se le a retirado la carga.

A la zona donde el material queda deformado oermanentemente por la aplicación de un esfuerzo mayor al correspondiente al **Límite de Proporcionalidad** recibe el nombre de **Rango Plástico**, además en esta zona las deformaciones dejan de ser proporcionales, aumentando estas sin el correspondiente aumento de la carga. En la **Figura 1.2** se señala el **Punto Superior de Fluencia (Fy)** que determina el esfuerzo para el cual el material se deforma permanentemente y su tangente es horizontal. El valor de dicho esfuerzo en este punto es la base para el diseño que nos ocupa ya que los valores de los **Esfuerzos Permisibles** para los distintos tipos de cargas se dan en porcentajes de este valor, el cual es conocido también como **Esfuerzo de Fluencia**.

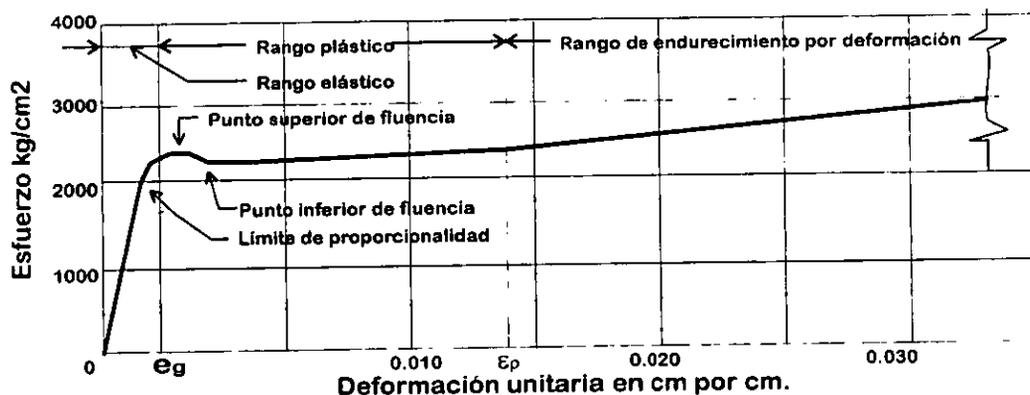


Figura 1.2 Gráfica parcial Esfuerzo-Deformación del acero A-36<sup>2</sup>

1,2. Bressler, Lin, Scalzi, *Diseño de estructuras de acero*, México Limusa novena reimpresión 1990 pag 54 y 55 respctivamente.

Al pasar el **Rango Plástico**, en acero entra en la etapa de **Endurecimiento por Deformación**, en donde el material sufre grandes deformaciones permanentes bajo los incrementos de carga, pero los esfuerzos que se alcanzan en esta etapa pueden llegar a ser del doble del correspondiente al **Esfuerzo de Fluencia** antes de que el acero comience a ceder hasta la falla. Este endurecimiento por deformación se toma, para el **Diseño por Esfuerzos Permisibles** como una reserva de resistencia en caso de que se sobrepasen los esfuerzos calculados para los elementos.

Una vez que hemos definido el comportamiento del acero, tenemos que el acero **A-36** que se tomo como ejemplo recibe esta designación debido a que su esfuerzo de fluencia es de 36 kips o 36000 lb/pulg<sup>2</sup> que equivale a 2530 kg/cm<sup>2</sup>. Como se menciona, este es el acero más usado en la actualidad para fines estructurales, pero debido a la creciente necesidad de contar con aceros con mayores capacidades de carga, resistentes a la corrosión o con mejores propiedades de soldabilidad, se han desarrollado tres grupos principales de aceros con características diferentes que dependen de su cantidad de carbono, aleación y/o proceso de templado, dichos grupos se describen brevemente a continuación.

### **I. Aceros al Carbono.**

Estos aceros obtienen sus principales características de la cantidad de carbono y manganeso que existen en su aleación, a este grupo pertenece el acero A-36, estos aceros son adecuados para la construcción de todo tipo de estructuras ya sean atornilladas, remachadas o soldadas y los valores de sus esfuerzos de fluencia varían de 2530 kg/cm<sup>2</sup> del acero A-36 hasta 2950 kg/cm<sup>2</sup> para el acero A-529.

### **II. Aceros de Alta resistencia y Baja aleación.**

En este grupo, las cualidades de los aceros se logran variando su composición química con distintos elementos como son el cobre, níquel, cromo, vanadio para así lograr cualidades específicas como son:

- a) Compatibilidad del acero con el tipo de uniones con que se construirá la estructura.
- b) Esfuerzos de fluencia de 2940 kg/cm<sup>2</sup> a 4550 kg/cm<sup>2</sup>.
- c) Resistencia a la intemperie, la cual puede ser de dos a cuatro veces mayor que la de aceros al carbón.

Los dos aceros con mayores aplicaciones de este grupo son el A-440 y el A-441.

### **III. Aceros Aleados y Templados.**

Estos aceros además de contener en su aleación carbono y otro elementos, son tratados térmicamente lográndose aceros con esfuerzos de fluencia tan altos como los 7300 kg/cm<sup>2</sup> además de contar con un adecuado comportamiento a la soldadura y una alta resistencia a la corrosión, pero su inconveniente es su elevado costo lo que los hace no comerciales en nuestro país, teniendo que importarse o fabricarse bajo pedido.

A diferencia de los aceros al carbón, los aceros de alta resistencia y baja aleación y los aceros aleados y templados muestran un comportamiento mecánico en el cual el esfuerzo de fluencia varía dependiendo del espesor, esto es que mientras mayor espesor tenga un elemento echo de estos aceros menor será su esfuerzo de fluencia, factor muy importante que deberá considerarse en el diseño de los elementos ya que estas variaciones pueden llegar a ser hasta del orden de los 600 a 700 kg/cm<sup>2</sup>

En la **tabla 1.1** de la pagina siguiente se clasifican los tipos principales de acero estructural que se fabrican en México, su especificación y esfuerzo de fluencia así como también los tipos de acero para tornillos estructurales.

DESIGNACION		ESFUERZO DE FLUENCIA. (Fy) kg/cm <sup>2</sup>	ESFUERZO DE RUPTURA. (Fu) kg/cm <sup>2</sup>
NOM.	ASTM.		
<b>ACEROS AL CARBON.</b>			
B-254	A-36	2530	4080-5620
B-99	A-529	2950	4220-5980
B-199	A-500 grado A** ductos circulares y rectangulares.	2320 y 2740 (respectivamente)	3160*
	grado B ductos rectangulares.	2320 a 2740	4080
	grado C** ductos circulares y rectangulares.	3230 y 3520 (respectivamente)	4360*
B-200	A-501** ductos circulares	2530	4080
B-177	A-53 ductos circulares	2460	4220
B-347	A-570 grado D	2810	3870
	grado E	2950	4080
<b>ACEROS DE ALTA RESISTENCIA Y BAJA ALEACION</b>			
B-277	A-606**	3160	4570
		3520	4920
B-282	A-242	3520	4920
B-284	A-441 espesor ≤19mm (3/4")	3230	4710
	19mm(3/4") < espesor ≤38mm(1 1/2")	2950	4430
	38mm(1 1/2") < espesor ≤102mm(4")	2810	4220
<b>ACEROS PARA TORNILLOS</b>			
Acero bajo al carbón.			
	A-307 grado A		4200
	grado B		4200
Acero medio al carbón, alta resistencia			
	A-325 y A 449 φ de 13 a 25mm	6440	8400
	φ de 28 a 38mm	5670	7350
	A449 φ de 44 a 76mm	4160	6300
Acero medio al carbón aleado y templado			
	A-490	9100	10545

\*No contemplado por el manual I.M.C.A.

\*\*Solo se fabrica bajo pedido.

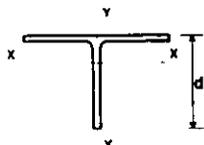
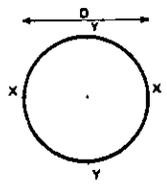
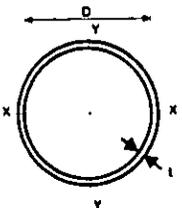
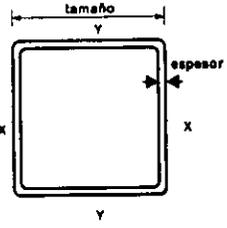
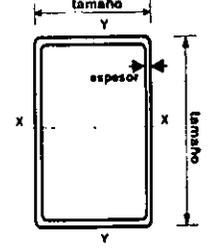
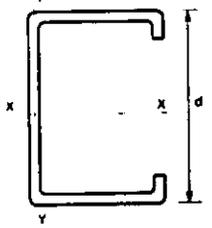
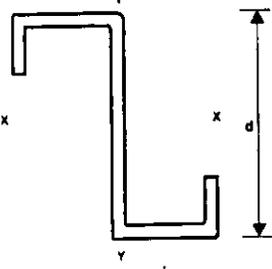
Tabla 1.1. Tipos de Aceros utilizados en México.

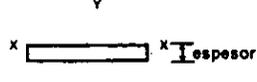
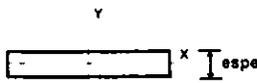
## 1.4 Perfiles de acero.

Los elementos con que se diseñan las estructuras de acero son los perfiles rolados, que son barras de acero con una forma determinada que son proporcionados por las fundidoras en una gran cantidad de dimensiones y formas, estas mismas les dan características específicas como radios de giro, momentos de inercia y pesos teniendo así una gran diversidad de elementos para elegir el que mejor se adapte a nuestras necesidades de tipo de carga, resistencia, costo, peso, dimensiones, etc.

Para facilitar la identificación de estos perfiles el Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero utiliza un sistema basado en nombrar a cada perfil con una letra semejante a la forma de su sección, seguida de una segunda letra que especifica si el perfil es estandar, rectangular, sólido, liso, de lados iguales o lados desiguales según sea del tipo de que se trate y por último lleva sus dimensiones o peso como se describe a continuación.

PERFIL	NOMBRE	DESIGNACIÓN
	Angulo de lados iguales	LI tamaño x espesor LI mm x mm
	Angulo de lados desiguales	LD tamaño x tamaño x espesor LD mm x mm x mm
	Perfil "C" estandar	CE d x peso CE mm x kg/m
	Perfil "I" estandar*	IE d x peso IE mm x kg/m
	Perfil "I" rectangular*	IR d x peso IR mm x kg/m
	Perfil "I" soldado*	IS $\frac{bf \times tf}{dw \times tw}$ IS $\frac{bf \times tf}{dw \times tw}$

PERFIL	NOMBRE	DESIGNACIÓN	
	Perfil "T" rectangular	TR d x peso	TR mm x kg/m
	Redondo sólido liso	OS D	OS mm
	Tubo circular	OC D x t	OC mm x mm
	Tubo cuadrado	OR tamaño x espesor	OR mm x mm
	tubo rectangular	OR tamaño x tamaño x espesor	OR mm x mm x mm
	Perfil "C" formado en frío	CF d x cal.	CF mm x cal.
	Perfil "Z" formado en frío	ZF d x cal.	ZF mm x cal.

PERFIL	NOMBRE	DESIGNACIÓN
	Solera*	Solera espesor x anchora
	Placa*	Placa espesor

\*Estos perfiles son designados por sus nombres.

\*\*De los tres tipos de perfiles "I" que existen, el perfil estandar y el rectangular son rolados, con la diferencia de que la pendiente interna del perfil estandar tiene una pendiente de hasta el 16%, mientras que el rectangular tiene una máxima de 5% lo que hace más fácil hacer las conexiones. El perfil "I" soldado esta formado por tres placas soldadas a lo largo de su longitud, una como alma y dos como los patines.

**Tabla 1.2 Tipos y designaciones de los perfiles de acero estructural.**

Estos perfiles son fabricados, según su uso, en algunos tipos de aceros, debiendo verificar su disponibilidad para realizar un proyecto adecuado en los aspectos tecnológico y económico, a continuación se especifica los tipos de perfiles y el acero en que se fabrican comúnmente.

TIPO DE ACERO NOM.    ASTM.	PERFIL
<b>Aceros al carbón.</b>	
B-254    A-36	Perfiles, placas y soleras en general.
B-99     A-529	Placas y soleras hasta 13mm (1/2") de espesor.
B-199    A-500	Ductos formados en frío, soldados o sin costura.
B-200    A-501	Ductos formados en caliente, soldados o sin costura.
B-177    A-53	Tubería soldada o sin costura, negra o galvanizada.
B-347    A-570	Laminas y chapas laminadas en caliente en rollos o longitudes rectas.
<b>Aceros de Alta Resistencia y baja Aleación.</b>	
B-277    A-606	Laminas y chapas laminadas en frío.
B-282    A-242	Placas y perfiles.
A-440	Perfiles, placas y soleras.
B-284    A-441	Perfiles, placas y soleras.
<b>Aceros para Tornillos.</b>	
A-307	Tornillos estandar.
A-325	Tornillos de alta resistencia.
A-449	Tornillos de alta resistencia.

**Tabla 1.3 Perfiles y el tipo de acero en que se fabrican.**

Los perfiles de acero al carbón son utilizados en todo tipo de construcciones en general, ya sea que tengan conexiones atornilladas o soldadas ya que este acero es compatible con ambos tipos, estos perfiles se encuentran principalmente en el acero A-36, mientras que el acero A-570 es utilizado principalmente en tuberías de acero que servirán como columnas o elemento de armaduras.

El acero de alta resistencia y baja aleación A-606, se lamina, por lo que su uso se restringe a cubiertas donde se busca un ahorro de peso y mayor durabilidad. Los aceros A-440 y A-441, son de uso generalizado en las estructuras soldadas y atornilladas, con la ventaja de tener una mayor resistencia a la corrosión.

## **1.5 Objetivos del diseño en acero.**

El diseño de elementos de acero debe tener como finalidad el conformar estructuras seguras, económicas, de fácil realización a la vez de ser funcionales y ser agradables a los usuarios. A continuación se discutirán los puntos más importantes de los aspectos mencionados.

### **I. La seguridad.**

La prioridad en el diseño debe ser la seguridad, ya que de el adecuado comportamiento de los elementos que conforman una estructura dependerán recursos humanos y materiales, por lo que al diseñar estos elementos se consideran los efectos que tendrán en ellos las cargas vivas, muertas y accidentales, así como la combinación de estas.

Las estructuras, además de soportar satisfactoriamente las cargas, no deberán presentar grandes deformaciones o vibraciones ya que estos efectos causarán desconfianza en los usuarios así como provocar agrietamientos en los elementos de recubrimiento, que aunque no afecten su resistencia, no proporcionan la seguridad subjetiva que se espera de ellos. En este punto es oportuno hacer notar que los elementos de acero son susceptibles de sufrir grandes deformaciones si se les diseña para soportar esfuerzos altos, por lo que es más factible diseñarlos teniendo como criterio el limitar las deformaciones y revisar posteriormente los esfuerzo reales están sometidos para verificar que no sea mayor que los permisibles.

Otro factor a considerar para lograr una adecuada seguridad es el precisar lo mejor posible los factores que podrían afectar la resistencia como por ejemplo:

- Reducción de la resistencia de los elementos a causa de la corrosión en el área neta.
- Efectos producidos por los esfuerzos a largo plazo como son la fatiga y la corrosión.
- Esfuerzos en los elementos producidos durante su fabricación y montaje que pueden deberse a golpes, estibaje inapropiado, enfriamiento brusco de partes soldadas o el realizar uniones forzadas en sus empalmes.
- Aumento o disminución de las cargas futuras no previsto en el proyecto.
- Incertidumbre en la estimación de las cargas vivas.
- Determinación de las cargas producidas por fenómenos naturales como sismos, vientos, lluvia, granizadas y nevadas, que aunque se estimen sus máximos, son fenómenos que están fuera de nuestro control y que incluso llegan a rebasar sus máximos registrados.

### **II. El Costo.**

Los costos que deben considerarse para la construcción en acero son: el valor del material ya colocado en el taller o si este se suministra en la laminadora, el costo de su transporte, costo del diseño, planos estructurales y de taller, fabricación de la estructura, montaje, gastos indirectos, mano de obra y utilidad.

### **III. La Realización.**

Los elementos que se diseñen deben proyectarse de tales dimensiones que sea posible su traslado de la fabrica al taller y de este a la obra sin causar erogaciones excesivas debido a fletes, por lo que en algunas ocasiones será necesario proyectarlos en partes ensamblables.

En este punto es conveniente resaltar la importancia de realizar la estructura y las conexiones lo más sencillo posible para de esta manera bajar los costos, tiempo de fabricación y la mano de obra necesaria

En cuanto a su funcionalidad y sentido estético, las edificaciones que se diseñan con elementos de acero tienen secciones más esbeltas en sus columnas, traveses y miembros en general reduciendo de manera significativa el espacio ocupado por la estructura, factor importante principalmente en naves industriales y edificios donde muchas veces el diseño es condicionado por el espacio disponible, aunado a esto, también se reduce el peso debido a la carga muerta.

## 1.6 Métodos de diseño.

Para el diseño de elementos de acero, se utiliza principalmente el **Diseño por Esfuerzos Permisibles**, mal llamado método elástico, y el **Diseño Plástico**, a continuación se dará una muy breve explicación de cada uno de ellos.

El **Diseño Plástico** consiste en determinar las cargas que afectarán a la estructura, dichas cargas son multiplicadas por factores análogamente llamados "**Factores de Carga**" que darán como resultado las cargas con las que se diseñarán los elementos, tomando como resistencia del acero el esfuerzo último de resistencia, a sea el punto más alto de la gráfica Esfuerzo-Deformación.

En lo que se refiere al **Diseño por Esfuerzos Permisibles** se tiene de forma resumida la siguiente metodología, primeramente se propone una estructuración que de una solución lógica, factible y segura a la problemática que se presenta, tomando en cuenta las posibles cargas que resultarán de proponer tal distribución de los elementos.

Con esta distribución se calculan las cargas que soportará la estructura y los efectos (cortante, momento, compresión, tensión, etc.) que afectarán a cada elemento. Para dar una solución segura, económica y por lo tanto eficiente, es necesario tener conocimiento previo de las condiciones climáticas, geográficas y geológicas del lugar donde se construirá la estructura para así determinar su zona sísmica, de precipitaciones, de vientos, diferencial térmico y tipo de suelo, etc. Con las fuerzas actuantes obtenidas se calculan secciones que proporcionen áreas tales que resistan las cargas con esfuerzos totales iguales o menores a los **Esfuerzos Permisibles** dichos esfuerzos son una fracción, dada en porcentaje o fracción decimal del esfuerzo del acero en su **Limite de fluencia (Fy)**.

Como en la mayoría de los casos, los esfuerzos actuantes no se presentan solos, sino como una combinación de varios de ellos, para diseñar elementos sometidos a estas condiciones, se considera a la resistencia del elemento como el 100% de su capacidad y a cada uno de los esfuerzos actuantes como un porcentaje de este total, para determinar cada uno de los porcentajes de los diferentes esfuerzos, se al esfuerzo actuante entre el esfuerzo permisible, una vez calculados estos porcentajes se suman y el total deberá ser lógicamente menor al 100% para que la sección sea aprobada. En algunas de las relaciones intervienen otros factores que determinarán un mayor grado de seguridad como son la carga crítica de pandeo, la relación de esbeltez o el radio de giro.

Una vez que la sección ha sido aprobada para soportar los esfuerzos, deberá ser revisada para que cumpla con las tolerancias de deformaciones y vibraciones. Como es posible que en un primer calculo las cargas supuestas para el peso propio hayan sido excesivas o insuficientes, es posible que las secciones obtenidas estén sobradas o escasas, por lo que se tendría que hacer un segundo cálculo, afinando la selección del perfil.

Una vez que el diseño ha concluido se procede al dibujo de los planos estructurales en los que se sugieren dimensiones y tipos de perfiles, así como los tipos de uniones que se fabricaran. A partir de estos planos se harán los planos de taller donde se especifican los perfiles, uniones y materiales con sus dimensiones al milimetro, tolerancias y la claves de las piezas que se fabricarán en taller.

Este tipo de diseño es más difundido y aunque últimamente se le ha dado mayor impulso al Diseño Plástico, el Diseño por Esfuerzos Permisibles cuenta con una mayor tiempo en su aplicación, lo que significa tener más experiencias e investigaciones en laboratorio y campo acerca del comportamiento del material, además este diseño es de mayor aplicación debido a que es más práctico obteniéndose elementos con secciones más adecuadas para evitar las deformaciones que en muchas ocasiones condicionan el diseño.

## 1.7 Especificaciones de diseño.

Para realizar diseño de elementos de acero por el Criterio de Esfuerzos Permisibles con seguridad, se utilizan manuales editados por dependencias gubernamentales, asociaciones civiles y fabricantes de acero que recomiendan los valores de los esfuerzos permisibles, tolerancias, calidad de los materiales y procedimientos de construcción, esto se hace en base a la prueba de materiales en laboratorios y a las experiencias, de esta manera se unifican criterios y se da un seguimiento a las investigaciones de este material

En nuestro país se utiliza para el diseño el manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, fundado en 1983, que norma el diseño, montaje y calidad de los perfiles de acero, este manual a su vez esta basado en las normas usadas en los Estados Unidos de Norteamérica que es el manual publicado por el Instituto Americano de la Construcción en Acero. (American Institute of Steel Construcción, A.I.S.C.). El manual I.M.C.A. tiene las adecuaciones necesarias en cuanto a los materiales de uso común y la tecnología con que contamos en nuestro país.

Este manual se utiliza en el diseño de edificios que permite esfuerzos mayores que los utilizados para estructuras como los puentes debido a las siguientes condiciones:

- 1.- Las estructuras como los inmuebles se pueden calcular con una mayor precisión en cuanto a cargas vivas y muertas.
- 2.- Debido a los recubrimientos utilizados en los edificios, los elementos están protegidos del intemperismo.
- 3.- Las estructuras resistirán menores ciclos de carga y por lo tanto menor fatiga.

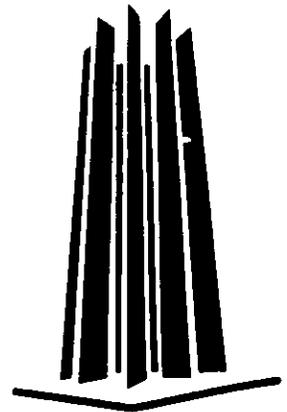
Para la construcción de puentes carreteros o ferroviarios, se recomienda la utilización de los manuales A.S.H.O.O. (American Association of State Highway Officials) y A.R.E.A. (American Railway Engineering Association) respectivamente. Otros manuales utilizados en el diseño de elementos de acero son el A.S.T.M. (American Society for Testing Materials, asociación americana de prueba de materiales) y para normar las conexiones soldadas de usa el A.W.S (American Welding Society).



---

## CAPITULO II

# DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

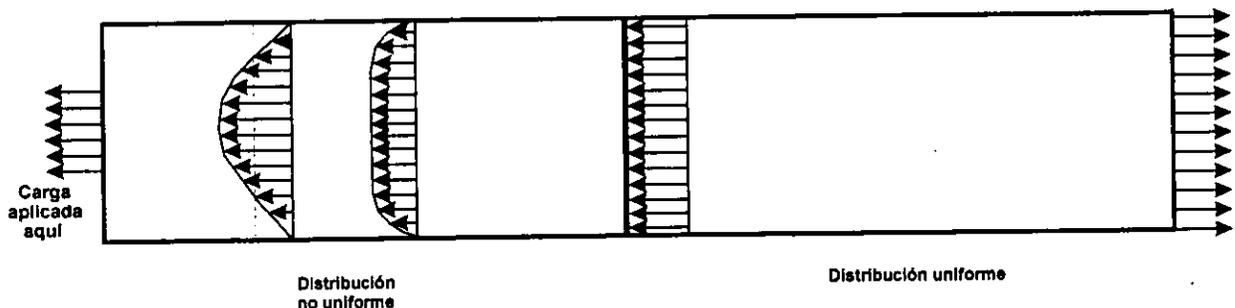


## CAPITULO II

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TENSIÓN.

#### 2.1 Diseño.

Un elemento sujeto a tensión es un miembro que por lo general trabaja de forma eficiente, ya que se puede considerar que los esfuerzos se distribuyen de manera homogénea en el área de su sección transversal cuando este es cargado de forma axial, que será la condición que se buscara al diseñar los elementos. Este comportamiento que tiende a hacer uniformes las cargas hace al elemento totalmente eficiente de tal manera que el diseño del elemento se simplifica significativamente.



**Figura 2.1' Distribución de los esfuerzos de un elemento sometido a tensión con una carga concentrada en su extremo.**

El diseño de un elemento sometido a tensión consiste en determinar el área que requiere dicho miembro para que el esfuerzo actuante tensión (**ft**) en él sea menor o igual que el esfuerzo permisible (**Ft**). En este tipo de carga, se considera que el elemento soportará el total del esfuerzo en la área neta de su sección transversal, para obtener esta área el análisis nos proporciona la carga y el diseño nos permite proponer el tipo de acero a utilizar con sus correspondientes esfuerzos permisibles realizándose el cálculo de la siguiente manera:

La fórmula del esfuerzo actuante es:

$$\text{esfuerzo actuante} = \frac{\text{carga}}{\text{área}} \quad \Rightarrow \quad \text{ft (kg/cm}^2\text{)} = \frac{P \text{ (kg)}}{A \text{ (cm}^2\text{)}}$$

Despejando el área e igualando el esfuerzo actuante **ft** con el permisible **Ft**, se estará obteniendo, con esta fórmula, el área de una sección que estará trabajando de manera eficiente ya que estará sometida al esfuerzo máximo o muy cerca de él.

$$A \text{ (cm}^2\text{)} = \frac{P \text{ (kg)}}{\text{ft (kg/cm}^2\text{)}} \quad \Rightarrow \quad A \text{ (cm}^2\text{)} = \frac{P \text{ (kg)}}{Ft \text{ (kg/cm}^2\text{)}}$$

Los esfuerzos permisibles que proporciona el manual I.M.C.A. para el diseño de elementos no conectados con pasadores (tornillos, remaches, etc. tiene el valor de **0.6** del **Fy** o **0.5** del **Fu** para el área neta efectiva (en caso de que el elemento presente agujeros) y en el caso de miembros sujetos con pasadores, el esfuerzo a la tensión permisible será igual al **0.45** del esfuerzo de fluencia, esta reducción se hace debido a que en las partes de contacto entre las paredes de los agujeros y el vástago de los elementos de unión existen grandes concentraciones de esfuerzos (cortante, aplastamiento y compresión).

\*Bressler, Lin, Scalzi, *Diseño de estructuras de acero*, México Limusa novena reimpresión 1990.pag 298.

### Esfuerzos Permisibles a la Tensión:

Para todos los miembros no sujetos con pasadores:  $F_t \leq 0.6 F_y$  en el área total.  
 $F_t \leq 0.5 F_y$  en el área neta efectiva.

Para los miembros sujetos con pasadores:  $F_t \leq 0.45 F_y$  en el área neta.

### 2.2 Calculo del área neta.

Como se puede ver, los esfuerzos permisibles en aceros están condicionados a el área neta, esta área se obtiene de multiplicar el espesor de la sección por el **ancho neto**, el espesor es el espesor de la sección a calcular y el ancho neto de una sección con agujeros se calcula mediante la fórmula empírica propuesta por V. H. Cochrane\* que proporciona estimaciones de manera rápida, seguros y aproximados a la realidad.

El área neta se obtiene restando el ancho total la suma de los diámetros de los agujeros y sumándole por cada "paso" la cantidad:

$$\frac{s^2}{4g}$$

El **paso** es la distancia centro a centro entre las hileras de agujeros que se presentan, esta distancia es en el sentido del esfuerzo, **g** es la distancia centro a centro entre agujeros perpendicular al esfuerzo y recibe el nombre de "gramil", ambos valores se ven gráficamente en la figura No 2.2.

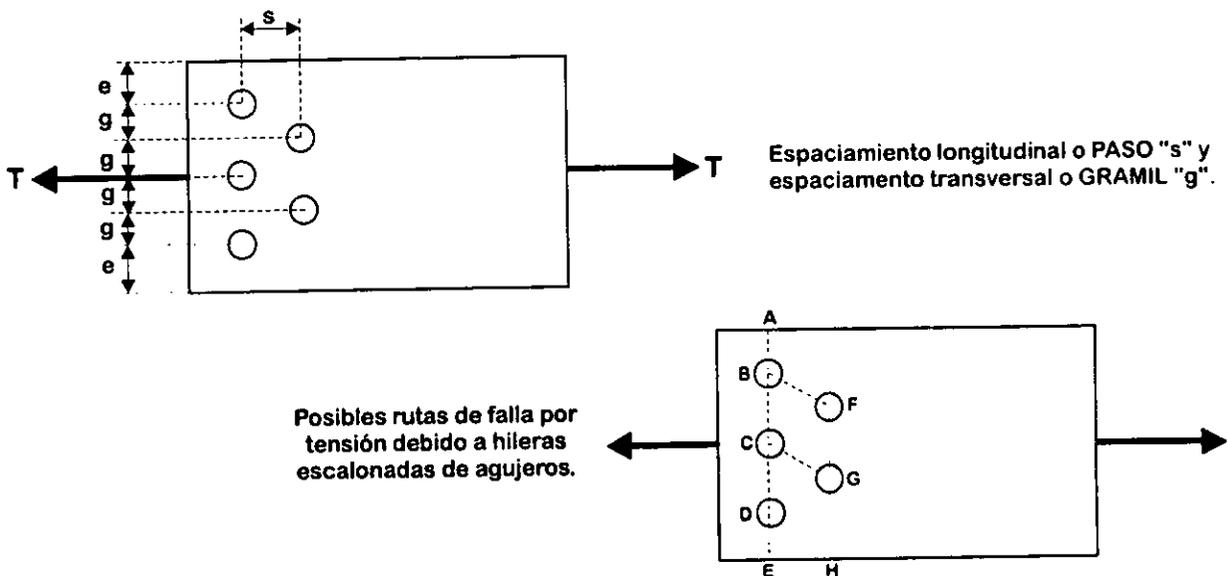


Figura 2.2 Definición de "Paso y Gramil".

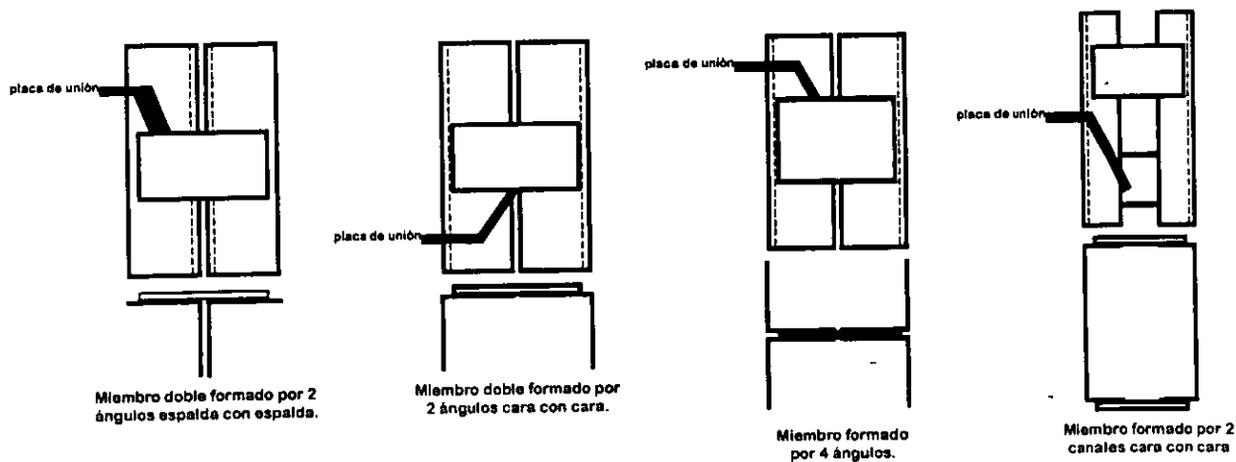
Como se observa en la figura, en caso de que se presenten dos o más hileras de agujeros, se forman varias rutas posibles de falla, teniendo que calcularse el ancho neto de cada una de estas rutas y calcular el área neta del elemento con la menor de ellas, ya que será la crítica, presentándose en línea recta o en diagonal a través de las líneas de agujeros.

El diámetro de los agujeros considerado para calcular el ancho neto es igual al diámetro neto del agujero más 1/16 de pulgada (1.58mm), considerado como material circundante a la perforación dañado durante el rimado, punzonado o taladrado.

Según sean los requerimientos del proyecto, la facilidad de unión y la resistencia requerida, se utilizan diferentes secciones para que estas trabajen de manera adecuada a la tensión. Así por ejemplo, es de uso muy común la utilización de varillas o redondos lisos para la fabricación de tensores, dicho elemento pueden roscarse en los extremos o soldarles tornillos para que su fijación sea mediante tuercas lo que garantiza una rápida colocación y el poder aplicar la tensión inicial que requiere este elemento para su adecuado funcionamiento. Otra opción es la de fabricar el tensor en dos secciones, con ganchos en los extremos para unirlos a la estructura y en la parte central se unen las dos partes por medio de un tensor. Otro elemento comunmente utilizado son las barras de ojo constituidas por soleras con extremos agrandados en los cuales se hacen agujeros que permiten la utilización de pasadores.

Un factor que debe tomarse en cuenta durante el diseño de estos elementos es que debido a que la totalidad de su sección resiste el esfuerzo, en algunos casos se obtienen secciones esbeltas que pueden flexionarse bajo su propio peso al librar claros considerables, provocando mal aspecto o no contar con la tensión necesaria lo que podría provocar vibraciones. Es por esto que el manual I.M.C.A. condiciona el uso de secciones a tensión para las relaciones de esbeltez de estas sean menores a 240, esto para elementos principales y para elementos secundarios y de arriostamiento no excederá de 300.

En la construcción de armadas, también son utilizados miembros compuestos, que son formados por dos o más secciones, por ejemplo los mostrados en la figura 2.2



**Figura 2.3 Tipos de secciones dobles.**

Otro elemento a diseñar son los tornillos, estos son utilizados para conectar miembros sujetándolos firmemente las partes de la estructura mediante el apriete de tuerca, esto con la finalidad de inducir en ellos una enorme tensión que transmita las cargas por medio de la fricción que se produce entre las superficies en contacto. Los esfuerzos permisibles para tornillos son independientes de los especificados para los demás tipos de elementos y cargas debido a que estos requieren de mayores factores de seguridad aunque cuando son colocados los esfuerzos que se les aplican varían entre el 70 y el 90% del esfuerzo de fluencia con la finalidad de garantizar el agarre de la tuerca para que no se afloje, llevando a la conexión a un estado de preesfuerzo esto es que debido a las altas tensiones los miembros a unir se deforman elásticamente y al aplicárseles las cargas de trabajo, los tornillos no serán sometidos a una carga mayor mientras los elementos continúen en contacto ni se perderá la tensión debido a la elongación de los tornillos y los elementos.

En la siguiente tabla se muestran los esfuerzos a la tensión permisibles para los tornillos estructurales comunes y de alta resistencia.

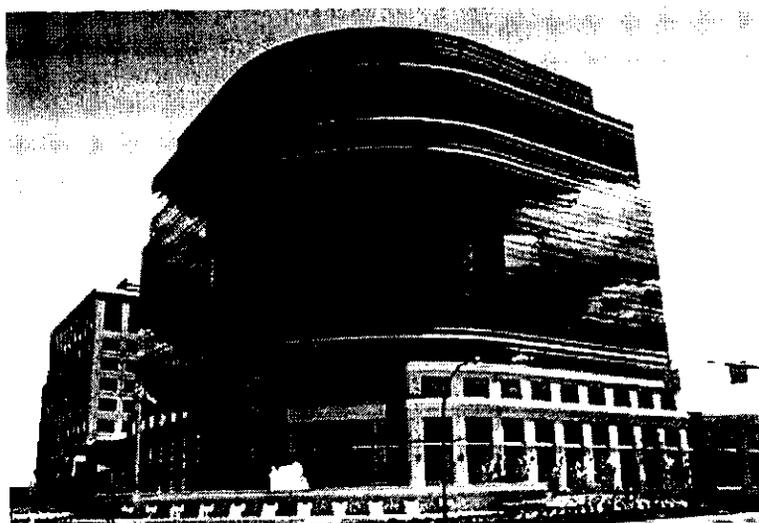
ELEMENTO	ESFUERZO A LA TENSIÓN PERMISIBLE. (Ft)	
Tornillos A-307	0.33 Fu	Estos esfuerzos son aplicables en condiciones de carga estática, con pendientes menores a 1 a 20 ya sea que las roscas se encuentren en los planos de carga o no.
Tornillos A-449	0.33 Fu	
Tornillos A-325	3090 kg/cm <sup>2</sup>	
Tornillos A-490	3090 kg/cm <sup>2</sup>	

**Figura 2.1 Esfuerzos permisibles para tornillos.**

En el diseño de los tornillos que unirán a dos o más elementos se busca principalmente dos objetivos:

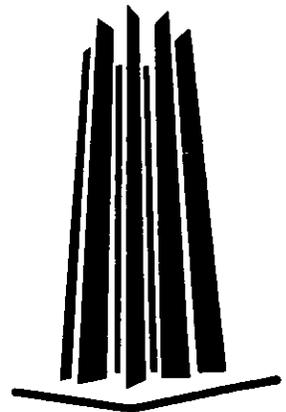
- a) Reducir en lo posible el número de tornillos y su diámetro proporcionando la adecuada resistencia de estos a los esfuerzos a tensión, cortante, aplastamiento y efectos secundarios como momentos en uniones excéntricas.
- b) Proporcionar la suficiente área de contacto entre los miembros a unir y los tornillos para evitar fallas por desgarramiento o aplastamiento.

Primeramente para determinar las características de los tornillos se proponen tanto su número como sus dimensiones basándose en la experiencia y se revisan los esfuerzos dividiendo el esfuerzo total entre el número de tornillos y este esfuerzo proporcional al dividirlo entre el área transversal se tendrá el esfuerzo actuante que deberá ser menor al esfuerzo permisible tabulado en la figura 2.4. De este primer tanteo se determinará si es necesaria una reducción del número o diámetro de los elementos, teniendo que revisarse también para que soporten cortante y aplastamiento. También debe de proporcionarse a los miembros las dimensiones suficientes de anchura y espesor para que el incremento de esfuerzos debido a la reducción del área debido a las perforaciones no provoquen fallas por tensión o desgarramiento en el elemento.



## CAPITULO III

# DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A CORTANTE



## CAPITULO III

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A CORTANTE.

El esfuerzo cortante que actúa en los elementos de estructuras de acero es por lo general inferior al que pueden resistir las secciones, principalmente las vigas laminadas, esto debido a que cuentan con almas cuyas secciones pueden absorber fácilmente tales esfuerzos, así pues, raramente el cortante rige al diseño de algún elemento pero debe ser revisado principalmente en vigas cortas, vigas acastilladas y despatinadas o las cargas que se transmiten a la viga son altas, los efectos son mayores si las cargas se transmiten cerca de los apoyos de la viga.

El esfuerzo máximo al que estará sometida el área efectiva que soportará el esfuerzo cortante será menor o igual al **40%** del  $F_y$ . Este esfuerzo permisible no es aplicable a condiciones críticas como es en las conexiones de los extremos de vigas y en los planos de la sección que presenten agujeros.

$$F_t \leq 0.40 F_y$$

En el caso de conexiones en extremos de vigas y donde el cortante actúe sobre un plano con agujeros a través del cual pasen sujetadores, cuando las secciones estén despatinadas, es posible que se presente una falla por combinación de esfuerzos cortante-tensión, por lo que el esfuerzo permisible en estas condiciones es:

$$F_t \leq 0.30 F_y$$

Se considera que el área de la sección que resistirá el cortante es igual al peralte por el espesor del alma, esto es, que se desprecian los patines de las secciones armadas y de los perfiles laminados. Es también una práctica generalizada el utilizar el esfuerzo cortante promedio en vigas con almas delgadas en comparación con el peralte, ya que los resultados de utilizar el cortante distribuido uniformemente y otro con la distribución teórica son despreciables. Para el caso de vigas con alma gruesa, el flujo de cortante varía a lo largo de la sección desde un máximo en el eje neutro hasta un valor cero en la fibra más alejada a este.

Para determinar el esfuerzo cortante actuante en un punto determinado (de una sección abierta y sin torsión) se utiliza la siguiente expresión:

$$f_v = \frac{VQ}{bl}$$

Donde: **V** es la fuerza cortante considerada para la sección.

**Q** es el momento estático de la sección que queda arriba de la línea paralela al eje neutro e incluye al punto deseado.

**b** es el ancho de la sección donde se calcula el esfuerzo cortante unitario.

**I** es el momento de inercia total de la sección.

De manera similar al cálculo de los esfuerzos antes planteados, el esfuerzo actuante máximo en la fibra extrema de la sección del elemento o en un plano de corte directo deberá ser menor al esfuerzo permisible  $F_v$ .

En los tornillos, a diferencia de las secciones laminadas cuyo diseño raramente está regido por el cortante, este es uno de los principales factores a revisar ya que en ellos se presenta este esfuerzo de manera significativa y en algunos casos es mediante este esfuerzo que las cargas son transmitidas, aunque en la mayoría de los casos se considera que es por medio de la fricción.

En el diseño de tornillos a cortante se hacen las siguientes consideraciones:

- 1.- El esfuerzo cortante actuante  $f_v$  se considera como uniformemente distribuido ya que al acercarse el esfuerzo al límite plástico, el material comienza a ceder haciendo a el esfuerzo homogéneo en el área transversal del tornillo calculándose como:

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

- 2.- El esfuerzo permisible  $F_v$  es diferente si el plano de carga se encuentra dentro o fuera de la cuerda del tornillo, esto debido a que la raíz de la rosca es la sección crítica, siendo los esfuerzos permisibles menores para esta sección.
- 3.- Los esfuerzos también depende del ajuste entre el tornillo y el agujero, ya que el juste entre estos aumenta la resistencia al aplastamiento reduciendo los esfuerzos secundarios y la transmisión del esfuerzo cortante en caso de que se presente una reducción de la transmisión de los esfuerzos por fricción.

En la siguiente tabla se proporcionan los esfuerzos permisibles a cortante para los tornillos estandar y de alta resistencia.

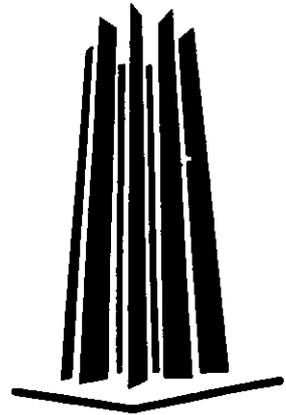
TIPO DE SUJETADOR	CORTANTE PERMISIBLE (kg/cm <sup>2</sup> )			
	Conexiones por fricción			Conexiones por aplastamiento
	Agujeros estandar	Agujeros sobre-dimensionados y alargados cortos	Agujeros alargados largos	
Tornillos A-325 cuando las roscas estén dentro de los planos de corte.	1230	1050	880	1480*
Tornillos A-325 cuando las roscas están fuera de los planos de corte.	1230	1050	880	2110*
Tornillos A-490 cuando las roscas están dentro de los planos de corte.	1550	1340	1120	1970*
Tornillos A-490 cuando las roscas están fuera de los planos de corte.	1550	1340	1120	2810*

\*Cuando las conexiones por aplastamiento empalman miembros a tensión y los sujetadores tienen una longitud superior a 1270mm, los valores de tabla se reducen en 20%.

Tabla 3.1 Esfuerzos permisibles para tornillos.\*

**CAPITULO IV**

**DISEÑO DE ELEMENTOS  
SOMETIDOS A FLEXIÓN**



## CAPITULO IV

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN.

#### 4.1. Diseño.

Los elementos sometidos a flexión pura como vigas, cerramientos, trabes, etc. son de los más comunes en las estructuras y se deben diseñar para que cumplan con ciertas condiciones como son resistencia, costo y el menor peso, aunque en algunas ocasiones se requieran de secciones más pesadas ya que en casos excepcionales, el peralte queda restringido por una determinada altura que se apegue al proyecto arquitectónico, por lo que se escogerá una sección con menor peralte pero mayor espesor para soportar el momento aunque esto induzca un mayor peso de la sección. El costo de las secciones de acero es proporcional a su peso y es por esto que los perfiles "I" se han diseñado para resistir grandes momentos alrededor de su eje menor, esto proporciona secciones esbeltas.

El diseño consiste principalmente en seleccionar la más ligera de las secciones que resista el momento actuante de acuerdo a los esfuerzos permisibles, primeramente se tiene que la resistencia de un determinado perfil a la flexión esta dada por su módulo de flexión  $S$ , que se calcula a partir de la fórmula de la escuadría o de la flexión:

$$F = \frac{Mc}{I}$$

Donde:  $F$  es el esfuerzo en la viga más alejada al eje neutro y que se encuentra a una distancia " $c$ ", dicho esfuerzo se considera igual al esfuerzo a la flexión " $F_b$ ".

$Q$  Momento actuante en la sección.

$c$  es la distancia entre el eje neutro y la fibra más alejada a este.

$I$  es el momento de inercia total de la sección.

Despejando el momento  $M$  tenemos:

$$M = \frac{FI}{c} \quad \Rightarrow \quad \frac{M}{F} = \frac{I}{c}$$

De esta igualación deducimos que el valor de  $I/c$  es constante para una determinada sección y queda definido como el Modulo de Sección " $S$ ". Así que para diseñar una sección sometida a flexión, se debe determinar el perfil cuyo módulo de sección sea mayor a la relación  $M/F$  (momento actuante que debe resistir la sección entre el esfuerzo en la fibra más alejada que es el esfuerzo permisible) y que esta sección sea también la de menor peso posible.

$$S = \frac{I}{c} \quad \Rightarrow \quad S \geq \frac{M}{F_b}$$

Los esfuerzos permisibles a la flexión varían dependiendo de las condiciones que el elemento presente en sus apoyos, características geométricas y condiciones de carga y serán discutidos a continuación.

## 4.2.

$$F_b = 0.66 F_y$$

Tipos de miembros que califican en esta sección: A) Compactos.  
B) Laminados en caliente.  
C) Armados (excepto vigas híbridas).

Estos elementos deberán ser simétricos con respecto a su eje menor y estar cargados en el plano de este eje.

### Requisitos de los elementos:

- 1.- Los patines estarán continuamente unidos al alma o almas.
- 2.- Para elementos **no atiesados** se deberá cumplir la relación:

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}}$$

- 3.- Para elementos **atiesados** se deberá cumplir la relación:

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{1590}{\sqrt{f_y}}$$

- 4.- Cuando la relación **esfuerzo a la flexión actuante/esfuerzo de fluencia** es menor o igual a **0.16**, la relación peralte espesor del alma no será mayor a la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16 \quad \Rightarrow \quad \frac{d}{t} \leq \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \left( 1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y} \right)$$

- 5.- Cuando la relación **esfuerzo a la flexión actuante/esfuerzo de fluencia** es mayor a **0.16**, la relación peralte espesor del alma no será mayor a la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{f_a}{F_y} > 0.16 \quad \Rightarrow \quad \frac{d}{t} \leq \frac{2150}{\sqrt{F_y}}$$

- 6.- La distancia entre los soportes laterales que darán apoyo al patin en compresión serán menores a:

$$\frac{637 bf}{\sqrt{F_y}} \quad \text{ó} \quad \frac{1\,410\,000}{(d/A_f) F_y}$$

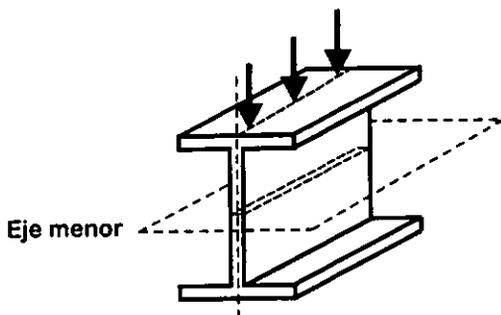


Fig. 4.1 Miembro cargado en el plano de su eje menor y simétrico a este.

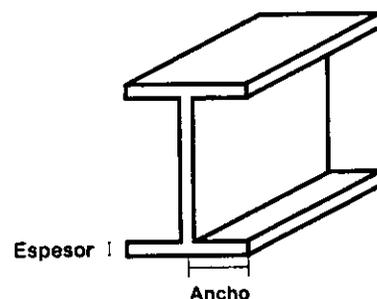


Fig. 4.2 Ancho y Espesor considerados en las relaciones de los patines en compresión.

7.- En los miembros en cajón de sección rectangular de peralte no mayor a seis veces en ancho y con espesor de patín no mayor a dos veces el espesor del alma, la longitud entre soportes del patín en compresión no excederá de:

$$\left( 137\,000 + 84\,000 \frac{M_1}{M_2} \right) \frac{b}{F_y}$$

Sin que sea necesariamente menor de:

$$84\,000 \frac{b}{F_y}$$

7.- Para secciones circulares huecas la relación **diámetro/espesor** no excederá de:

$$\frac{232\,000}{F_y}$$

Para vigas que cumplan con los incisos antes mencionados, en toda su longitud, (a excepción de las vigas híbridas), y que estén rígidamente conectadas a la columnas se les podrá hacer una reducción en el momento de diseño, esto es que podrán ser diseñadas para **9/10** del momento negativo producido por cargas gravitacionales, siempre y cuando se aumenten los momentos positivos en **1/10** del promedio de los momentos negativos. Si el momento negativo es resistido por una columna rígidamente conectada a la viga, esta reducción de 1/10 también podrá ser utilizado en el diseño de la columna para el diseño de carga axial y flexión, siempre y cuando **fa < 0.15Fa** debido a carga axial concurrente en el mismo.

$$4.3. \quad F_b = F_y \left[ 0.79 - 0.000239 \left( \frac{bf}{2tf} \right) \sqrt{F_y} \right]$$

Este esfuerzo permisible es aplicable cuando se cumplen las condiciones citadas para el esfuerzo anterior, excepto para vigas híbridas, cuando la relación **bf/2tf**, sea mayor a **545/√Fy**, pero menor a **797/√Fy**, esto es que se aplica cuando:

$$\frac{545}{\sqrt{F_y}} < \frac{bf}{2tf} < \frac{797}{\sqrt{F_y}}$$

$$4.4. \quad F_b = 0.75 F_y$$

**Tipos de miembros que califican en esta sección:**

- A) Miembros "I" o "H" doblemente simétricos y flexionados con respecto a su eje menor excepto vigas híbridas.
- B) Barras sólidas cuadradas.
- C) Barras sólidas redondas.
- D) Barras sólidas rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor.

**Requisitos de los elementos:**

- 1.- Los patines estarán continuamente unidos al alma o almas.
- 2.- Para elementos **no atiesados** se deberá cumplir la relación:

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}}$$

4.5. 
$$F_b = F_y \left[ 1.075 - 0.000596 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right]$$

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** A) Miembros "I" o "H" doblemente simétricos y flexionados con respecto a su eje menor excepto vigas híbridas.  
 B) Barras sólidas cuadradas.  
 C) Barras sólidas redondas.  
 D) Barras sólidas rectangulares flexionadas con respecto a su eje menor.

**Requisitos de los elementos:**

- 1.- Los patines estarán continuamente unidos al alma o almas.
- 2.- Que la relación  $b/2t$ , este dentro del siguiente rango:

$$\frac{545}{\sqrt{F_y}} < \frac{b_f}{2t_f} < \frac{797}{\sqrt{F_y}}$$

4.6.

$$F_b = 0.66 F_y$$

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Secciones tubulares rectangulares flexionadas con respecto a su eje de menor resistencia.

**Requisitos de los elementos:**

- 1.- Los patines estarán continuamente unidos al alma o almas.
- 2.- Para elementos atiesados, la relación ancho/espesor del patín en compresión será:

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{1590}{\sqrt{f_y}}$$

- 3.- Cuando la relación *esfuerzo a la flexión actuante/esfuerzo de fluencia* es menor o igual a 0.16, la relación peralte espesor del alma no será mayor a la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{f_a}{F_y} \leq 0.16 \implies \frac{d}{t} \leq \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \left( 1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y} \right)$$

- 4.- Cuando la relación *esfuerzo a la flexión actuante/esfuerzo de fluencia* es mayor a 0.16, la relación peralte espesor del alma no será mayor a la siguiente relación:

$$\text{Cuando } \frac{f_a}{F_y} > 0.16 \implies \frac{d}{t} \leq \frac{2150}{\sqrt{F_y}}$$

4.7.

$$F_b = 0.60 F_y$$

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Miembros en cajón.

**Requisitos de los elementos:**

- 1.- El patín en compresión o la relación *ancho/espesor* no cumpla con los puntos especificados para el esfuerzo de la sección 4.2, pero que cumpla con los requisitos del las relaciones *ancho/espesor* del Apéndice A (Relaciones ancho/espesor).
- 2.- Cuando el peralte sea menor seis veces el ancho se puede desprejar el pandeo lateral por torsión.
- 3.- Cuando el peralte exceda de seis veces el ancho, deberán de determinarse las condiciones de apoyo lateral por medio de un análisis especial.

4.8.

$$F_b = 0.60 F_y$$

(esfuerzo en las fibras a tensión).

Para el tipo de miembros que se describen a continuación, el esfuerzo en las fibras a tensión será el antes especificado y para las fibras a compresión se permitirá el mayor de los calculados en los incisos 4.8a, 4.8b y 4.9 según sea el caso. Se podrá usar un esfuerzo permisible mayor al indicado en estos incisos si se calcula mediante un análisis más preciso, pero nunca podrá ser mayor a  $0.6F_y$ .

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Todo los miembros sometidos a flexión no incluidos en los incisos anteriores.

4.8. a)

$$F_b = \frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{1080 \times 10^5 C_b}$$

(esfuerzo en las fibras a compresión).

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Miembros que cumplan con los requisitos del Apéndice A I, que tengan un eje de simetría en el plano del alma y que estén cargados en este mismo.

**Requisitos de los elementos:** El rango de la relación  $l/r_T$  debe ser:

$$\sqrt{\frac{717 \times 10^4 C_b}{F_y}} \leq \frac{l}{r_T} \leq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

4.8. b)

$$F_b = \frac{120 \times 10^5 C_b}{(l/r_T)^2}$$

(esfuerzo en las fibras a compresión).

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Miembros que cumplen características del inciso 4.8.a

**Requisitos de los elementos:** La relación  $l/r_T$  debe cumplir con la siguiente condición.

$$\frac{l}{r_T} \geq \sqrt{\frac{3590 \times 10^4 C_b}{F_y}}$$

4.9.

$$F_b = \frac{844 \times 103 C_b}{(l_d/A_f)^2}$$

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Miembros que cumplen características del inciso 4.8.a  
Perfiles CE (este es el único esfuerzo aplicable a estos elementos).

**Requisitos de los elementos:** El patín en compresión debe ser aproximadamente rectangular en su sección transversal y que su área no sea menor que la del patín en tensión.

En estos incisos se utilizó la siguiente nomenclatura:

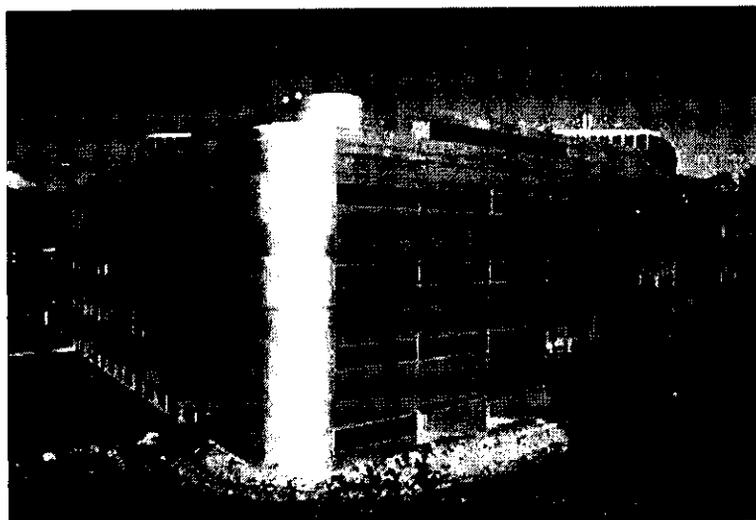
- I Es la distancia entre secciones transversales arriostradas para que no gire o se desplace el patín en compresión. Para vigas en voladizo o arriostradas para evitar el giro solo en el apoyo, I puede ser tomada conservadoramente como su longitud real en cm.
- $r_T$  Es el radio de giro de una sección que comprende el patín en compresión más un tercio del área del alma en compresión, tomada con respecto a un eje en el plano del alma, en cm.
- Af Area del patín en compresión, en cm.
- Cb  $1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2$ , pero no mayor a 2.3, pudiendo tomar conservadoramente igual a 1. En esta fórmula,  $M_1$  es el menor y  $M_2$  es el mayor de los momentos a flexión en los extremos de la longitud no arriostrada, tomados con respecto al eje mayor del miembro, esta relación es positiva cuando  $M_1$  y  $M_2$  tienen el mismo signo (flexión con curvatura doble) y negativa cuando tienen signos diferentes (curvatura simple) Cuando el momento flexionante en cualquier punto de la longitud sin arriostrar, es mayor que en cualquiera de los extremos,  $C_b$  se tomará igual a 1 y también se podrá utilizar este valor de manera conservadora para el cálculo de vigas en voladizo.

#### 4.10. $F_b = 0.60 F_y$

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Los elementos que cumplan con las características de elementos atiesados especificados en el punto Apero que no están incluidos en la sección 4.8a, 4.8b y 4.9

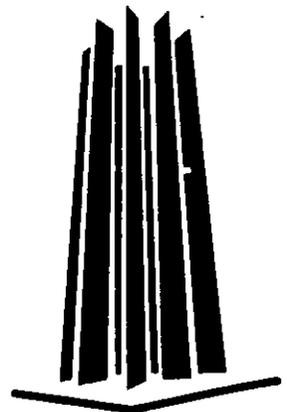
**Requisitos de los elementos:** Las secciones deberán estar flexionadas con respecto a su eje de mayor resistencia.  
Los elementos deberán estar arriostrados de manera lateral, en su zona a compresión, a una distancia no mayor de la siguiente

$$\frac{637b_1}{\sqrt{F_y}}$$



## **CAPITULO V**

# **DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A APLASTAMIENTO**

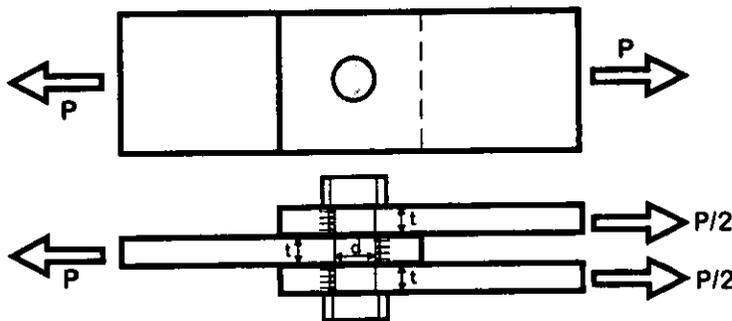


## CAPITULO V

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A APLASTAMIENTO.

#### 5.1 Diseño.

Para que un elemento falle debido al aplastamiento del material, es necesario que haya una enorme concentración de esfuerzo en el área de contacto de dos miembros, hasta el punto en que las moléculas del material se desplazan unas con respecto a otras formando plegamientos en forma de arrugas. Dichas concentraciones de esfuerzos por lo general se presentan en las uniones, entre los miembros y los elementos que las sujetan, como son tornillos o remaches, este esfuerzo también se presenta en los rodillos de expansión y balancines que soportan grandes cargas como en estructuras y puentes. En el caso de los tornillos debe de calcularse la cantidad necesaria de tornillos que proporcionan un área proyectada suficiente para soportar el esfuerzo, suponiendo una distribución de manera homogénea, (considerando la fluencia del material cerca del esfuerzo de diseño).



Estado inicial y distribución de esfuerzos en el tornillo y en las placas.

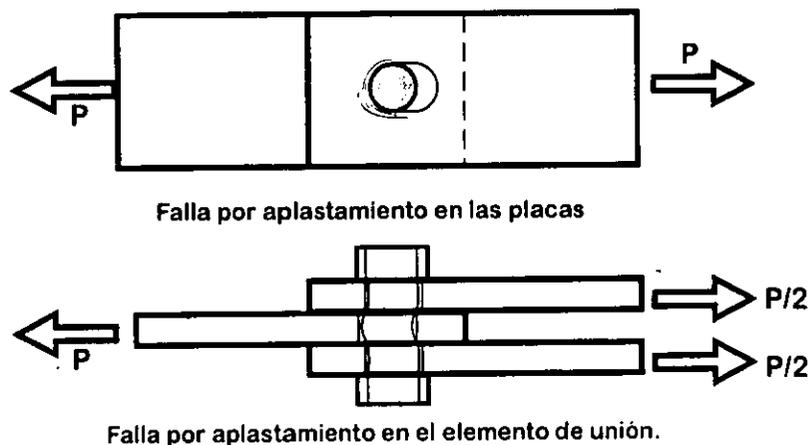


Figura 5.1 Falla por aplastamiento en unión.

Debido a las condiciones de aplicación de este esfuerzo, el acero puede soportarlo con un factor de seguridad relativamente bajo, ya que las moléculas que son afectadas no tienden a separarse, sino que están bajo un efecto de empuje que tiende en un principio a unir las y al sobrepasar el esfuerzo la capacidad de carga, se da entonces el desplazamiento entre las moléculas.

Para calcular el área requerida de contacto entre elementos sometidos a compresión la metodología se resume a dividir la carga entre el área para obtener el esfuerzo actuante que será menor o igual al esfuerzo permisible. El área que proporcionan los elementos de unión como tornillos y remaches será la proyectada de manera perpendicular al esfuerzo como se muestra en la figura 5.2.

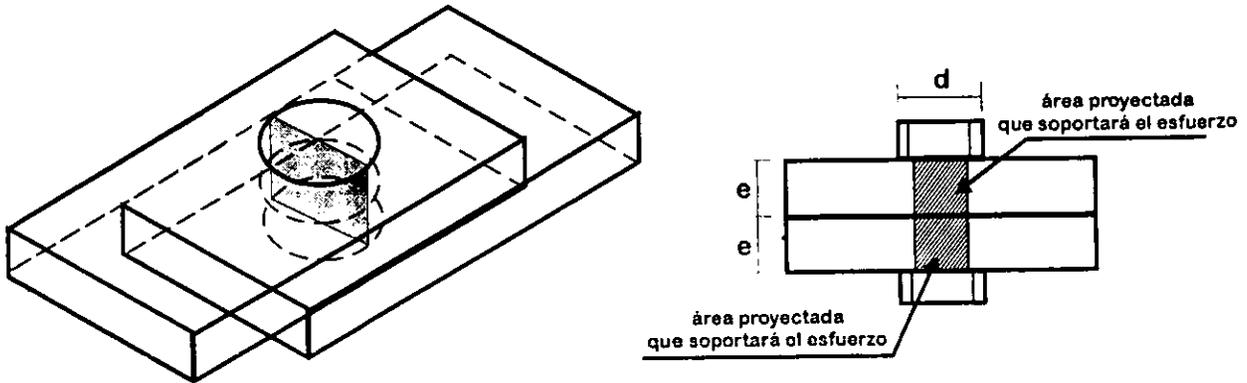


Figura 5.1 Área sometida al esfuerzo de aplastamiento..

Esta simplificación de suponer el esfuerzo uniformemente distribuido se hace considerando que aún cuando la distribución de esfuerzos sobre la superficie curva sean en un principio sensiblemente heterogéneos, cuando el esfuerzo se acerca al esfuerzo de fluencia, el material comienza a ceder haciendo que los esfuerzos se igualen.

Como se observa en la figura 5.2, el área que resiste el esfuerzo es igual al diámetro del sujetador por el espesor del elemento que unen los sujetadores. Cuando se diseñen estos elementos, se debe tener en cuenta que la carga soportarán depende del acomodo de la unión, así por ejemplo, en la figura 5.1, las placas superior e inferior, están soportando la mitad de la carga total y la placa del centro esta sometida al total del esfuerzo, mientras que en la figura 5.2 ambas placas están sometidas a la carga total, así como también el sujetador. Los esfuerzos permisibles se verán a continuación.

5.2

$$F_p = 0.90 F_y$$

Este esfuerzo permisible es aplicable cuando los elementos en contacto tienen las superficies alisadas así como también para los extremos de atiesadores de carga ajustados y en el área proyectada de agujeros escareados, taladrados o barrenados para pasadores.

Para este esfuerzo permisible, lógicamente, el esfuerzo de fluencia  $F_y$  será el menor del de las partes en contacto cuando estos sean de diferentes aceros, ya que este será el que falle primero.

5.3

$$F_p = 1.5 F_u$$

Este esfuerzo se especifica para el área proyectada de los elementos de unión, tornillos y remaches, cuando las juntas trabajan a cortante, y de igual manera el esfuerzo de fluencia  $F_u$ , será el menor del de las piezas conectadas.

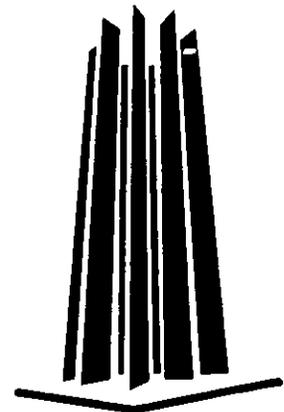
5.4

$$F_p = \left( \frac{F_y - 914}{1400} \right) 46d$$

Es el esfuerzo permisible para balancines y rodillos de expansión, donde  $d$  es el diámetro del rodillo o del balancín dado en cm y el esfuerzo resultante se dará en  $kg/cm^2$ .

## CAPITULO VI

# DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN



## CAPITULO VI

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A COMPRESIÓN.

#### 6.1 Introducción.

Los elementos que están sometidos a esfuerzos de compresión presentan condiciones que afectan directamente la capacidad de carga, entre estas podemos mencionar los esfuerzos residuales producidos durante la fabricación de los elementos, excentricidades en la aplicación de las cargas, tipos de empujamiento y/o apoyo, forma de la sección del elemento y principalmente el pandeo.

El fenómeno del pandeo es una condición que se presenta en las columnas y consiste en un estado de inestabilidad que se alcanza cuando a la columna se le aplica una determinada carga que sobrepasa su capacidad haciendo susceptible al elemento al pandeo, esto es a flexionarse abruptamente. A diferencia de los elementos sometidos a tensión, en donde el propio esfuerzo tiende a enderezar a los elementos minimizando los efectos de curvaturas y/o deflexiones iniciales, en el esfuerzo a compresión estos factores resultan muy desfavorables provocando que la flexión inicie antes de alcanzar la carga de falla del elemento.

Debido a la naturaleza de las condiciones que afectan a los elementos en compresión, se deduce la dificultad en la teoría y en la práctica para desarrollar modelos matemáticos que reflejen el comportamiento de dichos elementos ya que intervienen en su resistencia un gran número de incertidumbres, y no fue sino hasta 1757 que el Suizo **Leonardo Euler\*** desarrolló la teoría que da como resultado la deducción de la fórmula que lleva su nombre, siendo el primer trabajo en describir el fenómeno del pandeo y en el cual se basan las fórmulas que se aplican en la actualidad para el diseño de los elementos sometidos a compresión.

La fórmula de Euler se deduce a partir del modelo teórico de una viga con las siguientes características:

- 1.- La columna es recta y esbelta.
- 2.- La carga se aplica axialmente.
- 3.- El material de la columna es homogéneo.
- 4.- La sección es constante.
- 5.- Los apoyos en sus extremos son articulaciones perfectas.
- 6.- La columna tiene un comportamiento totalmente elástico, esto es que al aplicársele la carga, se deformará, pero esta regresará a su estado original cuando la carga le sea retirada. Así también, se supone que la columna ya ha sido cargada con anterioridad y se ha vuelto a enderezar completamente.

A continuación se describe, por medio de la figura, las características de la columna, en donde se puede observar que para llevar a cabo la deducción, el origen de los ejes  $x-x'$  y  $y-y'$  se han colocado en el extremo derecho del elemento.

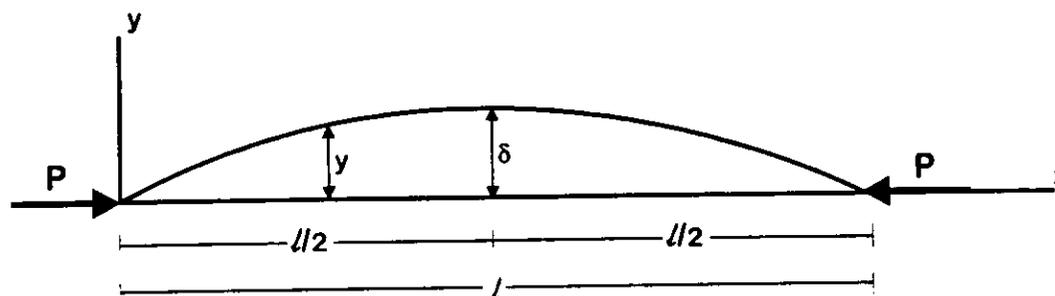


Figura 6.1 Diagrama para la deducción de la fórmula de Euler.\*

\*J.C. McCormac, *Diseño de estructuras metálicas*, México Alfaomega 1991 pag 80.

De la **figura 6.1** se deduce que el momento flexionante en cualquier punto de la columna es igual a  $Py$  y por lo tanto, la ecuación de la elástica se puede escribir de la siguiente manera:

$$EI = \frac{d^2y}{dx^2} = -Py$$

Multiplicando ambos miembros de la expresión por  $2dy$  para integrar.

$$2EI \frac{dy}{dx} d \frac{dy}{dx} = -2Py dy \quad \text{Integrando} \quad EI \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 = -Py^2 + C_1$$

Cuando  $y$  se iguala con  $\delta$  la deflexión es máxima y la derivada es  $dy/dx=0$ , por lo que no hay pendiente en la curva, así que el valor de la constante  $C_1$ , es igual a  $P\delta^2$  y:

$$EI \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 = -Py^2 + P\delta^2$$

Despejando con respecto a la derivada:

$$\left( \frac{dy}{dx} \right)^2 = \frac{P}{EI} (\delta^2 - y^2) \quad \Rightarrow \quad \frac{dy}{dx} = \sqrt{\frac{P}{EI}} \sqrt{\delta^2 - y^2} \quad \Rightarrow \quad \frac{dy}{\sqrt{\delta^2 - y^2}} = \sqrt{\frac{P}{EI}} dx$$

Por último, se integra esta ecuación y se obtiene:

$$\text{arc sen } \frac{y}{\delta} = \sqrt{\frac{P}{EI}} x + C_2$$

De acuerdo a las características de nuestro modelo, cuando  $x=0$  y  $y=0$ ,  $C_2$  es igual a cero. Por lo que la ecuación elástica de esta columna es:

$$\text{arc sen } \frac{y}{\delta} = \sqrt{\frac{P}{EI}} x$$

Para los valores de  $x=l/2$  y  $y=\delta$  tendremos que:

$$\frac{\pi}{2} = \sqrt{\frac{P}{EI}} \frac{l}{2}$$

Despejando la ecuación en función de la carga  $P$  que es la carga máxima que puede soportar la columna sin volverse inestable, se llega a la ecuación de Euler que se presenta a continuación.

$$P = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

Como se especifico al inicio de esta deducción, esta ecuación es válida para condiciones ideales que no se presentan en la realidad, por lo que esta ecuación a sido modificada y ajustada por los reglamentos y manuales para así ajustar sus resultados con los reales.

## 6.1 Diseño.

En la actualidad, el diseño de columnas por el criterio de los esfuerzos permisibles se lleva a cabo mediante las fórmulas del A.I.S.C., en el cual esta basado el manual I.M.C.A., y que utilizando toda la información teórica y experimental disponible ha desarrollado un cálculo rápido y económico a partir de la relación de esbeltez  $C_c$ , que es aquella que separa al pandeo elástico del inelástico, adecuando así las teorías de Euler al conocimiento actual.

En el diseño de los elementos a compresión inicia determinando el valor de  $K$ , que es la primera adecuación que se hace a la ecuación de Euler y que sustituye a la longitud real por una longitud teórica del elemento que toma en consideración sus apoyos y la rigidez de estos para así usar la distancia entre los puntos de inflexión de la línea elástica de la columna, que sean lo más cercanos al comportamiento real de la columna.  $K$  se puede obtener por diferentes métodos, en la **tabla 6.1** se muestran los valores recomendados por el manual I.M.C.A. para el diseño de columnas.

La forma de la columna pandeada es mostrada mediante líneas sombreadas.						
Valor teórico de $K$ .	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendado cuando las condiciones reales se aproximan a las ideales.	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
Clave de las condiciones en los extremos.	 Rotación fija y traslación fija.	 Rotación fija y traslación libre	 Rotación libre y traslación fija	 Rotación libre y traslación libre		

Figura 6.1 Longitudes efectivas para miembros principales.\*

La obtención de un valor de  $K$  más próximo al real se puede realizar mediante una interpolación de los valores de la tabla en caso de que las condiciones sean intermedias entre los casos considerados. También se puede calcular  $K$  por otros métodos, como por ejemplo el método del "Nomograma para la obtención de la longitud efectiva de elementos sometidos a flexocompresión" que se muestra en la figura 6.2 y cuya metodología es la siguiente:

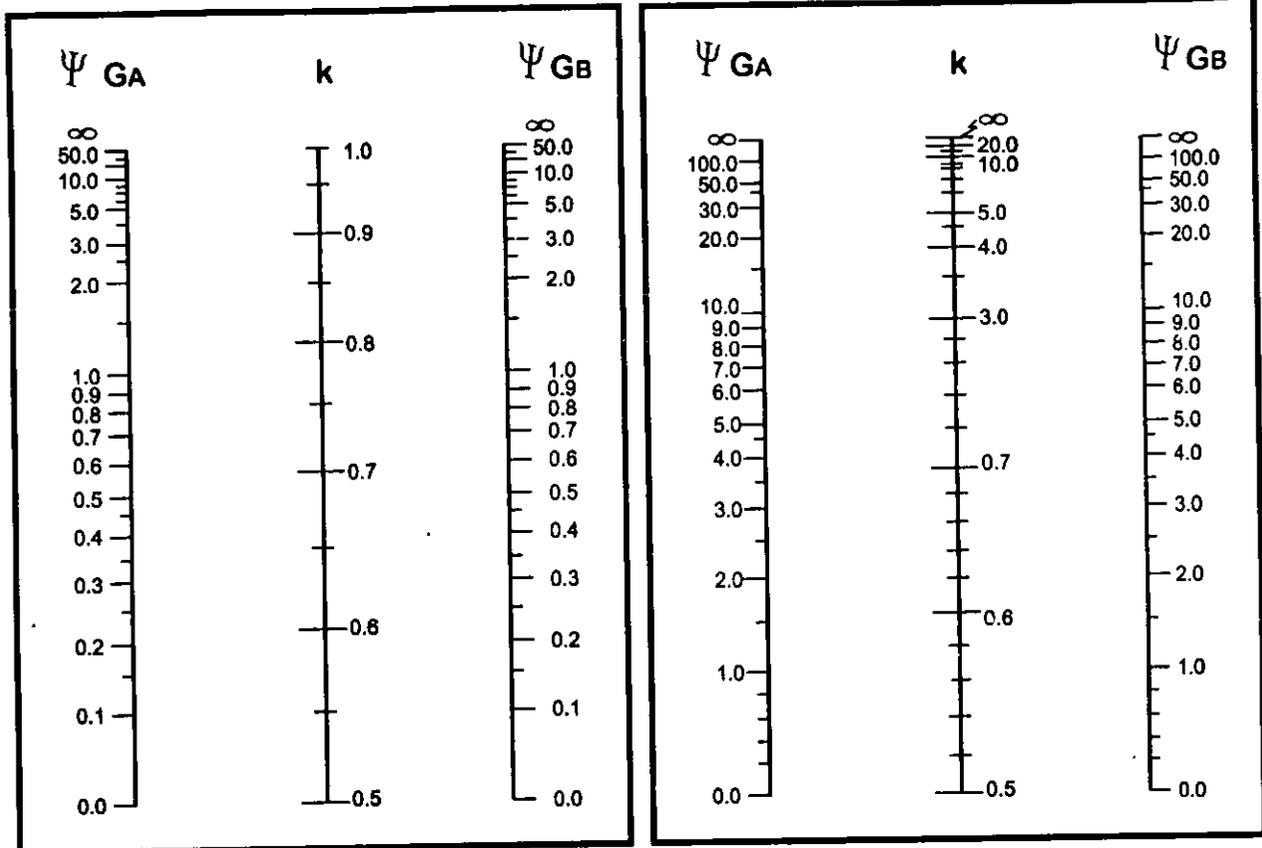
Primeramente se valúan  $G_a$  y  $G_b$ , que corresponden a las juntas en los extremos de la columna indistintamente, mediante la siguiente expresión:

$$G = \frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_g/L_g}$$

\* Manual de construcción en acero Volumen 2, I.M.C.A., primera edición Limusa México 1993. pag. 123.

Con restricción Lateral.

Sin restricción Lateral.



$\Psi$  = cociente de S (I/L) de las columnas, entre S (I/L) de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

$H^* = kH$

GA y GB son los extremos de la columna.

Tabla 6.2 Nomograma para la obtención de la longitud efectiva de columnas.\*

Los valores de  $G_A$  y  $G_B$  se localizan en las escalas laterales del nomograma de la tabla 6.2 para posteriormente unir los valores de las columnas mediante una línea recta, la cual intersectara el valor de K en la escala central.

El diseño de los elementos sometidos a compresión, igual que en otro tipos de esfuerzos, se lleva a cabo por medio de proponer y revisar secciones con el fin de encontrar la más adecuada para soportar las cargas de manera económica y segura. Así pues, con el valor de K calculamos la relación de esbeltez del elemento que proponemos para el diseño mediante la siguiente expresión.

$$\frac{Kl}{r}$$

El valor obtenido de la relación de esbeltez se compara con el denominado  $C_c$ , cuya deducción y cálculo se explica a continuación.

\* Manual de construcción en acero Volumen 2, I.M.C.A., primera edición Limusa México 1993. pag. 126 y Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. 1987 pag. 140.

Como ya se menciona,  $C_c$  es el valor de la relación de esbeltez que separa al pandeo elástico del inelástico en una columna esbelta y se determina en base a la teoría que ha desarrollado el Instituto Americano de Construcción en Acero (A.I.S.C) que considera que el pandeo elástico de las columnas se presenta cuando el esfuerzo en el acero es igual a la mitad del esfuerzo de fluencia  $F_y$ , por lo que igualamos a la mitad del esfuerzo de fluencia con la ecuación de Euler.

$$\frac{1}{2} F_y = \frac{1}{2} \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2}$$

Sustituyendo  $C_c$  por  $(l/r)^2$  tenemos que:

$$\frac{1}{2} F_y = \frac{\pi^2 E}{C_c^2}$$

Despejando  $C_c$

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

Comparando estos valores ( $C_c$  y  $(Kl/r)$ ), se determina el tipo de falla probable que se presentará en el elemento y así se determina el esfuerzo permisible a la compresión que se usará de acuerdo a un factor de seguridad adecuado como se expondrá a continuación.

6.1.1 Cuando  $\frac{Kl}{r} \leq C_c$  Siendo  $C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$

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

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Todos aquellos que cumplan con las condiciones sobre relaciones ancho-espesor del apéndice A.

Este esfuerzo es aplicable en la sección total del miembro.

6.1.2 Cuando  $\frac{Kl}{r} \geq C_c$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2}$$

6.1.3 Cuando  $\frac{l}{r} \geq 120$

$$F_{as} = \frac{F_{a^*}}{1.6 - \frac{l}{200r}}$$

$F_{a^*}$  será el obtenido de las fórmulas de los incisos 6.1.1 o 6.1.2 según se aplique.  
el esfuerzo  $F_{as}$  será aplicable en la sección total del elemento.

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Arriostramientos y miembros secundarios.

6.1.4  $F_a = 0.60F_y$

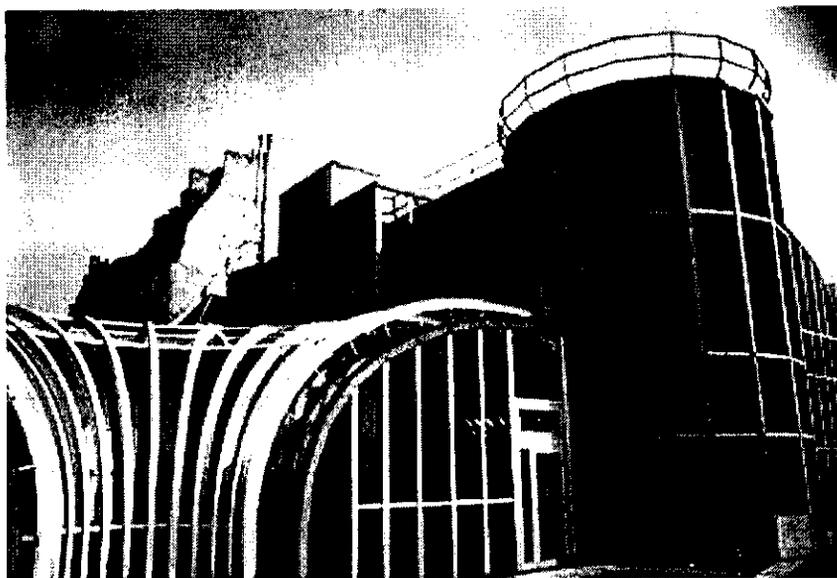
$F_a$  será aplicable en la sección total del elemento.

**Tipos de miembros que califican en esta sección:** Atiesadores de traves armadas de alma llena.

6.1.5  $F_a = 0.75F_y$

$F_a$  será aplicable en el alma de los perfiles laminados, al pie de la unión alma-patín que resiste el pandeo del alma debido a las cargas concentradas

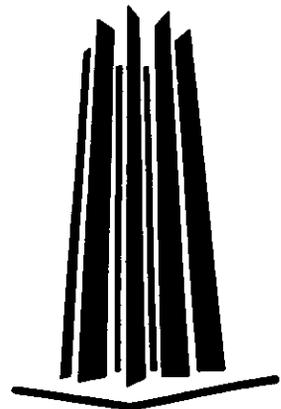
Algunos manuales como el A.H.M.S.A facilitan el diseño con tablas que proporcionan las cargas que soportan los elementos que tienen una determinada relación de esbeltez ( $K/l/r$ ) y su tipo de acero.



---

## CAPITULO VII

# DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN



## CAPITULO VII

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN.

#### 7.1 Intrducción.

En la mayoría de los casos, los esfuerzos que se presentan en los elementos no lo hacen de forma aislada, sino que son un combinación de varios de ellos, esta combinación debe tomarse en cuenta ya que la suma de estos efectos tiene consecuencias desfavorables en los miembros, en este capítulo analizaremos los esfuerzos combinados de flexión y compresión que se presentan en los elementos.

Un claro ejemplo de la relación que guardan los esfuerzos de compresión y flexión se presenta en las columnas, elementos indispensables de las estructuras, y cuya resistencia se ve ampliamente afectada por las cargas a los que están sometidos ya sean como partes de un marco o como elementos individuales. En el caso de que sean parte de marcos rígidos, a estas columnas le son aplicados momentos por continuidad además de soportar las cargas verticales. A esto hay que agregar los problemas que se presentan en campo, ya que al momento de realizar el montaje de las estructuras, resulta prácticamente imposible centrar las cargas de las vigas o elementos superiores sobre las columnas lo que induce desde un principio momentos sobre el elementos que son aumentados por las cargas accidentales como vientos o sismos, dichos momentos pueden llegar a presentar magnitudes tales que lleven a la falla de la estructura si en esta no se consideran adecuadamente tales efectos.

Se ha hecho hincapié en el efecto de los momentos ya que como se estudio en el capítulo VI, la carga que soporta una columna depende en gran medida del pandeo, que es la tendencia de una columna a flexionarse si la carga aplicada es mayor a la carga crítica, dicho valor de la carga crítica se ve reducido por el momento ya que este induce a la flexión provocando el pandeo prematuro del elemento, reduciendo así la resistencia de la columna.

#### 7.1 Diseño.

Dada la dificultad que presenta el determinar un esfuerzo permisible para esfuerzos combinados, se ha optado por utilizar ecuaciones de interacción, estas ecuaciones relacionan los esfuerzos permisibles y actuantes de forma que proporcionan una adecuada resistencia con la que se puede proceder al dimensionar del elemento.

El diseño de los elementos también se hará por medio de aproximaciones sucesivas, de tal forma que la sección revisada tenga una sección que resista las cargas con un adecuado comportamiento, pero que a la vez sea lo más ligera posible para así reducir su costo.

Dicha revisión del elemento propuesto que soportará las cargas resultantes del análisis se hará a partir de la ecuación 7.1.a, 7.1.b y 7.2 que son una suma de las relaciones de esfuerzos los actuantes entre los esfuerzos permisibles de cada tipo de esfuerzo al que esta sometido el elemento. A dicho elemento se le considera que tendrá una resistencia total igual al 100% o 1, así pues, las relaciones de esfuerzos proporcionarán la parte correspondiente que tomarán de la resistencia total del elemento.

7.1.a

$$\frac{fa}{Fa} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{fa}{F'_{cx}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{fa}{F'_{cy}}\right) F_{by}} \leq 1.0$$

7.1.b

$$\frac{f_a}{0.60 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

Todos los miembros sometidos a flexocompresión deberán cumplir con estas dos ecuaciones, en donde se puede apreciar que el primer termino corresponde al esfuerzo de compresión, en cuanto al segundo y tercer termino, corresponden a las relaciones de esfuerzos de flexión actuante entre esfuerzos de flexión permisible en los ejes  $x$  y  $y$  respectivamente en caso de que el elemento este sometido a flexión biaxial, si la flexión solo se presenta en un eje, el otro termino se suprime. El esfuerzo permisible a la compresión  $F_a$  se determinará como si el elemento resistiera solo este esfuerzo y de igual manera el

esfuerzo permisible a la compresión debido a la flexión  $F_b$ , se determinará como si el elemento solo resistiera este esfuerzo, los terminos  $F_e$  y  $C_m$  se explicarán a continuación.

### Coefficiente $C_m$

Como se puede observar, en la ecuación 7.1.a, aparecen los coeficientes,  $C_{mx}$  y  $C_{my}$  que tienen como finalidad el ajustar la ecuación al comportamiento de los elementos cuando estos están restringidos en sus extremos o cuando están sometidos a una variación en los momentos.

A)  $C_m = 0.85$

Este coeficiente se aplicara cuando los marcos se desplacen lateralmente dando así al coeficiente un valor de mayor seguridad ya que al permitirse el movimiento se aumenta la posibilidad de una falla por pandeo.

B)  $C_m = 0.60 - 0.40 \frac{M_1}{M_2}$

Donde  $C_m$  deberá cumplir con:  $C_m \geq 0.40$

El factor así obtenido es aplicable en los casos donde los elementos tengan sus extremos restringidos o sean marcos con arriostramientos que impidan el movimiento de los mismos y que no existan cargas transversales entre los apoyos y el plano de flexión, esto es, sin cargas transversales en sus extremos.

Donde:  $M_1$  es el menor de los momentos extremos de la longitud no arriostrada del elemento y  $M_2$  es el mayor de dichos momentos.

Este factor considera la variación que existe entre dichos momentos, para así hacer un diseño con un momento equivalente constante para toda la sección. Dicha relación ( $M_1/M_2$ ) se le da un valor positivo cuando el elemento es flexionado en curvatura doble y será negativo cuando esta flexión provoque una curvatura simple. Estos tipos de flexión se pueden observar en la figura 7.1.

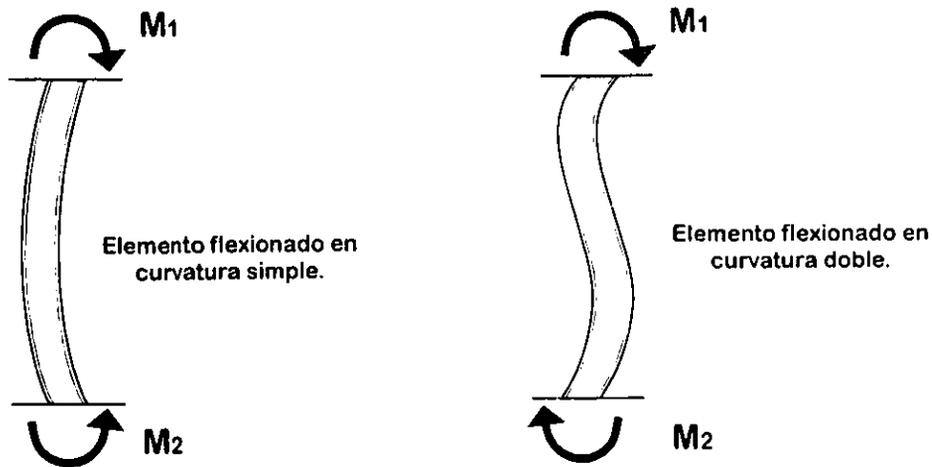


Figura 7.1 Tipos de flexión en elementos con momentos en sus extremos.

C)  $C_m = 0.85$

Para miembros con extremos restringidos a compresión y que pertenezcan a marcos arriostrados evitando así el desplazamiento lateral en el plano de carga, cuando estos estén sujetos a cargas transversales entre sus apoyos.

D)  $C_m = 1.0$

Para miembros con extremos **NO** restringidos a compresión y que pertenezcan a marcos arriostrados evitando así el desplazamiento lateral en el plano de carga, cuando estos estén sujetos a cargas transversales entre sus apoyos.

En los casos de los incisos C y D se permite obtener el coeficiente  $C_m$  mediante un cálculo racional pero se pueden usar de manera conservadora los coeficientes indicados. Como se ha podido observar, el coeficiente  $C_m$  es un coeficiente de reducción, ya que la ecuación 7.1.a resulta en algunos casos excesiva debido al término  $F'e$  como se verá a continuación.

### Termino $F'e$

Este termino corresponde al esfuerzo de Euler afectado por el factor que toma en cuenta el momento adicional que ocasiona la deflexión lateral en el elemento y que es igual a:

$$F'e = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/rb)^2}$$

En esta ecuación  $l$  es la longitud real del elemento sin arriostrar en el plano en que se presentará la flexión y esta dado en  $kg/cm^2$ , y  $rb$  es su correspondiente es su radio de giro.

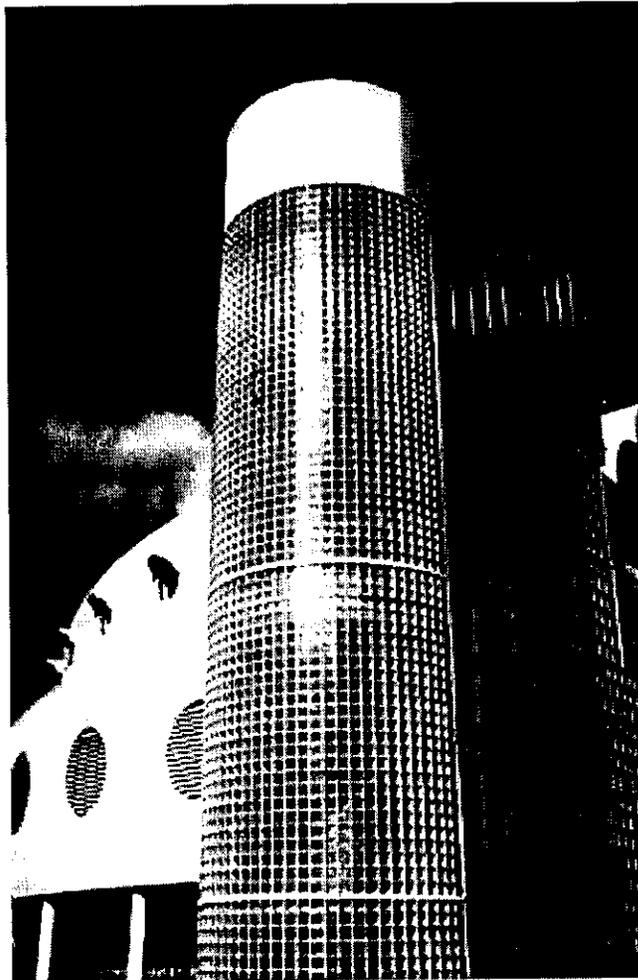
### Termino $f_a$ y $f_b$ .

El termino  $f_a$  correspondiente al esfuerzo a compresión se calcula como el que resiste la sección total del elemento si solo existiera este esfuerzo, sus unidades son  $kg/cm^2$  de igual manera, para el calculo del esfuerzo  $f_{bx}$  o  $f_{by}$  se considera como si solo este actuará sobre el elemento y sus unidades son  $kg/cm^2$ . Como se puede deducir, los subíndices "x" y "y" determinan el plano en que se esta considerado la flexión para cuando se presenta flexión biaxial.

7.2

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

El Manual I.M.C.A. permite usar esta expresión cuando el término  $f_a/F_a$  es menor a **0.15**, con lo que se limita en gran medida la influencia del esfuerzo de compresión sobre el elemento.



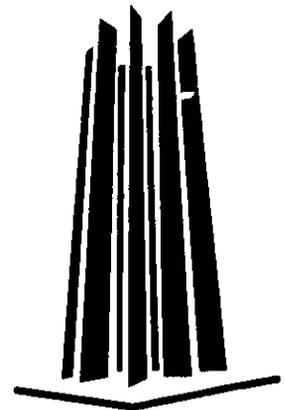
---

**CAPITULO VIII**

**DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS  
A ESFUERZOS COMBINADOS  
DE FLEXIÓN Y TENSION**

**CAPITULO IX**

**DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS  
A ESFUERZOS COMBINADOS  
DE TENSION Y COMPRESION**



## CAPITULO VIII

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE FLEXIÓN Y TENSIÓN.

#### 8.1 Diseño.

Los elementos sometidos a estos esfuerzos son comunes en estructuras como las armaduras, en donde soportan tensión más la flexión debida a su peso propio, que aunque no llegan a ser un caso crítico, deben revisarse en estructuras de importantes dimensiones, en donde los elementos esbeltos pueden sufrir los efectos de la compresión debida a la flexión pudiendo afectar su resistencia a la flexión.

Como se ha venido tratando la solución al diseño de los elementos que soportan esfuerzos combinados, los elementos que soportan cargas conjuntas que les provocan tensión y flexión se diseñarán a partir de tanteos en los que se propondrán las secciones y se revisarán a manera de encontrar la óptima, las secciones serán revisadas a partir de la ecuación 8.1 b que se transcribe a continuación.

$$8.1.b \quad \frac{fa}{0.60 Fy} + \frac{fbx}{Fbx} + \frac{fby}{Fby} \leq 1.0$$

De igual manera, las condiciones que se especifican en esta ecuación deberán de cumplirse como se especifica en el capítulo 7, siendo **fa** el esfuerzo a la compresión actuante, **fbx** y **fby** los esfuerzos actuantes a la flexión en el sentido que indican sus subíndices, **Fy** es el esfuerzo de fluencia del acero con que se este diseñando el elemento así como **Fbx** y **Fby** son los esfuerzos a la flexión permisibles para cada uno de los ejes respectivamente.

## CAPITULO IX

### DISEÑO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSIÓN Y CORTANTE.

#### 9.1 Diseño.

Los elementos como tornillos y remaches sometidos a esta combinación de esfuerzos deberán de ser diseñados con el esfuerzo Ft para el esfuerzo a tensión con las fórmulas de la tabla 9.1, dicho esfuerzo Ft actuará sobre el área nominal del cuerpo del elemento Ab.

Tipo Sujetador	Rosca dentro del plano de corte	Rosca fuera del plano de corte
Barras Roscadas Tornillos A-449, $\phi > 38\text{mm}$	$0.43 Fu - 1.8 fv \leq 0.33 Fv$	$0.43 Fu - 1.4 fv \leq 0.33 Fu$
Tornillos A-325	$3870 - 1.8 fv \leq 3090$	$3870 - 1.4 fv \leq 3090$
Tornillos A-490	$4780 - 1.8 fv \leq 3800$	$4780 - 1.4 fv \leq 3800$
Remaches A-502, Grado 1	$2440 - 1.3 fv \leq 1620$	
Remaches A-502, Grado 1	$2670 - 1.3 fv \leq 2040$	
Remaches A-502, Grado 2 y 3		
Tornillos A-307	$1830 - 1.8 fv \leq 1410$	

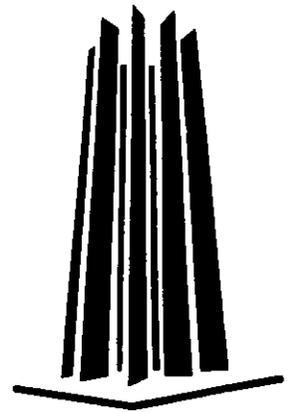
Tabla 9.1\* Esfuerzos permisibles de tensión Ft para sujetadores en conexiones por aplastamiento.

El esfuerzo actuante fv especificado en el cuadro anterior no excederá del permisible Fv.

\* Manual I.M.C.A Vol.1 Ed. Limusa Noriega Primera reimpresión 1990, pag. 147

# CAPITULO X

## EJEMPLO DE APLICACIÓN CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL



## CAPITULO X

### CALCULO DE NAVE INDUSTRIAL

#### 10.1 Características Generales de Proyecto

El proyecto que nos ocupa es el cálculo de una Nave Industrial con las siguientes características:

Dimensión en el sentido de los marcos: 32.0 m  
Dimensión en el sentido perpendicular a los marcos 21.0 m  
Altura a la rodilla 5.0 m  
Resistencia del terreno 4 t/m<sup>2</sup>

Para obtener la altura total de la construcción, se propone una pendiente del 12.5% para el techo, obteniendo así una altura total de:

$$5.0 \text{ m} + (16.0 \text{ m} \times 12.5\%) = 7.0 \text{ m}$$

La equivalencia de la pendiente en grados es de

$$\text{sen } \alpha = \frac{a}{b} = \frac{2.0}{16.0} = 0.125 = 7.18^\circ = 7^\circ 10' 50.72''$$

La estructuración se propone con una distribución formada por 5 marcos equidistantes a 5.25m para dar a la nave un aspecto simétrico y estético, además de permitir de manera fácil la ampliación de la nave.

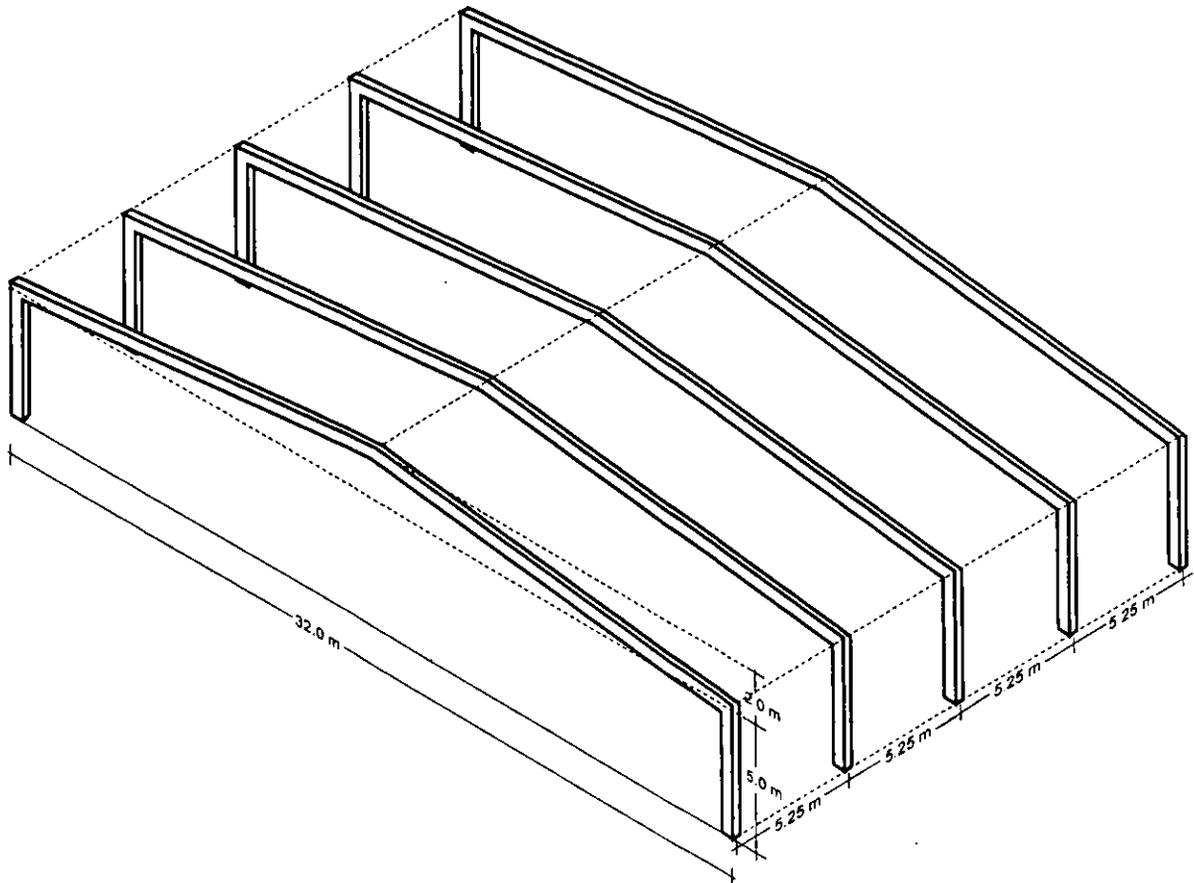


Figura 10.1 Propuesta de distribución y características del proyecto.

## 10.2 Análisis de cargas por efectos del Viento.

### 10.2.1 Introducción.

Las estructuras de acero con grandes áreas expuestas y a la acción del viento, como naves industriales, anuncios, etc., son afectadas en gran medida por las presiones que el viento ejerce sobre sus elementos de recubrimiento y como consecuencia sobre la estructura principal, ya que al acumularse dichas presiones sobre estas superficies y combinarse con efectos de empuje y succión pueden ocasionar excesivas deformaciones, ruido, la falla de elementos de sujeción o incluso de elementos principales. Estas presiones también actúan también sobre las estructuras de concreto, pero sus efectos son notoriamente menores, esto debido a la relación peso-superficie expuesta que presentan, pues las estructuras de acero al ser mucho más ligeras que las de concreto tienden a ser levantadas y sus elementos de recubrimiento arrancados. También se debe considerar que la mayoría de las estructuras metálicas presentan formas que propician la formación de vórtices, remolinos y turbulencias que provocan succión en las paredes posteriores, incrementándose así efectos de deformaciones o resonancia.

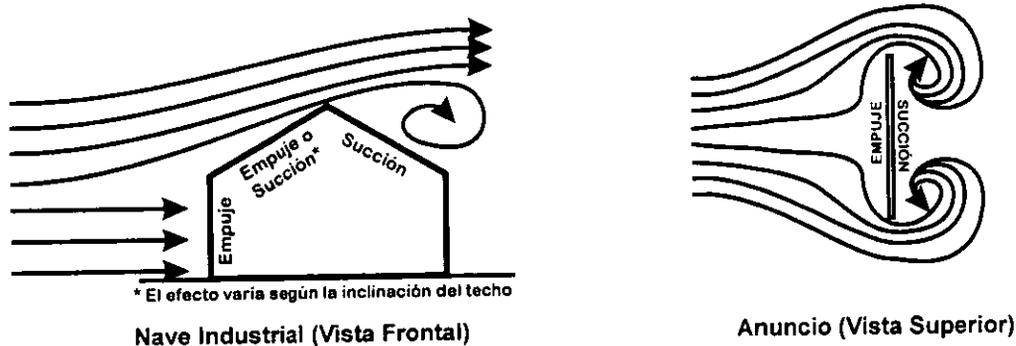


Figura 10.2 Efectos de la acción del viento sobre estructuras.

### 10.2.2. Análisis.

El análisis de los efectos del viento se realiza conforme a el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento, este se realiza tomando en cuenta el tipo de estructura, sus condiciones de exposición, altura y fuerza de presión de viento. Para fines del presente proyecto se consideran las siguientes características:

#### ESTRUCTURA TIPO I.

Por los efectos que causa el viento en la estructura esta se clasifica en TIPO 1, por que de acuerdo a sus características, es poco sensible a las ráfagas, su relación (altura/dimensión menor en planta) es mucho menor a 5. En base a esta clasificación, el análisis por efectos del viento se hace solo por los efectos estáticos de este.

Para calcular la presión estática se utiliza la siguiente expresión:

$$p = C_p C_z K p_0$$

$C_p$  es el factor de presión determinado por el tipo y la forma de la construcción, que para el diseño de la estructura principal de una construcción cerrada, como en el caso que se plantea, tiene los valores que se muestran en las tabla 10.1 y para valuar los esfuerzos en los elementos de recubrimiento los valores serán los de la tabla 10.2.

$C_z$  corresponde a el factor correctivo por altura, que para construcciones de hasta 10 metros es igual a uno.

$K$ , de manera similar a  $C_z$  es un factor de corrección por exposición al viento, tomando esta en cuenta las condiciones proporcionadas por las construcciones aledañas por su densidad y altura.

La densidad y el tipo de construcciones que rodean a nuestro proyecto lo clasifican dentro del grupo B, dando valor a K igual a 1.

$P_o$  es la presión directa del viento se considera en  $30 \text{ kg/m}^2$  para estructuras clasificadas dentro del grupo B por el Reglamento de Construcciones del D.F.

Zona	Cp
1 Pared de barlovento	0.8
2 Pared de sotavento*	-0.5
3 Paredes laterales	-0.7
4 Techos inclinados (para acción paralela a las generatrices)	-0.7
5 Techo inclinado, lado sotavento	-0.7
6 Techo inclinado lado barlovento**	$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 0.8$

\* La succión se considera constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la mitad de la altura del edificio.  
 \*\*  $\theta$  es el ángulo de inclinación del techo en grados.

Tabla 10.1 Factores de presión de viento para el diseño de la estructura principal

**Presión debida a viento paralelo a las generatrices.**

Zona	Efecto	Cp	Cz	K	Po (kg/m <sup>2</sup> )	P=Cp Cz K Po (kg/m <sup>2</sup> )
1 Pared de barlovento	Empuje	0.8	1	1	30	24
2 Pared de sotavento	Succión	-0.5	1	1	30	-15
3 Paredes laterales	Succión	-0.7	1	1	30	-21
4 Techos inclinados	Succión	-0.7	1	1	30	-21

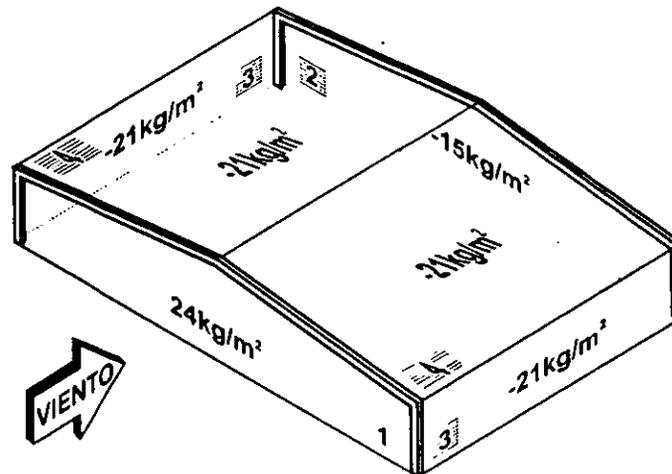
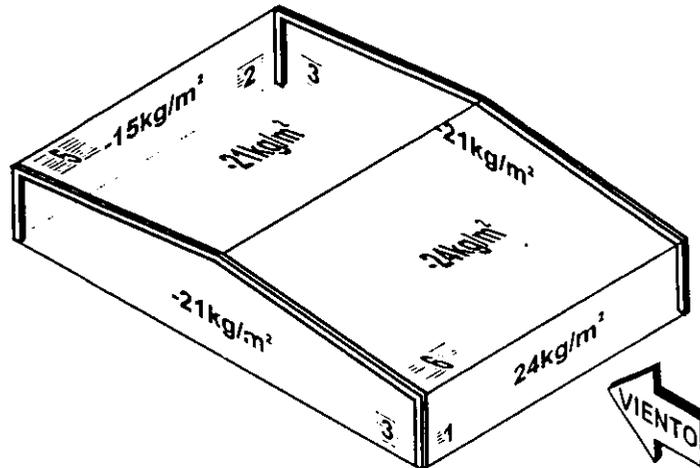


Figura 10.3 Zonas de presión debidas a viento paralelo a las generatrices.

**Presión debida a viento perpendicular a las generatrices.**

Zona	Efecto	Cp	Cz	K	Po (kg/m <sup>2</sup> )	P=Cp Cz K Po (kg/m <sup>2</sup> )
1 Pared de barlovento	Empuje	0.8	1	1	30	24
2 Pared de sotavento	Succión	-0.5	1	1	30	-15
3 Paredes laterales	Succión	-0.7	1	1	30	-21
5 Techos inclinados(sotavento)	Succión	-0.7	1	1	30	-21
6 Techos inclinados(barlovento)	Succión	-0.8	1	1	30	-24



**Figura 10.4 Zonas de presión debidas a viento perpendicular a las generatrices.**

Como se observa, para el cálculo de  $P$  en la zona del techo inclinado para el lado de barlovento, el rango de los efectos que produce el viento van de una succión igual a  $0.8$  del  $P_o$  a un empuje de igual magnitud, esto se explica como el efecto que tiene en el comportamiento viento la inclinación del techo de la estructura que a menor inclinación produce succión y si la inclinación aumenta el viento incide de manera directa produciendo un empuje. Dicho cálculo se presenta a continuación.

$$P = -0.8 < 0.04 \theta < -1.6 < 0.8$$

$$P = 0.04(7.18^\circ) - 1.6 = -1.312 \therefore \text{el valor mínimo permitido es igual } -0.8$$

Para determinar las fuerzas que actuarán sobre los elementos de recubrimiento, las Normas Técnicas Complementarias especifican que el coeficiente  $C_p$  será determinado mediante la aplicación de la tabla 10.2 que se muestra a continuación y que es complementada por la figura 10.5 que definen el efecto del viento en las distintas zonas que presenta la cubierta, esto es con la finalidad de dar un factor de seguridad más amplio al los elementos de la cubierta que tendrán que resistir directamente a los elementos.

Zona	Efecto	$C_p$
1	Succión	$-2 + (A/50) < -1.1$
	Empuje	$1.6 - (A/100)$
2	Succión	$-1.4 + (A/50) < -1.2$
3	Succión	$-3 + (A/10) < -2$

A: Área tributaria del elemento a diseñar en  $m^2$ .  
 Valores para estructuras con techumbres con inclinación menor o igual a  $30^\circ$   
 Nota: estos valores se aplican solo a techumbre con una inclinación  $\omega$  igual a  $0 \leq \omega \leq 30^\circ$

**Tabla 10.2 Factores de presión de viento para el diseño de los elementos de recubrimiento.**

Como se observa en la tabla,  $A$  es el área tributaria del elemento de recubrimiento a diseñar, teniendo que proponerse una distribución de estos elementos así como sus características para determinar el valor de  $C_p$  que los afectará.

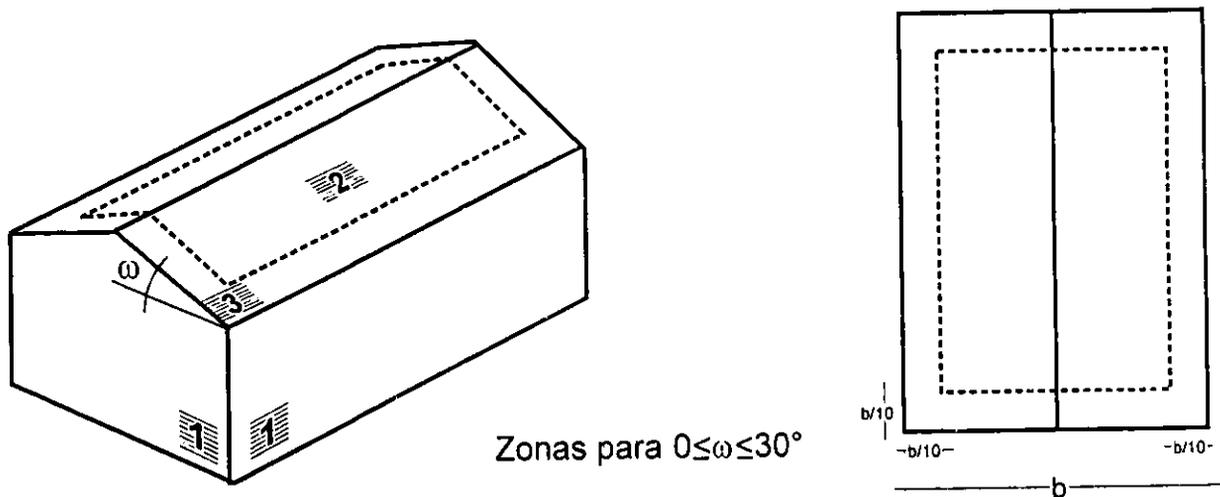
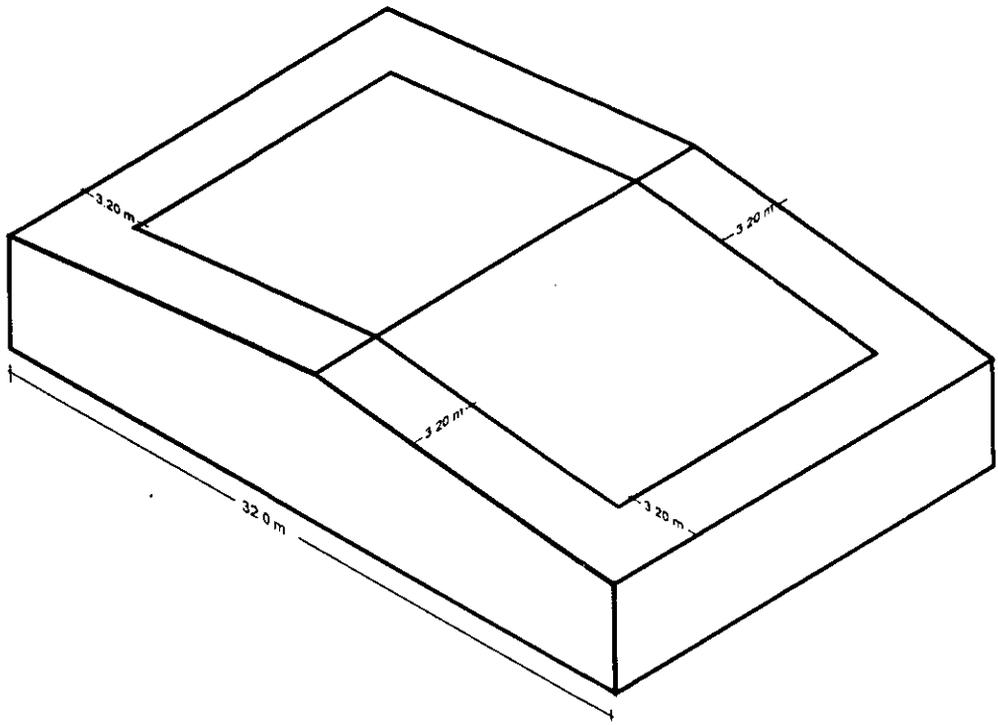


Figura 10.4 Zonas de presión para determinar el  $C_p$  que se aplicará a los elementos de recubrimiento.

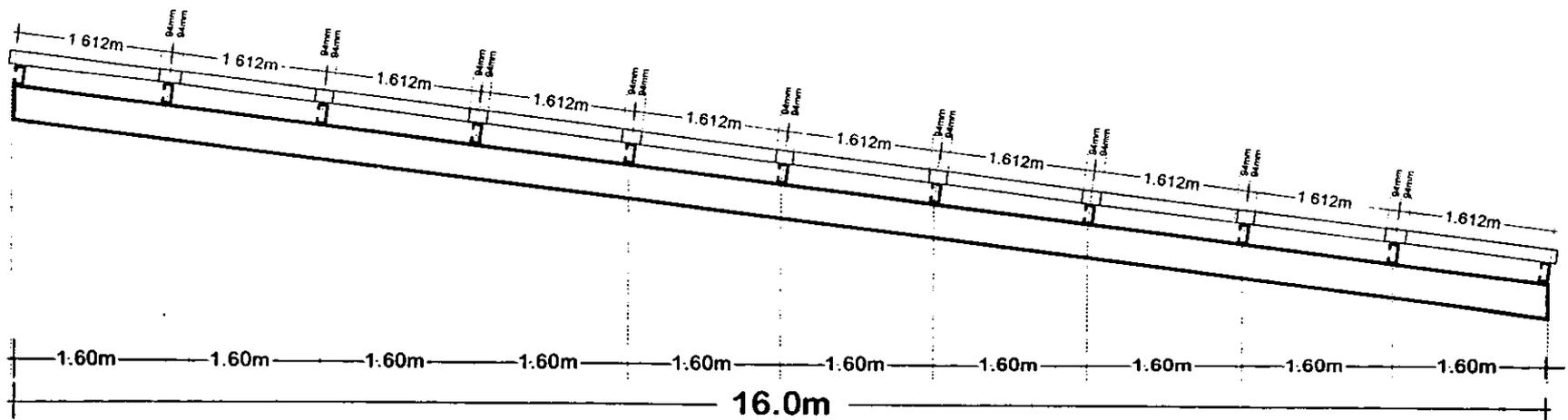


Como elementos de recubrimiento se proponen láminas AH-101 de 1.80 metros de longitud y ancho efectivo de 1.0079 metros, con estas características calculamos el valor de  $P_{..}$ .

$A = 1.8 \times 1.0079 = 1.814 \text{ m}^2$        $C_z = 1, \quad K = 1, \quad P_o = 30 \text{ kg/m}^2$

Zona	Efecto	$C_p$		$P = C_p C_z K P_o$
1	Succión	$C_p = -2 + (1.814/50) = -1.964$	$< -1.1$	$p = -1.964 \times 30 = -58.92 \text{ kg/m}^2$
	Empuje	$C_p = 1.6 - (1.814/100) = 1.582$		$p = 1.582 \times 30 = 47.46 \text{ kg/m}^2$
2	Succión	$C_p = -1.4 + (1.814/50) = -1.364$	$< -1.2$	$p = -1.364 \times 30 = -40.92 \text{ kg/m}^2$
3	Succión	$C_p = -3 + (1.814/10) = -2.819$	$< -2.0$	$p = -2.819 \times 30 = -84.57 \text{ kg/m}^2$

Láminas AH-101 de 180 cm x 106.15 cm



ESC. 1:100

Tabla 10.5 Propuesta de distribución de los elementos de recubrimiento.

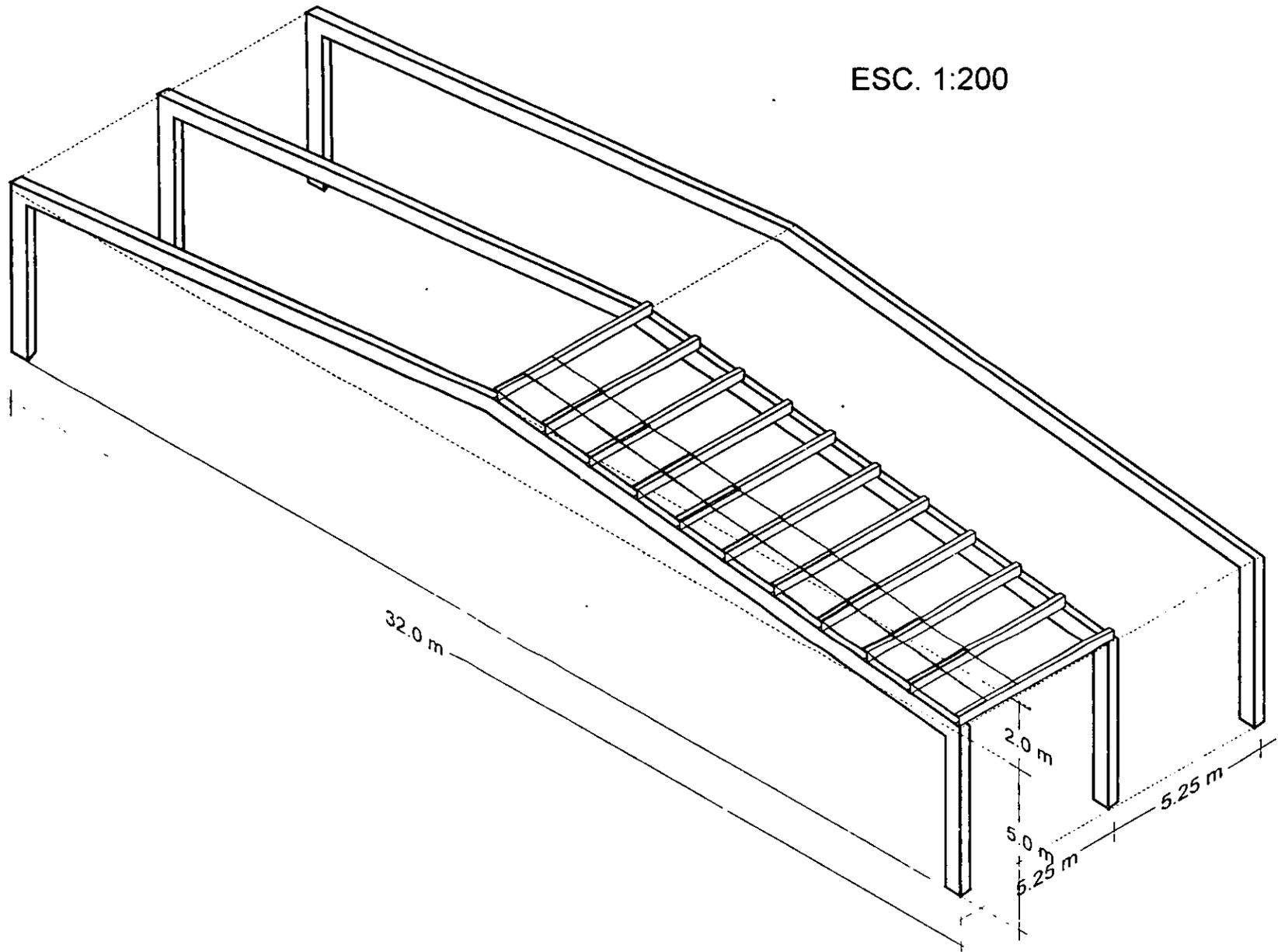


Figura 10.3 Distribución de largueros que darán soporte a los elementos de recubrimiento, Perfil CF.

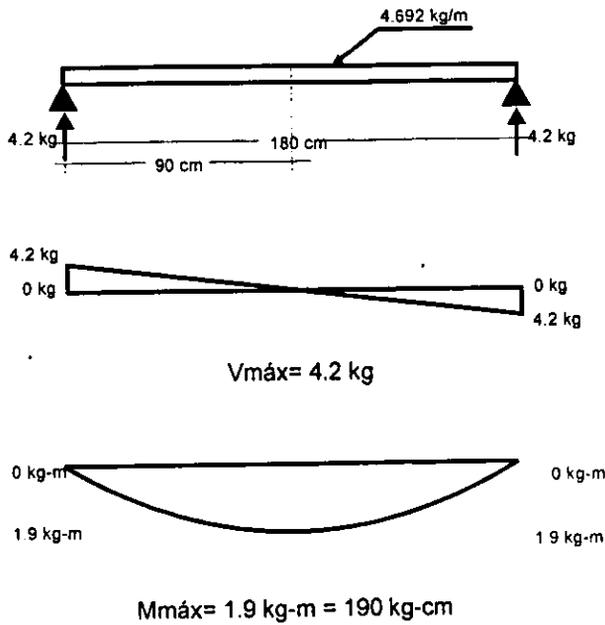
**Revisión de Lámina AH-101 Calibre 26** (manual AHMSA pag. 229)

Longitud= 1.80 m  
 Ancho= 1.0 m  
 Peso=4.692 kg (por metro lineal)  
 Espesor= 0.493 mm

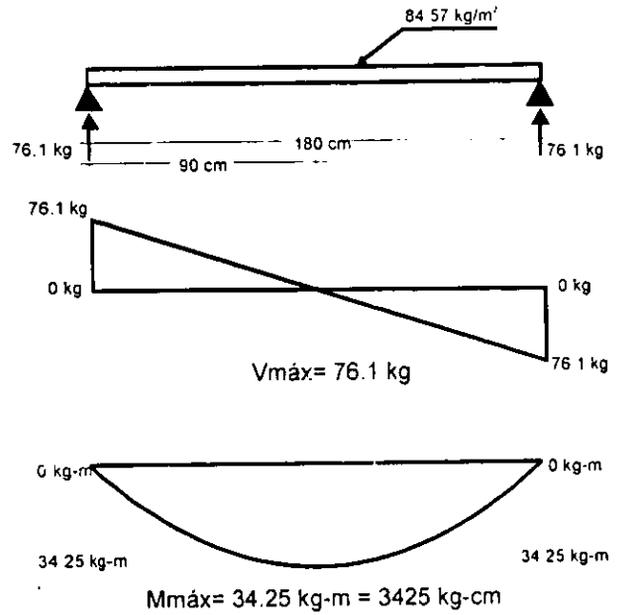
$I = 5.10 \text{ cm}^4$   
 $S = 3.07 \text{ cm}^3$   
 Esfuerzo de trabajo máximo= 1560 kg/cm<sup>2</sup>

**CALCULO DE ESFUERZOS**

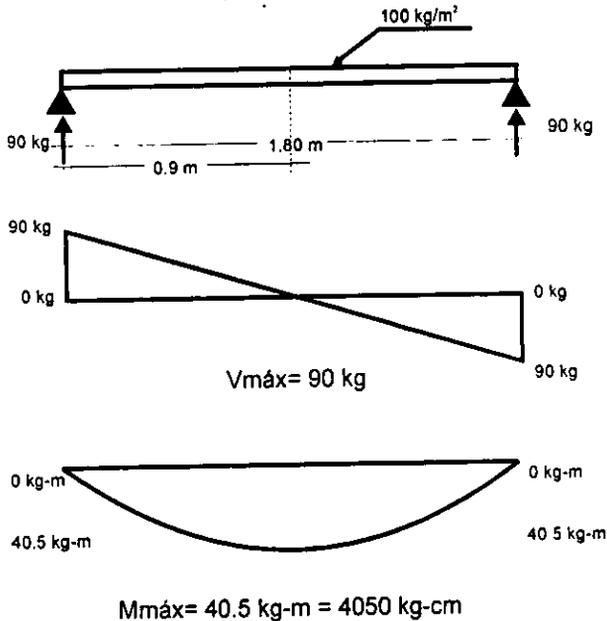
**Esfuerzos por peso propio.**



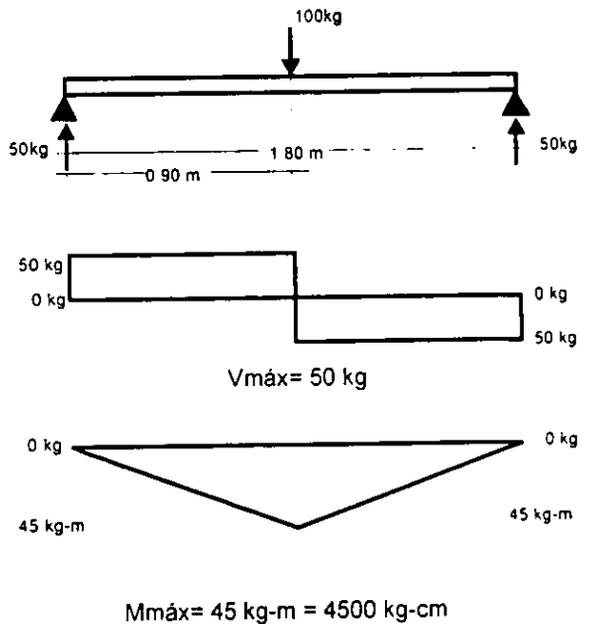
**Esfuerzos por viento en elementos de recubrimiento zona 3, succión (carga por viento máxima).**



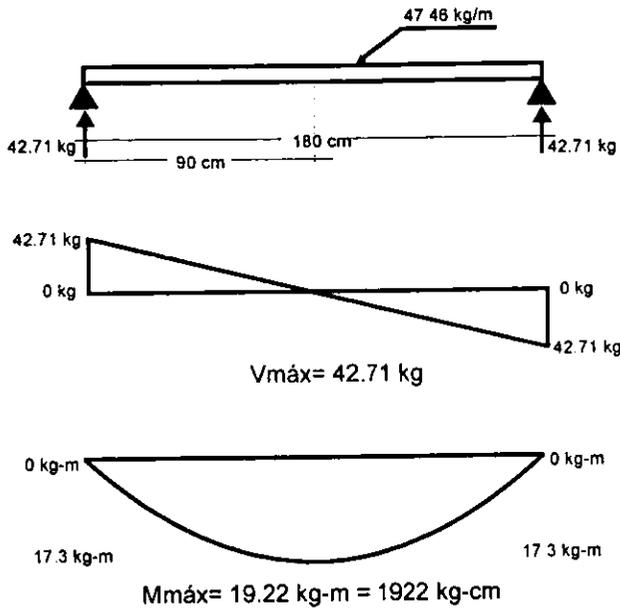
**Esfuerzos por carga accidental Granizo (10cm de espesor).**



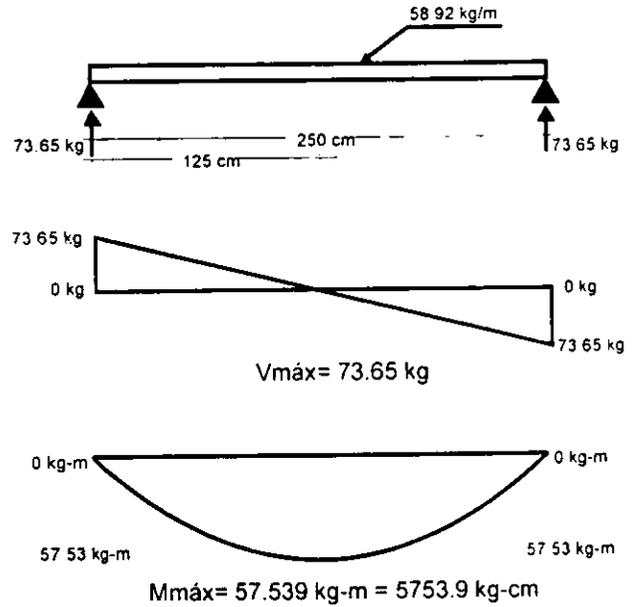
**Esfuerzos por Carga Viva\* (durante la fabricación, montaje o reparación de la cubierta).**



**Esfuerzos por viento en elementos de recubrimiento zona 1, empuje.**



**Esfuerzos por viento en elementos de recubrimiento zona 1, succión.**  
(estas láminas tendrán una longitud de 2.5 m más el traslape)



**COMBINACIONES DE ESFUERZOS.**

Consideraremos las siguientes combinaciones de esfuerzos para diseñar la lámina con la más desfavorable de estas.

Para la techumbre.	V (kg)	M (kg-cm)
Peso Propio + Granizo	$4.2 + 90 = 94.2$	$190 + 4050 = 4240$
Peso Propio + Carga Viva*	$4.2 + 50 = 54.2$	$190 + 4500 = 4690 \checkmark$
Succión	$76.1 \checkmark$	3425

Como se observa, no se consideran las cargas por succión y el granizo juntos debido a que la carga del granizo es favorable al contrarrestar la succión.

**Revisión por flexión.**

$$\sigma = \frac{M}{S} \therefore S = \frac{M}{\sigma} = \frac{4690 \text{ kg-cm}}{1530 \text{ kg/cm}^2} = 3.065 \text{ cm}^3$$

La lámina calibre 26 tiene un Modulo de Sección de  $3.07 \text{ cm}^3$  y un Momento de Inercia de  $5.10 \text{ cm}^4$

$$S = \frac{I}{c} \therefore c = \frac{I}{S} = \frac{5.10}{3.07} = 1.66 \quad M_{\text{resistente}} = \frac{\sigma I}{c} = \frac{1560 \text{ kg/cm}^2 \times 5.10 \text{ cm}^4}{1.66 \text{ cm}} = 4792 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{actuante}} = 4690 \text{ kg-cm}$$

$$M_{\text{resistente}} > M_{\text{actuante}}$$

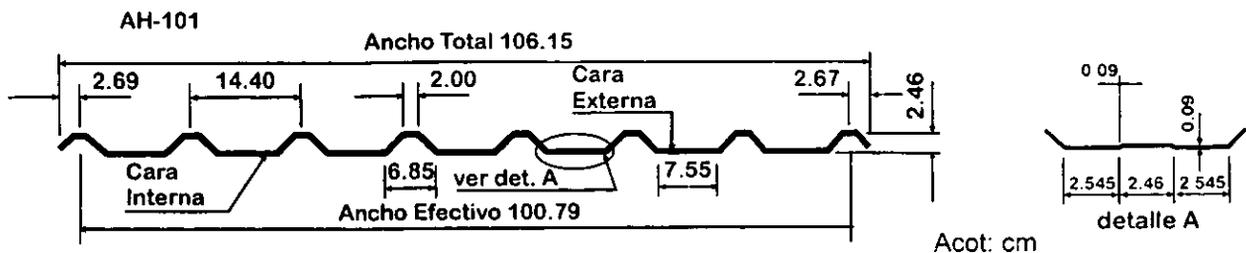


Fig. 10.6 Dimensiones de la lámina AH-101\*

**Revisión por cortante.**

Área Resistente = 7.55 cm x 0.0493 cm x 7 = 2.605 cm<sup>2</sup>

$$f_v = \frac{V}{a} = \frac{76.1 \text{ kg}}{2.605 \text{ cm}^2} = 29.21 \text{ kg/cm}^2$$

$f_v < F_v$

**Revisión por deformaciones.**

$$\Delta = \frac{L}{120} = \frac{160 \text{ cm}}{120} = 1.33 \text{ cm}$$

**Diseño de los elementos de fijación.**

De acuerdo a las recomendaciones que el manual AHMSA proporciona para la fijación y colocación de este tipo de láminas, se debe cumplir con los siguientes requisitos:

- 1.- Traslape Longitudinal para una cubierta con pendiente de 12.5% = 18.0 cm
- 2.- 4 pijas para fijar la lámina en los polines extremos.
- 3.- 3 pijas para fijar la lámina en los polines centrales.

Como se observa en la fig.10.5 la distribución de los las láminas, proporcionan un traslape longitudinal de 18.8 cm, cumpliendo así con el primer requerimiento. Los sujetadores serán 4 pijas autorroscantes de 1/4" x 3/4" en cada extremo que sujetarán a la lámina al monten C, estas pijas estarán sujetas al esfuerzo producido por la Carga máxima de succión = 76.1 kg (la carga tributaria es la correspondiente a 1.80 m<sup>2</sup> para las en los montenes centrales) teniendo que soportar cada pija 19 kg, esta carga es muy inferior a la capacidad de carga de las pijas).

Para el traslape transversal se usarán 4 pijas de las mismas características con una separación de 60 cm para así cumplir con una separación igual o menor a 75 cm que recomiendan los fabricantes.

Para determinar las características de los elementos de cubierta de las paredes consideramos solo las cargas por succión o empuje debidas al viento y al peso propio.

Los elementos de recubrimiento para las paredes de la estructura se calcularán para soportar únicamente una presión de empuje y succión igual a 58.92 kg/m<sup>2</sup> (dicha carga se determino en el cálculo de las cargas por viento) y por el peso propio.

Para un claro de 1.667 m, la deflexión permisible es:

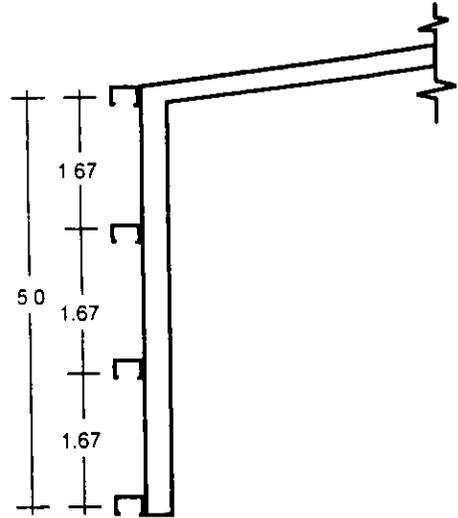
$$\Delta = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} = \frac{166.7 \text{ cm}}{120} = 1.389 \text{ cm}$$

Revisión por flexión.

$$\Delta = \frac{5wl^4}{384EI} \quad \therefore \quad I = \frac{5wl^4}{384E\Delta}$$

$$w = 58.92 \text{ kg/m}^2 \times 1.667 \text{ m} = 98.21 \text{ kg/m}$$

$$I = \frac{5 \times 0.9821 \times 166.7^4}{384 \times 2039000 \times 1.389} = 3.487 \text{ cm}^4$$



Las láminas serán de calibre 28, con un Momento de Inercia de 4.31 cm<sup>4</sup> que es mayor al requerido para evitar la deflexión máxima. Peso 3.97 kg/m<sup>2</sup>

Revisión por esfuerzos.

$$S = \frac{I}{c} \quad \therefore \quad c = \frac{I}{S} = \frac{4.31}{2.60} = 1.658 \text{ cm}$$

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{0.9821 \times 166.7^2}{8} = 3411.4 \text{ kg-cm}$$

$$f_b = \frac{Mc}{I} = \frac{3411.4 \times 1.658}{4.31} = 1312.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 1560 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \quad F_b > f_b$$

## CALCULO DE CARGAS PARA EL DISEÑO DE MONTEN

Para dar soporte a los elementos de cubierta en claros de hasta 6 m. comúnmente se utilizan montenes "C" rolados en frío, perfiles "Z" o algún otro perfil de pared delgada, si las condiciones de la estructura requieren de cubrir claros más grandes o las condiciones por exposición al viento son críticas, se utilizan armaduras secundarias ligeras que transmitirán las cargas a los marcos o a armaduras principales.

A continuación se determinan las diferentes cargas a las que se someterán los montenes, estos estarán sometidos por las cargas a flexión biaxial, excepto por las cargas producidas por el viento pues su efecto perpendicular a la superficie sobre la que actúan

**Esfuerzos por viento en zona 6 viento perpendicular a las generatrices (techumbre).**

$$\text{Carga tributaria} = \text{Area} \times \text{Carga Máxima por viento } W = 1.8 \text{ m} \times 24.0 \text{ kg/m}^2 = 43.2 \text{ kg/m}$$

\* Manual AHMSA pag.231

\*\* Esfuerzo para láminas de acero galvanizado, Manual AHMSA, pag. 229

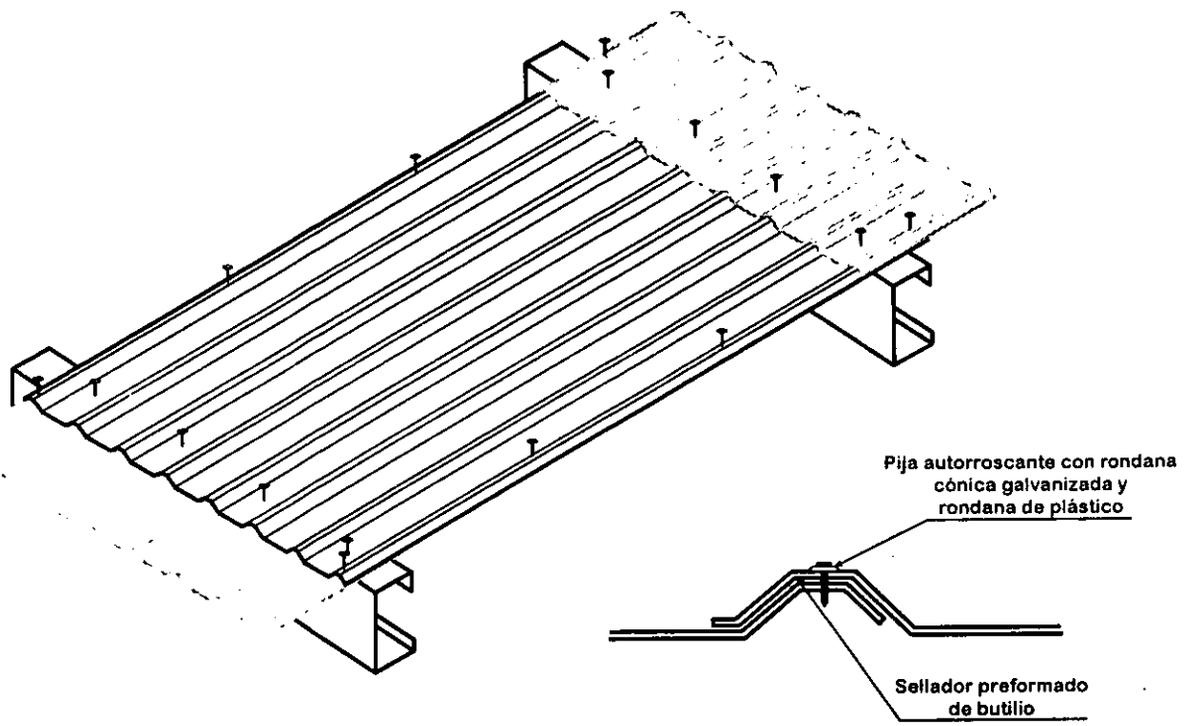


Figura 10.7 Colocación y distribución de la lámina AH-101 y pijas

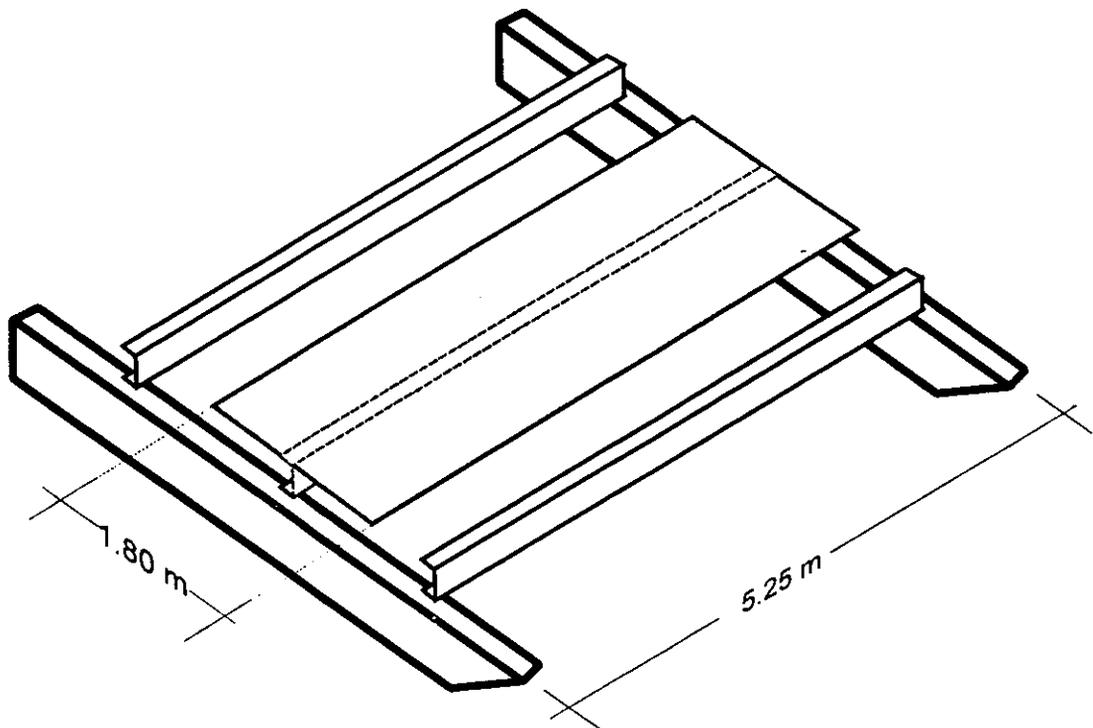
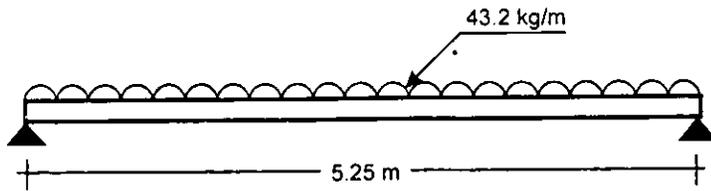


Figura 10.7 Area tributaria de carga para los montenes "C"

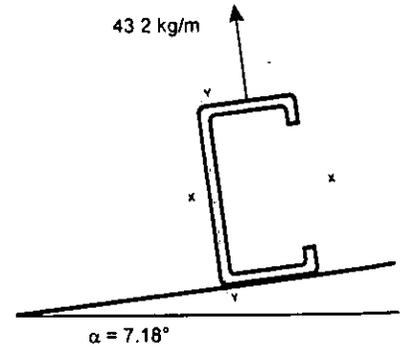
## Viento Máximo



$$\text{Momento por viento máx.} = \frac{wL^2}{8} = \frac{43.2 \text{ kg/m} \times (5.25 \text{ m})^2}{8} = 148.85 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento por viento máx.} = 14,885 \text{ kg-cm}$$

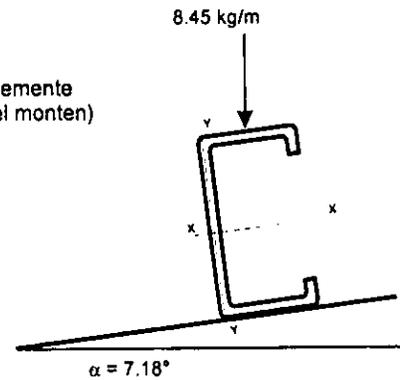
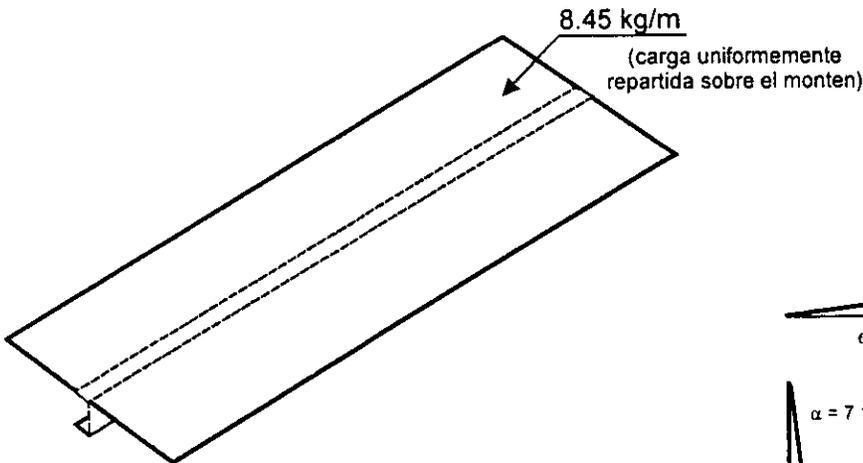
$$\text{Cortante por viento máx.} = \frac{wL}{2} = \frac{43.2 \text{ kg/m} \times 5.25 \text{ m}}{2} = 113.4 \text{ kg}$$



Debido a la inclinación del monten. las cargas por peso propio, granizo y carga viva deberán separarse en sus componentes "x" y "y" con respecto al elemento pues someterán al perfil a una flexión biaxial.

## PESO DE LAS LÁMINAS

$$\text{Peso por lámina} = 4.692 \text{ kg/m} \times 1.80 \text{ m} = 8.45 \text{ kg (por metro de ancho)}$$



$$\alpha = 7.18^\circ$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{\text{CO}}{\text{hip}}$$

$$\text{CO} = \text{sen } \alpha \times \text{hip}$$

$$\text{CO} = \text{sen } 7.18^\circ \times 8.45 = 1.06 \text{ kg/m}$$

$$\text{CA} = \sqrt{8.45^2 - 1.06^2} = 8.38 \text{ kg/m}$$

Esfuerzos del elemento cuando es cargado sobre el eje "X"

$$\text{Momento peso propio.} = \frac{wL^2}{8} = \frac{8.38 \text{ kg/m} \times (5.25 \text{ m})^2}{8} = 28.87 \text{ kg-m} = 2,887 \text{ kg-cm}$$

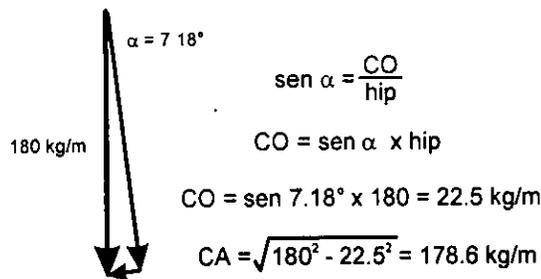
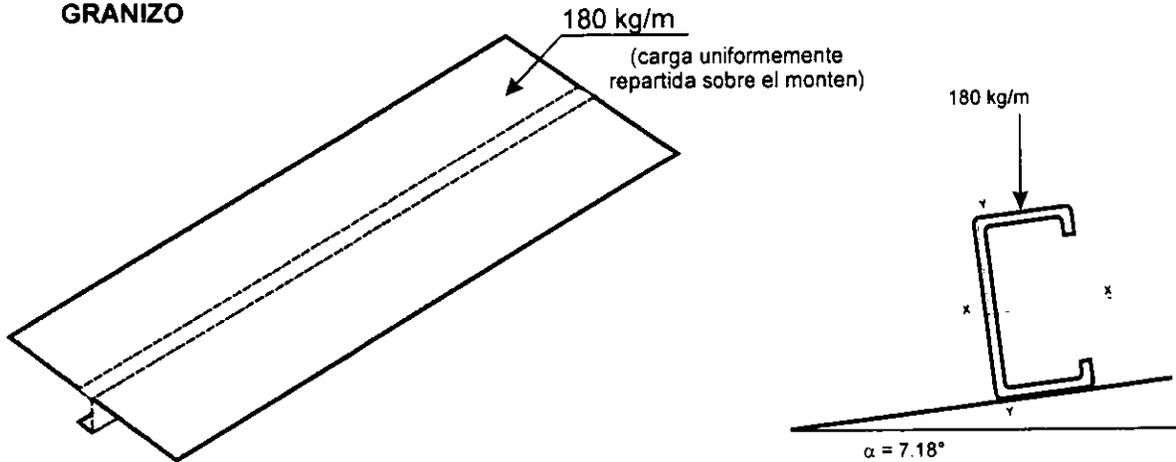
$$\text{Cortante por peso propio.} = \frac{wL}{2} = \frac{8.38 \text{ kg/m} \times 5.25 \text{ m}}{2} = 22.0 \text{ kg}$$

Esfuerzos del elemento cuando es cargado sobre el eje "Y"

$$\text{Momento por viento máx.} = \frac{wL^2}{8} = \frac{1.06 \text{ kg/m} \times (5.25 \text{ m})^2}{8} = 3.652 \text{ kg-m} = 365.2 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Cortante por viento máx.} = \frac{wL}{2} = \frac{1.06 \text{ kg/m} \times 5.25 \text{ m}}{2} = 2.78 \text{ kg}$$

GRANIZO



Esfuerzos del elemento cuando es cargado sobre el eje "X"

$$M \text{ máx} = \frac{wL^2}{8} = \frac{180 \text{ kg/m} \times (5.25 \text{ m})^2}{8} = 620.15 \text{ kg-m} = 62,015 \text{ kg-cm}$$

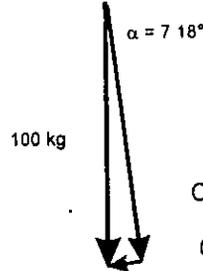
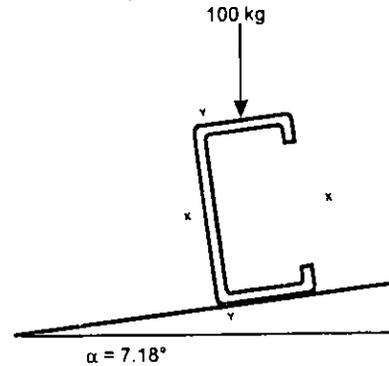
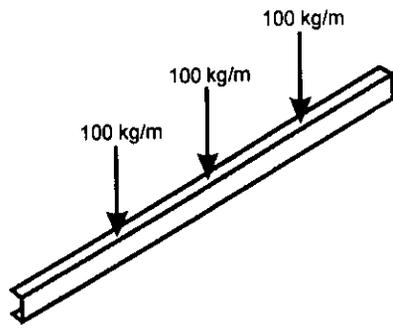
$$V \text{ máx.} = \frac{wL}{2} = \frac{180 \text{ kg/m} \times 5.25 \text{ m}}{2} = 472.5 \text{ kg}$$

Esfuerzos del elemento cuando es cargado sobre el eje "Y"

$$M \text{ máx} = \frac{wL^2}{8} = \frac{22.5 \text{ kg/m} \times 5.25 \text{ m}^2}{8} = 77.52 \text{ kg-m} = 7,752 \text{ kg-cm}$$

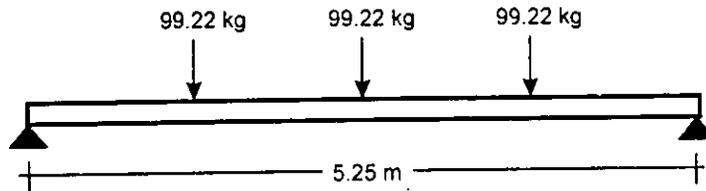
$$V \text{ máx.} = \frac{wL}{2} = \frac{22.5 \text{ kg/m} \times 5.25 \text{ m}}{2} = 59.06 \text{ kg}$$

**CARGA VIVA** (Consideramos tres cargas puntuales repartidas sobre el monten)

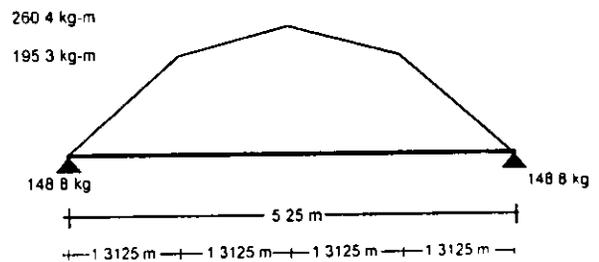
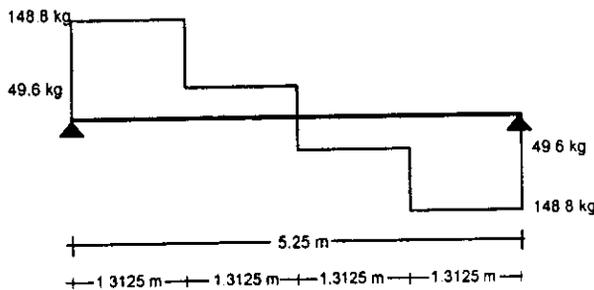


$$\begin{aligned} \text{sen } \alpha &= \frac{\text{CO}}{\text{hip}} \\ \text{CO} &= \text{sen } \alpha \times \text{hip} \\ \text{CO} &= \text{sen } 7.18^\circ \times 100 = 12.5 \text{ kg/m} \\ \text{CA} &= \sqrt{100^2 - 12.5^2} = 99.22 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

**Esfuerzos del elemento cuando escargado sobre el eje "X"**

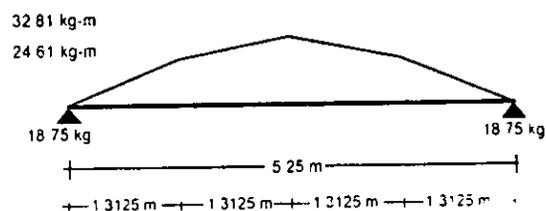
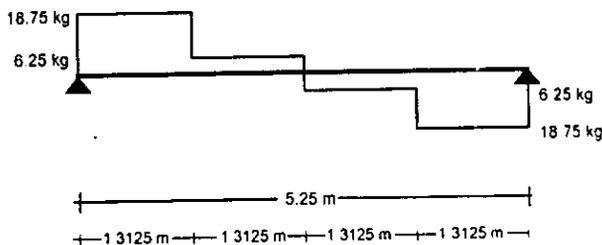


$$\text{Cortante por carga viva} = \frac{Px3}{2} = \frac{99.22 \text{ kg} \times 3}{2} = 148.8 \text{ kg}$$

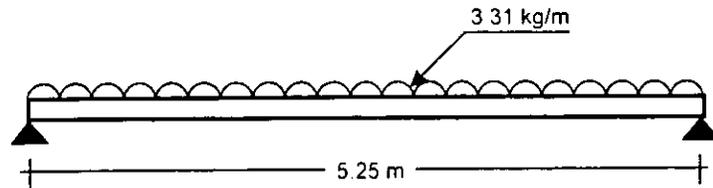


**Esfuerzos del elemento cuando escargado sobre el eje "Y"**

$$\text{Cortante por carga viva} = \frac{Px3}{2} = \frac{12.5 \text{ kg} \times 3}{2} = 18.75 \text{ kg}$$



**Peso Propio**



$$\text{Momento por viento máx.} = \frac{wL^2}{8} = \frac{3.31 \text{ kg/m} \times (5.25 \text{ m})^2}{8} = 11.4 \text{ kg-m} = 1,140 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Cortante por viento máx.} = \frac{wL}{2} = \frac{3.31 \text{ kg/m} \times 5.25 \text{ m}}{2} = 8.69 \text{ kg}$$

### COMBINACIONES DE ESFUERZOS.

Para el monten "C".	Vx (kg)	Vy (kg)	Mx (kg-cm)	My (kg-cm)
láminas+Granizo	22+472.5	2.78+59.6	2887+62,015	7752+365.2
láminas+Carga Viva	22+148.8	2.78+18.75	2887+26,040	7752+3281
Succión	113.4	0	14,885	0

### DISEÑO DE MONTEN CF.

Existen varios perfiles "CF" capaces de soportar las cargas de manera adecuada, pero existen algunos criterios que determinan la selección del óptimo, entre estos requerimientos que se deben cumplir están:

- 1.- **Economía:** El acero tiene un costo determinado principalmente por su peso, seleccionándose el perfil más ligero de entre los calculados.
- 2.- **Peralte:** En algunos casos, aunque los perfiles sean ligeros, su peralte es excesivo para las dimensiones de la estructura, excediendo las tolerancias para la colocación de las instalaciones, funcionalidad, comodidad para los usuarios, etc. Teniendo que emplearse secciones más pesadas, pero con un peralte o ancho del patín menor.
- 3.- **Proyecto Arquitectónico** Este factor depende de las características de proyecto arquitectónico, ya que en determinados casos, se especifican dimensiones o proporciones que se deben de cumplir para dar a la estructura el aspecto que el cliente desea.

Para el proyecto que nos ocupa, el criterio a utilizar será el del menor costo, debido a que por las dimensiones de la estructura, no afecta que los elementos tengan peraltes grandes, o que varíe dentro de las tolerancias el aspecto general de la construcción.

Una vez determinadas las cargas a las que se someterá el elemento, este se diseñara mediante una serie de interacciones ya que tanto los esfuerzos actuantes internos del material como los esfuerzos resistentes dependen de las características geométricas de este, así como también varía el peso propio del monten según se halla propuesto su calibre y peralte, revisando posteriormente si dicho elemento cumple con los requerimientos por deformaciones buscando para este caso el perfil más ligero. En el caso de elementos sometidos a flexión simple, se puede facilitar el calculo, realizándose de manera inversa, esto es que debido a la alta resistencia del acero, en la gran mayoría de los casos las deformaciones serán las que rijan el diseño así que primero determinamos la deformación permisible para el claro y substituyendo en la deflexión calculamos el Momento de Inercia que requiere tener tipo de perfil tendrá un comportamiento adecuado, para posteriormente revisar si los esfuerzos actuantes en el son iguales o menores a los permisibles,

Deformación permisible\*:

$$\Delta = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} = \frac{525 \text{ cm}}{240} + 0.5 \text{ cm} = 2.6875 \text{ cm}$$

Considerando la mayor de las combinaciones de carga posibles, que en este caso es la suma de los pesos de granizo, láminas y el peso propio del montén CF, este se propone un CF 229 x 16\*\*, con un peso de 4.96 kg/m.

**Propiedades del perfil "CF" 229 x 16**

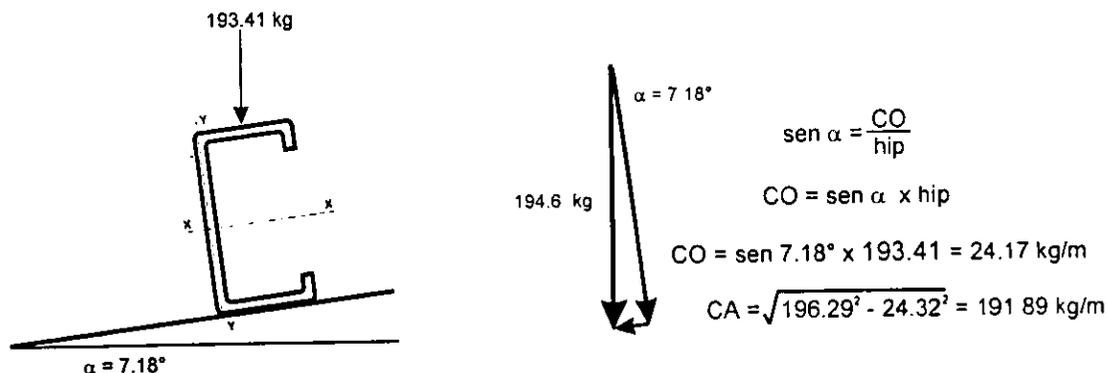
Peso =	4.96 kg/m	$I_y =$	51.69 cm <sup>4</sup>
Peralte =	228.6 mm	$S_y =$	8.51 cm <sup>3</sup>
Espesor =	1.52 mm	$r_y =$	2.87 cm
Área neta =	6.27 cm <sup>2</sup>	$bf =$	82.6 mm
$I_x =$	505.05 cm <sup>4</sup>		
$S_x =$	44.19 cm <sup>3</sup>	$F_b =$	2310 kg/cm <sup>2</sup> *
$r_x =$	8.97 cm.		

Carga Total:  $w = 180 + 8.45 + 4.96 = 193.41 \text{ kg/m}$

Revisando la sección por esfuerzos debidos a flexión biaxial.

$$\frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} \leq 1$$

Trasladando la carga a sus componentes horizontal y vertical:



$$M_x = \frac{wl^2}{8} = \frac{1.9189 \times 525^2}{8} = 66113.25 \text{ kg-cm}$$

$$fb_x = \frac{M}{S} = \frac{66113.25}{44.19} = 1496.23 \text{ kg/cm}$$

\* Reglamento de Construcciones para el D.F. Cap. 3, Art. 184.

\*\* Manual de Construcción en Acero del Instituto Mexicano de la construcción en Acero, 1987, pag 112, 113

$$M_v = \frac{wl^2}{8} = \frac{0.2417 \times 525^2}{8} = 8328.56 \text{ kg-cm}$$

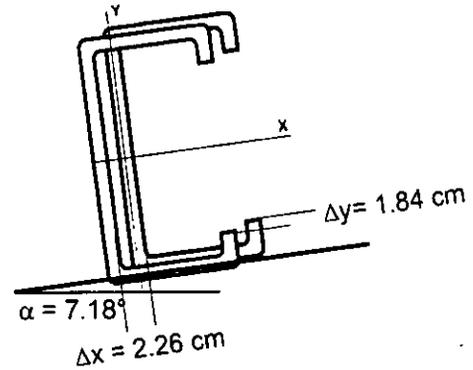
$$fb_v = \frac{M}{S} = \frac{8451.35}{11.05} = 665.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} \leq 1 \quad \therefore \frac{1496.23}{2310} + \frac{665.43}{2310} = 0.9357 < 1 \quad \therefore \text{La sección es adecuada.}$$

### Revisión por deflexión

$$\Delta y = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 1.9189 \times 525^4}{384 \times 2039000 \times 505.05} = 1.84 \text{ cm}$$

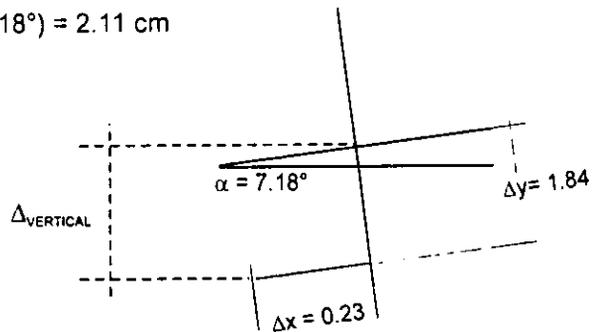
$$\Delta x = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 0.2417 \times 525^4}{384 \times 2039000 \times 51.69} = 2.26 \text{ cm}$$



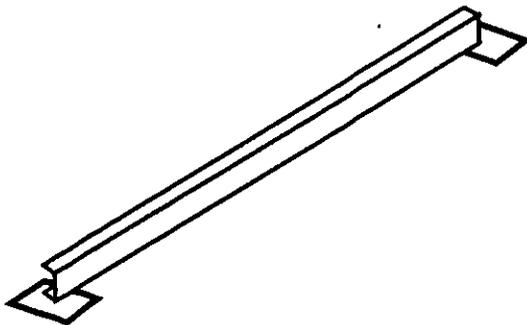
$$\Delta_{\text{VERTICAL}} = \Delta y \cos \alpha + \Delta x \sin \alpha$$

$$\Delta_{\text{VERTICAL}} = (1.84 \times \cos 7.18^\circ) + 0.23 \times (2.26 \times \sin 18^\circ) = 2.11 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{VERTICAL}} < \Delta_{\text{PERMISIBLE}}$$



### Revisión por cortante



Carga uniformemente repartida 196.29 kg/m

Carga Total 196.29 kg/m x 5.25 m = 1030.5 kg

Reacción en los apoyos =  $\frac{1030.5}{2} = 515.25 \text{ kg}$

$$fv = \frac{P}{A} = \frac{\text{Reacción en los apoyos}}{\text{Área del alma}} = \frac{515.25 \text{ kg}}{0.342 \times 15.24 \text{ cm}}$$

$$fv = 98.85 \text{ kg/cm}^2$$

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

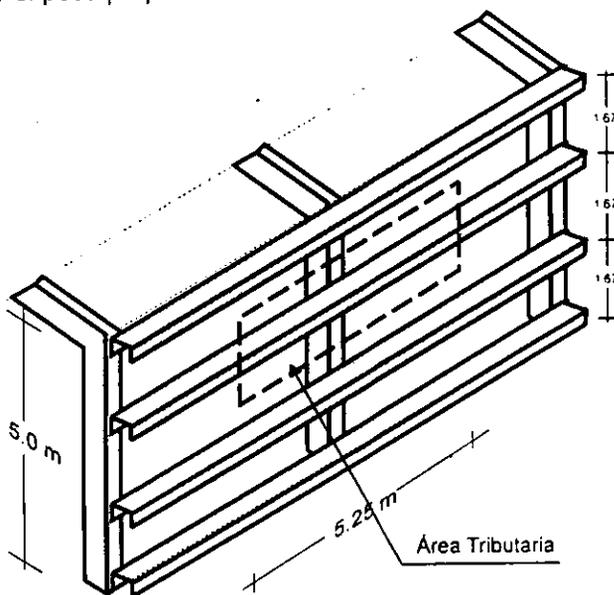
$fv < Fy \quad \therefore \text{La sección es adecuada.}$

En la siguiente tabulación se muestran otras secciones que cumplen con los requisitos de esfuerzos y deformaciones, así como sus características.

PROPIEDADES	Perfil CF 178 x 10	Perfil CF 178 x 12	Perfil CF 203 x 14
Peso propio	9.01 kg	7.08 kg	5.67 kg
Peralte "d"	177.8 mm	177.8 mm	203.2 mm
Espesor "t"	3.42 mm	2.66 mm	1.90 mm
Patin "bf"	69.9 mm	69.9 mm	76.2 mm
Area Neta	11.4 cm <sup>2</sup>	8.96 cm <sup>2</sup>	7.18 cm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub>	544.78 cm <sup>4</sup>	433.37 cm <sup>4</sup>	458.63 cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub>	61.28 cm <sup>3</sup>	48.73 cm <sup>3</sup>	45.14 cm <sup>3</sup>
r <sub>x</sub>	6.91 cm	6.95 cm	7.99 cm
I <sub>y</sub>	68.89 cm <sup>4</sup>	55.83 cm <sup>4</sup>	52.83 cm <sup>4</sup>
S <sub>y</sub>	14.17 cm <sup>3</sup>	14.48 cm <sup>3</sup>	9.68 cm <sup>3</sup>
r <sub>y</sub>	2.46 cm	2.50 cm	2.71 cm
Carga Total w	197.46 kg	195.58 kg	194.12 kg
W <sub>x</sub>	195.91 kg	193.99 kg	192.59 kg
W <sub>y</sub>	24.67 kg	24.44 kg	24.62 kg
M <sub>x</sub>	67497 kg-cm	66837.9 kg-cm	66635.5 kg-cm
M <sub>y</sub>	8503 kg-cm	8419.8 kg-cm	8359.1 kg-cm
fb <sub>x</sub>	1101.49 kg/cm <sup>2</sup>	1371.08 kg/cm <sup>2</sup>	1469.98 kg/cm <sup>2</sup>
fb <sub>y</sub>	431.38 kg/cm <sup>2</sup>	527.09 kg/cm <sup>2</sup>	602.84 kg/cm <sup>2</sup>
Δ <sub>VERTICAL</sub>	1.94 cm	2.42	2.30
Relación de Esfuerzos	0.66	0.82	0.89

Tabla 10.3 Secciones "CF" y su comportamiento bajo las cargas de trabajo

Los montenes correspondientes a las paredes de la estructura soportarán la carga por viento máxima y el peso propio de las láminas.



Carga máxima por viento (empuje)

$$24 \text{ kg/m}^2 \times 1.67 \text{ m} = 40.08 \text{ kg/m}$$

$$M_x = \frac{wl^2}{8} = \frac{40.1 \times 525^2}{8} = 13684.4 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Peso láminas} = 3.97 \text{ kg/m}^2 \times 5.25 \text{ m} = 20.843 \text{ kg/m}$$

Proponiendo un monten "CF 178 x 12"

$$\begin{aligned} \text{Peso: } & 7.08 \text{ kg/m} & I_y & 55.83 \text{ cm}^4 \\ I_x & 433.37 \text{ cm}^4 & S_y & 11.48 \text{ cm}^3 \\ S_x & 48.75 \text{ cm}^3 & & \end{aligned}$$

$$M_y = \frac{wl^2}{8} = \frac{(0.2084 + 0.0708) \times 525^2}{8} = 9619.31 \text{ kg-cm}$$

$$fb_x = \frac{M}{S} = \frac{13684.4}{48.75} = 280.7056 \text{ kg/cm}$$

$$fb_y = \frac{M}{S} = \frac{9619.31}{11.48} = 837.92 \text{ kg/cm}$$

$$\frac{fb_x}{Fb_x} + \frac{fb_y}{Fb_y} = \frac{280.70}{2130} + \frac{837.92}{2130} = 0.525$$

## REVISION POR CORTANTE

Carga uniformemente repartida 60 kg/m

Carga Total = 60 kg/m x 5.25 m = 315.0 kg

Reacción en los apoyos =  $\frac{315}{2} = 157.5$  kg

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{\text{Reacción en los apoyos}}{\text{Area del alma}} = \frac{157.5 \text{ kg}}{0.266 \times 17.78 \text{ cm}}$$

$$f_v = 33.301 \text{ kg/cm}^2$$

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

$f_v < F_y$  ∴ La sección es adecuada.

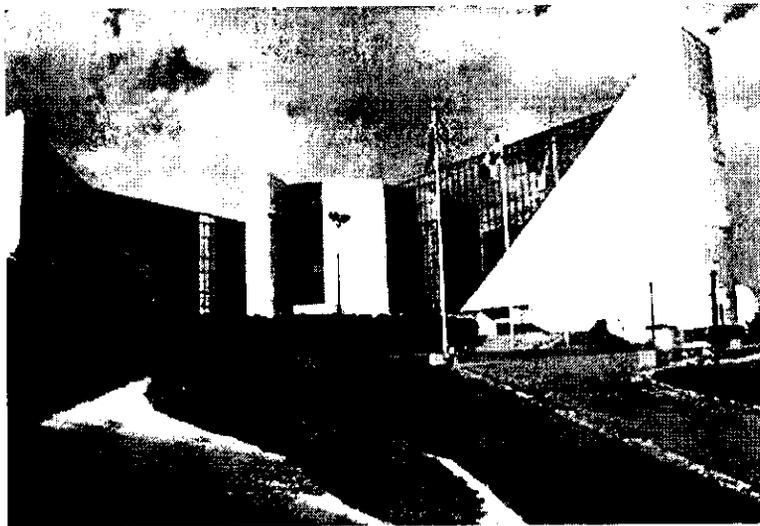
## REVISION POR DEFLEXION

Deformación permisible

$$\Delta = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm} = \frac{525 \text{ cm}}{240} + 0.5 \text{ cm} = 2.6875 \text{ cm}$$

$$\Delta y = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5 \times 0.2792 \times 525^4}{384 \times 2039000 \times 55.83} = 2.42 \text{ cm}$$

Como se observa, la relación de los esfuerzos combinados es muy inferior a la resistencia final de la sección, pero esta debe tener tal peralte para proporcionar una deflexión inferior a la permisible como se puede comprobar en la revisión por deformación.



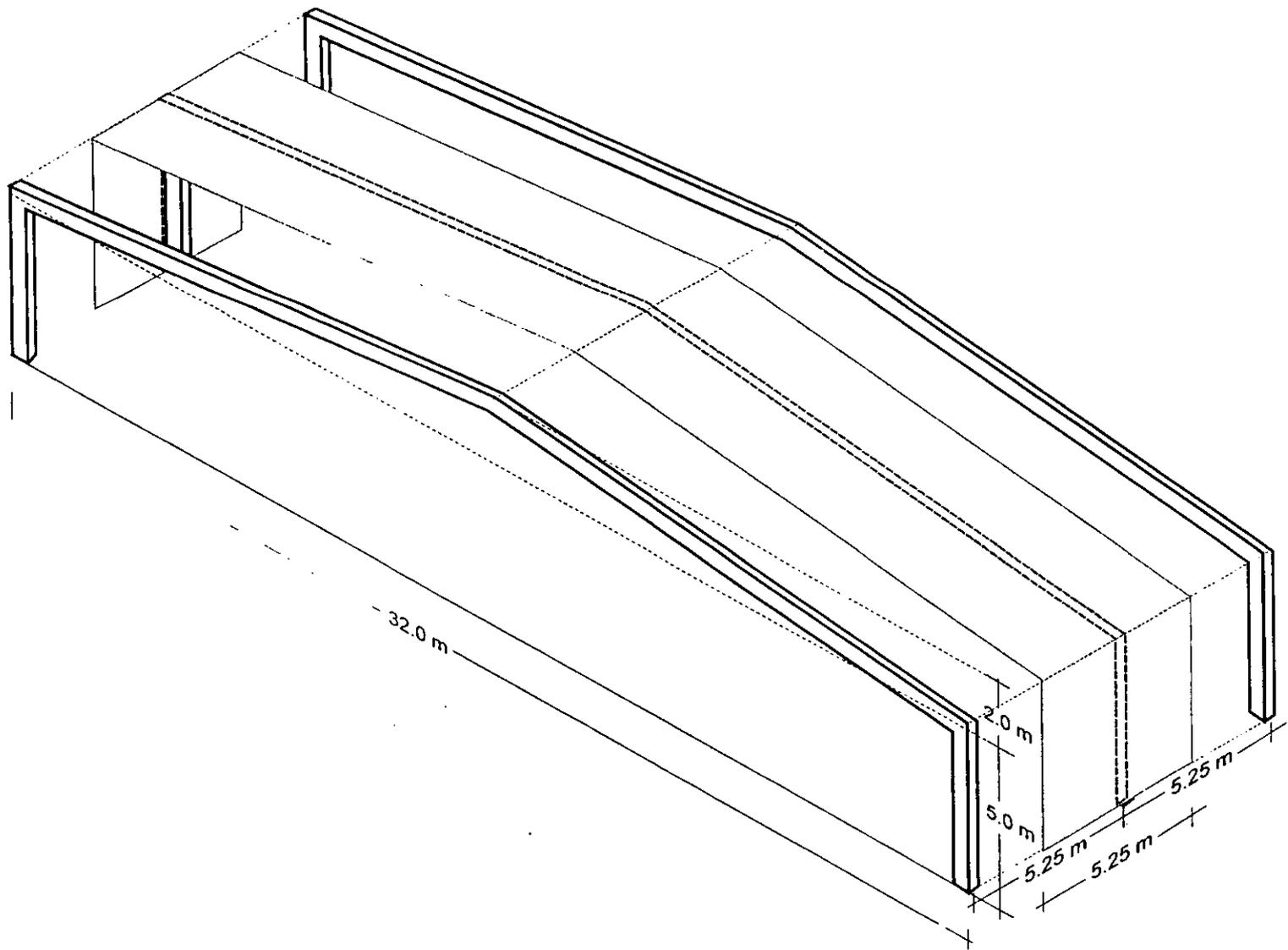
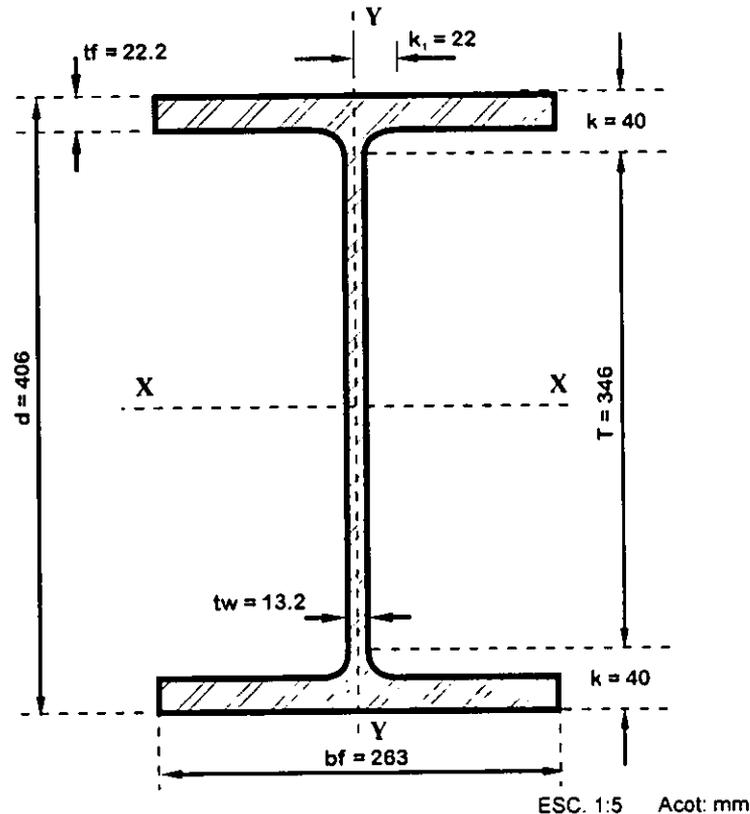


Figura 10.3 Área tributaria de carga para uno de los marcos centrales

## DISEÑO DE MARCOS.

Obtenidos el peso de la estructura de cubierta así como las cargas accidentales, se diseñan los marcos determinando la sección con la combinación de carga más desfavorable. Al iniciar el diseño se propondrá un peso propio inicial, que tendrá que corregirse con interacciones sucesivas para obtener la sección óptima, que en una primera etapa del diseño presente deformaciones menores o iguales a las permisibles para posteriormente pasar a la revisión de los esfuerzos.

La sección seleccionada como perfil para la estructura es una viga "IR 406 x 132.7" con las siguientes características:



### IR 406 x 132.7 kg/m

Acero A-36  
 Peralte  $d = 425$  mm  
 Espesor de Alma  $t_w = 13.2$  mm  
 Ancho de patín  $b_f = 263$  mm  
 Espesor de patín  $t_f = 22.2$  mm  
 Área transversal =  $169.0$  cm<sup>2</sup>

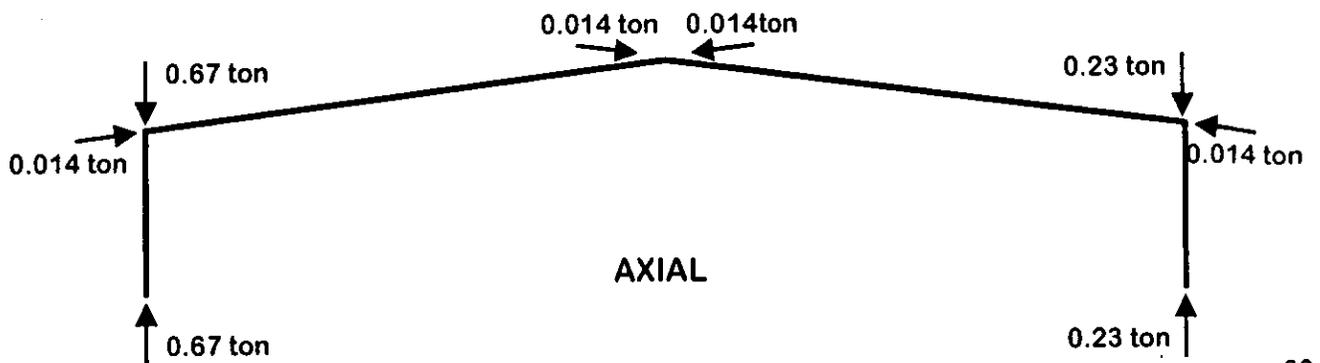
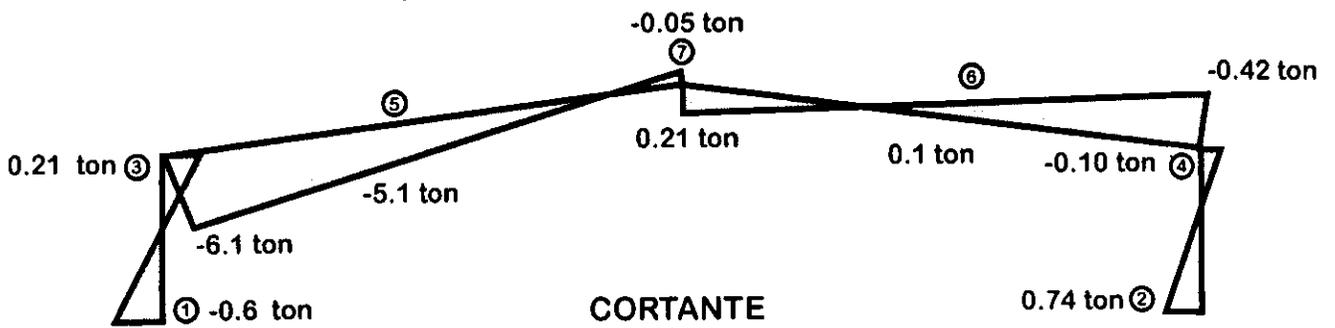
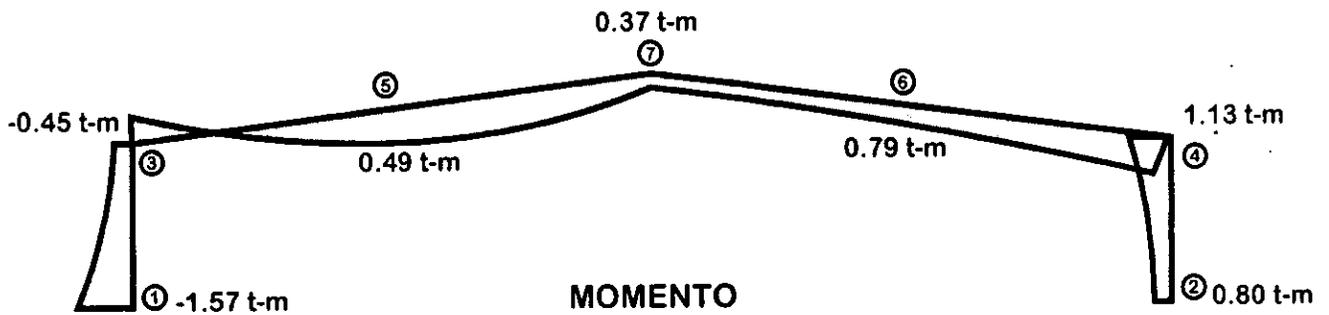
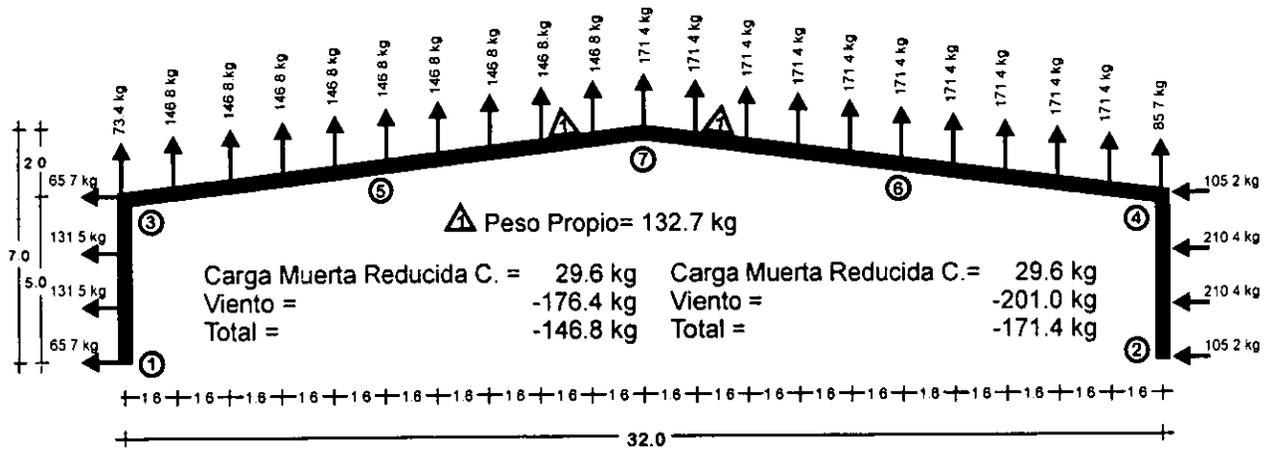
$I_x = 54,110$  cm<sup>4</sup>  
 $S_x = 2540$  cm<sup>3</sup>  
 $r_x = 17.9$  cm

$I_y = 6,785$  cm<sup>4</sup>  
 $S_y = 515$  cm<sup>3</sup>  
 $r_y = 6.3$  cm

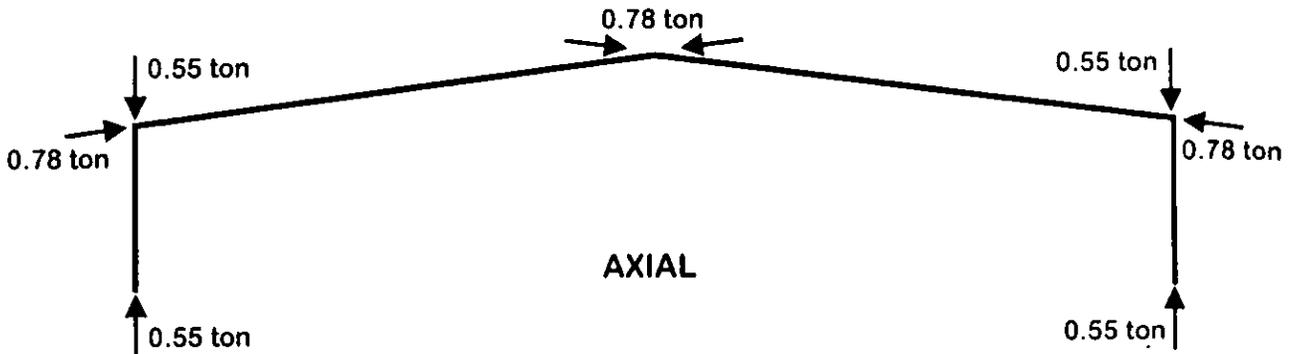
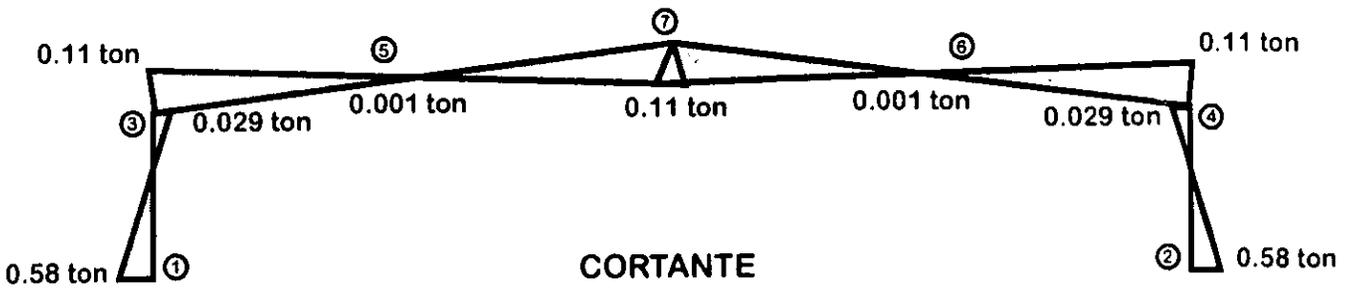
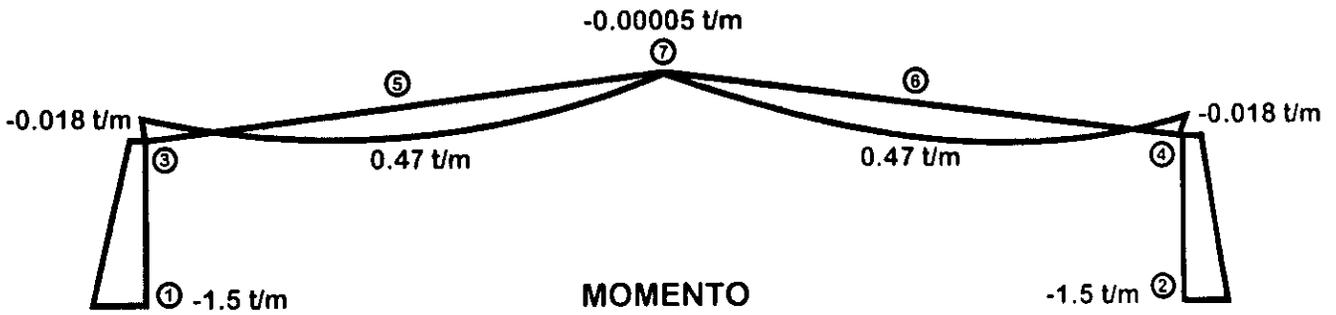
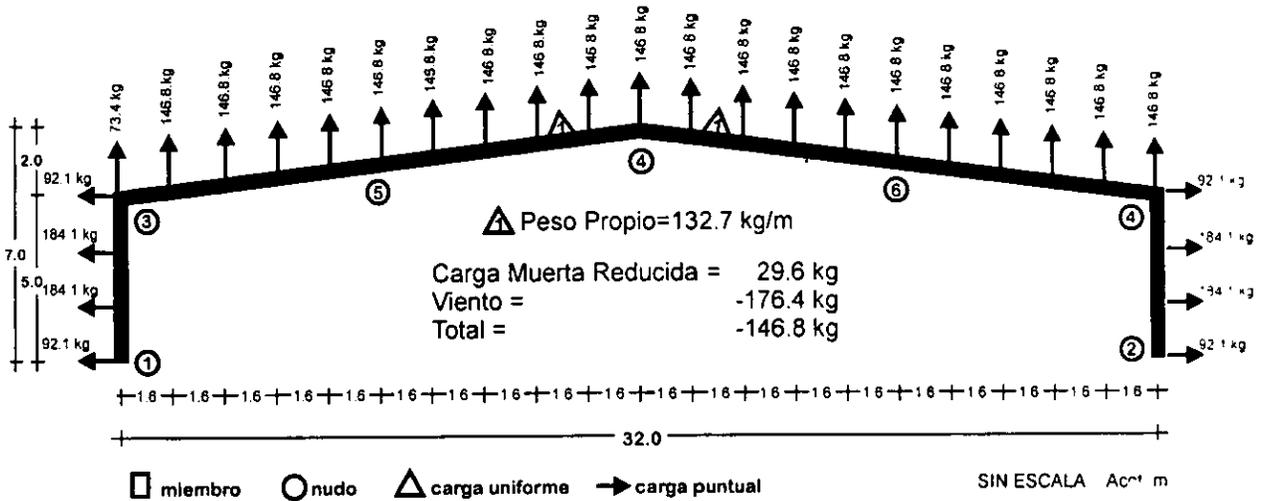
Con las características del perfil se obtuvieron los resultados del análisis estructural que se muestran en las páginas 59 a 62, en donde se observa que la condición de carga que rige es la "carga muerta máxima + carga accidental por granizo", por ser la que provoca las mayores deformaciones en la estructura pues para las condiciones de trabajo por los efectos que el viento provoca sobre la estructura los efectos son mínimos al contrarrestarse la succiones que provoca con el peso propio del marco

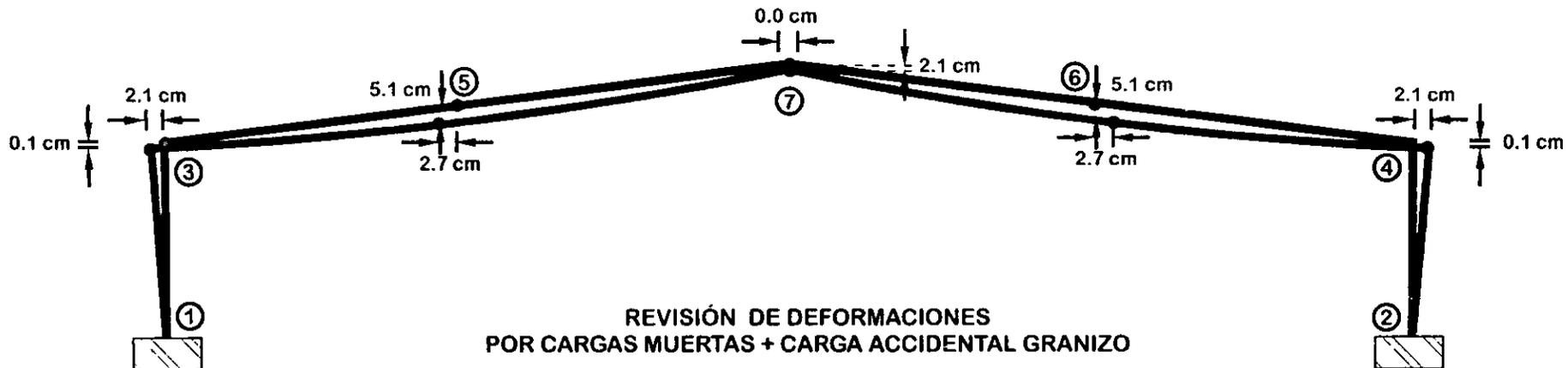


# CARGA MUERTA REDUCIDA + VIENTO PERPENDICULAR



# CARGA MUERTA REDUCIDA + VIENTO PARALELO





Elementos horizontales

$$\Delta_{\text{per}} = \frac{L}{240} = \frac{1612.5 \text{ cm}}{240} = 6.72 \text{ cm}$$

Elementos verticales

$$\Delta_{\text{per}} = 0.006 h = 0.006 \times 500 \text{ cm} = 3.0 \text{ cm}$$

NUDO	$\Delta$ (cm)	$\Delta_X$		$\Delta_Y$	
			$\Delta_{\text{PERMISIBLE}}$ (cm)		$\Delta_{\text{PERMISIBLE}}$ (cm)
①	0.0		0.0	0.0	0.0
②	0.0		0.0	0.0	0.0
③	2.1	<	3.0	0.1	—
④	2.1	<	3.0	0.1	—
⑤	2.7		—	5.1	< 6.7
⑥	2.7		—	5.1	< 6.7
⑦	0.0		0.0	2.1	< 6.7

### Revisión por Esfuerzos

Cuando la sección presenta un comportamiento adecuado por deformaciones, se revisan sus esfuerzos actuantes, para este caso, la revisión se efectúa en cada uno de los nudos donde se presentan la combinaciones de carga más desfavorables.

#### NUDO 1 y 2

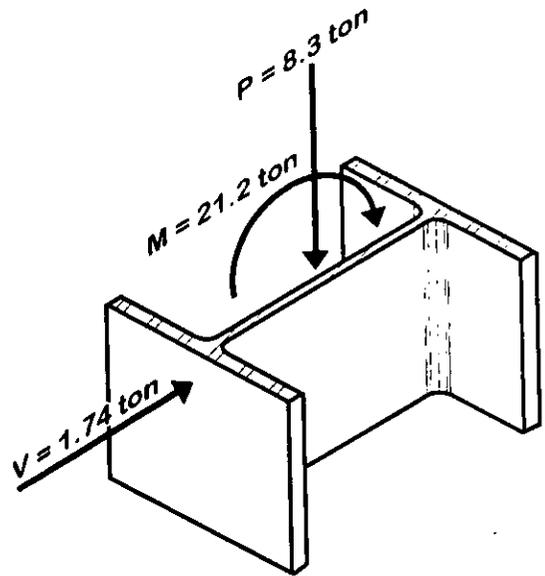
##### Cargas

Axial	8.3 ton
Momento	21.2 ton-m
Cortante	1.74 ton

Para revisar la columna a flexocompresión primeramente revisaremos la relación.

$$\frac{fa}{Fa}$$

Que determinara la ecuación de revisión.



Revisando la relación *ancho/espesor* de la sección no atiesada:

1.- El ancho los patines de vigas en compresión es igual a la mitad del ancho total nominal

$$\text{ancho} = \frac{bf}{2} = \frac{26.3 \text{ cm}}{2} = 13.15 \text{ cm} \quad \text{espesor} = 2.22 \text{ cm}$$

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} = \frac{13.15 \text{ cm}}{2.22 \text{ cm}} = 5.92$$

$$\frac{800}{\sqrt{2530}} = 15.9$$

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} < \frac{800}{\sqrt{2530}}$$

Por lo que la sección se considera totalmente efectiva a compresión

Cálculo del esfuerzo a la compresión actuante

$$fa = \frac{8,300 \text{ kg}}{169.0 \text{ cm}^2} = 49.11 \text{ kg/cm}^2$$

Para calcular el esfuerzo a la compresión permisible, primeramente obtenemos la relación de esbeltez y la constante  $C_c$  para compararlas y determinar que tipo de falla tendrá la columna.

$$K^* = 1.2$$

$$l = 500 \text{ cm}$$

$$r = 17.9 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.2 \times 500}{17.9} = 33.52$$

$$E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2,039,000}{2530}} = 126.13$$

$$\frac{Kl}{r} < C_c$$

Siendo la relación de esbeltez menor al coeficiente  $C_c$ , el esfuerzo a la compresión permisible  $F_a$ , se calcula con la siguiente expresión:

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

$$\frac{Kl}{r} = 33.52 \quad C_c = 126.13 \quad F_a = \frac{\left[1 - \frac{(33.52)^2}{2 \times 126.13^2}\right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3(33.52)}{8 \times 126.13} - \frac{33.52^3}{8 \times 126.13^3}} \quad F_a = 1384 \text{ kg/cm}^2$$

Obteniendo la relación de esfuerzos  $f_a/F_a$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{49.11}{1384} = 0.035 < 0.15$$

Con una relación  $f_a/F_a < 0.15$  la columna se revisará a flexocompresión mediante la ecuación:

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

Obteniendo el esfuerzo actuante  $f_b$ :

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{2,120,000 \text{ kg-cm}}{2540 \text{ cm}^3} = 835 \text{ kg/cm}^2$$

El fuerza permisible  $F_{bx}$  es igual a:

$$F_{bx} = 0.75 F_y \quad F_{bx} = 0.75 \times 2530 = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

Por ser una sección que cumple con los siguientes requisitos:

- 1.- Es una sección I doblemente simétrica.
- 2.- El alma esta unida continuamente a los patines.
- 3.- Se cumple la relación

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} = 5.92 \quad \frac{545}{\sqrt{2530}} = 10.83 \quad \frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} < \frac{545}{\sqrt{F_y}}$$

Haciendo la revisión por flexocompresión

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{49.11}{1384} + \frac{853}{1897.5} = 0.49 < 1.0$$

Siendo la sección adecuada y con esfuerzos mucho menores a su resistencia última

Revisión por cortante

$$F_v = 0.4 F_y$$

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

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{(d \times t_w)} = \frac{1740 \text{ kg}}{42.5 \times 1.32 \text{ cm}} = 31.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v$$

Se omite la revisión del nudo 3 y 4 correspondientes al lado de la columna por estar sometidos a esfuerzos menores que los nudos 1 y 2.

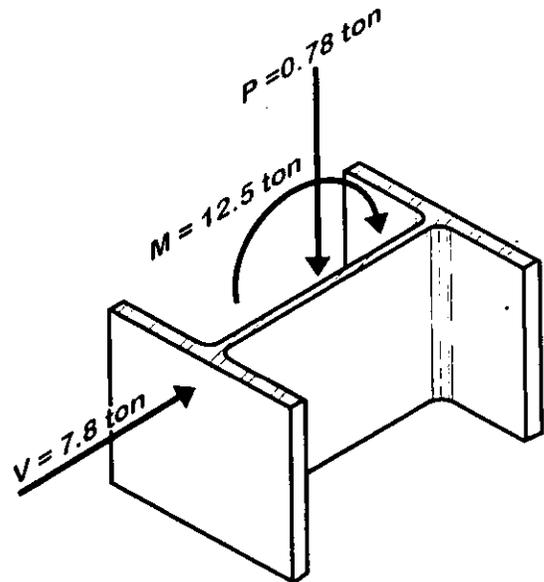
### NUDO 3 y 4 Viga

Cargas

Axial	0.78 ton
Momento	12.5 t-m
Cortante	7.8 ton

Como se calculo en la revisión del nudo 1 y 2, la sección es totalmente efectiva para soportar la compresión, por lo que el esfuerzo actuante es:

$$f_a = \frac{780 \text{ kg}}{169.0 \text{ cm}^2} = 4.62 \text{ kg/cm}^2$$



Para calcular el esfuerzo a la compresión permisible, obtenemos la relación de esbeltez y la constante  $C_c$  para compararlas y determinar que tipo de falla tendrá el elemento.

$$K^* = 1.2$$

$$l = 500 \text{ cm}$$

$$r = 17.9 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.2 \times 1612.5}{17.9} = 108.10$$

$$E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2,039,000}{2530}} = 126.13$$

$$\frac{Kl}{r} < C_c$$

Calculando el  $F_a$  para la sección como viga.

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

$$\frac{KI}{r} = 108.1$$

$$Cc = 126.13$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(108.1)^2}{2 \times 126.13^2}\right] 2530}{\frac{5}{3} + \frac{3(108.1)}{8 \times 126.13} - \frac{108.1^3}{8 \times 126.13^3}}$$

$$F_a = 838.4 \text{ kg/cm}^2$$

Obteniendo la relación de esfuerzos  $f_a/F_a$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{4.62}{838.4} = 0.0055 < 0.15$$

Con una relación  $f_a/F_a < 0.15$  la columna se revisará a flexocompresión mediante la ecuación:

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

Obteniendo el esfuerzo actuante  $f_b$ :

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{1,250,000 \text{ kg-cm}}{2540 \text{ cm}^3} = 492.1 \text{ kg/cm}^2$$

Haciendo la revisión por flexocompresión

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{4.62}{838.4} + \frac{492.1}{1897.5} = 0.26 < 1.0$$

Siendo la sección adecuada y con esfuerzos mucho menores a su resistencia última

Revisión por cortante

$$F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2 \quad f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{(d \times t_w)} = \frac{7800 \text{ kg}}{42.5 \times 1.32 \text{ cm}} = 139.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v$$

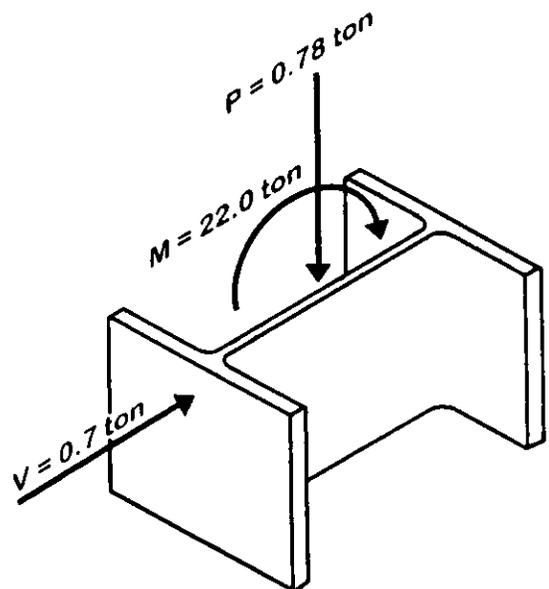
NUDO 5 y 6 Viga (centro del claro)

Cargas

Axial	0.78 ton
Momento	22.0 t-m
Cortante	0.77 ton

$$f_a = \frac{780 \text{ kg}}{169.0 \text{ cm}^2} = 4.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{2,200,000 \text{ kg-cm}}{2540 \text{ cm}^3} = 866.1 \text{ kg/cm}^2$$



Revisión por flexocompresión

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} \leq 1.0 \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} = \frac{4.62}{838.4} + \frac{866.1}{1897.5} = 0.46 < 1.0$$

Revisión por cortante

$$F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2 \quad f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{(d \times t_w)} = \frac{770 \text{ kg}}{56.1 \text{ cm}^2} = 13.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v$$

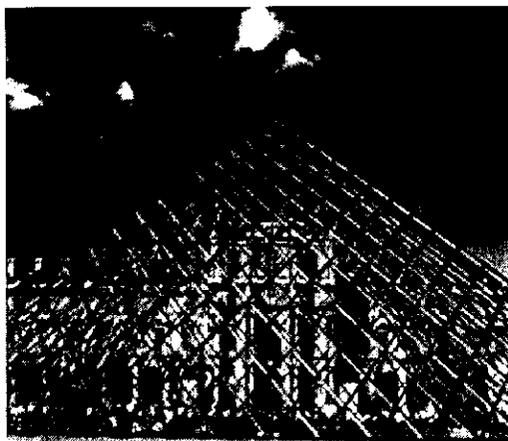
En el Nudo 7 correspondiente a la cumbra, resiste principalmente esfuerzos cortante y axial que son menores a los resistidos por los puntos 3 y 4.

Para realizar la revisión por flexocompresión biaxial para el nudo 1 de los marcos extremos que son los más desfavorables debido a la carga del viento paralelo a las generatrices, aumentamos a la relación de esfuerzos la componente  $f_{b_y}/F_{b_y}$ , con un  $F_b$  permisible igual a  $0.6 F_y$  para ambos sentidos de la flexión.

$$f_{b_y} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{164,000 \text{ kg-cm}}{515 \text{ cm}^3} = 318.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{b_x}}{F_{b_x}} + \frac{f_{b_y}}{F_{b_y}} = \frac{49.11}{1384} + \frac{853}{1518} + \frac{318.5}{1518} = 0.81 < 1.0$$

La soldadura en la base de la columna que resistirá este momento será de filete de 8mm de espesor que será colocada en el perímetro de los patines del perfil.



### Conexión en la cumbrera.

La conexión de los elementos en la cumbrera de la estructura resistirá únicamente un esfuerzo cortante equivalente a 6,200 kg y se propone hacer una conexión por aplastamiento con dos placas de 1/2" a cada lado del alma de la viga y unidas mediante tornillos A-325.

El esfuerzo permisible al cortante para tornillos A-325 con el plano de corte fuera de la rosca es de 2110 kg/cm<sup>2</sup>, proponiéndose 4 tornillos de 19 mm con un esfuerzo actuante igual a:

$$f_v = \frac{6,200 \text{ kg}}{4 \times 2.85 \text{ cm}^2} = 543.86 \text{ kg/cm}^2$$

por lo tanto  $F_v > f_v$

### Diseño de Placas

Las placas se dimensionarán de acuerdo los criterios del Manual I.M.C.A. conforme a las siguientes especificaciones:

1.- La distancia mínima centro a centro de sujetadores no será menor a:

$$3 \text{ veces el diámetro del sujetador ni de } \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2}$$

donde P es la carga transmitida por el sujetador.  
Fu Esfuerzo a la tensión permisible del elemento  
t es el espesor de la parte crítica conectada.  
d diámetro del sujetador.

Por lo tanto la distancia mínima centro a centro de los sujetadores será:

$$3 \times 1.9 = 5.7 \text{ cm} \quad \checkmark \quad \frac{2 \times 1550}{1518 \times 1.32} + \frac{1.905}{2} = 2.5 \text{ cm}$$

La distancia mínima al borde desde el centro del agujero de un pasador extremo para conexiones de almas de vigas que resisten únicamente cortante:

$$\frac{2P_a}{F_u t} = \frac{2 \times (6200/4)}{1518 \times 1.32} = 1.55 \text{ cm}$$

Ni menor al valor estipulado en la tabla 1.16.5.1 del Manual I.M.C.A. Tomo I, que para tornillos de 19 mm de diámetro es de 25 mm.

La longitud de la placa mínima para la conexión con tornillos en una hilera será de:

$$\begin{array}{l} \text{Separación al borde} \quad \text{agujeros + alguna} \quad \text{separación entre sujetadores} \\ \hline (25\text{mm} \times 2) + (4 \times (19 \text{ mm} + 3.2)) + (57 \text{ mm} \times 3) = 309.8 \text{ mm} \end{array}$$

La altura de la placa será de 32 cm.

El esfuerzo en el alma de la viga es igual a:

$$f_v = \frac{6200 \text{ kg}}{(36.16 - (2.2 \times 4)) \times 1.32} = 171.7 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Las placas de conexión soportarán un esfuerzo igual a:

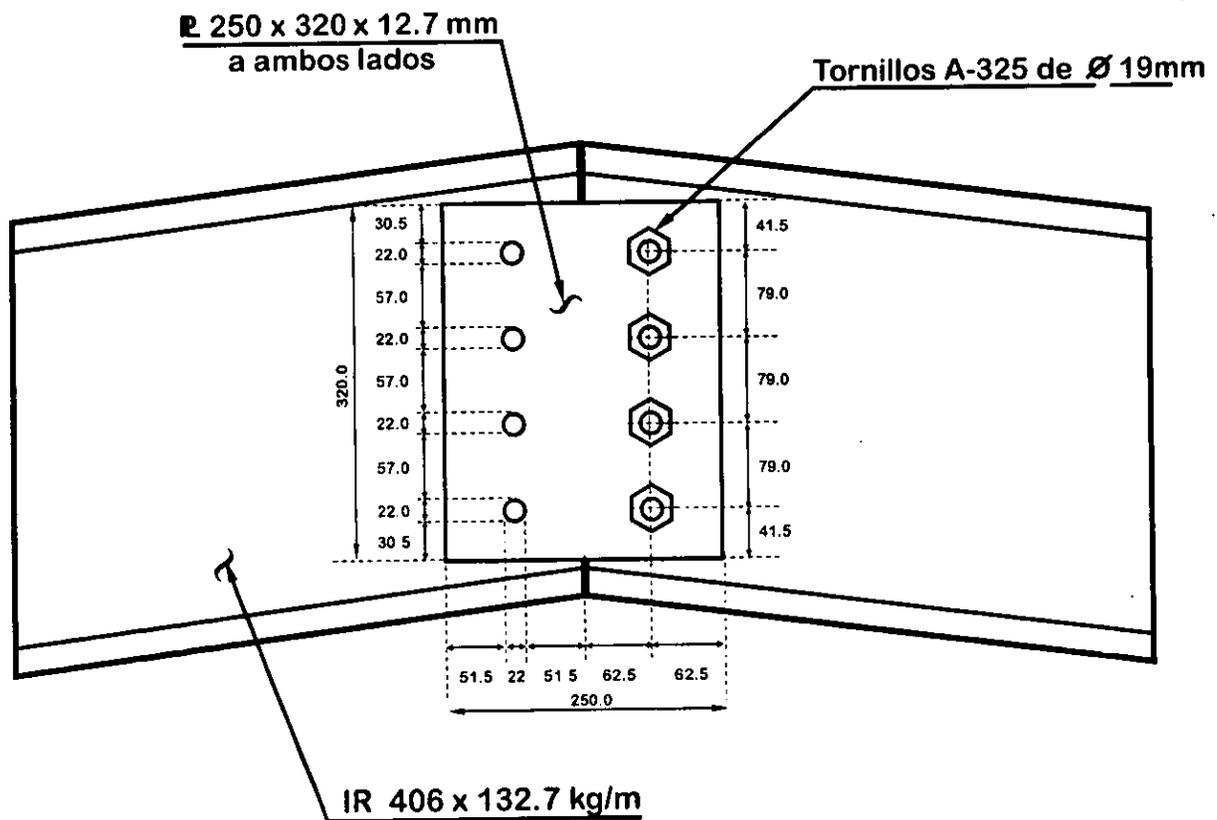
$$f_v = \frac{6200 \text{ kg}}{((32.0 - (2.2 \times 4)) \times 1.27) \times 2} = 105.2 \text{ kg/cm}^2 < F_v = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

**Revisión por aplastamiento.**

Aunque se puede suponer que por la baja carga cortante en los tornillos no existirá falla por aplastamiento, a continuación se realizará la revisión por aplastamiento

$$f_p = \frac{(6200 \text{ kg} / 4)}{(1.9 \text{ cm} \times 1.27 \text{ cm})} = 642.4 \text{ kg/cm}^2 < F_p = 0.9 F_y = 0.9 \times 2530 = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

Los tornillos tendrán un agarre de 2.5" o 63.5 mm, con la cuerda fuera del plano de corte y serán colocados a una tensión mínima de 12,700 kg.



DETALLE DE CONEXIÓN DE LA CUMBRERA

### Conexión en la rodilla

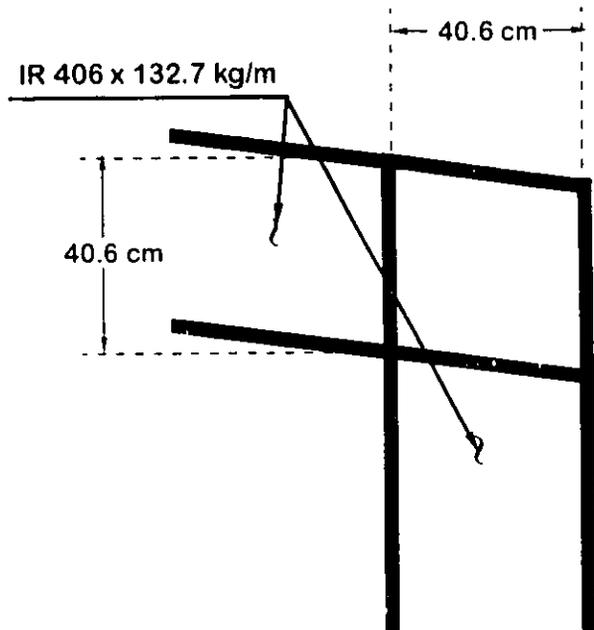
Los nudos de la estructura 3 y 4 se diseñan para transmitir los esfuerzos de cortante y momento.

$$V = 7.8 \text{ ton} = 7,800 \text{ kg}$$

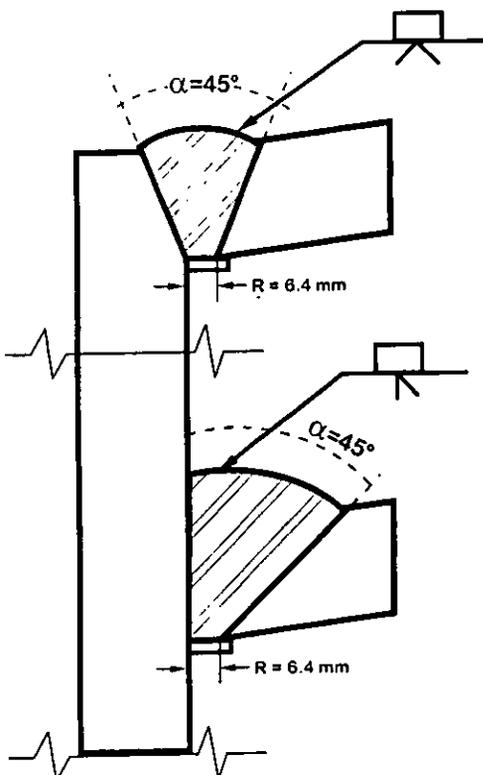
$$M = 12.5 \text{ t-m} = 1,250,000 \text{ kg-cm}$$

Dividiendo el par entre el peralte de la viga.

$$\text{Par} = \frac{1,250,000 \text{ kg-cm}}{40.6 \text{ cm}} = 30788.2 \text{ kg}$$



Se propone soldadura manual de arco protegido para la unión de la viga con la columna como se muestra en el siguiente esquema



Para unir el patín superior de la viga con el patín interior de la columna la soldadura será

**Soldadura de Penetración Completa en "V" simple\***

Para unir el patín inferior de la viga con el patín interior de la columna la soldadura será:

**Soldadura de Penetración Completa en "Chaflán" simple\***

\* Soldaduras precalificadas por el Manual I.M.C.A. y A.W.S que proporcionan una garganta efectiva igual al espesor menor de los elementos a unir.

Manual de Construcción en Acero, I.M.C.A Tomo I, pags 144, 171  
Manual de Construcción en Acero, I.M.C.A Tomo III, pags. 241 245

### Revisión por esfuerzos en la soldadura.

#### Esfuerzos por Momentos.

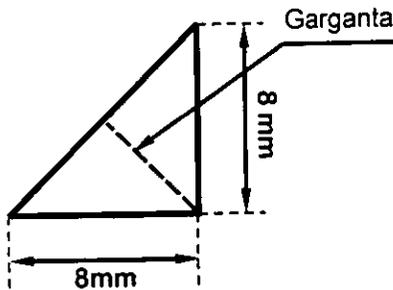
Como lo especifica el manual I.M.C.A., la resistencia de este tipo de soldadura a la tensión y a la compresión perpendicular a área de la garganta será igual a la del metal base.

$$f_a = f_t = \frac{30,788.2 \text{ kg}}{(2.22 \times 26.3 \text{ cm})} = 527.3 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{array}{l} F_a = 1384 \text{ kg/cm}^2 \\ F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 1518 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$

Se observa que los esfuerzos actuantes en la soldadura para resistir el momento en la rodilla son menores a los permisibles.

#### Esfuerzos por cortante.

Para soportar el cortante, el alma del perfil IR 406 x 132.7 de la viga se unirá a la columna mediante soldadura de filete de 8 mm de espesor en toda la longitud y por ambos lados.



$$\text{Cortante} = 7,800 \text{ kg}$$

#### Resistencia de la soldadura.

Área por cm de longitud en la garganta de la soldadura

$$8 \text{ mm} \times \text{sen } 45^\circ = 0.565 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán Soldadura E-70XX que proporciona una resistencia de  $0.3 \times 1100 \text{ kg/cm}^2 = 330.0 \text{ kg/cm}^2$

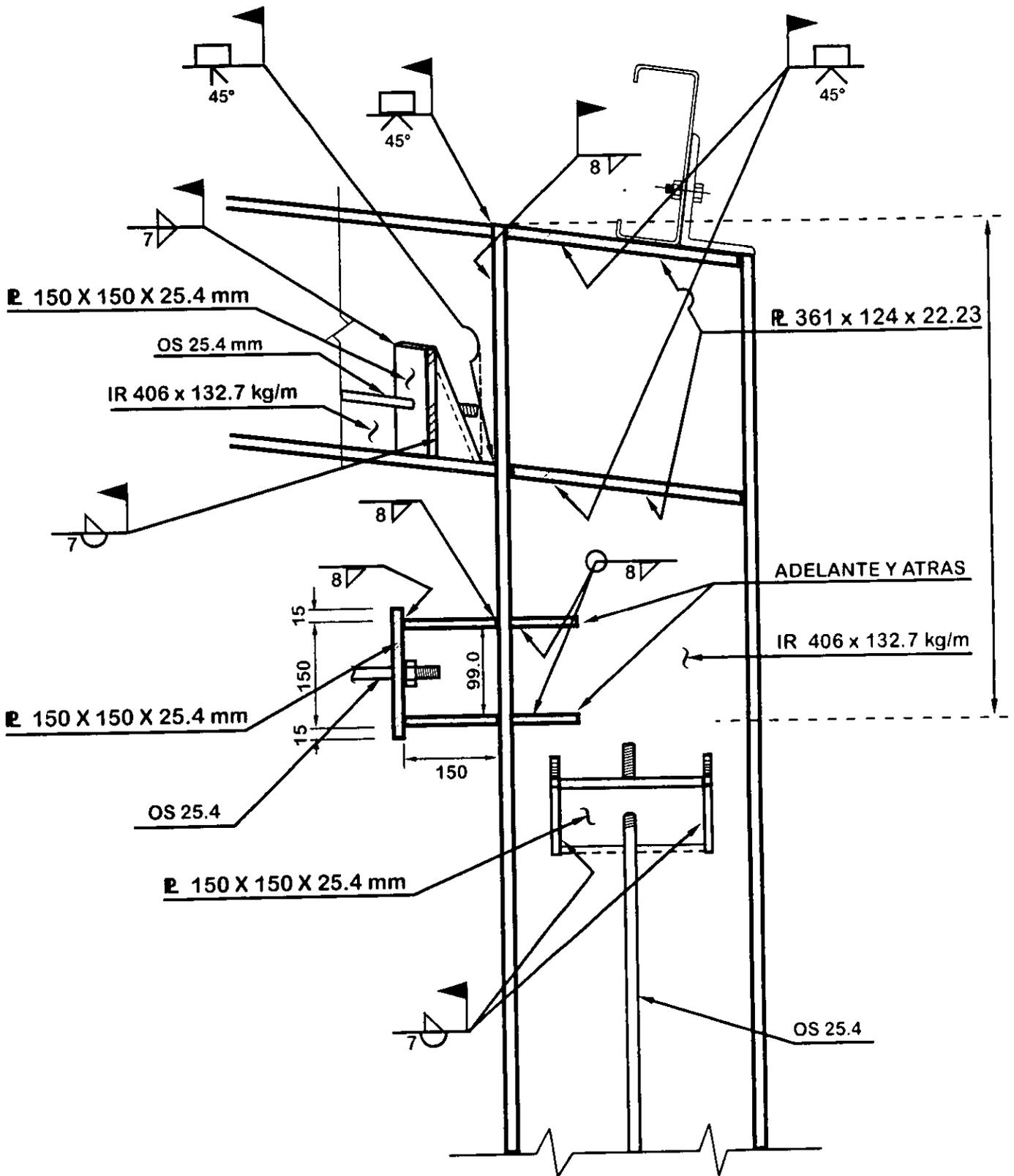
Resistencia por cm de longitud de soldadura a cortante:

$$\text{Resistencia total} = 186.67 \text{ kg/cm} \times 43.42 \text{ cm} = 8105.0 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzo por cm lineal de soldadura} = 330 \text{ kg/cm}^2 \times 0.565 \text{ cm}^2 = 186.67 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzo actuante en la soldadura} = \frac{7800 \text{ kg}}{(0.565 \times 43.42 \text{ cm})} = 317.95 \text{ kg/cm}^2$$

Para dar continuidad a la sección y transmitir los esfuerzos de la viga a la columna adecuadamente, se colocaran placas en la columna a manera de continuación de los patines de la viga, estas placas serán PL 361 x 124 x 22.23 y se soldaran de igual manera que la viga, esto es con soldadura de penetración completa en V simple.



DETALLE DE LA RODILLA DE LA ESTRUCTURA, SECCIONES Y SOLDADURAS

### Placa Base de Columnas.

Para transmitir las cargas de momento, cortante y carga axial que actúan en la base de la columna a una zapata de cimentación de concreto, se coloca una placa de acero, que mediante sujetadores, distribuya los esfuerzos en el concreto de manera adecuada.

Primeramente, determinamos la excentricidad de la carga que produce el momento:

$$e = \frac{M}{P} = \frac{21.1 \text{ t-m}}{8.3 \text{ t}} = 2.54 \text{ m} = 254.21 \text{ cm}$$

Se propone utilizar una placa de 70 x 40 cm y debido a que la excentricidad excede del tamaño de la placa, el diagrama de esfuerzos en la placa se presenta como se muestra en la figura inferior.

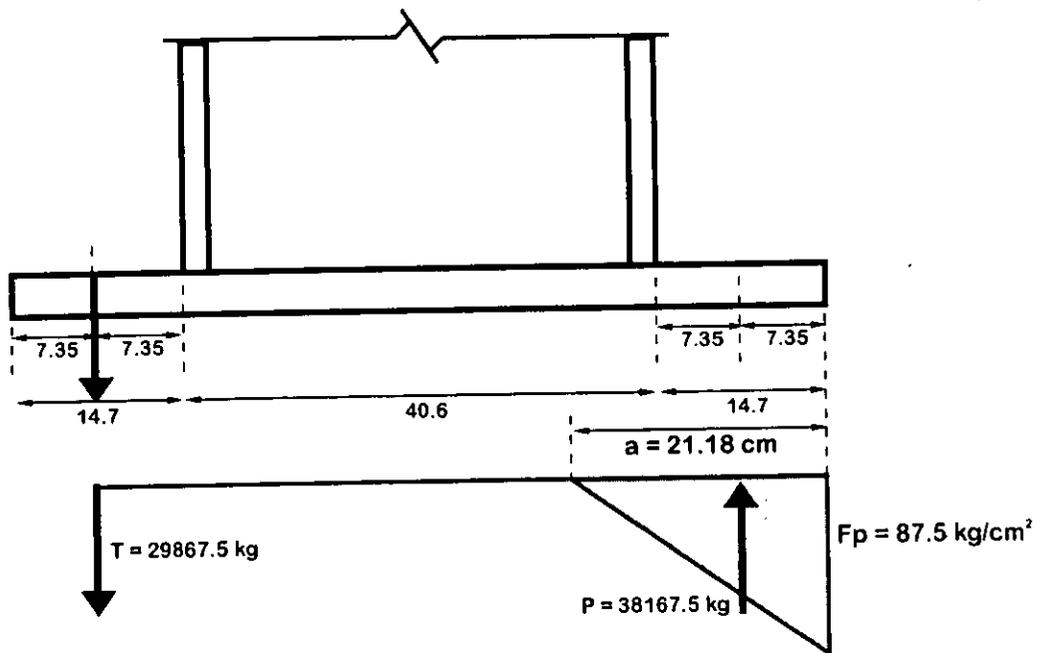
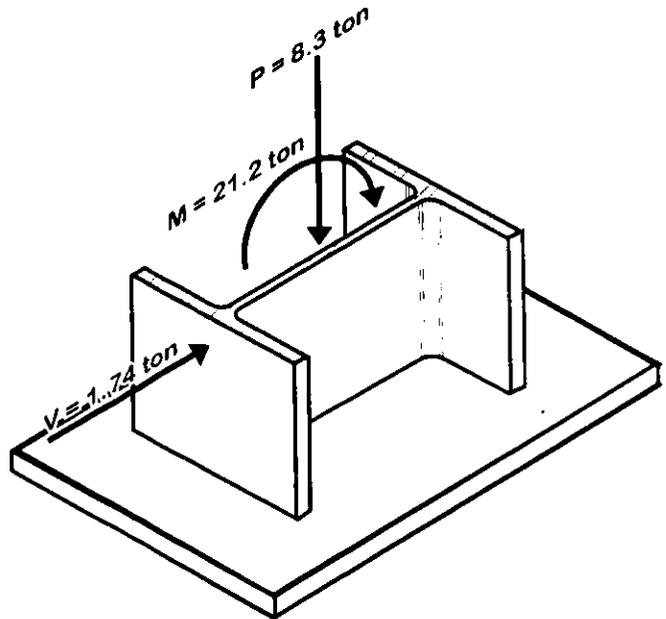


DIAGRAMA DE ESFUERZOS EN LA PLACA DE BASE

Donde el esfuerzo al aplastamiento para concreto  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , bajo placas de columna es igual a:

$$0.35 f_c = 0.35 \quad 0.35 \times 250 = 87.5 \text{ kg/cm}^2$$

Como se observa en el esquema, los tornillos se proponen a la distancia media entre el borde de la placa y el paño de la columna.

Teniendo estas condiciones, realizamos la suma de momentos en el T y resolvemos la ecuación de 2° grado resultante.

$$40a \times 87.5 \text{ kg/cm}^2 \times (62.5 \text{ cm} - \frac{a}{3}) = 8300 \text{ kg} \times 254 \text{ cm}$$

$$1750a (62.5 - \frac{a}{3}) = 2,108,200$$

$$-a^2 + 187.5 a - 3614 = 0 \quad \Rightarrow \quad a = 21.81 \text{ cm}$$

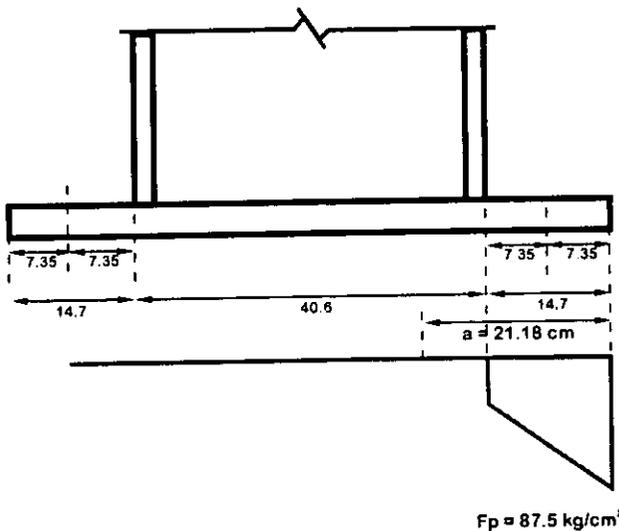
Resolviendo el diagrama de esfuerzos a compresión en el concreto:

$$P = \frac{40 \times 87.5 \times 21.81}{2} = 38167.5 \text{ kg}$$

Haciendo equilibrio de fuerzas verticales:

$$T + 8300 = 38167.5 \quad \Rightarrow \quad T = 29867.5 \text{ kg}$$

El espesor de la placa soportará el momento máximo que se presenta cerca del patín en la zona donde la placa se apoya en la zapata, y se valúa como el área del diagrama de compresión que se encuentra entre el paño de la columna y el borde de la placa, como se muestra a continuación:



Para un espesor unitario de 1 cm

$$\frac{87.5}{21.18} = \frac{x}{21.18 - 14.7} \quad x = 26.77 \text{ kg/cm}^2$$

Valuando el área y el momento

$$M = (26.77 \times 14.7 \times 7.35) + \frac{(14.7 \times 60.73)}{2} (9.8)$$

$$M = 7266.75 \text{ kg-cm}$$

El esfuerzo permisible para una placa es de:

$$F_b = 0.75F_y = 0.75 \times 2530 = 1897.5 \text{ kg/cm}^2$$

Siendo el módulo de sección para una sección rectangular igual a:  $S = \frac{h b^2}{6}$  y siendo  $h = 1$ , tenemos:

$$M = \frac{F_b b^2}{6} \quad \text{Sustituyendo} \quad 7266.75 = \frac{1897.5 \times b^2}{6} \quad b = 4.8 \text{ cm} \quad \text{Se elige una placa de 2" de espesor}$$

Los Tornillos de anclaje serán de tipo **A-325** tendrán un área igual a:

$$\text{Área} = \frac{29,867.5 \text{ kg}}{3,090 \text{ kg/cm}^2} = 9.7 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, estos tendrán un diámetro de  $1 \frac{1}{2}'' = 38 \text{ mm}$  con un área de  $11.39 \text{ cm}^2$

## Diseño de Soldaduras

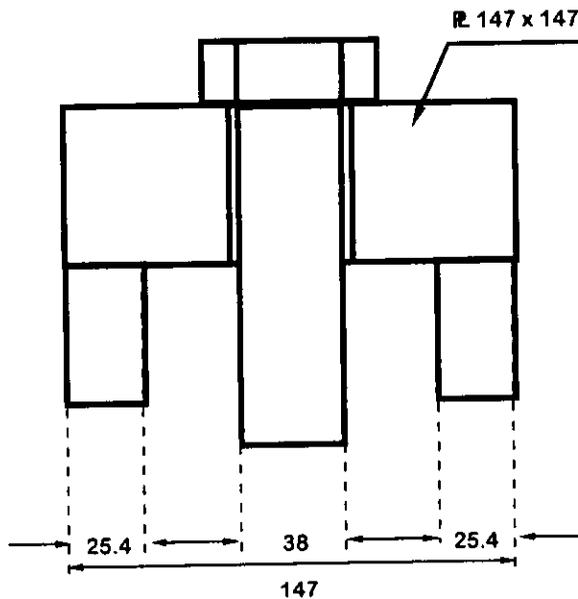
Como se muestra en el detalle de la columna, los tornillos transmitirán el momento mediante un cajón formado por placas de 1" de espesor, que se soldarán a la columna mediante soldadura filete de 1.1 cm de espesor y la altura del cajón será de:

$$\text{Carga por cordón} = \frac{29867.5 \text{ kg}}{4} = 7466.9 \text{ kg}$$

Este tipo de soldadura permite un esfuerzo a el cortante en el área crítica de la soldadura de 0.3 de la resistencia nominal del metal de soldadura, que para el Tipo E-70 XX es igual a  $F_v = 0.3 \times 1100 \text{ kg/cm}^2 = 330 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Longitud de soldadura necesaria} = \frac{7466.9 \text{ kg}}{330 \text{ kg/cm}^2 \times (1.1 \text{ cm} \text{ sen } 45^\circ)} = 29.0 \text{ cm}$$

## Diseño de Placa superior del Cajón.



$$M = \frac{PL}{4} = \frac{29867.5 \text{ kg} \times 9.62 \text{ cm}}{4} = 71831.4 \text{ kg-cm}$$

Resolviendo para un ancho unitario:

$$M = \frac{Fb}{S} \quad \text{Sustituyendo} \quad 6605.3 = \frac{1897.5 \times b^2}{6}$$

$b = 4.5 \text{ cm}$  utilizándose para esta sección una placa de 2"

Revisión por cortante

$$F_v = 0.40 F_y = 0.40 \times 2530 = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{29867.5 \text{ kg}}{2 \times 14.7 \times 5.08} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v < F_v$$

Revisión por aplastamiento en el área de contacto de la cabeza del tornillo y la placa

$$F_p = 0.90 F_y = 0.90 \times 2530 = 2277 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Área de contacto de la tuerca con la placa} = (\pi \times 3.015^2) - (\pi \times 2.064^2) = 15.17 \text{ cm}^2$$

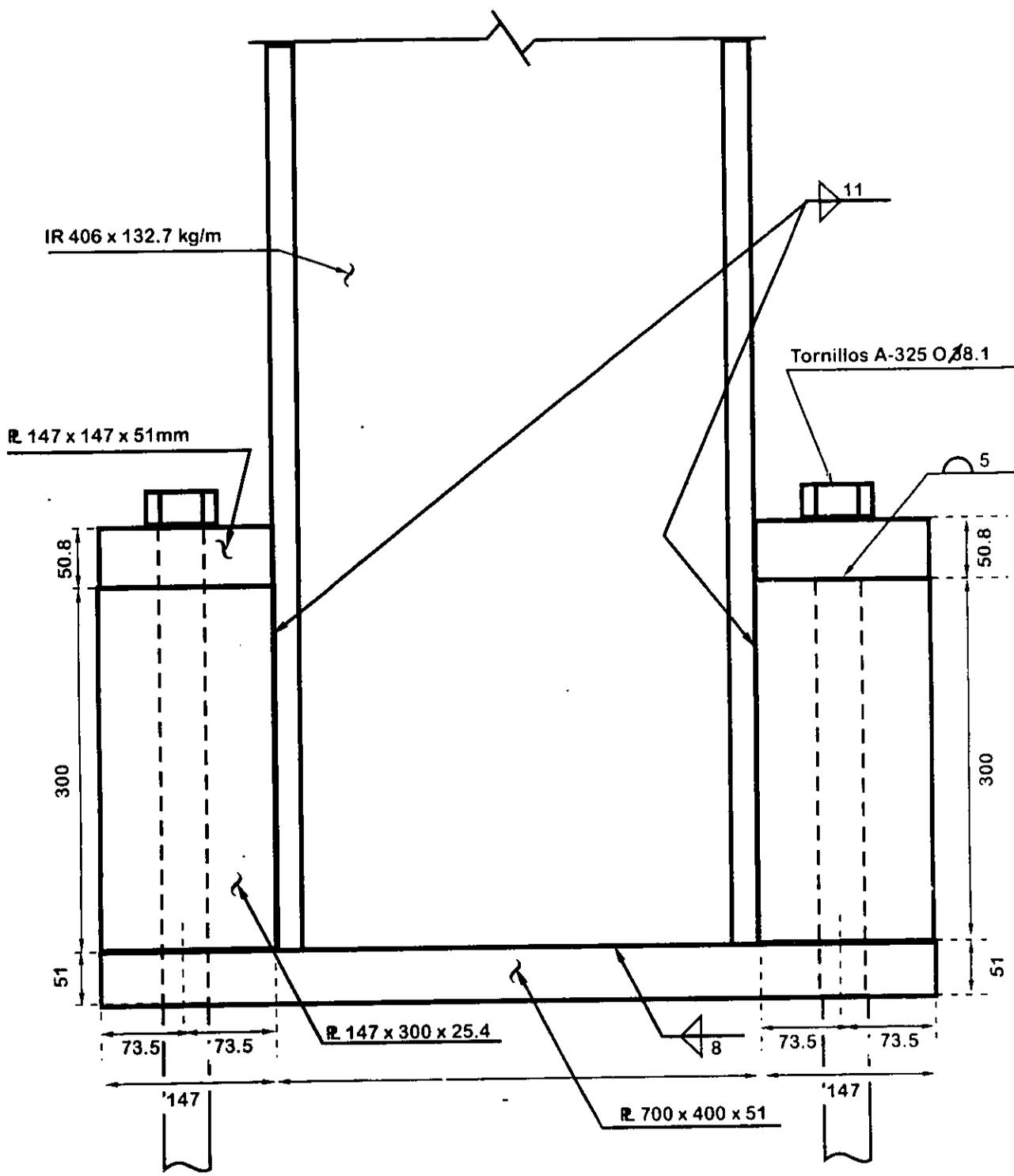
$$f_p = \frac{29867.5 \text{ kg}}{15.17 \text{ cm}^2} = 1969 \text{ kg/cm}^2 \quad f_p < F_p$$

\*Para el calculo del área en contacto de la cabeza del tornillo con la placa, se descontó la holgura del agujero

Para no exceder el esfuerzo permisible, los cajones tendrán una altura de 30 cm y la tapa estará formada por una placa de 14.7 x 14.7 x 51 mm, esta se soldara mediante cordones de dorso de 5mm

El cortante que actúa en la base de la columna será resistido por el alma de la viga y se transmitirá a la placa mediante cordones de soldadura de filete de 8 mm con un esfuerzo actuante igual a:

$$f_v = \frac{1740 \text{ kg}}{2 \times 34.6 \times 0.8 \text{ sen } 45} = 4.44 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{que es menor al permisible de } F_v = 330 \text{ kg/cm}^2$$



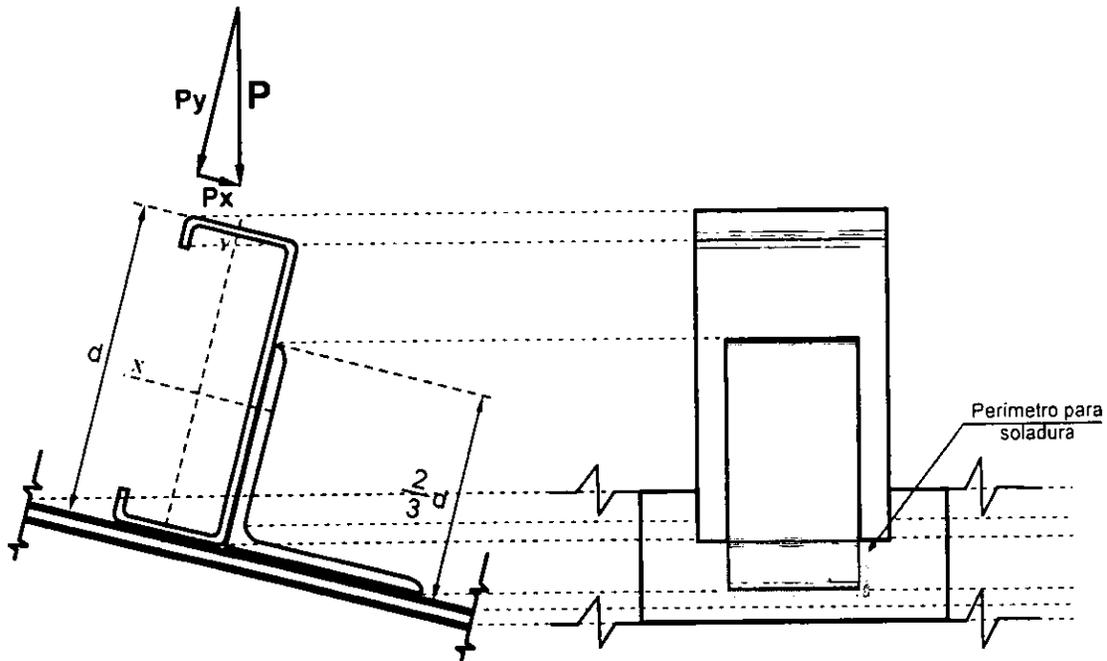
Acot. mm  
Escala: 1/5

DETALLE DE LA CONEXIÓN DE LA PLACA BASE

### Conexión para los montenes "CF"

Para la conexión de los montenes CF con las viga o armaduras que los sustentan se utilizarán ángulos en los cuales, el patín que da soporte al alma del montén debe tener una altura de aproximadamente  $2/3$  del peralte del monten, de esta manera se garantiza la estabilidad del alma del montén al quedar con apoyo para resistir la componente de las cargas muertas en el sentido del eje x.

El patín del ángulo que se unirá a la viga, deberá de proporcionar un perímetro suficiente para que la soldadura que ahí se coloque soporte adecuadamente los esfuerzos por cortante debido a cargas muertas y a tensión por la succión del viento, no siendo necesario que los ángulos sean de lados iguales.



Peralte del Monten = 22.86cm      Longitud del patín vertical del ángulo =  $2/3 d = 15.3 \text{ cm}$

Se elige un ángulo de lados desiguales L 152 x 102 x 8 mm que su soldará a la estructura en sus dos lados de 102 mm con soldadura de filete de 6 mm de espesor.

#### Carga por cortante.

Cortante por carga muerta vertical + granizo =  $1030.5 \text{ kg} \times \text{sen } 7.18^\circ = 128.8 \text{ kg}$

#### Carga por tensión.

Tensión por viento máximo = 226.8 kg

#### Resistencia de la soldadura.

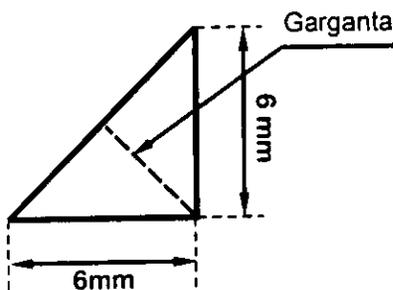
Área por cm de longitud en la garganta de la soldadura  
 $6 \text{ mm} \times \text{sen } 45^\circ = 0.424 \text{ cm}^2$

Se utilizarán Soldadura E-70XX que proporciona una resistencia de  $1100 \text{ kg/cm}^2$  a tensión.

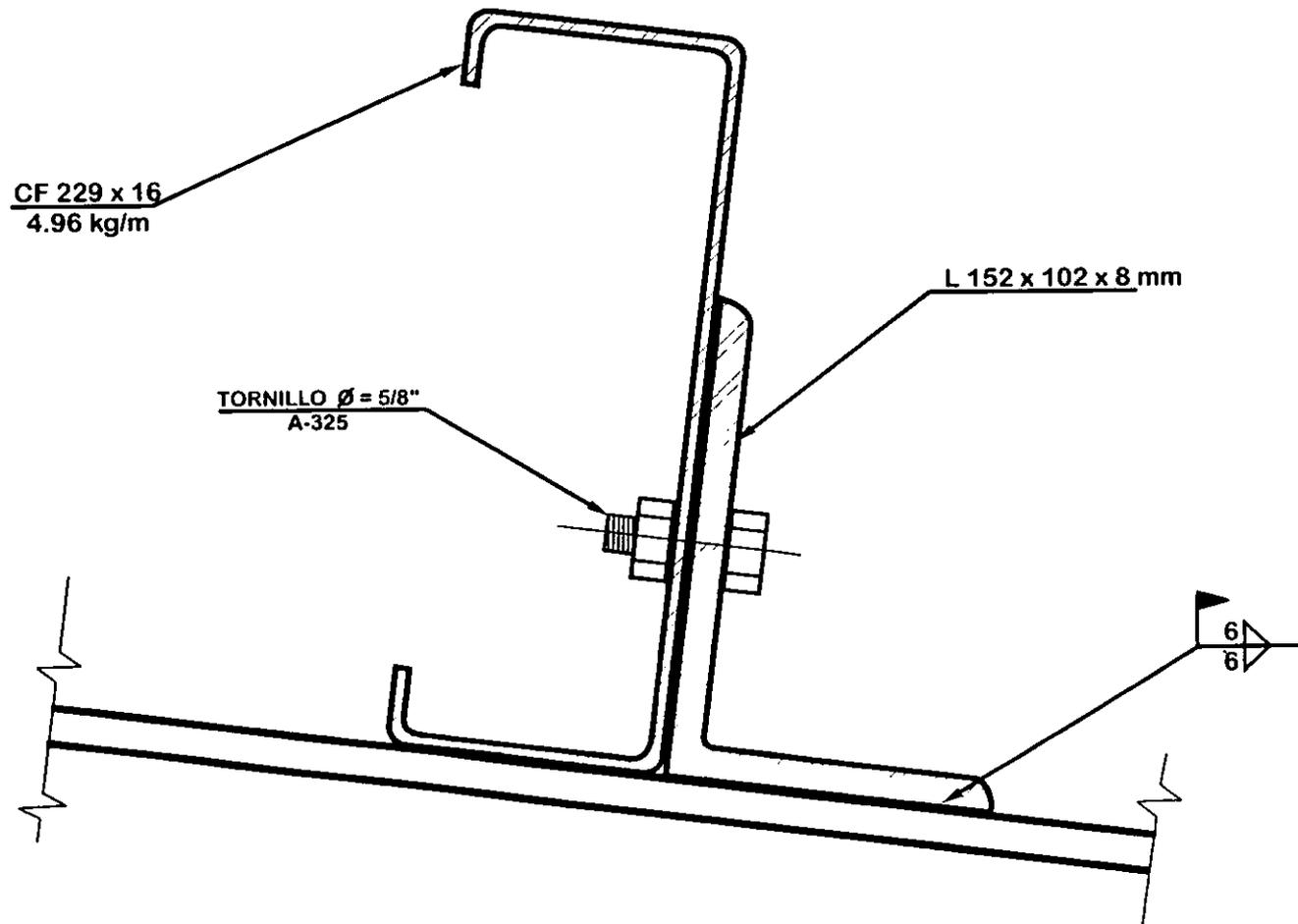
Resistencia por cm de longitud de soldadura a cortante:

$0.3 \times 0.424 \text{ cm}^2 \times 1100 \text{ kg/cm}^2 = 140.0 \text{ kg/cm}$

Resistencia total =  $140 \text{ kg/cm} \times 5 \text{ cm} = 700 \text{ kg}$



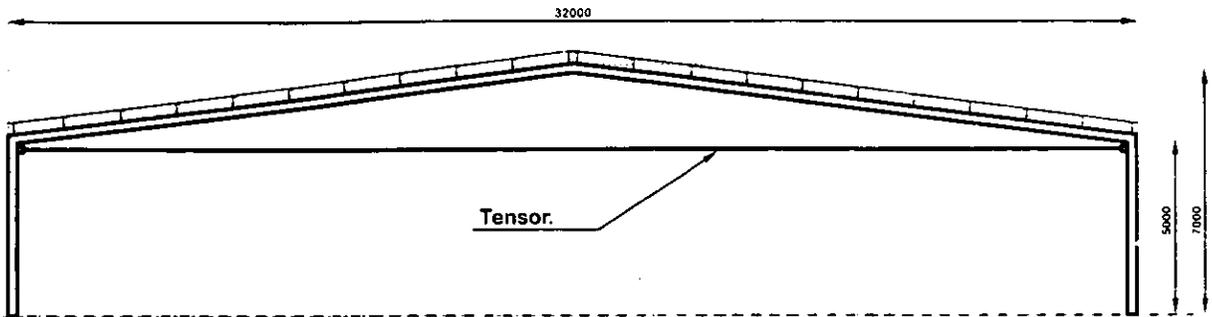
Como se observa, los esfuerzos actuantes son menores a los proporcionados por la soldadura



DETALLE DE SUJECIÓN DE LOS MONTENES DE CUBIERTA

**Tensor de marco.**

Para reducir las deformaciones en la estructura y darle estabilidad, se colocaran tensores de rodilla a rodilla como se muestra a continuación.



$$\Delta x \text{ de las nudos 3 y 4 del marco} = 2.1 \text{ cm}$$

Igualado la deformación del marco con la del tensor bajo una carga igual al esfuerzo a la tensión permisible para un tensor de 1" para obtener la tensión inicial a la que serán colocados:

$$e = \frac{Pl}{AE} = (2.38 - 2.1 \text{ cm}) = \frac{P \times 3200 \text{ cm}}{5.067 \text{ cm}^2 \times 2039000 \text{ kg/cm}^2} \Rightarrow P = 904 \text{ kg}$$

$$P = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 \text{ kg/cm}^2 = 1518 \text{ kg/cm}^2$$

De esta manera, cuando la estructura desarrolle toda su deformación, el tensor quedará sometido a la carga máxima permisible y se deformará 2.1 cm, igual que la estructura.

**Tensores de cubierta.**

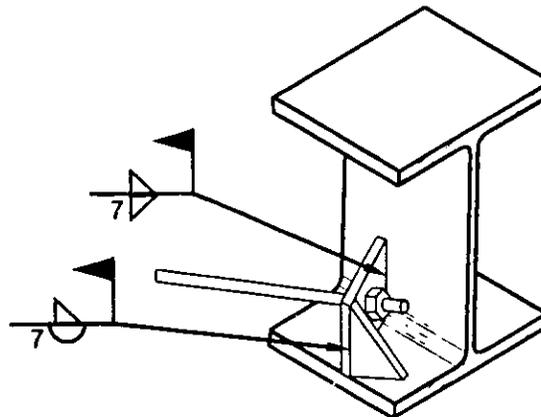
Los tensores de cubierta deben colocarse a una tensión igual al 10% del esfuerzo del patin en compresión, que para el centro del claro, donde se presenta el mayor momento, es igual a:

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{2,200,000 \text{ kg-cm}}{2540 \text{ cm}^3} = 866.1 \text{ kg/cm}^2$$

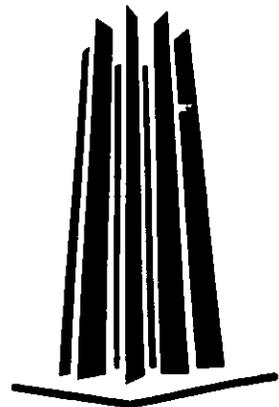
Los tensores se colocaran con un esfuerzo de 87 0 kg

Estos tensores estarán roscados en sus extremos y se colocarán en las vigas IR mediante placas de 1" que estarán soldadas a los patines de las vigas y columnas, con una perforación de 1 1/8" como se muestra en el detalle siguiente.

**Colocación de Tensores**



**APÉNDICE A**  
**RELACIONES ANCHO-ESPESOR**



## APENDICE A

### RELACIONES ANCHO-ESPESOR.

#### I. Definición.

La relación **ancho-espesor** de una determinada sección limita el área efectiva que resistirá la compresión, cuando esta actúa de forma axial directamente o como compresión debida a flexión, dicha relación limita así la resistencia del elemento en base a la suposición de que el patín a compresión fallará antes que el patín a tensión debido al efecto de pandeo. A continuación se determinarán dichas relaciones tanto para elementos **atiesados** como **no atiesados**.

#### II. Elementos en compresión NO ATIAESADOS.

Son aquellos miembros que tienen un borde libre paralelo la dirección del esfuerzo de compresión, esto es que en este borde no hay otro elemento que evite el desplazamiento lateral para que evite el pandeo, como es el caso del arriostamiento.

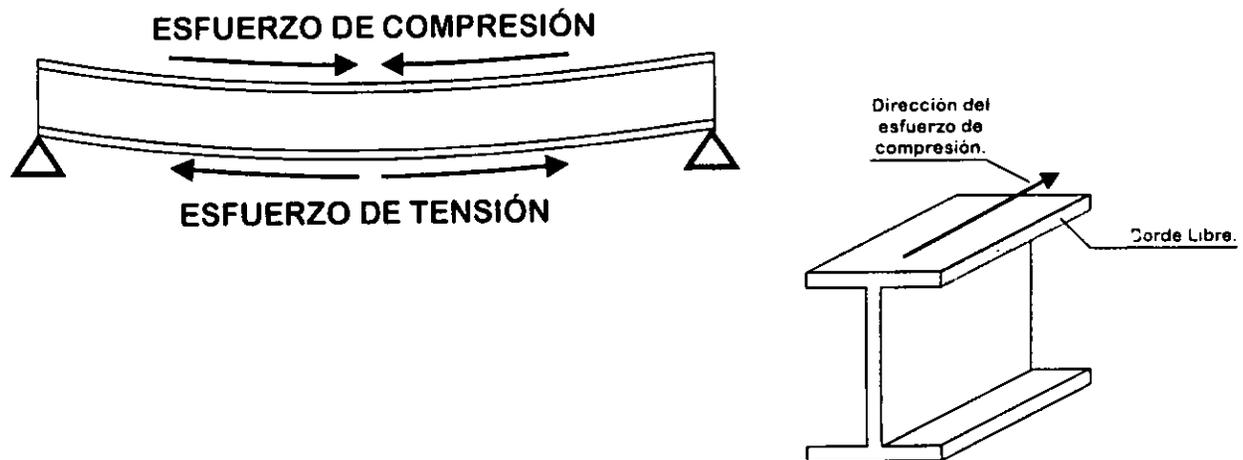
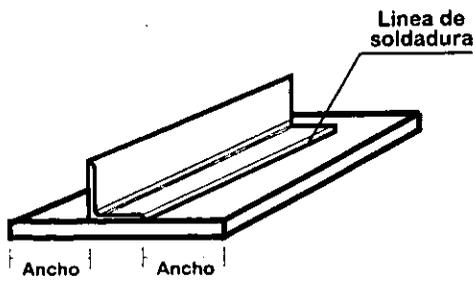


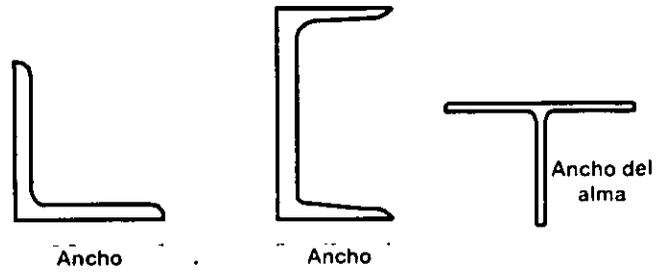
Figura A.1. Borde libre de los elementos en compresión NO ATIESADOS.

La relación ancho-espesor están en función de las dimensiones de cada tipo de elementos y a continuación se especifica como se consideran para cada tipo de perfil.

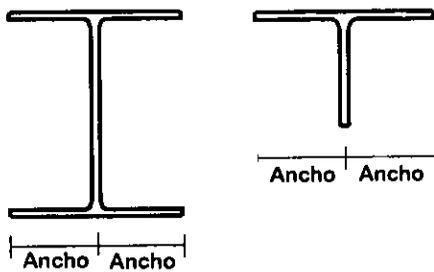
- Para placas, el ancho se considera del borde libre hasta la primera fila de sujetadores o soldaduras
- Para los anchos de los lados de ángulos, patines de perfiles CE y almas de las secciones "T" las dimensiones serán las totales nominales.
- El ancho de los patines de los perfiles "I" y "T" será la mitad del total nominal.
- El espesor de un patín de espesor variable se medirá a la mitad de la distancia entre el borde libre y la cara más próxima del alma.



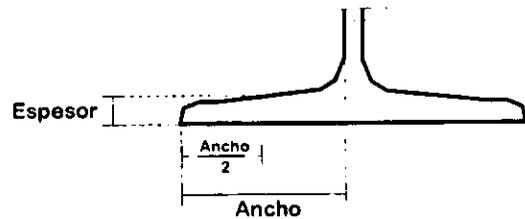
a) Ancho de placas.



b) Dimensiones nominales para miembros NO ATIESADOS formados por ángulos, CE, T.



c) Ancho de patines de perfiles "I" y "T"



d) Obtención del espesor de un patín de espesor variable.

**Figura A.2. Dimensiones consideradas para obtener la relación ancho-espesor.**

**A.I** Con las dimensiones antes especificadas se calculan las relaciones **ancho-espesor** para los elementos **no atiesados**, si estas relaciones no rebasan los valores que a continuación se proporcionan para cada tipo de elemento, las secciones de los elementos se consideran como totalmente efectivas en su área para resistir el esfuerzo.

**A)** Para puntales formados por un ángulo o dos ángulos unidos con separadores:

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

**B)** Puntales formados por dos ángulos en contacto, ángulos o placas que sobresalgan de traveses y que estén sometidos a compresión, también se incluyen columnas, patines de vigas y atiesadores de traveses armados de alma llena, todos estos elementos sometidos a compresión:

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{800}{\sqrt{F_y}}$$

**C)** Para almas de perfiles "T"

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{1060}{\sqrt{F_y}}$$

Cuando estas relaciones **ancho/espesor** exceden los valores especificados, el esfuerzo de diseño permisible será afectado por un factor de reducción denominado "**Qy**" que dependerá de el valor **b/t** (b ancho del elemento no atiesado) y del tipo de elemento, como se especifica a continuación.

	Relación b/t	
Un solo ángulo.	$\frac{640}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1300}{\sqrt{F_y}}$ $\frac{b}{t} \geq \frac{1300}{\sqrt{F_y}}$	$Q_y = 1.34 - 0.00053 \frac{b}{t} \sqrt{F_y}$ $Q_y = \frac{1\ 090\ 000}{\left(\frac{b}{t}\right)^2 F_y}$
Ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros elementos en compresión y para elementos que sobresalen del patín en compresión de trabes.	$\frac{800}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1480}{\sqrt{F_y}}$ $\frac{b}{t} \geq \frac{1480}{\sqrt{F_y}}$	$Q_y = 1.415 - 0.00052 \frac{b}{t} \sqrt{F_y}$ $Q_y = \frac{1\ 410\ 000}{\left(\frac{b}{t}\right)^2 F_y}$
Para almas de perfiles "T".	$\frac{1060}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1480}{\sqrt{F_y}}$ $\frac{b}{t} \geq \frac{1480}{\sqrt{F_y}}$	$Q_y = 1.908 - 0.00085 \frac{b}{t} \sqrt{F_y}$ $Q_y = \frac{1\ 410\ 000}{\left(\frac{b}{t}\right)^2 F_y}$

Tabla A.1 Factores "Qy" de reducción para elementos "no atiesados".

En el caso de los elementos "C" y "T" que excedan los valores ancho espesor, estos se tomarán como máximos según se especifica en la tabla A.2.

Perfil	Relación del ancho total del patín al peralte del perfil.	Relación del espesor del patín al espesor del alma.
Perfil C soldado	$\leq 0.25$	$\leq 3.0$
Perfil CE	$\leq 0.50$	$\leq 2.0$
Perfiles T soldados	$\geq 0.50$	$\geq 1.25$
Perfiles T laminados	$\geq 0.50$	$\geq 1.10$

Tabla A.2 Relaciones límite para perfiles "C" y "T".\*

### III. Elementos en compresión ATIESADOS.

Los elementos atiesados son aquellos que a lo largo de los bordes paralelos del patín en compresión, están soportados por elementos que impiden su pandeo. Su ancho esta definido como la distancia entre las líneas más cercanas de sujetadores o entre las raíces de los patines para elementos laminados

Se consideran totalmente efectivos los elementos atiesados que estén sometidos a compresión axial o compresión debida a tensión, cuando las relaciones **ancho/espesor** sean inferiores a las siguientes condiciones según sea el caso.

\* Manual de construcción en acero volumen 2, I.M.C.A., primera edición Limusa México 1993 pag. 46.

a) Para los patines de secciones cuadradas., rectangulares o en cajón y de espesor uniforme:

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{2000}{\sqrt{F_y}}$$

b) Para el ancho apoyado de cubreplacas perforadas con una serie de agujeros de acceso (para el cálculo del área a compresión se considera en área neta de la placa donde se encuentra el agujero mayor):

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{2660}{\sqrt{F_y}}$$

c) Para cualquier elemento atiesado con un esfuerzo de compresión uniforme:

$$\frac{\text{ancho}}{\text{espesor}} \leq \frac{2120}{\sqrt{F_y}}$$

En el caso de que las relaciones **ancho/espesor** de los elementos excedan estos valores, excepto en el caso de cubreplacas perforadas, se utilizará un ancho reducido al que se denomina **b<sub>e</sub>**, y que sirve para determinar las propiedades de diseño del elemento y su esfuerzo axial permisible. El ancho reducido **b<sub>e</sub>** se determinará como sigue:

Para los patines de secciones cuadradas o rectangulares de espesor uniforme:

$$bf = \frac{2120 t}{\sqrt{f}} \left( 1 - \frac{442}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{f}} \right) \leq b$$

Para los patines de secciones cuadradas o rectangulares de espesor uniforme:

$$bf = \frac{2120 t}{\sqrt{f}} \left( 1 - \frac{371}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{f}} \right) \leq b$$

Donde: **b** es el ancho real del elemento atiesado en compresión que están soportados a lo largo de dos de los bordes paralelos a la dirección del esfuerzo de compresión y este ancho es igual a la distancia entre las líneas más cercanas de sujetadores o soldadura.

**t** es el espesor en cm.

**f** es el esfuerzo en compresión calculado para los elementos atiesados en kg/cm<sup>2</sup>, cuando estos exceden las relaciones **ancho/espesor** para considerarlos como totalmente efectivos, el cálculo de este esfuerzo se describe en la sección IV. Si se incluyen elementos no atiesados en la sección transversal total, **f**, para el elemento atiesado, debe ser igual que el esfuerzo máximo de compresión en el elemento no exceda de **FaQs** y **FbQs**, según sea aplicable.

Cuando se diseñe para cargas de viento y sismo, los esfuerzos permisibles son incrementados en un tercio de sus valores como esfuerzos no combinados, cuando estas fuerzas actúan solas o en combinación con las cargas vivas o muertas y en el caso de presentarse, de impacto. En este caso, el ancho efectivo **b<sub>e</sub>**, deberá determinarse a partir de del 75% del esfuerzo causado por las cargas de viento, sismo, cargas vivas y cargas muertas, ya sea que actúen solas o en combinación.

Los elementos tubulares bajo carga de compresión axial, se consideran totalmente efectivos cuando la relación del diámetro exterior y el espesor de la pared no es mayor de  $232\,000/F_y$ . En caso de que esta relación sea mayor, pero inferior de  $914\,000/F_y$  el esfuerzo será determinado de la siguiente forma:

$$F_a = \frac{46\,545}{D/t} + 0.40 F_y$$

Donde **D**: es el diámetro exterior  
**t**: es el espesor de la pared del tubo.

#### IV. Propiedades de diseño para elementos en compresión ATIESADOS.

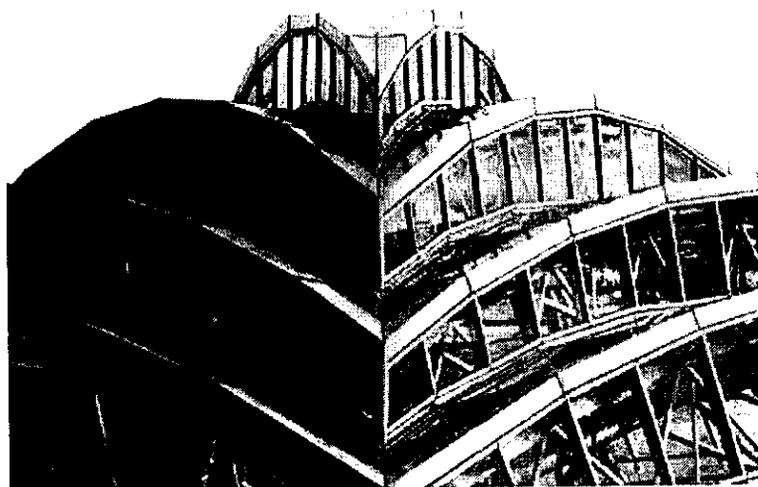
Si la relación **ancho/espesor** de un miembro a flexión excede de los valores para poder considerarla como totalmente efectiva, el cálculo del momento de inercia y del módulo de sección respecto al eje centroidal con respecto al cual se flexiona se calculará como sigue:

- 1.- El ancho real de los elementos atiesados en compresión se sustituirá por el ancho efectivo.
- 2.- El eje de flexión se localizará considerando el área efectiva del elemento en compresión. Para simplificar el cálculo se puede considerar de manera conservadora que el área que el elemento tiene la misma área efectiva en su elemento a tensión.
- 3.- La diferencia entre el área real y el área efectiva se considera distribuida simétricamente alrededor de la línea de centro del elemento atiesado.
- 4.- El esfuerzo **f<sub>a</sub>** debido a la carga axial y el radio de giro **r**, se calculan con el área real de la sección transversal.
- 5.- El esfuerzo axial permisible **F<sub>a</sub>** calculado en la sección **V** se multiplicara por el factor de forma **Q<sub>a</sub>** que se obtiene de la siguiente manera:

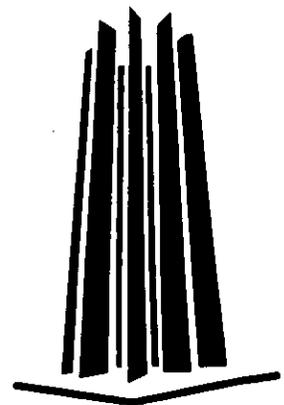
$$Q_a = \frac{\text{Área efectiva}}{\text{Área real}}$$

Donde el **Área efectiva** es igual al **Área real** menos:

$$\sum (b - b_e) t$$



**APÉNDICE B  
PLANTAS Y CORTES**



A

B

C

32000

16000

16000

1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592

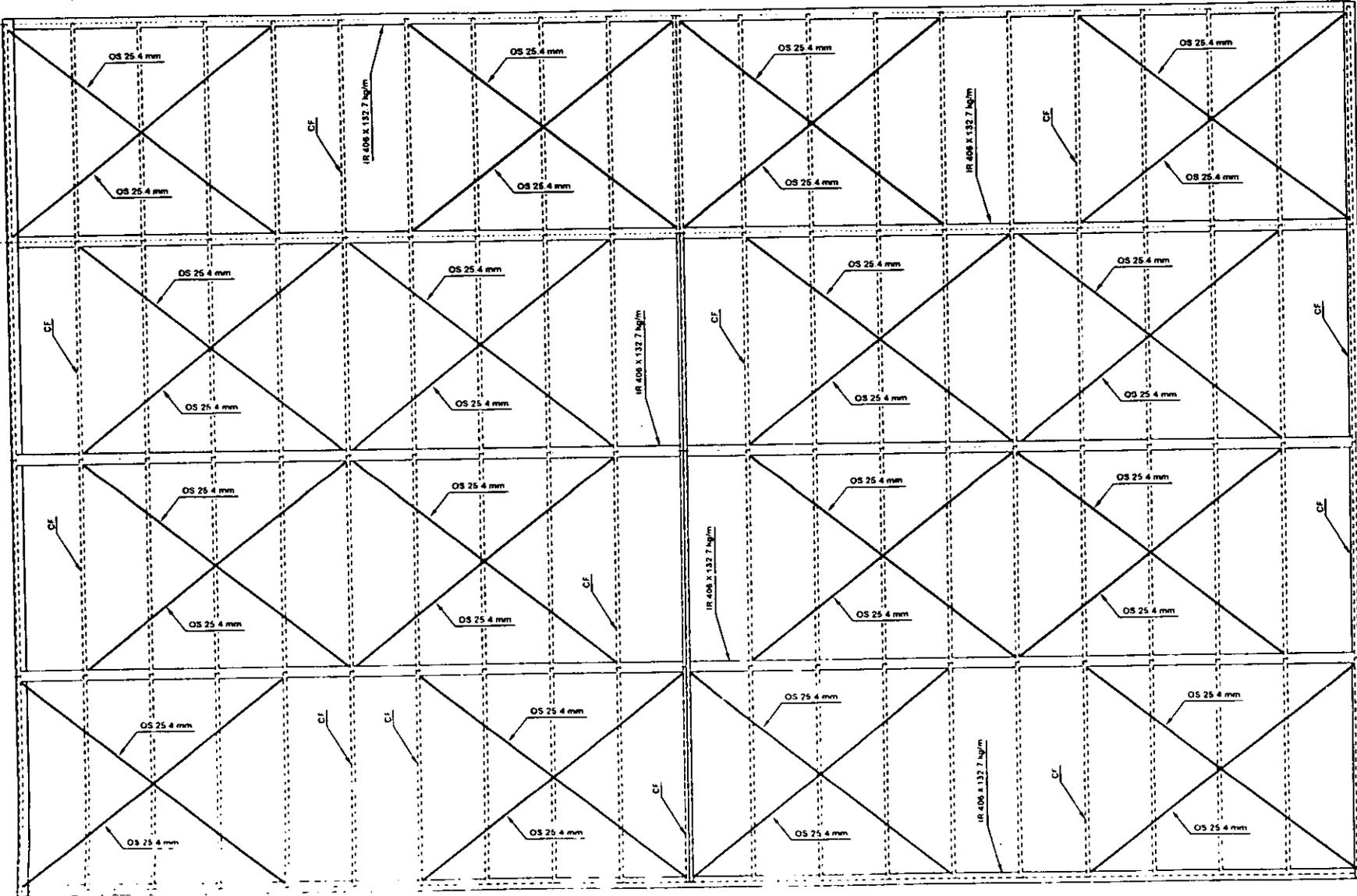
1

2

3

4

5



5250

5250

5250

5250

21000

# PLANTA DE CONTRAVENTEOS

(A)

(B)

(C)

32000

16000

16000

1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592 1592

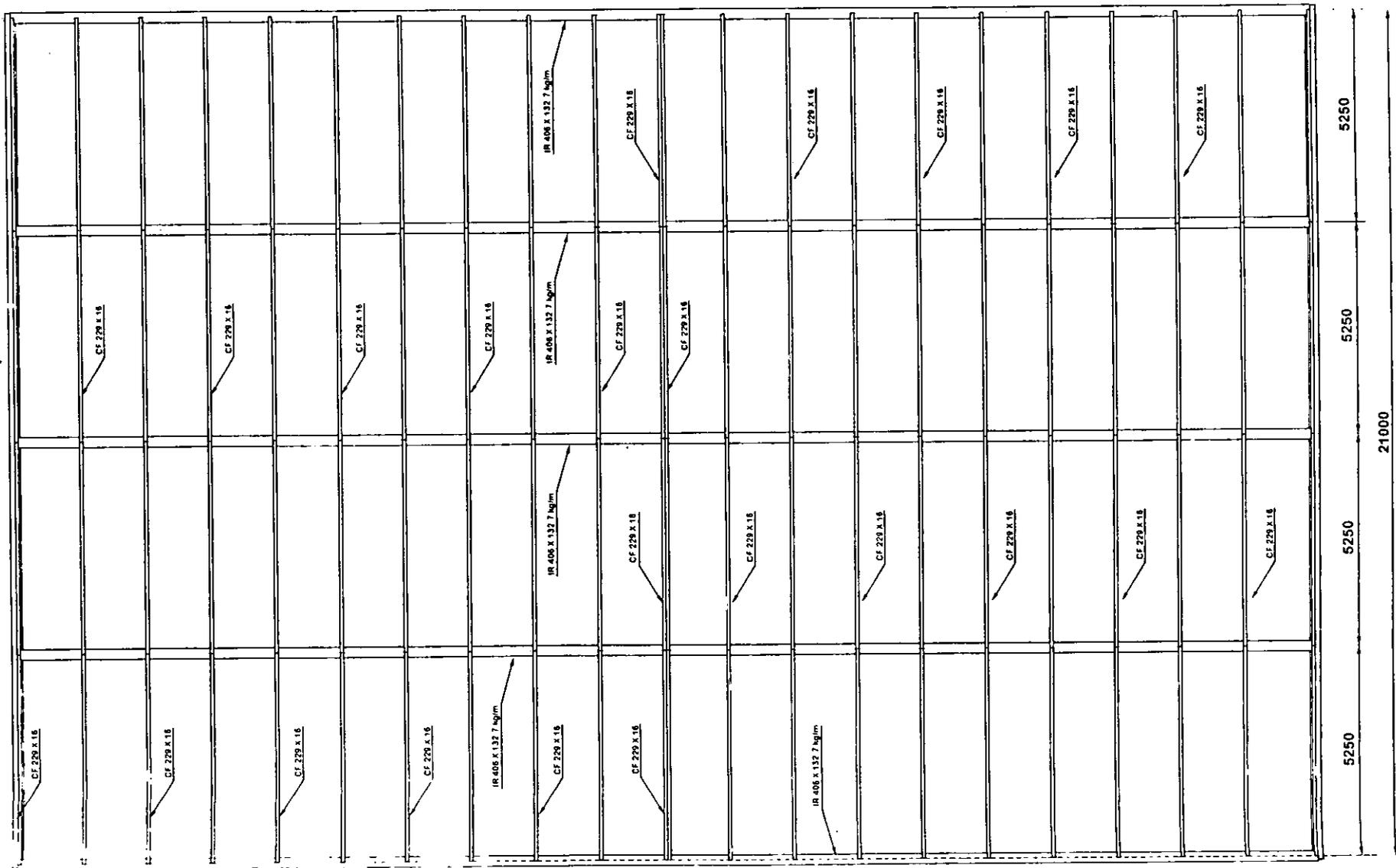
(1)

(2)

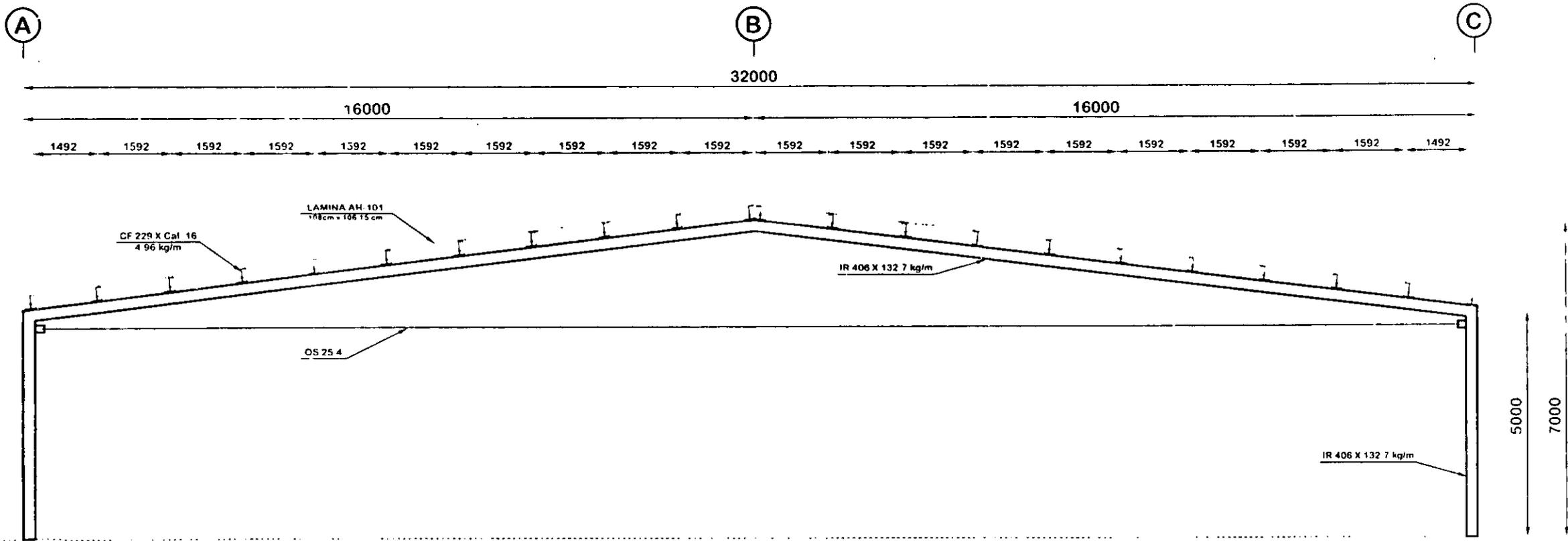
(3)

(4)

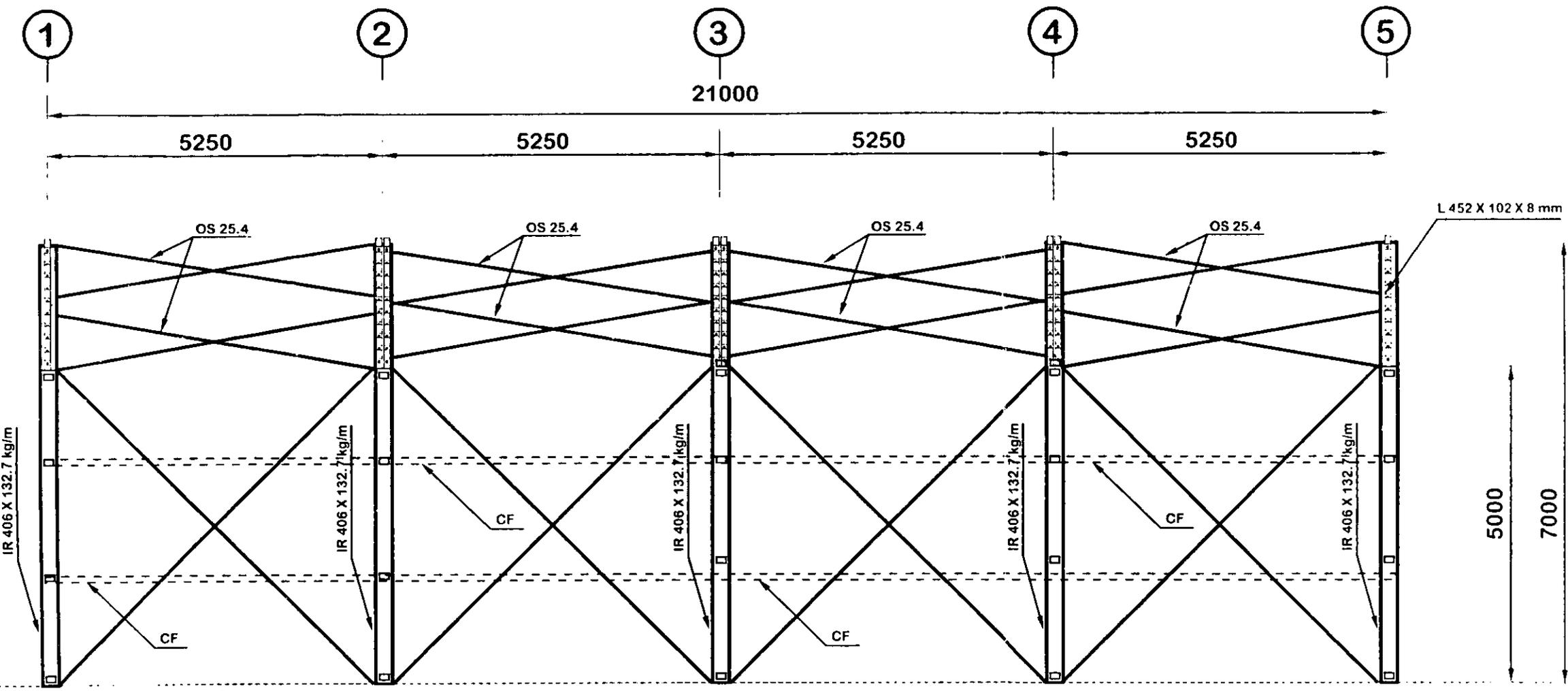
(5)



PLANTA DE CUBIERTA



**CORTE A.A.**

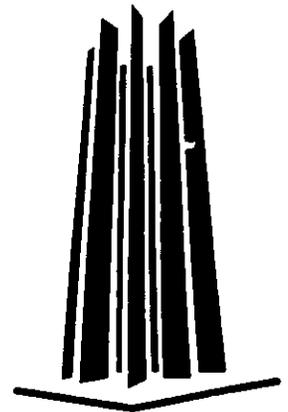


**VISTA LONGITUDINAL**

---

---

## CONCLUSIONES



## CONCLUSIONES

El trabajo presentado, reitera la importancia que tiene para el ingeniero el contar con una herramienta tan importante como es el Diseño de Estructuras de Acero por el Criterio de Esfuerzos Permisibles, que tiene como características particulares, el proporcionar un diseño relativamente rápido, sencillo y principalmente seguro, pues está respaldado por años de investigación y utilización. Aunado a esto, cada día se incorporan nuevas tecnologías e investigaciones que lo hacen mas dinámico en su aplicación, como lo son los programas de análisis de estructuras, dibujo, etc.

Así mismo, este trabajo refleja el apoyo que brindan Institutos de Investigación como el American Institute of Steel Construction (AISC), el American Welding Society (AWS), el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, el sector público y privado representados por las siderúrgicas y estado que norman los criterios de análisis, diseño, construcción y mantenimiento de las estructuras de acero mediante la publicación de reglamentos, manuales e investigaciones que resultan de gran ayuda, pues en la mayoría de los casos, el diseño consiste en elegir la sección del elemento que mejor se acople a nuestras necesidades de resistencia, deformaciones, costo o proyecto y que de igual manera trabaje en forma eficiente. Dicha elección se hace de entre una gama de posibilidades, pues los perfiles, dimensiones y características geométricas son tabulados en manuales para su ágil manejo.

Este proyecto cumple también con un objetivo secundario, que es el hacer algunos de los conceptos más digeribles para los compañeros que cursen la materia de Diseño de Estructuras Metálicas, pues se incluyeron diagramas y notaciones que en los manuales resultan complicado entenderlos a partir de solo la lectura técnica que se tiene de ellos. Bajo esta misma meta se incluyó el análisis por viento, consideraciones para cargas muertas y resultados del análisis estructural con el fin de darle al diseño una secuencia lógica de los elementos que lo forman y no solo mostrar la parte final de proceso, ya que sin estos antecedentes, el diseñar las distintas secciones equivaldría a realizar ejercicios con datos supuestos, pues al lector resultaría incomprendible entender los resultados a los que se llegaron, pues para dar solución a un problema como el que presenta este proyecto existen muchas posibilidades.

También el presente trabajo muestra que el diseño de las estructuras o elementos de acero son regidas por las deformaciones que presenta dicho material, ya que a pesar de tener como principal característica una elevada resistencia, este presenta también una ductilidad mayor en comparación con otros materiales constructivos como es el concreto, siendo un criterio más lógico el seleccionar los perfiles a utilizar por un adecuado comportamiento ante las deformaciones para posteriormente revisar los esfuerzos actuantes que afectan a los elementos. Como queda ejemplificado en los marcos que forman la estructura principal de la Nave que nos ocupa y que están sometidos, en el caso más crítico, solo al 50% de su resistencia permisible.

Así pues, se observa la importancia del Diseño de Estructuras de Acero por el Criterio de Esfuerzos Permisibles, ya que gran parte de la infraestructura que se construye para la sociedad como puentes, centros comerciales, antenas de transmisiones, edificios, tanques elevados, estaciones de transporte, fábricas ,etc. se lleva a cabo con este procedimiento, que seguramente se seguirá desarrollando y perfeccionando debido a las necesidades de la sociedad actual, con requerimientos cada vez mayores de satisfactores que conducen un mejor aprovechamiento de los recursos tanto humanos como económicos.

## BIBLIOGRAFÍA

- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (1990) *Manual de Construcción en Acero Volumen I*, México, Limusa- Noriega.
- Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (1993) *Manual de Construcción en Acero Volumen II* México, Limusa- Noriega.
- Altos Hornos de México (1996). Manual A.H.M S A para Construir con Acero, México, Fácil Print de Monterrey.
- Luis Arnal Simón, Max Betancourt Suárez (1999). *Reglamento de Construcción para el Distrito Federal*. México, Trillas.
- Jack C. McCormac (1991). *Diseño de Estructuras Metálicas*, México, Alfa-Omega
- Edwin H. Gaylord Jr, Charles N. Gaylord (1983). *Diseño de Estructuras de Acero*, México. Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V.
- Boris Bresler, T. Y. Lin, John B. Scalzi (1990). *Diseño de estructuras de Acero*, México, Noriega Editores- Limusa.