

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

**GUIA PARA EL CURSO DE ESTRUCTURAS
METALICAS I**

TESIS

PRESENTADA A LA HONORABLE JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA

POR

ELIOTH VINICIO SANTIAGO GOMEZ

AL CONFERIRSELE EL TITULO
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 1995

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

04
T(3534)

50 n



Presento a la Honorable Junta Directiva de
la Facultad de Ingenieria de San Carlos, el tema

GUIA DEL CURSO DE DISEÑO DE
ESTRUCTURAS METALICAS I

Tema que me fuera asignado en la Escuela de Ingenieria
Civil el dia 19 de agosto de 1994.

ELIOTH VINICIO SANTIAGO GOMEZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA




FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano en Funciones de la Facultad de Ingeniería de la
Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la
aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería
Civil, al trabajo de tesis titulado **GUIA PARA EL CURSO DE
ESTRUCTURAS METALICAS I**, presentado por el estudiante univer-
sitario **Elioth Vinicio Santiago Gómez**, procede a la autoriza-
ción para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:


~~ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLORZANO~~
DECANO EN FUNCIONES



Guatemala, mayo de 1,995

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

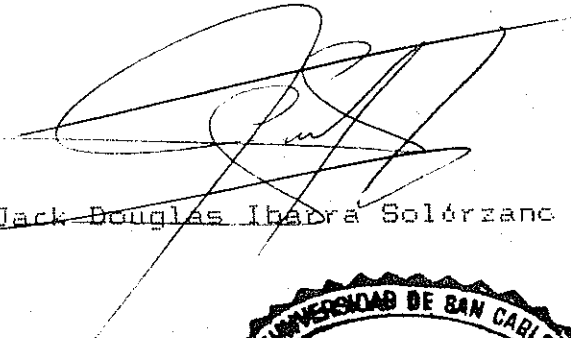


FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Jacinto Quan Chu y del Jefe del Area de Construcciones Civiles Ing. Jorge Amando Vides Domínguez, sobre el trabajo de tesis del estudiante Elioth Vinicio Santiago Gómez, titulado GUIA PARA EL CURSO DE ESTRUCTURAS METALICAS 1, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. ~~Jack Douglas Ibadra Solórzano~~



Guatemala, mayo de 1,995

JDIS/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, 24 de abril de 1995


Ingeniero
Jorge Amando Vides Domínguez
Coordinador del Area de Construcciones Civiles
Guatemala

Respetable Ingeniero:

Por este medio informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis del estudiante universitario Elioth Vinicio Santiago Gómez, "GUIA PARA EL CURSO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS I", para el cual fui nombrado Asesor.

El trabajo en cuestión viene a aportar nuevos y promisorios conocimientos al campo de las Estructuras de Acero, además de que servirá como una fuente bibliográfica de gran importancia y mucha ayuda a estudiantes de Ingeniería Civil; por lo que me permito recomendar su aprobación.

Atentamente,


Ing. Jacinto Quan Chu
Asesor

**JUNTA DIRECTIVA
DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
DE LA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

DECANO	Ing. Julio Ismael González Poszueck
VOCAL I	Ing. Miguel Angel Sánchez Guerra
VOCAL II	Ing. Jack Douglas Ibarra Solorzano
VOCAL III	Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez
VOCAL IV	Br. Fredy Estuardo Rodríguez Quezada
VOCAL V	Br. Mario Nephtaly Morales Solís
SECRETARIO	Ing. Francisco Javier González López

**TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN
TECNICO PROFESIONAL**

DECANO	Ing. Julio Ismael González Poszueck
EXAMINADOR	Ing. Erik Rosales Torres
EXAMINADOR	Ing. Augusto René Pérez Méndez
EXAMINADOR	Ing. Francisco Ubieta Bedoya
SECRETARIO	Ing. Francisco Javier González López

ACTO QUE DEDICO A

EL CREADOR SUPREMO Sea bendito el nombre de Dios de siglos en siglos, porque suyos son el poder y la sabiduría.

A ti, oh Dios de mis padres, te doy gracias y te alabo, porque me has dado sabiduría y fuerza (Daniel 2:20)

MIS PADRES: José Santiago y Rogelia de Santiago, en reconocimiento a sus múltiples esfuerzos.

M. ABUELITA: Rogelia Solano Marroquín

MI TIA: Juanita Santiago Hernández

MIS HERMANOS: Licda. Claudia Santiago, Eunice y Helmuth con cariño

MIS AMIGOS

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, en especial a
LA FACULTAD DE INGENIERIA

USTEDES con aprecio

AGRADECIMIENTO A

Ing. Jacinto Guan Chu por la asesoria prestada en la realización del presente trabajo.

Ing. Julio Rivera y personal de Aceros Arquitectónicos

erentes y personal administrativo de Montajes y Prefabricados Sociedad Anónima (MOPRESA)

Ing. Jorge Walter Estuardo Cabrera Martinez y familia por su invaluable ayuda en la elaboración de esta investigación

GUIA DEL CURSO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS

CONTENIDO

	PAG.
INTRODUCCION	
OBJETIVOS	
CAPITULO 1. PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO	1
CAPITULO 2. VIGAS DE ACERO	2
2.1 NOMENCLATURA	2
2.2 PERFILES ESTRUCTURALES	3
2.3 DESIGNACIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES LAMINADOS	3
2.4 PERFILES COMPACTOS Y NO COMPACTOS	4
2.5 VIGAS "I"	5
2.6 FLEXION	5
2.7 CORTANTE	6
2.8 DEFLEXION	8
CAPITULO 3. COLUMNAS DE ACERO	11
3.1 SECCIONES PARA COLUMNA	11
3.2 RELACION DE ESBELTEZ	11
3.3 LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNA	12
3.4 FORMULA PARA EL CALCULO DE COLUMNAS	12
3.5 CARGAS PERMISIBLES PARA COLUMNAS	16
3.6 DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO	18
3.7 PLACAS DE BASE PARA COLUMNA	20
3.8 DISEÑO DE PLACAS DE BASE PARA COLUMNAS	20
CAPITULO 4. MARCO RIGIDO	23
CAPITULO 5. CONEXIONES SOLDADAS	34
5.1 SOLDADURA	34
5.2 SOLDADURA DE ARCO	34
5.3 TIPOS DE JUNTAS SOLDADAS	35
5.4 ESFUERZOS EN SOLDADURA	36
CAPITULO 6. DISEÑO DE JOIST	39
CAPITULO 7. TABLAS PARA DISEÑO	45
7.1 MODULOS DE SECCION PARA TUBOS TIPO LIGERO, MEDIANO Y PESADO	45
7.2 MODULO DE SECCION DE COSTANERA DE 1/16"	46
7.3 PROPIEDADES MECANICAS DE POLIN DE ACERO PROCEDENTE DE MEXICO	47
7.4 CARGAS VIVAS MINIMAS	47
7.5 PESOS APROXIMADOS DE MATERIALES PARA TECHADOS	48

CAPITULO 8.	DISENO DE UNA ARMADURA PARA TECHO	49
8-1	ARMADURAS PARA TECHO	49
8-2	POLIGONO DE FUERZA	49
8-3	DIAGRAMA DE FUERZA	51
8-4	PESOS APROXIMADOS DE ARMADURAS DE ACERO	52
8-5	MIEMBROS A COMPRESION	55
CAPITULO 9.	GUIA PARA LA UTILIZACION DEL PROGRAMA "FRAMEMAC", EN LA ELABORACION DE ESTRUCTURAS METALICAS	59
CONCLUSIONES		
RECOMENDACIONES		
BIBLIOGRAFIA		

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA.



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica
y Regional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala abril 28 de 1995

Ingeniero

Jack Douglas Ibarra
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
U.S.A.C.

Señor Director:

Por medio de la presente informo a usted que he revisado el trabajo de tesis titulado: "GUIA DEL CURSO DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS METALICAS I", elaborado por el estudiante universitario Elioth Vinicio Santiago Gómez, y asesorado por el Ing. Jacinto Quan Chu.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para los estudiantes de ingeniería civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro en particular, me suscribo de usted,

Atentamente,

Ing. Jorge Amado Vides Domínguez
Coordinador del Area de Construcciones
Civiles

INTRODUCCION

El presente trabajo de tesis está destinado en su mayor parte, a ser utilizada como una guía del curso de Diseño de Estructuras Metálicas I; el mismo se sustenta en estudios realizados en base a las especificaciones dadas por el "Instituto Americano de Construcción de Acero" (AISC)

En el capítulo uno se hace un breve análisis de las propiedades del acero, haciendo énfasis en el tipo de acero A36 ya que es uno de los más utilizados hoy día para la elaboración de estructuras metálicas.

De esa manera toda la investigación conlleva además del análisis antes descrito, una serie de pasos a seguir para que el lector de una manera sencilla calcule, diseñe y elabore las estructuras. Se aportan también ejercicios prácticos, los que incluyen por su puesto las debidas soluciones.

Algo importante que cabe mencionar es que en el último capítulo se dan las instrucciones acerca del manejo del programa de análisis estructural, más conocido como "Framemac".

Se concluye indicando que el objetivo del presente estudio, más que ser una ayuda didáctica para los estudiantes de la facultad de ingeniería, es una guía práctica para simplificar los cálculos de las estructuras metálicas, optimizando el diseño, y reduciendo el tiempo necesario.

CAPITULO 1

PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO

1- PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO.

Las propiedades mecánicas dependen, principalmente de la composición química, los procesos de laminado y el tratamiento térmico de los aceros.

En la actualidad, el acero más utilizado es el ASTM A36. El contenido de carbono del acero A36 se ha reducido para mejorar su soldabilidad y su punto de fluencia es de 36,000 lbs/plg²; 2,530 Kg/cm². Este acero puede usarse indistintamente en la fabricación de elementos remachados, atornillados y soldados; la Resistencia mínima a la tensión es de 60,000 lbs/plg², señalada por la especificación de la Sociedad Americana para Pruebas de Materiales (ASTM).

Todos los ejemplos de este trabajo estarán basados en este tipo de acero.

CAPITULO 2

VIGAS DE ACERO

- 2-1 NOMENCLATURA
- 2-2 PERFILES ESTRUCTURALES
- 2-3 PERFILES COMPACTOS Y NO COMPACTOS
- 2-4 VIGAS "I"
- 2-5 FLEXION
- 2-6 CORTANTE
- 2-7 DEFLEXION

OBJETIVOS

Simplificar el diseño de vigas y columnas de acero a través de la utilización secuencial y ordenada de la información proporcionada por el Instituto Americano de Construcción del Acero y el recurso de cómputo con una computadora personal.

Servir como una guía de estudio para los estudiantes de Estructuras Metálicas I, que se imparte en la facultad de ingeniería, así como a aquellas personas que de una u otra forma se relacionan con el diseño de estructuras metálicas en Guatemala.

Dar a conocer la utilización de las tablas y fórmulas que en el manual del AISC se presentan, en forma racional y detallada, desarrollando para ello, ejemplos prácticos de aplicación.

2. VIGAS DE ACERO.

2-1. Nomenclatura:

Las especificaciones del Instituto Americano de Construcción de Acero (AISC) utilizan en sus fórmulas y esfuerzos permisibles un sistema de identificación que difiere en parte del empleado comúnmente en la mecánica y el diseño estructural; a continuación se encontrará una lista seleccionada de conceptos. Para evitar confusiones, los términos familiares y acostumbrados se utilizan en el texto con la misma nomenclatura empleada por las especificaciones AISC.

- A Area de la sección transversal (plg² o cm²)
A_f Area del patín en compresión (plg² o cm²)
S_x, S_y Factor de flexión con respecto a los ejes X-X e Y-Y, respectivamente, empleados para determinar la carga axial equivalente en columnas sometidas a cargas combinadas; igual a A/S_x y A/S_y, respectivamente.
C_c Relación de esbeltez de columnas, que divide el pandeo elástico del inelástico; igual a

$$\sqrt{\frac{2 T^2 E}{F_y}}$$

- E Módulo de elasticidad del acero (29,000,000 lb/plg²; 2,100,000 kg/cm²)
F_a Esfuerzo axial de compresión permisible, cuando no existen esfuerzos de flexión (lb/plg², kips/plg², kg/cm²)
F_b Esfuerzo permisible a la flexión, en ausencia de esfuerzos axiales (lb/plg², kips/plg², kg/cm²)
F_c Esfuerzo permisible al aplastamiento (lb/plg², kips/plg², kg/cm²)
F_t Esfuerzo permisible a la tensión (lb/plg², kips/plg², kg/cm²)
F_v Esfuerzo permisible al cortante (lb/plg², kips/plg², kg/cm²)
F_y Punto de fluencia mínimo especificado para el tipo de acero utilizado (lb/plg² o Kg/cm²)
I Momento de inercia de la sección (plg⁴, cm⁴)
K Factor de longitud efectiva (adimensional)
L Longitud del claro (pies, metros)
M Momento (kips-pie, kips-plg, kg-m, kg-cm)
P Carga aplicada (kips, kg)
S Módulo de sección elástico (plg³, cm³)
V Cortante estático en la viga (kips, kg)
c Distancia del eje neutro a la fibra extrema de una viga (plg, cm)
d Peralte de una viga o trabe (plg, cm)
f_a Esfuerzo axial calculado (lb/plg², kips/plg², kg/cm²)
f_b Esfuerzo de flexión calculado (lb/plg², kips/plg²,

	kg/cm ²)
fv	Esfuerzo cortante calculado (lb/plg ² , kips/plg, kg/cm ²)
fy	Esfuerzo de fluencia (lb/plg ² , kips/plg ² , kg/cm ²)
r	Radio de giro que controla el diseño (plg, cm)
rb	Radio de giro con respecto al eje de flexión (plg, cm)
t	Espesor del alma de traveses, vigas y columnas (plg, cm)
y	Distancia del eje neutro al centroide de una sección (plg, cm).

2-2 Perfiles Estructurales:

Los perfiles estructurales de acero que se utilizan con mayor frecuencia en la construcción de edificios, son las vigas de patines anchos (WF), las vigas I standar, las secciones canal, los ángulos y las placas.

Estas tablas se encuentran en el Steel Construction, manual del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC).

2-3 Designaciones de perfiles estructurales laminados:

Al designar los perfiles de acero en los planos y dibujos, es conveniente seguir un método normalizado de abreviaturas; los símbolos o abreviaturas para identificar las dimensiones o peso de las secciones no se utilizan, es decir, una viga I standar americana de 15 plg de peralte y cuyo peso es de 42.9 lb/pie, se designa como 15 I 42.9.

A continuación se señalan las abreviaturas convencionales para otro tipo de secciones:

Vigas Standar americanas	12 I 31.8
Perfiles de patines anchos	18 WF 50
Vigas livianas diversas	6 B 12
Perfiles diversos	8 M 17
Canales standar americanas	< 4x4x3/8
Ángulos de lados iguales	< 6x4x1/2
Tes (patín y alma)	T 4x3x9.2

2-4 Perfiles Compactos y No Compactos:

Para quedar dentro de la clasificación de secciones compactas, la relación de ancho a espesor de los elementos sobresalientes del patín de compresión no debe ser mayor de $1.600/\sqrt{F_y}$ (en sistema inglés), con la excepción de que en perfiles rolados se permite una variación del 3% en más. Para el acero A36, $1600/\sqrt{F_y} = 1600/\sqrt{36,000} = 8.42$

En la figura 2-1 se muestran dos secciones de las tablas

de la AISC la 10 WF 45 y la 10 WF 49

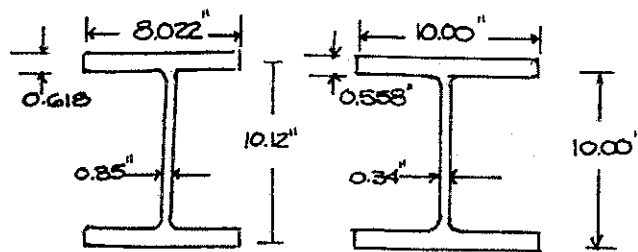


FIGURA 2-1

La relación de ancho a espesor de los elementos sobresalientes del patin de compresión de la 10 WF 45 es

$$\frac{8.022 - 0.35}{2} \quad 0.618 = 6.26$$

y para la 10 WF 49

$$\frac{10.00 - 0.34}{2} \quad 0.558 = 8.65$$

Se nota entonces que el caso de la 10 WF 45, 6.26 es menor que 8.42 y por consiguiente es una sección compacta en acero A36. En el caso de la sección 10WF49, 8.65 es mayor que 8.42 y es entonces una sección no compacta en acero A36.

Como se verá después, esta clasificación es un factor muy importante para determinar los esfuerzos permisibles de flexión.

2-5 Vigas "I" de acero:

La sección laminada más económica que se utiliza como viga, es la que tiene forma de "I", ya sea la "I" standar, o bien las de patines anchos o WF; éstas son secciones simétricas con respecto a sus dos ejes principales, y cuando se utilizan como vigas, descansan sobre uno de sus patines, condición que es ideal para el caso de flexión, donde los mayores esfuerzos se presentan en las áreas de dichos elementos.

En general, una viga de acero debe tener un Área lo suficientemente grande para resistir toda la flexión en el cortante y la deflexión.

2-6 Flexión:

El diseño de una viga de acero, por flexión, consiste en la aplicación de la fórmula siguiente:

$$\frac{M}{f} = S$$

en donde:

M= Momento (lbs-plg, Kg-cm)

f= Esfuerzo permisible en la fibra extrema (lb/plg², Kg/cm²)

S= Módulo de seccion elástico (plg³, cm³)

Antes de comenzar los cálculos, se debe decidir el tipo de acero que se usará, ya sea A36, o algún otro; también debe determinarse la longitud sin soporte lateral, puesto que estos conceptos definen el esfuerzo permisible de flexión. Una vez hecho lo anterior, se calcula primeramente el momento flexionante máximo, como ya se ha explicado, dividiendo a continuación este momento entre el esfuerzo permisible en la fibra extrema; los reglamentos de construcción permiten 22,000 lb/plg² para el acero A36. El cociente así obtenido da "S", que es el módulo de sección requerido para la viga y, para seleccionar el perfil adecuado, bastará consultar las tablas de propiedades de secciones; en general la sección más liviana será también la más económica.

Es muy importante que se comprenda perfectamente el procedimiento anteriormente descrito, ya que es aplicable a cualquier tipo de carga, sin embargo en la práctica, el tipo más común es de vigas con cargas uniformemente distribuidas y en estos casos los diseñadores pueden dirigirse directamente a algunas tablas de cargas admisibles en vigas, para seleccionar el tamaño adecuado de la misma. Sólo es necesario entonces conocer la carga y el claro.

EJEMPLO: Diseñese por flexión una viga de acero, cuyo claro es de 12 pies y que soporta una carga total uniformemente distribuida de 24,000 lb. incluyendo su propio peso; la viga está libremente apoyada, es de acero A36 y está soportada lateralmente en toda su longitud.

Solución:

La fórmula a aplicar es $M/f=S$ y el esfuerzo permisible en la fibra extrema, "f", es de 24,000 lb./plg²

Entonces $M = \frac{wL^2}{8}$

$$M = \frac{24,000 \times 12 \times 12}{8} = 432,000 \text{ lb-plg}$$

$$S = \frac{M}{f} = \frac{432,000}{24,000} = 18 \text{ plg}^3$$

Es el módulo de sección requerido.

Cualquier viga cuyo módulo de sección sea igual o mayor que 17 plg^3 es adecuado con respecto a los esfuerzos de flexión.

Las tablas AISC son convenientes cuando ya se ha encontrado el módulo de sección requerido; en ellas se ve que una 8 WF 24 tiene un módulo de sección de 20.8 plg^3 y por consiguiente es aceptable; al revisar más cuidadosamente las tablas, puede verse que el módulo de sección de una 10 WF 21 es de 21.5 plg^3 y pesa menos que la 8 WF 24, de manera que se como indicó anteriormente "Por lo general, la más ligera es la más económica, habría que adoptar la segunda".

La viga anterior se ha diseñado solamente por flexión; un diseño completo requiere además una revisión por cortante y por deflexión.

2-7 Cortante:

Después que se diseña una viga por flexión, debe revisarse por cortante. La mayoría de las vigas que son lo bastante fuertes como para resistir la flexión, son también suficientes para resistir el cortante; es por eso que a menudo se omite este paso. Sin embargo las vigas cortas, o aquellas que tienen cargas relativamente grandes cerca de los apoyos, deben revisarse siempre por cortante; en ocasiones, el tamaño de la viga debe aumentarse para resistir estos esfuerzos.

La tendencia de una viga a fallar por cortante existe por el deslizamiento de las fibras de su sección, unas con respecto a otras, tanto vertical como horizontalmente; es posible demostrar que, en cualquier sección de la viga, las intensidades totales de los esfuerzos cortantes verticales y horizontales, son de igual magnitud. En el caso de vigas de acero, solamente interesa el cortante horizontal; los esfuerzos no están distribuidos por igual sobre toda la sección transversal de la viga, sino que tienen su máximo en el eje neutro y son nulos en las fibras extremas. Debido a esto, se supone que el alma es la única parte que resiste el corte en la sección de una viga de acero. Si el esfuerzo cortante promedio no excede al esfuerzo cortante permisible - "F_v", que es de $14,500 \text{ lb/plg}^2$ para el acero A36, la viga es segura respecto a cortante.

La siguiente fórmula puede utilizarse para encontrar el esfuerzo cortante promedio:

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

en donde

f_v = Esfuerzo cortante promedio, en lb/plg² ó kg/cm²

V = Cortante vertical máximo, en lb. o kg.

d = Peralte total de la viga, en plg. o cm.

t = Espesor del alma de la viga, en plg. o cm.

Recuérdese que el cortante vertical máximo en vigas libremente apoyadas es igual a la reacción mayor, y que en vigas cargadas simétricamente, cada una de las reacciones es igual a la mitad de la carga total sobre la viga.

EJEMPLO: Revisar el cortante de una viga 15 I 42.9 cuya longitud es de 14 pies, soporta una carga total uniformemente distribuida de 50,000 lb.

Solución:

La carga total es igual a 50,000 lb.

$$R_1 = R_2 = \frac{50,000}{2} = 25,000 \text{ lb.}$$

Por lo tanto, el cortante vertical máximo es $V = 25,000$ lb.

El peralte de la viga es igual a 15 plg y el espesor del alma a 0.41 plg. (Tabla ASCI); entonces,

$f_v = \frac{25,000}{15 \times 0.41} = 4,065 \text{ lb./plg}^2$, es el esfuerzo cortante promedio. Como éste es menor que el permisible, F_v , de 14,500 lb/plg², la viga es suficiente para resistir el cortante.

EJEMPLO: Cuál debería ser la magnitud máxima de una carga concentrada en el centro del claro de una viga 18 I 54.7, en cuanto a cortante se refiere?

Solución:

En la tabla del ASCI se encuentra que para esta viga, $d=18$ plg y $t=0.46$ plg; en este ejemplo, el esfuerzo cortante promedio será igual al valor máximo permisible, F_v , el cual se sabe que es 14,500 lb/plg².

Entonces,

$$F_v = \frac{V}{dt} \text{ y } V = F_v \times dt = 14,500 \times 18 \times 0.46 = 120,060 \text{ lb.}$$

Como V es igual al valor de cada una de las dos reacciones, la magnitud de la carga concentrada P_c será igual a $2V$, es decir $P_c = 2 \times 120,060 = 240,120$ lb. debe notarse que se ha despreciado en este problema el peso propio de la viga.

2-E Deflexión:

Además de resistir la flexión y el cortante las vigas no deben deformarse excesivamente, ya que si no son lo suficientemente rígidas, podrán ocasionar agrietamientos en los pisos y techos. Por lo tanto deben revisarse para confirmar que su deflexión no sea mayor 1/360 del claro, clasificación usada generalmente para techos aplanados. Las especificaciones AISC vigentes señalan que las dimensiones de las vigas que soportan este tipo de techo sean tales que su deflexión por carga viva no exceda 1/360 del claro; frecuentemente sucede que una viga tiene las dimensiones adecuadas para resistir la flexión y el cortante, pero al revisarla se encuentra que su deflexión es mayor que la máxima permitida por los reglamentos de construcción.

Para vigas típicas con cargas simples la deflexión máxima puede calcularse mediante la fórmula:

$$\Delta = \frac{5}{384} \times \frac{W L^3}{EI}$$

- Δ = Deflexión máxima, en plg. o cm.
- W = Carga total distribuida uniformemente en lb. o Kg.
- L = Longitud del claro en plg. o cm.
- E = Módulo de elasticidad de la viga en lb/plg² ó Kg/cm². Para el acero estructural, $E = a 29,000,000$ lb/plg² ó 2,100,000 Kg/cm²
- I = Momento de inercia de la sección transversal de la viga, en plg⁴ ó cm⁴

En una viga cuya carga difiera de las cargas simples anteriores, se puede encontrar la carga uniformemente distribuida W produciría el mismo momento flexionante, utilizando entonces la fórmula anterior para el cálculo aproximado de su deflexión. Cuando la deflexión máxima se presenta en el centro del claro, es a veces conveniente calcular por separado las deflexiones ocasionadas por las cargas individuales que actúan sobre la viga y sumar éstas para obtener la deformación total.

EJEMPLO: Una viga de acero A36 libremente apoyada y con un claro de 20 pies, soporta una carga total uniformemente distribuida de 40,000 lb, incluyendo su peso propio. Si la viga está soportada lateralmente en toda su longitud, cuál deberá ser su tamaño, considerando que la deformación no debe exceder a 1/360 del claro?

Solución:

El momento flexionante máximo es: $M = \frac{WL}{8}$

$$\frac{40,000 \times 20 \times 12}{8} = 1,200,000 \text{ lb-plg}$$

y el módulo de sección requerido:

$$S = \frac{M}{f} = \frac{1,200,000}{24,000} = 50 \text{ plg}^3$$

En las tablas de AISC se puede seleccionar una viga 16 WF 36 cuyo módulo de sección es de: 56.3 plg³. La carga total sobre la viga es de 40,000 lb, por lo que cada una de las reacciones así como V, el cortante vertical máximo, será iguales a 20,000 lb; revisando entonces el cortante

$$fv = \frac{V}{dt} = \frac{20,000}{15.85 \times 0.299} = 4,2000 \text{ lb/plg}^2$$

Que es el esfuerzo cortante real, aceptable, ya que es menor que el permisible de 14,500 lb/plg².

Revisando la deflexión que tendría la 16 Wf 36; la deflexión permisible es 1/360 del claro o sea

$$\frac{20 \times 12}{360} = 0.67 \text{ plg.}$$

Aplicando la fórmula

$$D = \frac{5}{384} \times \frac{WL^3}{EI}$$

El momento de inercia de la sección es 446.3 plg⁴, la longitud del claro es 20 x 12 = 240 plg y E= 29,000 lb/plg²

$$D = \frac{5}{384} \times \frac{40,000 \times 240^3}{29,000,000 \times 446.3} = 0.56 \text{ plg}$$

Que es la deflexión real, la cual es menor que la permisible de 0.67 plg; por consiguiente, la viga es aceptable tanto por deflexión, como por cortante y por flexión.

CAPITULO 3

COLUMNAS DE ACERO

- 3-1 SECCIONES PARA COLUMNA
- 3-2 RELACION DE ESBELTEZ
- 3-3 LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNA
- 3-4 FORMULA PARA EL CALCULO DE COLUMNAS
- 3-5 CARGAS PERMISIBLES PARA COLUMNAS
- 3-6 DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO
- 3-7 PLACAS DE BASE PARA COLUMNA
- 3-8 DISEÑO DE PLACAS DE BASE PARA COLUMNAS

3. COLUMNAS DE ACERO

3-1 Secciones para Columnas:

Debido a la tendencia al pandeo, la carga de seguridad en una columna no depende solamente del área de su sección transversal, sino también de la distribución del material con respecto a los ejes de dicha sección; es decir, la forma de la sección es un factor importante. Una columna cargada axialmente tiende a flexionarse en un plano perpendicular al eje de la sección, con respecto al cual el momento de inercia sea el mínimo; como las secciones transversales de las columnas rara vez son simétricas con respecto a sus dos ejes principales, la sección ideal sería aquella en donde los momentos de inercia con respecto a ambos ejes, fuesen iguales. Las columnas tubulares cumplen con esta condición, pero su uso es limitado a causa de la dificultad que representan las conexiones de las vigas a ellas.

En el caso de una viga I, el momento de inercia con respecto al eje paralelo al alma es, con mucho, el menor de los dos principales; es por esto que dicho tipo de secciones no son económicas al usarse como columnas o puntales, tomando en cuenta la cantidad de material de su sección transversal. Hoy en día se cuenta con perfiles WF laminados en diferentes tamaños, cuyo uso es muy conveniente ya que requieren un mínimo de trabajo de fabricación; en ocasiones se les llama columnas H. En casos de carga excesivamente grandes o condiciones poco comunes, los patines de los perfiles WF se refuerzan mediante placas unidas por remaches para darles mayor resistencia.

3-2 Relación de esbeltez.

Al diseñar una columna de acero es importante recordar que, por lo general, el radio de giro mínimo es el que debe considerarse; este radio de giro está en función del área y la forma de la sección transversal y es una medida de su efectividad para resistir la flexión. Por otra parte se sabe que $r = I/A$; por consiguiente, r puede calcularse fácilmente si se conocen el momento de inercia mínimo y el área de la sección transversal. En realidad, este cálculo rara vez es necesario, ya que r puede hallarse en las tablas de propiedades de las secciones de acero.

Para miembros principales a compresión, la relación de esbeltez l/r no debe ser mayor de 200; para miembros a tensión, que no sean varillas redondas, l/r no debe ser mayor de 240 para miembros principales, ni mayor de 300 para miembros de contraventeo y otros miembros secundarios. Al determinar la carga sobre una columna, uno de los primeros pasos es el cálculo de su relación de esbeltez, para utilizarla en la fórmula de cálculo de columnas; esta

relación de esbeltez está involucrada en todas las fórmulas empleadas para calcular columnas de acero.

3-3 Longitud efectiva para columnas:

Las especificaciones del AISC requieren que, además de tomar en cuenta la longitud sin soporte de la columna, se consideren también las condiciones de apoyo en sus extremos. La relación de esbeltez se toma como kl/r , en donde K es un factor que depende del grado de restricción en los extremos de la columna, y de los medios disponibles para resistir su desplazamiento lateral. Para las condiciones promedio que se encuentran en la construcción de edificios, se toma el valor de $K=1$, de modo que la relación de esbeltez kl/r se convierte simplemente en l/r . Ver figura 3-1 que a continuación se muestra.

Valores del factor de longitud efectiva K							
La configuración deformada de la columna se muestra con línea punteada.							
	Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
	Valor recomendado para diseño K	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones de los apoyos							

Figura 3-1

3-4 Fórmulas para el cálculo de columnas:

Las especificaciones AISC señalan los siguientes requisitos para el diseño de miembros a compresión:

Los esfuerzos unitarios permisibles, en libras por pulgada cuadrada, no deberán exceder los siguientes valores:

En la sección total de miembros a compresión cargados axialmente, cuando la mayor relación de esbeltez kl/r , de

TABLA 3-1

K1 r	Fa	K1 r	Fa
121	10.14	161	5.76
122	9.99	162	5.69
123	9.85	163	5.62
124	9.70	164	5.55
125	9.55	165	5.49
126	9.41	166	5.42
127	9.26	167	5.35
128	9.11	168	5.29
129	8.97	169	5.23
130	8.84	170	5.17
131	8.70	171	5.11
132	8.57	172	5.05
133	8.44	173	4.99
134	8.32	174	4.93
135	8.19	175	4.88
136	8.07	176	4.82
137	7.96	177	4.77
138	7.84	178	4.71
139	7.73	179	4.66
140	7.62	180	4.61
141	7.51	181	4.56
142	7.41	182	4.51
143	7.30	183	4.46
144	7.20	184	4.41
145	7.10	185	4.36
146	7.01	186	4.32
147	6.91	187	4.27
148	6.82	188	4.23
149	6.73	189	4.18
150	6.64	190	4.14
151	6.55	191	4.09
152	6.46	192	4.05
153	6.38	193	4.01
154	6.30	194	3.97
155	6.22	195	3.93
156	6.14	196	3.89
157	6.06	197	3.85
158	5.98	198	3.81
159	5.91	199	3.77
160	5.83	200	3.73

3-5 Cargas permisibles para columna.

La carga axial permisible que soportará una columna de acero se encuentra multiplicando el esfuerzo unitario permisible por el área de la sección transversal de la columna. Se determinará primero el valor de Kl/r y de la tabla 3-1, se puede establecer después el valor del esfuerzo unitario permisible. El área de la sección de la columna se puede encontrar en las tablas del ASCI de las WF.

EJEMPLO. Una sección 10 WF 49 de acero A36 se utilizará como columna principal, con una longitud efectiva de 14 pies. Calcúlese la carga permisible máxima que soportará.

Solución. En la tabla de propiedades de la WF se encuentra que, para una 10 WF 49, $A=14.40$ plg², $r_x-x=4.35$ plg y $r_y-y=2.54$ plg. Asumiendo que la columna se encuentra libre para flexionarse en cualquier dirección; por consiguiente, al calcular la relación de esbeltez se empleará el radio de giro mínimo, o sea 2.54 plg. En ocasiones, algunas columnas están soportadas de modo tal que deben flexionarse en una cierta dirección; a menos que se presente esta circunstancia, siempre debe utilizarse el radio de giro mínimo (de menor magnitud).

Para determinar la relación de esbeltez. Por lo general, ésta es la condición que predomina. También, por lo general, los extremos de la columna están restringidos contra la translación o rotación, lo cual significa que $K=1.0$ como en el presente ejemplo la longitud efectiva de la columna es de 14 pies, la relación de esbeltez será:

$$kl/r = 1 \times \frac{14 \times 12}{2.54} = 66.1.$$

Para determinar el esfuerzo mínimo permisible F_a se recurre a la tabla 3-1; en ella se encuentra que para un miembro cuya $l/r=66$, $F_a=16,840$ lbs/plg² y para $l/r=67$, $F_a=16,740$ lb/plg². El esfuerzo permisible para $l/r=66.1$, quedará entre 16,840 y 16,740 lbs/plg², por lo que interpolando, $F_a=16,830$ lb/plg².

El área de la sección transversal de una 10 WF 49 es de 14.4 plg², en consecuencia la carga permisible sobre la columna será de $14.4 \times 16,830=242,350$ lb.

Cuando se usa un columna de sección compuesta, debe calcularse su radio de giro mínimo; en el siguiente ejemplo se ilustra el procedimiento a seguir.

EJEMPLO. Calcular la carga axial permisible sobre una columna se sección compuesta, con una longitud efectiva de 16 pies y que está formada por una placa de 12 X 1/2 plg y cuatro ángulos de 5 x 3 1/2 x 1/2, cuyo lado menor queda conectado a la placa de alma. El peralte total de la sección es 1/2 plg mayor que el peralte de la placa del alma; la columna es un miembro principal y el acero es A36. Ver figura 3-2.

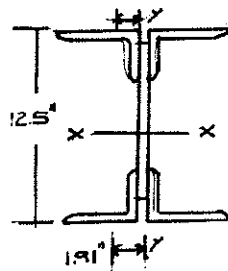


figura 3-2

Solución. En las tablas de propiedades de angulares se encuentra la información siguiente: área de un ángulo= 4 plg², I con respecto a su eje X-X = 10 plg⁴, distancia de su centroide a la espalda del patín corto= 1.66 plg.

Área de la placa	= 12 x 0.5 =	6 plg ²
Área de 4 ángulos	= 4 x 4 =	16 plg ²
Área total de la sección	=	22 plg ²

Se calculará primero el I de la sección compuesta con respecto al eje Y-Y.

$$I_{y-y} \text{ de la placa} = \frac{bd^3}{12} = 12 \times 0.5^3 = 0.125 \text{ plg}^4$$

Para calcular el I_{y-y} de los ángulos se utilizará la ecuación de los ejes paralelos para transportar momentos de inercia. Nótese que la distancia del centroide del ángulo a la espalda del patín más corto es de 1.66 plg; por tanto, la distancia del centroide al eje Y-Y de la sección transversal total es $1.66 + 0.25 = 1.91$ plg.

$$I_{y-y} \text{ para un ángulo} = I + Ah = 10 + (4 \times 1.91^2) = 24.58 \text{ plg}^4$$

$$I_{y-y} \text{ para cuatro ángulos} = 4 \times 24.58 = 98.32 \text{ plg}^4$$

El I_{y-y} para el área total será entonces igual a $98.32 + 0.125 = 98.44$ plg⁴. Mediante el mismo método, el I_{x-x} de la sección total es igual a 544 plg⁴; como I_{y-y} es menor que I_{x-x} , el primero dará el menor radio de giro y será el que se utilice para calcular la relación de esbeltez de la columna. Entonces

$$r = \frac{I}{A} = \frac{98.44}{22} = 2.11 \text{ plg}$$

Si se supone que los extremos de la columna permiten rotaciones pero están restringidos contra movimiento de traslación, el valor de K sera 1.0, y entonces la relación de esbeltez será

$$\frac{Kl}{r} = \frac{14 \times 12}{1 \times 2.11} = 91$$

En la tabla 3-1, se puede ver que F_a , para una relación de esbeltez de 91, es igual a 14,090 lb/plg². Entonces $P = F_a \times A$, o sea $P = 14,090 \times 22 = 309,980$ lb, será la carga axial permisible sobre la columna de sección compuesta.

3-6 Diseño de columnas de acero.

A falta de tablas de seguridad, el diseño de columnas puede realizarse por medio de método de tanteos. La información con que se cuenta incluye siempre la carga y la longitud de la columna; el diseñador debe escoger entonces una sección tentativa y, por medio de la fórmula de columna, calcular la carga permisible que soportará. Si esta carga permisible es menor que la carga real que debe soportar, la sección propuesta no es suficiente y deberá probarse otra sección de modo similar.

En la práctica, el diseñador selecciona el tamaño adecuado para la sección de la columna, directamente, por medio de las tablas de propiedades de secciones del AISC.

Para diseñar una columna de acero primero debe definirse la carga de diseño y la longitud, y luego deberán seguirse los siguientes pasos:

Paso 1. Supóngase una sección tentativa y anótense los datos de su área y su radio de giro mínimo consultando las tablas de propiedades.

Paso 2. Calcúlese la relación de esbeltez Kl/r ; siendo l la longitud sin soporte de la columna. El valor de K dependera de sus condiciones de extremo.

Paso 3. Calcúlese F_a , el esfuerzo unitario permisible, mediante la fórmula de columna o usando la tabla 3-1.

Paso 4. Multiplíquese la F_a encontrada en el paso 3 por el área de la sección transversal; este producto dará la carga permisible sobre la sección tentativa de la columna.

Paso 5. Compárese la carga permisible encontrada en el paso 4 con la carga de diseño; si la carga permisible en la sección propuesta es menor que la de diseño, pruébese una sección mayor y revísese de la misma manera. El procedimiento requerido para determinar la carga axial permisible en la sección de una columna se ilustra en el artículo 3-5.

EJEMPLO. Diseñar una columna cuya longitud sin soporte es de 18 pies y que soporta una carga axial de 305,000 lb.

Solución. Paso 1. Se propone una 12 Wf 65 como sección tentativa. De conformidad con la tabla de propiedades, su área es igual a 19.11 plg², su $r_x-x=5.28$ plg y su $r_y-y=3.02$ plg.

Paso 2. Suponiendo que $K=1$, la relación de esbeltez será $Kl/r = (1 \times 18 \times 12) / 3.02 = 71.5$

Paso 3. Utilizando la tabla 3-1 y por interpolación se encuentra que $F_a = 16,275$ lb/plg².

Paso 4. La carga axial permisible P sobre la columna propuesta será igual a $F_a \times A$, o sea, $P = 16,275 \times 19.11 = 311,000$ lb.

Paso 5. La carga de diseño es de 305,000; como la sección propuesta considerada puede soportar con seguridad una carga de 311,000 lb, es aceptable.

EJEMPLO. Un miembro secundario a compresión, parte de una armadura, tiene una longitud de 10 pies, y soporta una carga axial de 35,000 lb. Diseñar una sección compuesta de dos ángulos separados 3/8" entre sí, para permitir el uso de una placa de conexión.

Solución. Paso 1. Se propone una sección tentativa compuesta de dos ángulos de 3 x 2.1/2 x 3/8, separados 3/8" entre sí y con los patines mayores espalda con espalda. Según la tabla de la AISC el área es igual a 3.84 plg², $r_x-x = 0.93$ plg y $r_y-y = 1.16$ plg.

Paso 2. $Kl/r = (1 \times 10 \times 12) / 0.93 = 129$ relación de esbeltez.

Paso 3. Al consultar la tabla 3-1, se encuentra que el esfuerzo permisible F_a para una relación de esbeltez de 129 es de 9,400 lb/plg².

Paso 4. $P = F_a \times A = 9,400 \times 3.84 = 36,000$ lb = carga axial permisible.

Paso 5. Como la carga axial permisible en la sección

propuesta es de 36,000 lb y la carga de diseño es de 35,000 lb, la sección es aceptable.

3-7 Placas de base para columnas.

A menos que se use un emparrillado de acero, las columnas se soportan en su base por medio de cimentaciones de mampostería, por lo general de concreto; para evitar que el concreto se rompa, se fija a la base de la columna una placa de acero, para distribuir su carga sobre un área adecuada. Es esencial que la base de la columna y la placa estén en contacto absoluto. La columna se fija a la placa base por medio de soldadura o mediante ángulos que a su vez se fijan a la cimentación usando tornillos de anclaje.

3-8 Diseño de placas de base para columnas.

El área de la placa de base se encuentra fácilmente, dividiendo la carga de la columna entre el esfuerzo unitario de compresión permisible en el concreto, dependiendo de la calidad del mismo. El espesor de la placa se determina suponiendo que se comporta como un voladizo invertido, cuyo momento máximo se localiza en el borde de la columna y utilizando la dimensión m o n , cualquiera que sea la mayor. Ver figura 3-3. Se supone que la carga de la columna está distribuida uniformemente sobre el área rectangular punteada que se muestra en la figura 3-3; a continuación se ilustra el procedimiento.

Paso 1. Determinar A , el área requerida de la placa

$$A = P/F_p$$

A = área de la placa en plg^2 o cm^2 .

P = Carga total de la columna de lb o kg.

F_p = esfuerzo permisible de compresión en la mampostería en lbs/plg^2 o kg/cm^2 . Las especificaciones AISC señalan F_p como $0.25 f'_c$ cuando toda el área del concreto está cubierta por la placa, e igual $0.375 f'_c$ cuando el área de la placa es un tercio del área del concreto. Para un tipo de concreto usado comúnmente, $f'_c=3,000 \text{ lb/plg}^2$ (210 Kg/cm^2), por lo que $0.25 f'_c=750 \text{ lb/plg}^2$ (52 kg/cm^2) y $0.375 f'_c=1,125 \text{ lb/plg}^2$ (79 kg/m^2).

$A = B \times C$ (ver figura 3-3)

TABLA 3-1

<u>K1</u> r.	Fa kips/plg ²	<u>K1</u> r.	Fa	<u>K1</u> r.	Fa
1	21.56	41	19.11	81	15.24
2	21.52	42	19.03	82	15.13
3	21.48	43	18.95	83	15.02
4	21.44	44	18.86	84	14.90
5	21.39	45	18.78	85	14.79
6	21.35	46	18.70	86	14.67
7	21.30	47	18.61	87	14.56
8	21.25	48	18.53	88	14.44
9	21.21	49	18.44	89	14.32
10	21.16	50	18.35	90	14.20
11	21.10	51	18.26	91	14.09
12	21.05	52	18.17	92	13.97
13	21.00	53	18.08	93	13.84
14	20.95	54	17.99	94	13.72
15	20.89	55	17.90	95	13.60
16	20.83	56	17.81	96	13.48
17	20.78	57	17.71	97	13.35
18	20.72	58	17.62	98	13.23
19	20.66	59	17.53	99	13.10
20	20.60	60	17.43	100	12.98
21	20.54	61	17.33	101	12.85
22	20.48	62	17.24	102	12.72
23	20.41	63	17.14	103	12.59
24	20.35	64	17.04	104	12.47
25	20.28	65	16.94	105	12.33
26	20.22	66	16.84	106	12.20
27	20.15	67	16.74	107	12.07
28	20.08	68	16.64	108	11.94
29	20.01	69	16.53	109	11.81
30	19.94	70	16.43	110	11.67
31	19.87	71	16.33	111	11.54
32	19.80	72	16.22	112	11.40
33	19.73	73	16.12	113	11.26
34	19.65	74	16.01	114	11.13
35	19.58	75	15.90	115	10.99
36	19.50	76	15.79	116	10.85
37	19.42	77	15.69	117	10.71
38	19.35	78	15.58	118	10.57
39	19.27	79	15.47	119	10.43
40	19.19	80	15.36	120	10.28

cualquier segmento sin soporte lateral es menor que C_c .

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

Si $\left[\frac{k l}{r} \right] < C_c$

entonces $F_a = \frac{\left[\left[1 - \left[\frac{k l}{r} \right]^2 \right] F_y \right)}{\left[\frac{5}{3} + \frac{\left[\frac{3 k l}{r} \right] - \left[\frac{k l}{r} \right]^3}{\left[8 \cdot C_c \right] \cdot \left[8 \cdot C_c \right]^3} \right]}$ ksi

de lo contrario se tiene que

$$F_a = \frac{12 \cdot \pi^2 \cdot E}{23 \left[\frac{k l}{r} \right]^2} \quad \text{ksi}$$

En estas fórmulas

F_a = esfuerzo axial permisible de compresión, en ausencia de esfuerzos de flexión, lb/plg²

k = factor de longitud efectiva

l = longitud real sin soporte, en pulgadas

r = radio de giro que controla el diseño (por lo general el mínimo), en pulgadas

C_c = para acero A36, $C_c = 126.1$

F_y = esfuerzo mínimo al punto de fluencia del acero utilizado para A36, $F_y = 36,000$, en lb/plg²

E = módulo de elasticidad del acero estructural 29,000,000 lb/plg²

Las fórmulas de las especificaciones actuales AISC son más tediosas, más esto no representa ninguna desventaja, ya que la tabla 3-1 proporciona los esfuerzos unitarios permisibles de acuerdo con estas fórmulas, sin necesidad de ningún cálculo. Al examinar dicha tabla y se encontrará que es de gran ayuda; nótese en particular que la misma es para utilizarse con acero A36.

Paso 2 Hacer un croquis semejante a la figura 3-3, seleccionando una placa cuya Área sea igual a $B \times C$ y con dimensiones m y n casi iguales.

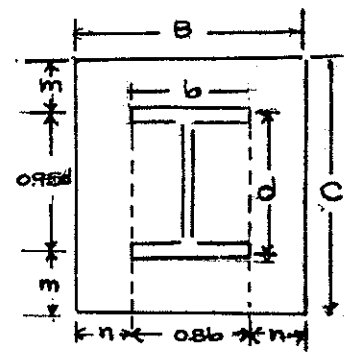


Figura 3-3

Paso 3. Calcular las dimensiones m y n , utilizando los valores $0.95 d$ y $0.80 b$, como se muestra en la figura 3-3.

Paso 4. Resolver la siguiente fórmula para t , el espesor de la placa, utilizando el valor de m o n , el que sea mayor.

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot p m^2}{F_b}} \quad \text{o bien} \quad t = \sqrt{\frac{3 \cdot p n^2}{F_b}}$$

en donde

t = espesor de la placa, en pulgadas (o cm)
 p = presión real sobre la mampostería, en lb/plg² o kg/cm²

$$p = \frac{P}{B \times C}$$

m y n = Proyección de la placa, por fuera de la columna, en plg (o cm)

F_b = Esfuerzo permisible en la fibra extrema de la placa de apoyo. Las especificaciones AISC señalan el valor de F_b como $0.75 F_y$; por tanto, para acero A36, $F_b = 36,000 \times 0.75 = 27,000$ lb/plg².

EJEMPLO. Diseñar la placa base de una columna formada por (acero A36) una sección 12 wf 58, con una carga de 340,000 lb. La placa se apoyará sobre una cimentación de concreto para la cual $F_p = 750$ lb/plg².

Solución. Paso 1. El Área mínima requerida para la placa es $A = P/F_p = 340,000/750 = 453$ plg². como primera tentativa, si se hace $B = 19$ plg y $C = 24$ plg, por consiguiente A , el área de la placa, será igual a $19 \times 24 = 456$ plg².

Paso 2. De la tabla del ASCI se obtendrán las propiedades de una 12 WF 58, encontrando que $b = 10.014$ plg y $d = 12.19$ plg; haciendo un croquis similar a la figura 3-3.

Las dimensiones de B y C deben ser de tal magnitud que m y n sean aproximadamente iguales; se aceptará la placa 19×24 plg.

Paso 3. Calcular las dimensiones m y n, utilizando las cantidades 0.95 d y 0.80 b mostradas en la figura 3-3; entonces,

$$0.95 d = 0.95 \times 12.19 = 11.6 \text{ plg}, \quad m = \frac{24.0 - 11.6}{2} = 6.2 \text{ plg}$$

$$0.80 b = 0.80 \times 10.01 = 8.01 \text{ plg}, \quad n = \frac{19 - 8.01}{2} = 5.5 \text{ plg}$$

Paso 4. El mayor de los dos valores de m y n es m, 6.2 plg, por tanto se usará éste para el cálculo de espesor de la placa. Como su área es de 456 plg², la presión real sobre la base de concreto será:

$$P = \frac{340,000}{456} = 746 \text{ lb / plg}^2$$

Entonces

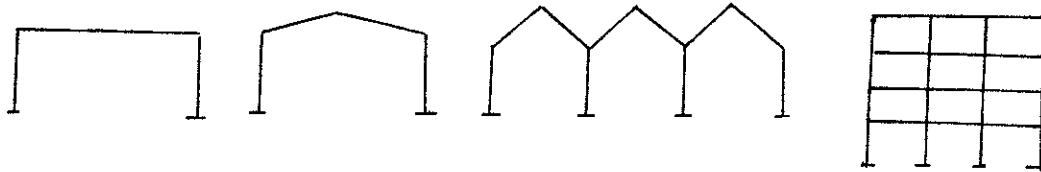
$$t = \sqrt{\frac{3pm^2}{Fb}} = \sqrt{\frac{3 \times 746 \times 6.2 \times 6.2}{27,000}} = 1.79 \text{ plg}$$

Que es el espesor requerido para la placa base, se aceptará un espesor de 1.7/8 plg, quedando entonces la placa de 19 x 24 x 1.7/8.

CAPITULO 4 MARCO RIGIDO

4- MARCOS RIGIDOS.

Un marco rígido resiste las cargas externas esencialmente en virtud de los momentos flexionantes que se desarrollan en los extremos de sus miembros. Por consiguiente, las conexiones de estos deben transmitir momentos, así como carga axial y cortante. En general, los marcos rígidos pueden clasificarse como marcos de un solo piso o varios pisos, y marcos de un solo claro o de varios claros, como se muestran en la figura 4-1 a continuación. En un sentido limitado, "marco rígido" se refiere usualmente a un marco de un sólo piso y un sólo claro y los siguientes comentarios serán aplicables en gran parte a tales marcos.



Tipos de marcos rígidos

Figura 4-1

Los marcos rígidos pueden hacerse de perfiles laminados o de miembros armados, con conexiones remachadas, atornilladas o soldadas. Con un diseño cuidadoso, pueden obtenerse estructuras atractivas y económicas para claros que varían desde 9 hasta 60 metros. En algunas circunstancias, la construcción a base de marcos rígidos puede requerir cantidades de acero ligeramente mayores que una estructura de columnas y armaduras, pero la sencillez y la rapidez de montaje, así como la posible reducción de la altura de los muros, ocasionan por lo general ahorros apreciables.

Además, con la utilización de la soldadura y del método de "diseño plástico" pueden lograrse mayores economías por lo que el uso de marcos rígidos se vuelve económicamente ventajoso.

Al diseñar marcos rígidos debe seguirse el siguiente procedimiento.

1. Determinar la forma y las dimensiones generales del marco; esto es, altura de las columnas, claro y configuración.

del techo, etc.

- b) Seleccionar la forma general de construcción: perfiles laminados, miembros armados, juntas remachadas, atornilladas, o soldadas.
- c) Seleccionar el tipo de construcción del techo: larguero de alma abierta, largueros de alma llena, cubierta de metal o de madera.
- d) Determinar el espaciamiento entre marcos
- e) Seleccionar el tipo de apoyo para las columnas: rotación libre o restringida (articulación o empotramiento).
- f) Determinar las cargas que actúan sobre el marco y la distribución de las fuerzas y momentos sobre el mismo.
- g) Dimensionar los miembros y sus conexiones, incluyendo el diseño de las "rodillas" del marco.

El espaciamiento de los marcos depende del tipo de edificio, de las cargas sobre el techo y también, en cierto grado, del claro del marco. Para cargas de techo ordinarias y claros de 9 a 60 metros, el espaciamiento entre marcos puede variar de 4.50 a unos 12 metros.

Antes de proseguir el análisis de las fuerzas y momentos que actúan sobre el marco, deben establecerse las restricciones en las bases de las columnas. Las fuerzas que pueden desarrollarse en la base de una columna son las reacciones de cortante, de fuerza axial y de momento. Cuando una base se diseña para resistir momento se le llama base "empotrada". Aunque la columna esté ligada rigidamente a la cimentación, puede presentarse una cierta rotación, debido al movimiento de la zapata y a la deformación del suelo que la rodea. Por tanto, no puede garantizarse el uso de una base empotrada, a menos que se construya el marco sobre roca firme o alguna otra cimentación extremadamente rígida. La condición de base "articulada" puede obtenerse simplemente suministrando pernos de anclaje sólo en el plano del eje neutro.

En marcos con relación de claro a altura grande, y para claros mayores de 18 a 24 metros, el empuje horizontal en la base puede ser lo suficientemente grande como para ocasionar un movimiento lateral de la cimentación. Para esos marcos, es conveniente suministrar tirantes entre las bases de las

columnas o, de una manera más común, entre las zapatas de dichas columnas.

Para un marco rígido dado, con cargas y condiciones de apoyo conocidas, la determinación de las reacciones y de las fuerzas y momentos internos es un problema estáticamente indeterminado; su solución requiere la consideración de la relaciones carga-deformación de los elementos componentes del marco. Si dichas relaciones son lineales, es decir, si el material del marco es elástico y los esfuerzos no exceden los valores del límite de elasticidad, pueden utilizarse métodos basados en la teoría de la elasticidad para determinar las fuerzas y momentos internos. Si tienen lugar deformaciones plásticas, esto es, si las deformaciones locales aumentan sin que aumenten los esfuerzos, pueden determinarse las fuerzas y momentos por medio de métodos basados en la teoría plástica.

PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO DE MARCO.

1- Proponer una sección y de la tabla del AISC utilizar los siguientes datos.

A= Área de la sección transversal.
S= Módulo de sección (tomar el dato mayor)
d/Af= Relación peralte- área del patín en compresión.

2- Calcular el esfuerzo axial y relación de esbeltez.

$$f_a = \frac{P}{A} \quad ; \quad \frac{KL}{r}$$

3- Obtener el esfuerzo axial de compresión permisible F_a de la tabla 3-1.

4- Con los datos anteriores obtener la relación

$$\frac{f_a}{F_a} < 0.15$$

5- Obtener el esfuerzo de flexión calculado f_b y el esfuerzo permisible a la flexión F_b .

$$f_b = \frac{M}{S} \quad (\text{Ksi})$$

$$F_b = \frac{12 \times 10^6}{l \frac{d}{Af}} > 22$$

6- Usar la fórmula (AISC 1.6-2)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1$$

EJEMPLO 1. Diseñar el siguiente marco rígido articulado simple con una luz libre de 49.2', altura de columna de 20', separación de 18' entre marco y con una pendiente de 25 %.

Solución:

W lámina = $0.99 \times 1.20 \times 18 \cos 0 = 21.75$ lb/pie
 peso de lámina c.26 = 0.99 lb/pie
 fator de traslape = 1.20
 W costanera (supuesto) = 15.60 lb/pie
 W p.p peso propio $76 \cos 0 = 73.73$ lb/pie
 $0 = 14$

Carga viva

Se estimará una carga viva de 8 lb/ pie x 18'

$= 144.00$ lb/pie
 $W_t = 255$ lb/pie

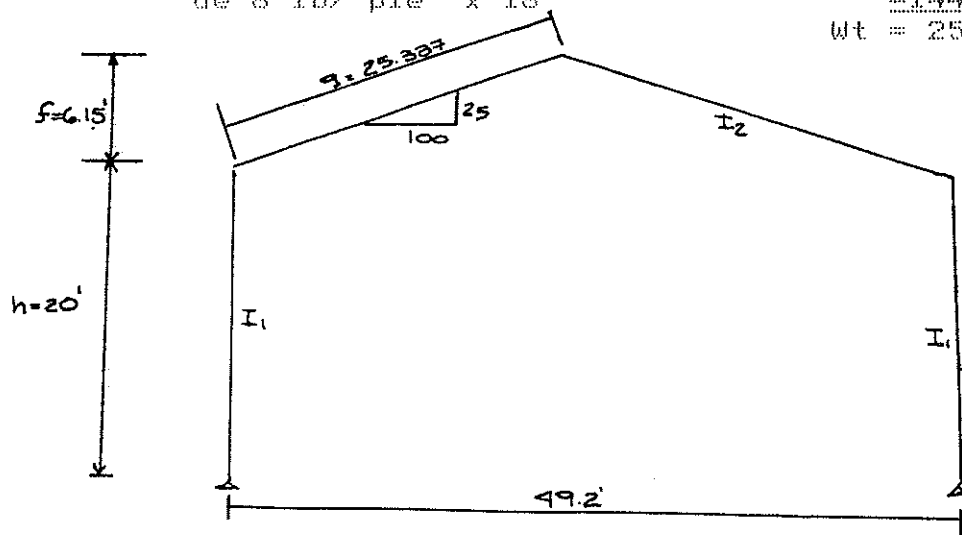


Figura 4-2

$$I_1 = I_2$$

$$h = 20' \quad ; \quad f = 6.15'$$

$$q = 6.15^2 + 24.6^2 = 25.357'$$

$$K = \frac{I h}{I m} = \frac{20}{25.357} = 0.789$$

$$Q = \frac{f}{h} = \frac{6.15'}{20'} = 0.3075$$

$$N = 4 (0 + 30 + K + 3) = 4 (0.3075 + 3 \times 0.3075 + 0.789 + 3)$$

$$N = 19.22$$

$$H_a = H_e = \frac{1.05 W L^2}{8 h N} (50 + 8)$$

$$W = 255 \text{ lb/pie}$$

$$H_a = H_e = \frac{1.05 \times 255 \times 49.22^2}{8 \times 20 \times 19.22} (5 \times 0.3075 + 8) = 2010.11 \text{ lbs}$$

$$W_1 = W \times 2q$$

$$W_1 = (255 \times 2 \times 25.357) = 12932.07$$

$$V = \frac{W_1}{2} = 6464 \text{ lbs}$$

Cálculo de Momentos

$$M_{\text{rodilla}} = 2.01 \times 20 = 40.2 \text{ kip-pie}$$

$$M_{\text{cumbra}} = (6.46 \times 24.6) - (2.01 \times 6.15) - (.255 \times \frac{25.357^2}{2})$$

$$M_{\text{cumbra}} = 27.82 \text{ Kip-pie.}$$

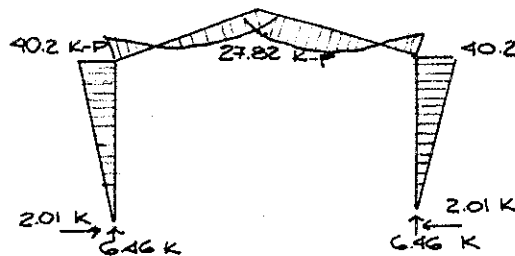


Figura 4-3

Diseño tentativo de la columna.

• fuerza normal máxima 6.46 Kips

Probar con 10 W 33

$$1) \quad A = 9.71 \text{ plg}^2 \quad d/Af = 22.81 \\ S_x = 35.0 \text{ plg}^3 \quad r = 4.19 \text{ plg}$$

$$2) \quad f_a = \frac{6.273}{9.71} = 0.66$$

3) De la tabla 3-1

$$F_a = 17.71 \text{ Ksi}$$

$$4) \quad \frac{f_a}{F_a} = \frac{0.66}{17.71} = 0.037 < .15$$

$$5) \quad f_b = \frac{M}{S} \quad ; \quad f_b = \frac{(12)(40.2)}{35.0} = 13.78 \text{ Ksi}$$

$$F_b = \frac{12,000,000}{(12)(20)(2.81)} = 17.79 > 22$$

$$6) \quad \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1$$

$$\frac{0.666}{17.71} + \frac{13.78}{22} = 0.66 < 1 \quad \text{Esta bien usar 10 W 33}$$

Diseño de la viga.

Probar con 10 W 22

$$A = 6.49 \text{ plg}^2 \\ S = 23.20 \text{ plg}^3 \\ r = 4.27 \text{ plg}$$

$$f_a = \frac{2.01}{6.49} = 0.30 \text{ Ksi.}$$

$$K_1 = \frac{(1)(12)(25.357)}{4.27} = 71.26$$

De la tabla 3-1 $F_a = 16.33 \text{ Ksi}$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{0.30}{16.33} = 0.018 \text{ Ksi}$$

$$f_b = \frac{(12)(40.2)}{23.20} = 20.79 \text{ Ksi}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{0.30}{16.33} + \frac{20.79}{22} = 0.96 < 1 \text{ Esta bien.}$$

EJEMPLO 2. Diseñar el siguiente marco rígido articulado simple con una luz de libre 59.04', con una altura de columna de 13.12 pies, una separación entre marcos de 18' y una pendiente de 27% .

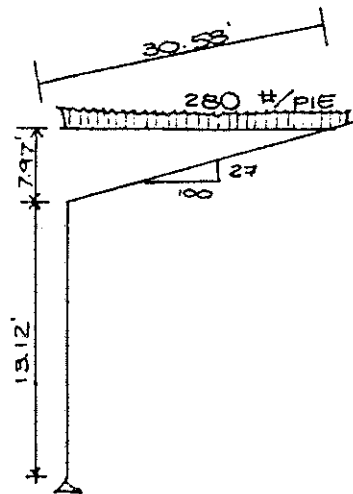


DIAGRAMA DE CARGAS
Figura 4-4

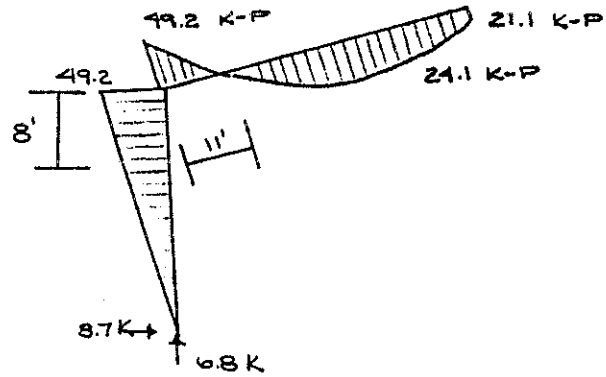
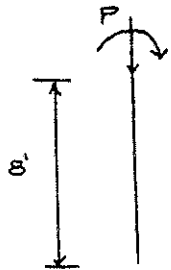


DIAGRAMA DE MOMENTOS
Figura 4-5

Diseño de la rodilla.



$$M = 49.2 \text{ Kips-pie}$$

$$P = 6.8 \text{ Kips}$$

probar con: 20Wf 24

Figura 4-6

$$\begin{aligned}
 S_x &= 28.04 \text{ pulg}^3 \\
 I_x &= 266.38 \text{ pulg}^4 \\
 A &= 4.703 \text{ pulg}^2 \\
 r &= 7.53 \text{ pulg}
 \end{aligned}$$

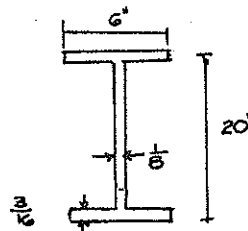


Figura 4-7

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{6.80}{4.70} = 1.445 \text{ Ksi}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(2)(96)}{7.53} = 25.5$$

De la tabla 3-1

$$F_a = 20.22 \text{ Ksi.}$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{1.445}{20.22} = 0.071 < .15$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{49.2 \times 12}{28.04} = 221.06 \text{ Ksi.}$$

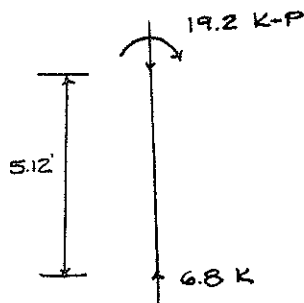
$$F_b = 22 \text{ Ksi.}$$

Usar fórmula AISC 1.6-2

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1$$

$$\frac{1.445}{20.22} + \frac{21.06}{22} = 1.02 \text{ ligeramente pesado. Es correcto, por lo tanto utilizar la secci3n propuesta}$$

Chequear columna inferior.



Momento en la columna.

Figura 4-8

$$L = 61.44 \text{ pulg.}$$

Probar con:

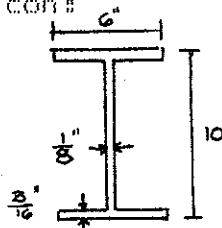


Figura 4-9

$$\frac{49.22}{13.2} = \frac{x}{5.12} \quad x = 19.2 \text{ K-p}$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{6.8}{3.45} = 1.97 \text{ Ksi.}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{(2)(61.44)}{4.29} = 28.64$$

$$F_a = 29 \text{ Ksi.}$$

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{1.97}{29} = 0.10 < .15$$

$$f_b = \frac{19.2 \times 12}{12.69} = 18.16 \text{ Ksi}$$

$$\frac{1.97}{29} + \frac{18.16}{22} < 1$$

0.92 < 1 es correcto, por lo tanto utilizar la sección propuesta

Diseño de la viga.

probar con :

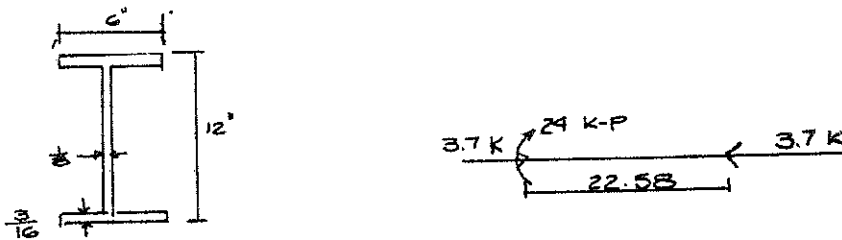


Figura 4-10

$$\begin{aligned} L &= 270.96 \text{ pulg} & A &= 3.70 \text{ pulg} \\ I_x &= 94.86 \text{ pulg}^4 & r &= 5.06 \text{ pulg} \\ S &= 15.81 \text{ pulg}^3 \end{aligned}$$

$$f_a = P/A = 3.70/3.45 = 1.07 \text{ Ksi.}$$

$$KL/r = ((1) (270.96)) / 4.29 = 63.96$$

$$F_a = 17.14 \text{ Ksi}$$

$$f_a/F_a = 1.07/17.14 = 0.062 < .15$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} < 1$$

$$f_b = \frac{24 \times 12}{15.81} = 18.22 \text{ ksi}$$

$$\frac{1.07}{17.14} + \frac{18.22}{22} = 0.89 < 1 \text{ está correcto por lo tanto usar la sección elegida}$$

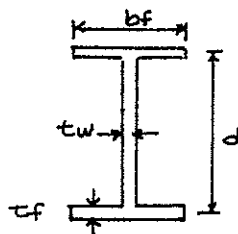
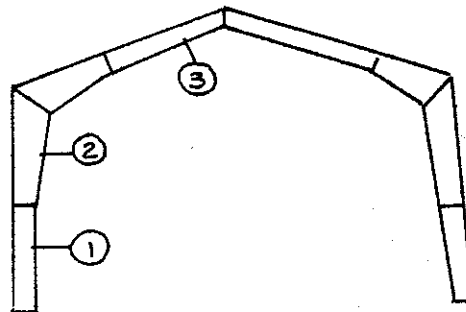


TABLA DE SECCIONES

No.	d	tw	bf	tf
1	10	1/8	6	3/16
2	20	1/8	6	3/16
3	12	1/8	6	3/16

Figura 4-11

CAPITULO 5

CONEXIONES SOLDADAS

5-1 SOLDADURA

5-2 SOLDADURA DE ARCO

5-3 TIPOS DE JUNTAS SOLDADAS

5-4 ESFUERZOS EN SOLDADURA

5-CONEXIONES SOLDADAS.

5-1 Soldadura.

Hasta la fecha, se han utilizado remaches en la mayor parte de las conexiones de miembros estructurales de acero, en la construcción de edificios; sin embargo, el uso de la soldadura ha aumentado rápidamente, ya que tiene varias ventajas. A continuación se enumeran las principales:

1. Reducción del ruido en el proceso de montaje.
2. Economía, lograda por el ahorro de material.
3. Rigidez de la estructura.
4. Facilidad para conectar ampliaciones a estructuras existentes, y para efectuar reparaciones.
5. Capacidad para lograr conexiones rígidas en vigas, lo que resulta en la acción continua de las mismas.

En las conexiones remachadas, los orificios reducen el área efectiva de los miembros que resisten fuerzas de tensión; una conexión soldada no requiere agujeros, por lo que toda el área del miembro es efectiva para resistir la tensión. Esto significa un ahorro de material.

Para conectar dos miembros, pueden emplearse la soldadura de arco sin necesidad de un tercer miembro de conexión; como un ejemplo, las placas de conexión que se usan en armaduras, cuando se utilizan remaches, pueden omitirse al emplear soldadura. Nuevamente, ésto representa un ahorro en material y una mayor economía.

La conexión remachada o con pernos de una viga no se considera como rígida, pero una conexión soldada puede construirse de modo que forme una conexión rígida y puede considerarse entonces el apoyo como continuo. La soldadura de arco da como resultado una conexión física de los materiales de los miembros conectados, obteniéndose por consiguiente una acción continua en las vigas.

5-2 Soldadura de arco.

Tanto la soldadura de arco como la de gas son permisibles para conectar miembros de acero estructural; en la construcción de edificios se utiliza por lo general la primera. En este tipo de soldadura se forma un arco eléctrico entre un electrodo y las dos piezas de metal que se conectan; el intenso calor derrite una pequeña porción de cada miembro, así como el extremo del electrodo. El término penetración se utiliza para indicar la profundidad a la que ya no existe fusión en el metal base, a partir de su superficie original. Las partículas de metal fundido del electrodo fluyen hacia el metal base, también fundido, y al enfriarse se unen a los miembros que se están conectando.

5-3 Tipos de juntas de soldaduras.

Cuando se van a conectar dos miembros, sus extremos pueden ranurarse o no, como una preparación para la soldadura. En general existen tres tipos de juntas: juntas a tope, juntas en "T" y juntas traslapadas; la selección del tipo de soldadura a usar depende de la magnitud de la carga, de la forma en que está aplicada y del costo de la preparación y de la soldadura.

La soldadura más comúnmente utilizada en la construcción de edificios es la soldadura de filete; su sección transversal es aproximadamente triangular y se forma entre las superficies de los miembros conectados (ver figura 5-1a y b). El tamaño de una soldadura de filete es la longitud del cateto del triángulo isósceles inscrito en su sección (AB o BC de la figura 5-1a). La raíz del filete de soldadura es el punto situado en el fondo del mismo (punto B de la figura 5-1a). La garganta es la distancia perpendicular que hay de la raíz a la hipotenusa del triángulo isósceles más grande que pueda inscribirse en la sección de la soldadura (distancia BD de la figura 5-1a). La superficie expuesta de una soldadura no es una superficie plana como la indicada en la figura 5-1a, sino que generalmente es convexa, como se puede ver en la figura 5-1b; por consiguiente, la garganta real puede ser un poco mayor que la que se muestra en la primera figura, llamándose refuerzo al material adicional que implica esto. Al calcular la resistencia de una soldadura el esfuerzo no se considera.

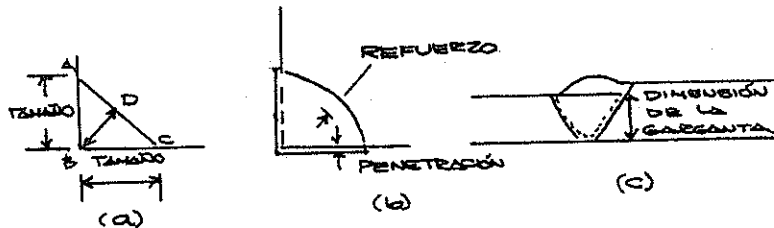


Figura 5-1

En la figura 5-1c se ilustra una soldadura de ranura en "V" simple, entre dos miembros de espesor desigual; el tamaño (dimensión de la garganta) de una soldadura a tope es igual al espesor de la parte más delgada, sin considerar ningún refuerzo.

5-4 Esfuerzo en soldaduras.

Si la dimensión (tamaño) de AB, en la figura 5-1a, es igual a una unidad de longitud, $(AD)^2 + (BD)^2 = 1^2$; como AD y BD son iguales, $2(BD)^2 = 1^2$ y $BD = 0.5 = 0.707$; por consiguiente, la garganta de un filete de soldadura es igual al tamaño de la misma, multiplicando por 0.707; por ejemplo, considerando un cordón de soldadura de 1/2", sus dimensiones AB o BC serán iguales a 1/2", por lo que su garganta será de $0.5 \times 0.707 = 0.3535$ plg, de acuerdo con lo anterior. Si el esfuerzo cortante permisible en la soldadura es de 13,600 lbs/plg² (ver tabla 5-1), la resistencia permisible de trabajo de un filete de soldadura de 1/2 plg será igual a $0.3535 \times 13,600 = 4,800$ libras por pulgada lineal de soldadura. (ver tabla 5-2) Si el reglamento a que está sujeto el diseñador permite un esfuerzo cortante unitario de 15,800 lb/plg², la resistencia permisible de trabajo será entonces de $0.3535 \times 15,800 = 5,600$ lb por pulgada lineal de soldadura. Esta resistencia se indica también en la tabla 5-2.

TABLA 5-1. ESFUERZOS UNITARIOS PERMISIBLES EN SOLDADURA.

Tipo de esfuerzo	Soldaduras sobre	Electrodos	Esfuerzos permisibles (lb/plg ² de área en la garganta)
Esfuerzo en soldadura de filete, tapón y ranura; esfuerzos de tensión transversales al eje de soldaduras de penetración parcial y cortante en estas mismas	Aceros A7 y A373	Clase E60	13,600
	Aceros A36 A242 y A441	Clase E70	15,800

TABLA 5-2 ESFUERZOS PERMISIBLES DE TRABAJO EN SOLDADURA DE FILETE.

Tamaño del filete de soldadura (pulgada)	Esfuerzo unitario permisible (libras por pulgada lineal)	
	Electrodo 60	Electrodo E70
3/16	1,800	2,100
1/4	2,400	2,800
5/16	3,000	3,500
3/8	3,600	4,200
1/2	4,800	5,600
5/8	6,000	7,000
3/4	7,200	8,400
1	9,600	11,200

En la tabla 5-1 se indican los esfuerzos unitarios permisibles para juntas soldadas, en diferentes tipos de acero, según lo señalan las especificaciones AISC; nótese que para diferentes aceros se requieren electrodos especiales. Debe ponerse especial atención al hecho de que el esfuerzo en un filete de soldadura se considera como cortante en la garganta del mismo, sin importar la dirección de la carga aplicada. Tampoco las soldaduras de tapón ni las de ranura deben considerarse capaces de resistir otros esfuerzos que no sean de corte; en la tabla 5-2 se indican las resistencias de trabajo de filetes de soldadura de distintos tamaños.

Si una soldadura se diseña para resistir los esfuerzos de flexión que existen en un miembro, los esfuerzos de compresión o tensión en la soldadura no deben ser mayores que los esfuerzos unitarios permisibles indicados en la tabla 5-1.

En la tabla 5-3 se indica la relación entre el tamaño de la soldadura y el espesor máximo del material, de acuerdo con las especificaciones del AISC.

TABLA 5-3. RELACION ENTRE EL ESPESOR DEL MATERIAL Y EL TAMAÑO MINIMO DE LA SOLDADURA.

Espesor del material de la parte más gruesa conectada (pulgadas)	Tamaño mínimo del filete; de soldadura (pulgadas)
Hasta 1/2, inclusive	3/16
Más de 1/2, hasta 3/4	1/4
Más de 3/4, hasta 1 1/2	5/16
Más de 1 1/2 hasta 2 1/4	3/8
Más de 2 1/4 hasta 6	1/2
Más de 6	5/8

El tamaño máximo de un filete de soldadura, aplicado al borde recto de una placa o sección recta, debe ser 1/16" menor que el espesor nominal del borde; el tamaño de un filete aplicado a lo largo del borde de un ángulo o de un patín inclinado no debe ser mayor de tres cuartos del espesor del patín del ángulo o bien del espesor del borde del patín inclinado. Sin embargo, cuando las condiciones de diseño así lo requieran, pueden utilizarse soldaduras de filete de tamaño igual al espesor del borde, siempre y cuando la soldadura se haga de modo que pueda asegurarse un espesor completo en la garganta. Las soldaduras de filete mayores de 5/16" deben hacerse en dos "pasadas" del electrodo o del alambre de soldadura; por consiguiente, en estas soldaduras

aumenta la relación del costo de mano de obra al costo de material. Se considera que el filete de $3/16$ " es el tamaño mínimo práctico y que el de $5/16$ " es el tamaño más económico que puede obtenerse con una pasada del electrodo.

El área efectiva de las soldaduras de filete y a tope se considera igual a su longitud efectiva, multiplicada por el espesor efectivo de la garganta; la longitud efectiva mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de cuatro veces su tamaño, debiendo agregarse aproximadamente $1/4$ " a la longitud de diseño para tomar en cuenta el arranque y la terminación del arco.

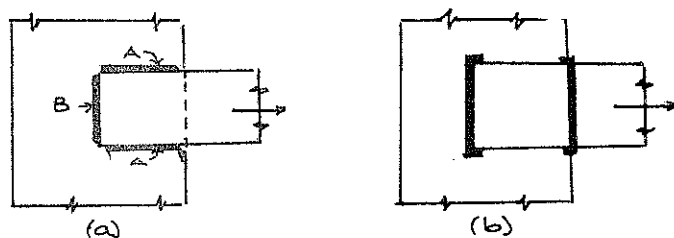


Figura 5-2

La figura 5-2a representa dos placas conectadas por medio de filetes de soldadura; las soldaduras marcadas con A son longitudinales y las marcadas con B son transversales. Si se aplica una carga en la dirección de la flecha, la distribución de esfuerzos en la soldadura longitudinal no es uniforme en la soldadura transversal es aproximadamente mayor en un 30%, por unidad de longitud.

Si la soldadura de un filete transversal se termina dándole vuelta al cordón en su extremo, por una distancia no menor del doble de su tamaño, según se indica en la figura 5-2b, se le agrega resistencia, ya que se contrarresta así la tendencia al arrancamiento de la soldadura. Estas vueltas de la soldadura suelen llamarse encajonamientos.

CAPITULO 6 DISEÑO DE JOIST

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

6- DISEÑO DE VIGA ALMA ABIERTA JOIST.

Al diseñar el "joist" debe seguirse el siguiente procedimiento.

- 1- integración de cargas para su diseño en lb/pie²
- 2- Dimensionar el peralte del joist
 $p > L/24$ L=luz libre en pulgadas.
- 3- Calcular el diagrama de corte y momentos.
- 4- Diseño de la diagonal.

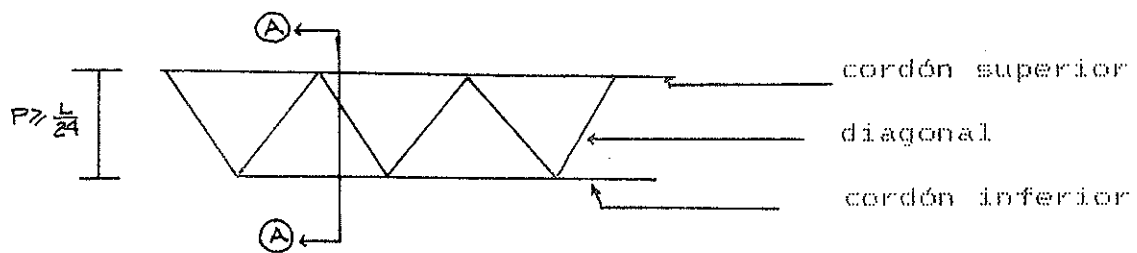
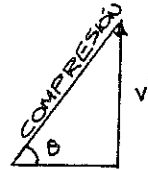


Figura 6-1



Detalle 1

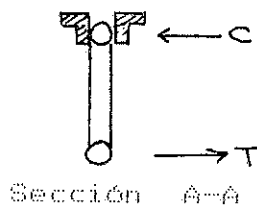
Por análisis se puede encontrar la magnitud de compresión como se muestra en el detalle 1 de la figura 6-1.

$$\text{Donde } V' = \frac{Wl}{2} - p \times W = \text{lbs}$$

$\frac{1}{\text{tg } \theta}$

$$\text{Compresión} = \frac{V'}{\text{sen } \theta} = \text{lbs}$$

- 4-1. Calcular la relación de esbeltez de la diagonal y con el dato obtenido obtener el esfuerzo axial de compresión permisible F_a , de la tabla 3-1.
- 5- Diseño del cordón inferior



$$T = \frac{M \times 12}{p}$$

$$A_n = \frac{T}{F_t}$$

Figura 6-2

C= Compresión
 T= Tensión
 M= Momento
 A_n= Área necesaria
 p= peralte
 F_t= Esfuerzo permisible a la tensión
 F_t= 0.60 F_y Ksi pero no mayor que
 0.50 esfuerzo mínimo de tensión del
 acero.

6- Diseño del cordón superior.

$$A_n = \frac{C}{F_a}$$

EJEMPLO.

Diseñar el joist para un garage cuyo claro libre es de 30 pies. La separación entre joist es de 3 pies. El material del techo será de lámina galvanizada calibre 26 con cielo falso.

Solución.

Lámina galvanizada cal. 26	=	100 lb/pie ²
Cielo falso	=	5 lb/pie ²
Instalación	=	5 lb/pie ²
Impermeabilización	=	1 lb/pie ²
Carga viva	=	8 lb/pie ²

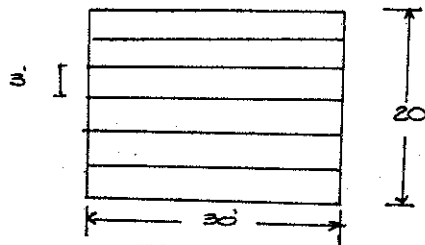


Figura 6-3

$$1- W = (CM + CV) \times Mod + Pp$$

Carga muerta (CM) = 12 lbs/pie²
 Carga viva (CV) = 8 lbs/pie²
 Modulación (Mod) = 3 pies
 Peso propio (Pp) = 15 lbs/pie
 (asumido)
 Carga distribuida (W) = 75 lbs/pie

$$2) p > L/24 \quad P = \frac{30 \times 12}{24} = 15''$$

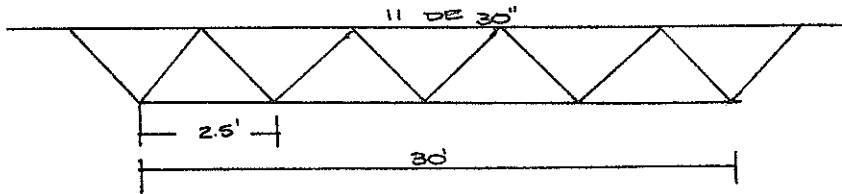
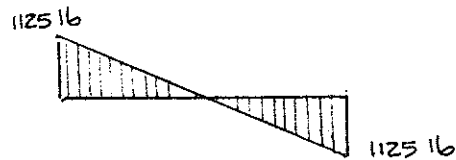


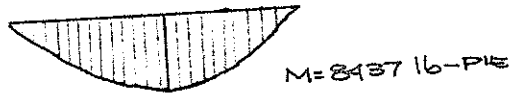
Figura 6-4

3) Diagrama de corte y momento



$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{75 \times 30^2}{8} = 8437.5 \text{ lb-pie}$$

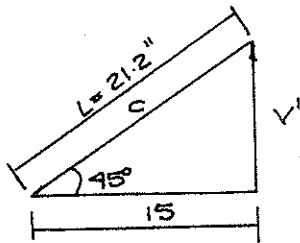
$$M = 101244 \text{ lbs-pulg}$$



$$V = \frac{WL}{2} = 1125 \text{ lbs}$$

Figura 6-5

4) Diseño de diagonal



$$\frac{V'}{C} = \text{Sen } \theta$$

$$V' = \frac{WL}{2} - \frac{15}{12} \times 75 = 1125 - 93.75$$

$$V' = 1031.25 \text{ lbs}$$

Figura 6-6

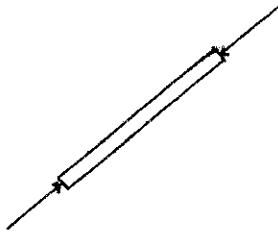
DETALLE 1

La Compresion C.

$$C = \frac{V}{\text{sen } \theta} = \frac{1031.25}{0.707} = 1458.7 \text{ lbs}$$

4-1. $r = \frac{l}{A}$; Para varilla $I = \frac{\pi D^4}{64}$; $A = \frac{\pi D^2}{4}$

$$r = \frac{D}{4}$$



Ensayar \emptyset 3/8

$$K=1$$
$$C= 1458.7 \text{ lbs}$$
$$l= 21.21''$$
$$r= \frac{3}{32}$$

Figura 6-7

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \times 21.21}{0.094} = 226.24$$

Dentro de especificaciones $226.24 > 200$ no cumple.

Probar con \emptyset 1/2"

$$r = 0.125'' \quad ; \quad Kl/r = 169.68 < 200$$

De la Tabla 3-1

$$F_a = 5.18 \text{ Ksi.}$$

$$A_n = \frac{C}{F_a} = \frac{1.4587}{5.18} = 0.28 \text{ plg}^2$$

A \emptyset 1/2" = 0.20 plg² $0.28 > 0.20$ No chequea el área.

Probar con \emptyset 5/8"

$$r = 0.156'' \quad ; \quad F_y = 60,000 \text{ lbs/plg}^2 ; l = 21.21''$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1 \times 21.21}{0.156} = 135.96$$

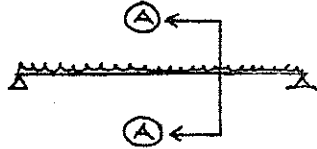
De la tabla 3-1

$$F_a = 8.10 \text{ Ksi} \quad ; \quad A_n = \frac{C}{F_a} = \frac{1.46}{8.10} = 0.18 \text{ plg}^2$$

Area de $\emptyset 5/8 = 0.31 \text{ plg}^2$ $0.31 > 0.18 \text{ plg}^2$ si chequea

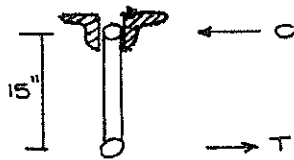
La diagonal es de $\emptyset 5/8"$

5- Cordon inferior



$$\frac{Wl^2}{8} = 8437.5 \text{ lbs-pie}$$

$$T = \frac{8437.5 \times 12}{15} = 6750 \text{ lbs}$$



$$A_n = \frac{T}{F_t} = \frac{6750}{0.60 \times 60,000}$$

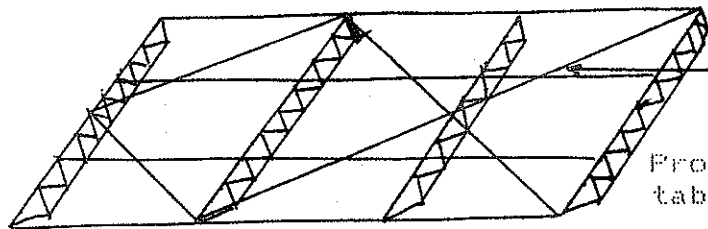
$$A_n = 0.19 \text{ plg}^2$$

$$\text{Area } \emptyset 1/2 = 0.20 \text{ plg}^2$$

Figura 6-8
SECCION A-A

Usar $\emptyset 1/2"$ en cordon inferior.

6) Cordon superior:



COMO RIGIDIZANTE
UTILIZAR $\emptyset 3/8$

Probando con doble angular de la tabla de AISC

$$2 < 1 \frac{3}{4} \times 1 \frac{1}{4} \times 1/8"$$

$$A = 0.179 \text{ plg}^2$$

$$r_x = 0.368'$$

$$r_y = 1.03 \quad \text{Se toma el mayor}$$

$$Kl/r = (1 \times 10 \times 12) / 1.03 = 116.50$$

De la tabla 3-1 e interpolando

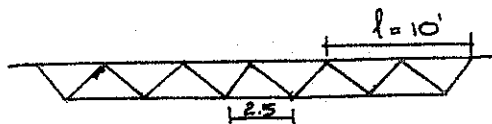
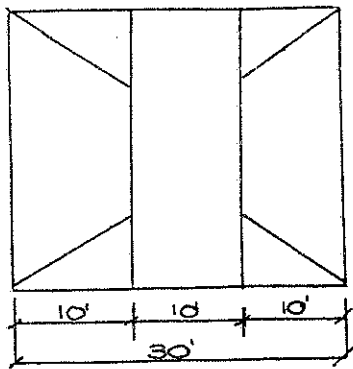


Figura 6-9



$$F_a = 10.78 \text{ Ksi}$$

$$\text{Compresión} = 6750 \text{ lbs}$$

$$A_n = \frac{C}{F_a} = \frac{6.75}{10.78} = 0.63 \text{ pulg}^2$$

$$0.63 < 0.719 \quad \text{Ok.}$$

Usar 2 \times 1 3/4 \times 1 1/4 \times 1/8"
para cordón superior.

FIGURA 6-10

CAPITULO 7

TABLAS PARA DISEÑO

- 7-1 MODULOS DE SECCION PARA TUBOS TIPO LIGERO
MEDIANO Y PESADO
- 7-2 MODULO DE SECCION DE COSTANERAS DE 1/16"
- 7-3 PROPIEDADES MECANICAS DEL FOLIN DE ACERO
PROCEDENTE DE MEXICO
- 7-4 CARGAS VIVAS MINIMAS
- 7-5 PESOS APROXIMADOS DE MATERIALES PARA
TECHADOS

7- Tablas para Diseño.

En este capítulo se presenta una serie de tablas de propiedades mecánicas para el diseño estructural comenzando con las características mecánicas de la tubería ligera, mediana y pesada, ya que actualmente está muy de moda el diseño de joist de tubo. Las propiedades mecánicas de las costaneras de 1/16 utilizadas como viga y columna tipo cajuela, para costanera de techos, cenefas, forros perimetrales en marcos. De igual forma las propiedades mecánicas de canales tipo polin procedente de México.

Características Mecánicas de la tubería ligera, mediana y pesada.

Esfuerzo máximo de tracción y esfuerzo cedente: Según pruebas realizadas en la Universidad San Carlos de Guatemala, el esfuerzo máximo de tracción del tubo es de: 359 Mpa y el esfuerzo cedente es de: 349 Mpa.

7.1 Módulo de Sección para los tubos tipo ligero

Tubería ligera	Diámetro Exterior pulg	Espesor Lámina pulg	Módulo de Sección pulg ³	Módulo de Sección cm ³
1/2	0.840	0.080	0.033	0.544
3/4	1.050	0.092	0.061	1.001
1	1.315	0.104	0.111	1.821
1 1/4	1.660	0.104	0.186	3.051
1 1/2	1.900	0.116	0.270	4.480
2	2.370	0.166	0.443	7.266
2 1/2	2.875	0.128	0.726	11.904
3	3.500	0.128	1.103	18.073
4	4.500	0.144	2.080	34.078

Módulo de Sección para los tubos tipo mediano

Tubería Mediana	Diámetro Exterior pulg	Espesor Lámina pulg	Módulo de Sección pulg ³	Módulo de Sección cm ³
1/2	0.840	0.104	0.040	0.648
3/4	1.050	0.104	0.067	1.092
1	1.315	0.116	0.121	1.975
1 1/4	1.660	0.116	0.203	3.329
1 1/2	1.900	0.128	0.296	4.850
2	2.370	0.128	0.482	7.895
2 1/2	2.875	0.144	0.804	13.167
3	3.500	0.157	1.319	21.617
4	4.500	0.176	2.488	40.763

Módulo de Sección para los tubos tipo pesado

Tubería Pesada	Diámetro Exterior pulg	Espesor Lámina pulg	Módulo de Sección pulg ³	Módulo de Sección cm ³
1/2	0.840	0.116	0.042	0.692
3/4	1.050	0.116	0.072	1.176
1	1.315	0.128	0.129	2.120
1 1/4	1.660	0.128	0.219	3.593
1 1/2	1.900	0.144	0.324	5.317
2	2.370	0.157	0.569	9.330
2 1/2	2.875	0.200	1.052	17.234
3	3.500	0.216	1.724	28.253
4	4.500	0.237	3.214	52.676

7.2

COSTANERA "C"

A	B	C	t	Area cm ²	Peso Kg/ml	Ix cm ⁴	Sx cm ³	Iy cm ⁴	Sy cm ³
4"	2"	1/2"	1/16"	3.53	2.69	59.56	11.72	12.55	3.71
5	2	1/2	1/16	3.93	2.98	99.59	15.68	13.49	3.80
6	2	1/2	1/16	4.33	3.36	152.30	19.99	14.26	3.87
7	2	1/2	1/16	4.74	3.66	218.99	24.63	14.91	3.93
8	2	1/2	1/16	5.14	3.95	300.97	29.62	15.45	3.97
9	2	1/2	1/16	5.59	4.25	402.60	35.22	16.02	4.03
10	2	1/2	1/16	5.99	4.62	519.95	40.94	16.42	4.06

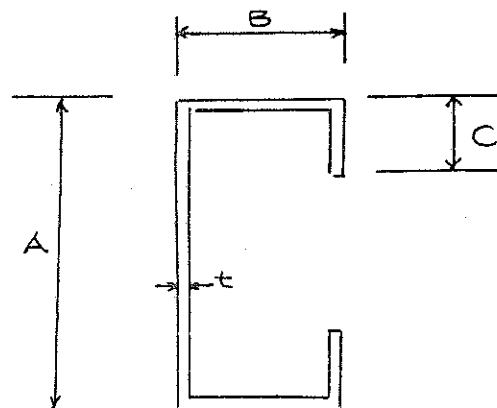


Figura 7-1

Tipo de edificio o uso	Carga viva Lbs/pie ²	Kg/m ²
Apartamento		
Habitaciones privadas	40	200
Pasillos	100	500
Salones de reunión	100	500
Edificios para reuniones públicas		
Pasillos	100	500
Salones con asientos fijos	60	300
Salones con asientos móviles	100	500
Casas de habitación	40	200
Fábricas	125	625
Estacionamientos	100	500
Hoteles		
Quartos privados	40	200
Salones públicos	100	500
Edificios de oficina		
Oficina	80	400
Escuelas		
Salas de reunión; auditorio	100	500
Salones con asientos fijos	40	200
Salones con asientos móviles	40	200
Pasillos	100	500
Escaleras y salidas de incendio	100	500
Tiendas		
Planta baja	125	625
Pisos superiores	75	375

7.5 PESOS APROXIMADOS DE MATERIALES PARA TECHADOS

	kg/m ²	lb/pie ²
Lámina galvanizada corrugada		
Calibre 20	10	2.0
Calibre 18	15	3.0
Concreto ligero, por cada 2.5 cm (1") de espesor	40	8.0
Cubierta de madera	17	3.5
Tejado		
de madera	15	3.0
de asbesto	25	5.0
Teja de barro		
simple	70	14.00
tipo español	50	10.00
Lámina estañada, calibre IX	4	0.75

CAPITULO 8

DISEÑO DE UNA ARMADURA PARA TECHO

8-1 ARMADURA PARA TECHO

8-2 POLIGONO DE FUERZA

8-3 DIAGRAMA DE FUERZA

8-4 PESOS APROXIMADOS DE ARMADURA DE ACERO

8-5 MIEMBROS A COMPRESION

8- DISEÑO DE UNA ARMADURA PARA TECHO.

8-1 Armadura para techo.

Una armadura es una estructura reticular, compuesta generalmente por miembros rectos, arreglados y conectados entre sí, de manera que los esfuerzos ocasionados por las cargas aplicadas en sus juntas sean siempre de tensión o de compresión; la mayoría de las armaduras que se utilizan en la práctica se forman a base de triángulos.

Una nave es la porción de techo comprendida entre dos armaduras y el ancho de la nave es la distancia entre centros de dichas armaduras. Un largero de techo es la viga que, cubriendo el claro entre armaduras, transmite las cargas del techo a la armadura; estas cargas son las ocasionadas por el material de la cubierta, la carga viva y el viento. A la parte del techo comprendida entre dos nudos adyacentes de la cuerda superior se le llama tablero; por consiguiente, la carga que se presenta en un nudo de la armadura es igual a la longitud de la nave multiplicada por el ancho de tablero y por la carga que gravite sobre el techo. A la altura de la armadura, dividida entre el claro del techo, se le llama paso; en la figura 8-1a se encuentran otros nombres que se dan a los miembros de una armadura típica.

8-2 Polígono de fuerzas.

Al diseñar una armadura de techo, el diseñador debe determinar primero la magnitud y el tipo de la fuerzas que actúan sobre los miembros; por tipo debe entenderse el carácter de la fuerza, ya sea tensión o compresión. Lo anterior puede realizarse mediante métodos gráficos.

Con excepción de las cargas de viento, las armaduras tienen por lo general cargas simétricas; por ejemplo, en la armadura mostrada en la figura 5-1a existirían tres cargas verticales iguales de W lbs. cada una, y como la armadura es simétrica, cada una de las reacciones en los apoyos será igual a $1/2 \times 3 W = 1.1/2 W$. En la figura 5-1b se representa en forma esquemática el extremo izquierdo de la armadura, en donde pueden verse tres fuerzas que son, leyendo en el sentido de las manecillas del reloj: AB , que es la reacción, hacia arriba, de $1.1/2 w$; B , la fuerza en la cuerda superior, y CA , la fuerza en la cuerda inferior; éstas dos últimas de magnitud desconocida. Las tres fuerzas son concurrentes y, como deben estar en equilibrio, el diagrama de fuerzas que las represente debe ser un diagrama cerrado; por tanto, si se dibujan una fuerza ab hacia arriba, a una escala conveniente, que represente la reacción $1.1/2 w$ (figura 8-1c) y a partir del punto b se dibuja una línea paralela a BC , trazando después una línea paralela a CA partiendo del punto a , el punto de intersección de ambas líneas definirá el

punto c. Se podrá encontrar entonces las magnitudes de las fuerzas en los miembros BC y CA midiendo sus longitudes a escala en el diagrama de fuerzas (figura 8-1c), utilizando, por supuesto, la misma escala a que fue dibujada ab.

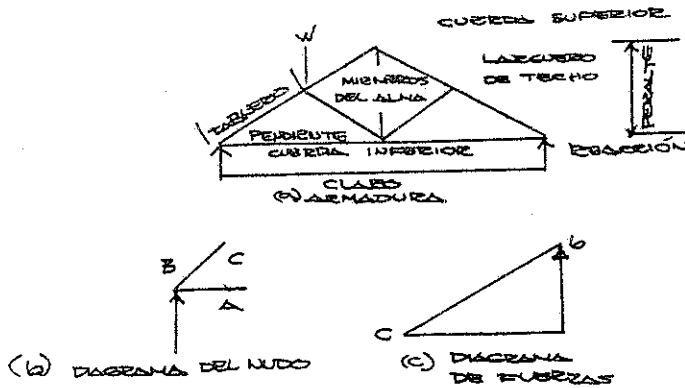
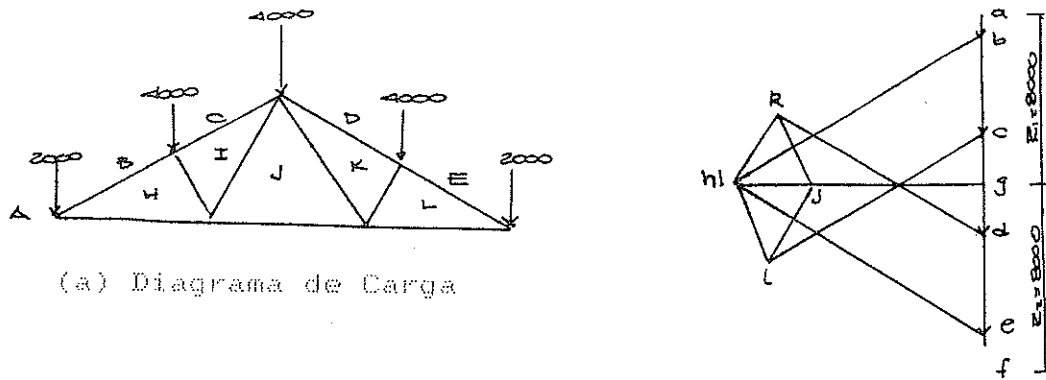


FIGURA 8-1

Para determinar el tipo de las fuerzas que concurren a este nudo, ver las figuras 8-1b y 1, considerar primero el miembro BC; en el diagrama del nudo se le dió una nomenclatura a las fuerzas en el sentido de las manecillas del reloj; nótese la secuencia de las letras, B, C, etc. En el diagrama de fuerzas se puede ver que la dirección de bc es de arriba hacia abajo y a la izquierda; si el diagrama del nudo sigue la misma dirección, ésta será hacia el nudo (punto ABC), por lo que la fuerza es de compresión. Considerando ahora el miembro CA, en el diagrama de fuerzas ca va de izquierda a derecha; siguiendo la misma dirección para CA en el diagrama del nudo, ésta será hacia afuera del punto, ABC, por lo que el miembro está a tensión.

La longitud del miembro de una armadura no tiene relación directa con la magnitud de la fuerza que soporta, sino que esta magnitud esta determinada por la longitud de la línea que representa al miembro en el diagrama de fuerzas. El diagrama de fuerzas de la figura 8-1c es el polígono de fuerzas para las tres cargas que concurren en el apoyo izquierdo de la armadura; el diagrama de fuerzas para toda la armadura consistirá de la combinación de los polígonos de fuerzas de todos los nudos de la armadura. En la figura 8-2a aparece una armadura Fink de cuatro tableros y en la figura 8-2b se muestra el diagrama de fuerzas completo para cargas verticales.



(a) Diagrama de Carga

Diagrama de fuerzas por Carga Vertical

Figura 8-2

8-3 Diagramas de fuerzas.

La carga vertical por tablero, para la armadura mostrada en la figura 8-2a, es de 4,000 lb; las dos cargas extremas son de 2,000 lb cada una, con lo cual se tiene una carga vertical total de $4,000 \times 3 + 2,000 \times 2 = 16,000$ lb. Como la armadura es simétrica, cada una de las reacciones en los apoyos (hacia arriba) es de $16,000/2 = 8,000$ lb.

Una vez que se conocen las cargas y las reacciones, el primer paso a seguir en la construcción de un diagrama de fuerzas es dibujar un polígono para las fuerzas externas; en este caso, estas fuerzas son AB, BC, CD, DE, EF, FG, GH y se conocen todas sus magnitudes; por tanto, a una escala conveniente se dibuja ab (figura 8-2b), que es una fuerza de 2,000 lb hacia abajo, y de este punto b ya determinado se dibuja bc de 4,000 lb, también hacia abajo.

Continuando con cd, de, y ef, se termina con las fuerza hacia abajo; a la línea que resulta de dibujar todas ellas se le llama línea de carga y su longitud es equivalente a 16,000 lb; la siguiente fuerza externa es FG, cuyo valor es de 8,000 lb hacia arriba y que determina la posición del punto g. La fuerza externa restante, GA, completa el polígono de fuerzas externas. Como las cargas y las reacciones son ambas verticales, el polígono de las fuerzas externas es una línea vertical.

En conjunto con el polígono que se ha dibujado, se traza ahora un diagrama para las fuerzas AB, BH, HG y GA con respecto al punto ABGH, dibujando a partir de b una línea paralela a GH y a partir de g una paralela a HG; el punto de

intersección determinará el punto. Considerando ahora los miembros del nudo BCIH, se traza a partir de c una línea paralela a CI y a partir de h una línea paralela a IH; su intersección determina el punto i. El siguiente nudo es el HIJG; si se traza una línea paralela a IJ, partiendo de i, y se traza a partir de g una línea paralela a JG se establecerá el punto j. Procediendo el mismo modo con los nudos CDKJI y DELK, completa el diagrama de fuerzas (ver figura 8-2b). Las magnitudes de las fuerzas en los miembros se encuentran midiendo a escala las longitudes de las líneas del diagrama que se ha trazado y el tipo de dichas fuerzas se encuentran según se explicó en el artículo 8-2; un miembro a compresión se indica aquí con signo más (+) y un miembro a tensión con signo menos (-). En el diagrama de cargas se indican las magnitudes de las fuerzas que existen en la armadura para la condición de carga vertical (ver figura 8-2a).

8-4 Pesos aproximados de armaduras de acero.

En la tabla 8-1 se presentan los pesos aproximados de armaduras de acero, en libras por pie cuadrado de proyección horizontal.

TABLA 8-1

Claro pies	Pendiente del techo.			
	45	30	25	plano
hasta 40	5	6	7	8
40 - 50	6	7	7	8
50 - 60	7	8	9	10
60 - 70	7	8	9	10
70 - 80	8	9	10	11

EJEMPLO. Diseñar una armadura de acero tipo Fink, con 8 tableros, cuyo claro libre es de 60 pies. La separación entre armaduras es de 18 pies. El material del techo será teja de barro tipo español, colocada sobre una losa de concreto ligero de 4 plg de grueso, la pendiente de la cuerda superior es de 30.

Solución. El área de techo correspondiente a cada tablero es de $8.6 \times 18 = 154.8$ pies cuadrados.

Se utilizará una carga de viento de 25 lb/pie^2 y las cargas de la teja y tablero se calculan como sigue:

Teja de barro tipo español	= 12	(tabla 7-5)
Concreto ligero de 4"	= 32	(tabla 7-5)
Carga de Viento	= 25	(asumido)
total	= 69	lb/pie ²

La carga vertical que actúa en cada tablero, sin incluir el peso propio de la armadura, es de $154.8 \times 69 = 10,681$ lb.

La proyección horizontal del área de techo soportada por una armadura es de $60 \times 18 = 1,080$ pies², y como el peso aproximado de la armadura es de 8 lb/pie² (tabla 8-1), el peso total estimado será de $1,080 \times 8 = 8,640$ lb.

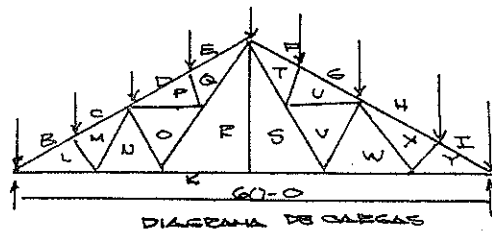


Figura 8-3

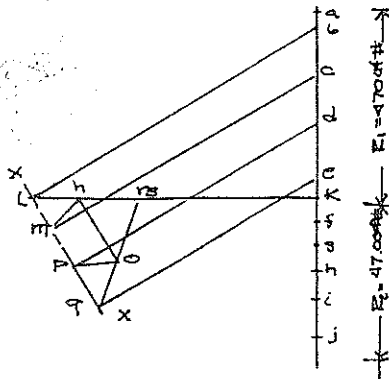


Figura 8-4

Si se supone que el peso de la armadura está distribuido uniformemente sobre todos los tableros, el peso estimado que actúa en cada uno de ellos es de $8,640/8 = 1,080$ lb; la carga vertical en cada nudo es entonces de $10,681 + 1,080 = 11,761$ lb. La carga total sobre la armadura es entonces de $8 \times 11,761 = 94,088$ lb y cada una de las reacciones en los apoyos es de $1/2 \times 94,088 = 47,044$ lb.

En la tabla 3-2 se encuentran las fuerzas en los distintos miembros de la armadura; estas fuerzas se determinan midiendo a escala las longitudes de las líneas del diagrama de fuerzas, usando la misma escala que se utilizó para dibujar el polígono de fuerzas exteriores.

3-5 Miembros a compresión.

Los miembros de las armaduras de acero están hechos por lo general de dos ángulos, separados en las conexiones mediante placas de $3/8"$ (1 cm) o $1/2"$ (1.27 cm); la sección más eficiente consiste por lo común de dos ángulos de patines desiguales, con los patines largos colocados espalda con espalda. Los miembros a compresión se diseñan como columnas con su longitud y carga axial correspondiente; el diseñador debe usar la fórmula de columnas requerida por el reglamento de construcción según se describió en el artículo 3-4.

EJEMPLO. Determinar el tamaño de los miembros a compresión de la armadura Fink mostrada en la figura 8-3, utilizando placas de conexión de $3/8"$ de espesor y acero A36.

Solución. La fuerza que existe en BL es de 82,000 lb (ver tabla 3-2) y su longitud es de $8'4"$; se seguirá el método descrito en el artículo 3-6 para el diseño de columnas.

Paso 1. Se supone que la sección tentativa está compuesta por dos ángulos de $4" \times 3.1/2" \times 3/8"$, con sus lados mayores espalda con espalda y separados $3/8"$ entre sí; en la tabla del AISC se puede ver que el área de esta sección es $A=5.34$ plg² y que su radio de giro mínimo es de 1.25 plg.

Paso 2. La relación de esbeltez $l/r = \frac{(8 \times 12) + 4}{1.25} = 80$; esta relación queda dentro del límite de 120 para miembros principales.

Paso 3. Según la tabla 3-1, $F_a = 15,360$ lb/plg², para una relación de esbeltez de 80; éste será el esfuerzo permisible.

Paso 4. Como el área de la sección supuesta es de 5.34 plg², la carga permisible es $P = 15,360 \times 5.34 = 82,000$ lb; puesto que la carga real en el miembro no excede esta carga permisible, se acepta la sección propuesta. Las fuerzas en el resto de los miembros de cuerda inferior son menores de 82,000 lb; por consiguiente se usará la misma sección.

Miembro	PROPORCION L/h			
	a=30	4	5	6
ca	-5.00	-5.59	-6.73	-7.91
cb	-4.00	-4.50	-5.39	-6.32
cd	-3.00	-3.30	-4.04	-4.74
Aa	+4.33	+5.00	+6.25	+7.50
Ac	+3.46	+4.00	+5.00	+6.00
ab	-1.00	-1.10	-1.35	-1.58
bc	+0.50	+0.50	+0.50	+0.50
cd	-1.32	-1.40	-1.60	-1.80
de	+2.00	+2.00	+2.00	+2.00

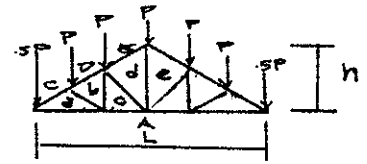


Figura 8-8

Miembro	PROPORCION L/h			
	a=30	4	5	6
ca	-5.00	-5.59	-6.73	-7.91
cb	-5.00	-5.59	-6.73	-7.91
Ed	-4.00	-4.47	-5.39	-6.32
Aa	+4.33	+5.00	+6.25	+7.50
Ac	+3.46	+4.00	+5.00	+6.00
Ae	+2.60	+3.00	+3.75	+4.50
ab	-1.00	-1.00	-1.00	-1.00
bc	+1.32	+1.41	+1.60	+1.80
cd	-1.50	-1.50	-1.50	-1.50
de	+1.73	+1.80	+1.95	+2.12

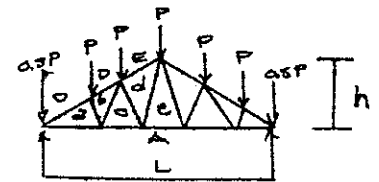


Figura 8-9

Miembro	PROPORCION L/h			
	a=30	4	5	6
ca	-5.00	-5.59	-6.72	-7.91
cb	-5.00	-4.55	-5.57	-6.64
Ec	-4.00	-4.71	-5.96	-7.27
Aa	+4.33	+5.00	+6.25	+7.50
Ad	+2.60	+3.00	+3.75	+4.50
ab	-1.00	-1.08	-1.21	-1.34
bc	-1.00	-1.08	-1.21	-1.34
cd	+1.73	+2.00	+2.50	+3.00

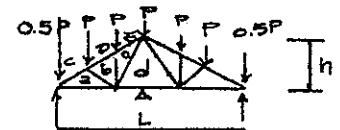


Figura 8-10

Miembro	PROPORCION L/h			
	a=30	4	5	6
ca	-7.00	-7.83	-9.42	-11.07
Db	-6.50	-7.38	-9.05	-10.75
Ee	-6.00	-6.93	-8.68	-10.44
Ff	-5.50	-6.48	-8.31	-10.12
Aa	+6.06	+7.00	+8.75	+10.50
Ac	+5.20	+6.00	+7.50	+9.00
Ad	+3.46	+4.00	+5.00	+6.00
ab	-0.87	-0.89	-0.93	-0.95
bc	-0.87	-1.00	-1.25	-1.50
cd	+1.73	+1.79	+1.86	+1.90
de	+0.87	+1.00	+1.25	+1.50
ef	-0.87	-0.89	-0.93	-0.95
fg	+2.60	+3.00	+3.75	+4.50
dg	+1.73	+2.00	+2.50	+3.00

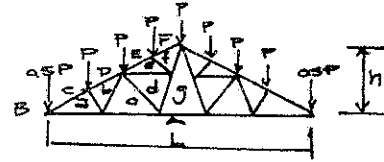


Figura B-11

CAPITULO 9

GUIA PARA LA UTILIZACION DEL PROGRAMA
"FRANEMAC", EN LA ELABORACION DE ESTRUCTURAS
METALICAS

9- GUIA PARA LA UTILIZACION DEL PROGRAMA "FRAMEMAC" EN LA ELABORACION DE ESTRUCTURAS METALICAS.

El paquete Framemac es un programa para diseño y análisis estructural, el cual proporciona una gran ayuda al diseñador obteniendo a través de su uso rapidez de cálculo.

Para la guía del curso de diseño de estructuras metálicas 1. Sólo se trabajará con el análisis estructural, mientras que en el diseño se seguirán los pasos que se proporcionaron en el capítulo 2, 3, 4.

Este paquete únicamente puede ser utilizado através de una Macintosh plus o una macintosh 512 KE con una capacidad de memoria mínima de 512 K RAM y un Mouse. Para el manejo del mismo es necesario tener conocimientos de computación, en especial en el manejo de Windows.

Para comenzar el programa comience por ingresar el disket al disco duro, en pantalla aparecerá el nombre del programa, por medio del mouse lleve el cursor sobre el nombre del paquete en pantalla y proporcione un doble-click.

En la pantalla aparecerán los siguiente mensajes: File, Node, Element, Request, Show, Load, Windows.

-File. Como en otros programas; hojas de cálculo o redacción de cartas éste proporciona los comandos necesarios para archivar, salvar, imprimir y salir del programa.

-Node. Es una tabla especial para nudos, la más importante es la que proporciona la siguiente información Add new node (agregue nuevo nudo), connect the two selected nodes with an element (conectar dos nudos seleccionados con un elemento)

-Element. Es la columna o viga que une cada uno de los nudos que se seleccionaron. Con el cursor se señala esta carátula y con un click del mouse proporciona la siguiente información:

Change the selected element = Cambiar los elementos seleccionados.

Display what on each element = Despliegue, exhibición o exposición del elemento seleccionado.

Remove all load from the = Quitar o borrar todas las cargas del elemento seleccionado.

Request

= Petición o solicitud.

Esta a su vez proporciona la siguiente información:

Analyse structure. (analizar la estructura), después de colocar los nudos unidos a cada elemento con su respectiva carga este comando se encarga de analizar por completo la estructura.

Units (unidades) de longitud, carga, momento, etc, según el tipo de dimensionales que se esté trabajando.

-Show (mostrar) la información deseada para exponerla en la pantalla junto a la estructura.

Structure before deformation (estructura después de la deformación)

Structure after deformation (estructura antes de la deformación)

Node numbers (número de nudos)

Node Coordinates (coordenadas de los nudos)

Support reactions (reacciones en los soportes)

Element load Values (carga en los elementos)

-Load (carga)

Add concentrated force (agregar fuerza concentrada)

Add applied moment (agregar momento aplicado)

Add distributed load (agregar carga distribuida)

-Procedimiento para ingresar datos y analizar.

1- Con el cursor del mouse dirigirse a Request con el botón oprimido del mouse bajar donde aparece units. Se obtendrá la figura (9-1) que se muestra a continuación.

Force	Dist. Load	Moment	Defl.	Shear	Length
<input type="radio"/> kip	<input type="radio"/> kip/ft	<input type="radio"/> kip-ft	<input type="radio"/> ft	<input type="radio"/> kip	<input checked="" type="radio"/> ft
<input checked="" type="radio"/> lb	<input checked="" type="radio"/> lb/ft	<input checked="" type="radio"/> lb-ft	<input checked="" type="radio"/> inch	<input checked="" type="radio"/> lb	<input type="radio"/> inch
<input type="radio"/> tonne	<input type="radio"/> lb/in	<input type="radio"/> lb-in	<input type="radio"/> mil	<input type="radio"/> tonne	<input type="radio"/> m
<input type="radio"/> kg	<input type="radio"/> tonne/m	<input type="radio"/> tonne-m	<input type="radio"/> m	<input type="radio"/> kg	<input type="radio"/> cm
<input type="radio"/> kN	<input type="radio"/> kg/m	<input type="radio"/> kg-m	<input type="radio"/> cm	<input type="radio"/> kN	<input type="radio"/> mm
<input type="radio"/> N	<input type="radio"/> kg/cm	<input type="radio"/> kg-cm	<input type="radio"/> mm	<input type="radio"/> N	
	<input type="radio"/> kN/m	<input type="radio"/> kN-m			
	<input type="radio"/> N/m	<input type="radio"/> N-m			
	<input type="radio"/> N/mm	<input type="radio"/> N-mm			
Stress	A,d,l,w	Unit wt.	Struc. wt.		
<input type="radio"/> ksi	<input type="radio"/> ft	<input checked="" type="radio"/> lb/ft	<input type="radio"/> kip		
<input type="radio"/> psf	<input checked="" type="radio"/> in	<input type="radio"/> lb/in	<input checked="" type="radio"/> lb	<input type="button" value="OK"/>	
<input checked="" type="radio"/> psi	<input type="radio"/> m	<input type="radio"/> kg/m	<input type="radio"/> tonne		
<input type="radio"/> kg/m**2	<input type="radio"/> cm	<input type="radio"/> kg/cm	<input type="radio"/> kg	<input type="button" value="Cancel"/>	
<input type="radio"/> kg/cm**2	<input type="radio"/> mm	<input type="radio"/> N/m	<input type="radio"/> kN		
<input type="radio"/> N/mm**2		<input type="radio"/> N/mm	<input type="radio"/> N		

Figura 9-1

Con el cursor del mouse se puede señalar y con un clic o enter del tablero, se tendrá el tipo de dimensional que se quiera trabajar, al terminar de señalar todas las unidades marcar dos clics en OK.

2-Con el Mouse dirigirse a Node y con un click , bajar donde dice add new node o trabajando con control N, la cual proporciona la siguiente pantalla (figura 9-2)

Node: #3

The coordinates of the node are, in ft:

X: Y:

The node is restrained against:

hinge

movement in the X direction

movement in the Y direction

rotation about the Z axis

Figura 9-2

El cursor dirigirlo a movement in the X,Y direction. Al marcar esta dos restricciones con un click. Para columnas éstas quedarán articuladas, en caso se marca con un click rotation about the Z axis. Esta quedará completamente empotrada.

Para unión columna - viga no se hace el procedimiento anterior solo se marcan las cordenadas X, Y de cada nudo.

3- Con el mouse dirigirse a un nudo sin tocarlo y con el botón oprimido del mouse, dirigirlo hacia el siguiente nudo sin soltar el botón y evitando tocar el nudo. Al llegar a ese punto, soltar el botón del mouse, con esto quedará seleccionados los nudos.

4- Al tener dos nudos seleccionados dirigirse con el mouse a Node y con el botón presionado dirigirse donde dice: Connet the two selected nodes with an element. Soltar el botón del mouse.

Este paso puede ser igual tomando los nudos seleccionados y con control E se tiene el elemento que une los dos nudos.

5 - Para colocar la carga distribuida de diseño, dirigirse a Load y con el botón presionado del mouse bajar donde señale Add distributed load y con dos click se obtiene la siguiente (Figura 9-3)

Start at 0.00 e+1 ft from the left end of the element

Ends at 2.47 e +1 ft from the left end of the element

(procurar no tocar esa informacion debido a que son las coordenadas de los nudos)

The magnitudes are, in unit of lb/ft:

at the left: 0.00e +0 towards the right and 0.00 e+0 downward

at the right: 0.00e +0 towards the right and 0.00 e+0 downward

Ingreso de magnitud para cargas horizontales

Ingreso de magnitud para cargas verticales o de viento.

Figura 9-3

Si se hubiere cometido algún error de ingreso en la información o se desea aumentar la carga, dirigirse a Element y bajar donde dice Remove all loads from the selected elements (quitar todas las cargas del elemento seleccionado), pulsar dos click al botón del mouse para que acepte la orden.

6 - Teniendo la estructura completa con columnas, vigas y cargas dibujadas en pantalla, dirigir el cursor a Request y con el botón del mouse oprimido bajar donde dice Analyze structure dandole dos click al botón del mouse.

7 - En pantalla aparecera el comportamiento de la estructura a causa de la carga que se le propuso. Con ésto seleccionar dos nudos y un elemento (el mismo procedimiento como en el paso 3.

Al quedar seleccionados los nudos y elementos dirigirse a Element y con el botón oprimido bajar donde dice Show the selected elements in elements (muestre el elemento seleccionado en elementos) y se obtendrá la siguiente (Figura 9-4)

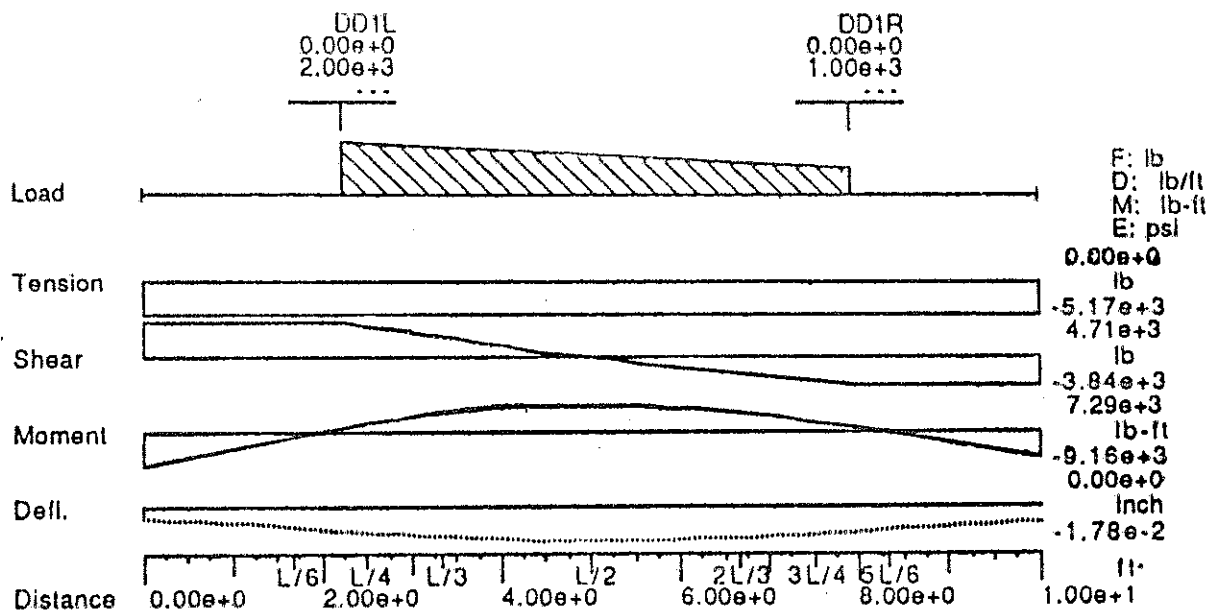


Figura 9-4

En la figura 9-4 aparece el diagrama de carga (Load), el de corte (Shear), el de momentos (moment) y deflexión (defl)

Nota: Este programa no calcula la estructura completa, sólo analiza por partes dos nudos y un elemento situación que debe tomarse en cuenta en el análisis.

Con el diagrama de momentos en pantalla se dirige el mouse a alguna distancia deseada y pulsando el botón del mismo proporciona la siguiente información. Figura 9-5

At 4.56e+0 ft along the element from node 7:

axial force is -5.17e+3 lb (compr.);
 movement along element is -1.10e-3 inch;
 shear is 5.07e+2 lb;
 moment is 7.21e+3 lb-ft;
 rotation is -7.34e-5 radians;
 counter-clockwise defl. is -1.76e-2 inch;
 bending stress on top is -2.06e+3 psi (compr.);
 bending stress on bottom is 2.06e+3 psi (tensn.).
 combined stress on top is -2.64e+3 psi (compr.);
 combined stress on bottom is 1.48e+3 psi (tensn.).

OK

Figura 9-5

Esta información proporciona el valor del momento, fuerza cortante y distancia donde se encuentra.

Con estos datos se puede hacer el diseño utilizando los artículos 2, 3 y 4 de esta guía.

Para regresar a los diagramas dirigir el cursor con el mouse y un click al botón en OK.

8 - Para regresar a la posición inicial del diagrama de la estructura, dirigirse a Windows y bajar con el mouse sin soltar el botón donde dice Structure Diagram (diagrama de la estructura), allí soltar el botón. Regresa a su posición inicial.

La misma secuencia de pasos es para el resto de nudos y elementos siguiendo los pasos 7 y 8.

EJEMPLO. Con las dimensiones del problema 1, capítulo 4 Se procederá al siguiente análisis.

- 1- Las unidades son las mismas que de la figura 9-1
- 2- Las coordenadas de los nudos están en pies y serán los siguientes:

Nudo 1	X: 0.0	Y: 0.0
Nudo 2	X: 0.0	Y: 20
Nudo 3	X: 24.6	Y: 26.15
Nudo 4	X: 49.2	Y: 20
Nudo 5	X: 49.2	Y: 0.0

Para el nudo 1 y 5 marcar un click donde dice Movement in the x,y direction, para dejar articuladas las columnas.

En el caso de regresar a algún nudo, sólo con llevar el cursor por medio del mouse a algún nudo y un click al botón retorna la figura 9-2.

- 3- Seleccionar los nudos con un elemento. 1-2.
- 4- Presionar control E o dirigirse a Node con el botón del mouse, bajar donde aparece el mensaje: Connet the two selected nodes with an element y soltar el botón del mismo.

De igual modo seguir los pasos 3 y 4 para los nudos 2-3, 3-4 y 4-5.

- 5- Seleccionar los nudos 2-3 y dirigiendose a Load, con el botón del mouse presionado. Bajar donde aparece el mensaje: Add distributed load y soltando el botón se obtiene la figura 9-3. Para este problema colocar la

magnitud horizontal de la siguiente forma:

The magnitudes are, in unit of lb/ft:

at the left: $0.00e+0$ towards the right and 255 downward

at the right: $0.00e+0$ towards the left and 255 downward

De la misma manera se debe hacer con los nudos 3-4.

6- Teniendo la estructura completa como en la figura 9-6 dirigirse a Request para analizar la estructura.

FRAME MAC file: EJEMPLO 9-1; Last modified at 02:15:32 on June, 26 June 2034
Next to each support are reactions in lb and lb-ft.
Positive reactions and deformations are to the right, upwards, and counter-clockwise.

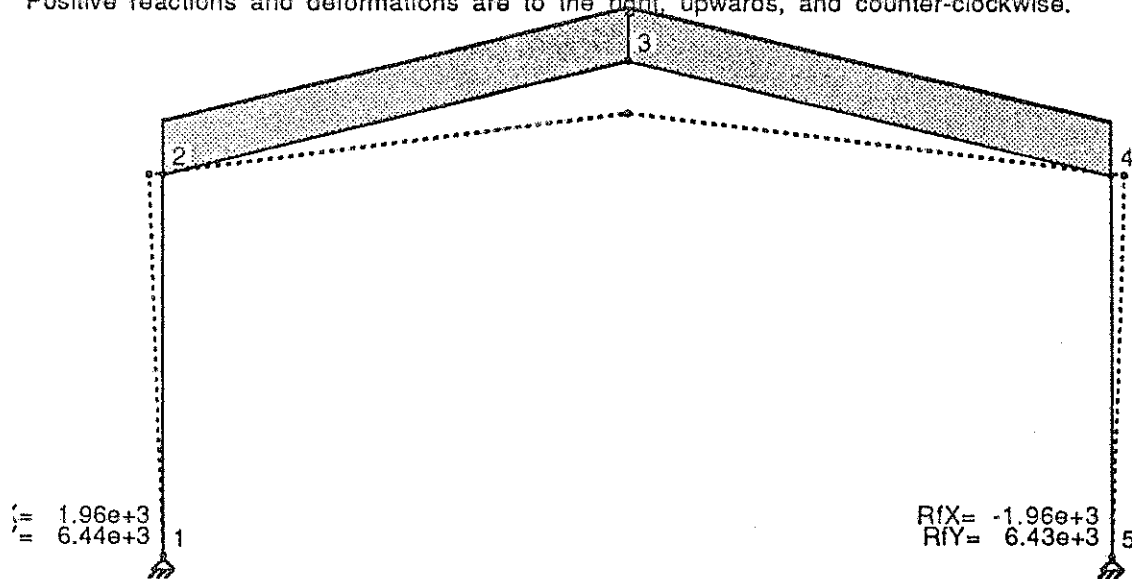


Figura 9-6

7- Como la estructura es simétrica se seleccionará el nudo 2-3, después de esto dirigirse Elemen y con el botón del mouse oprimido bajar donde sale el mensaje: Show the selected elements in elements.

Se obtendrá la figura que se muestra a continuación.

Nota: de la misma manera se trabajará con el nudo 1-2.

FRAME MAC file: EJEMPLO 9-1; Last modified at 02:15:32 on lune, 26 juni 2034

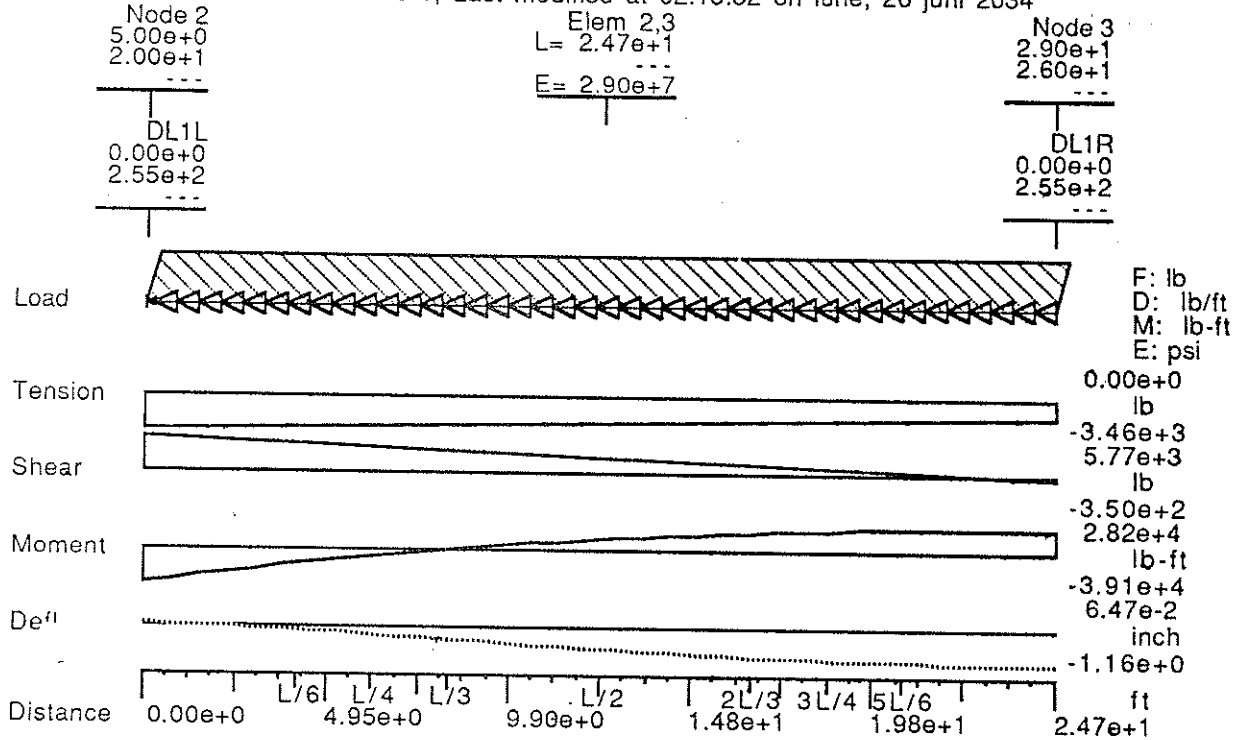


FIGURA 9-7

FRAME MAC file: EJEMPLO 9-1; Last modified at 02:15:32 on lune, 26 juni 2034

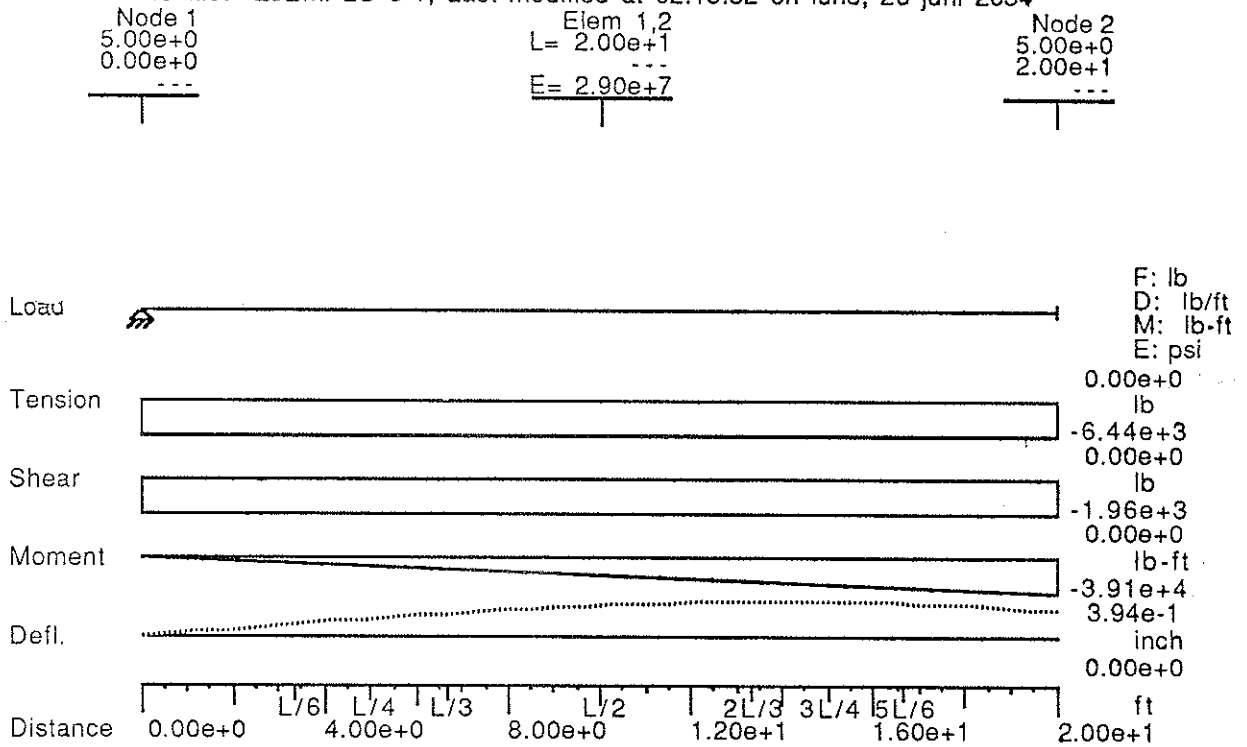


FIGURA 9-8

Para diseñar sólo queda dibujar un croquis a mano de
que contenga la estructura completa uniendo estos dos
dibujos; y con los momentos y reacciones se puede diseñar
en la misma forma que aparece en el problema 1 del capítulo
9.

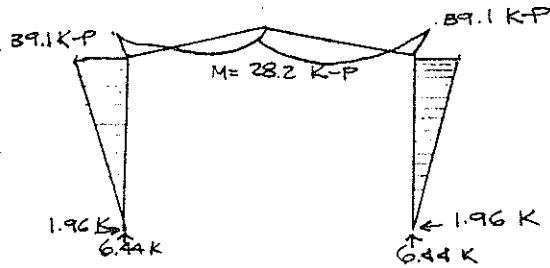


Figura 9-9

CONCLUSIONES

- a) El acero A36 es sumamente liviano y económico para la elaboración de estructuras metálicas, en tal virtud, se puede construir otro nivel en la edificación sin necesidad de reforzar las columnas de la misma.
- b) El acero es limpio, sencillo de manejar, antisísmico, no necesita de obra falsa como fachaleta, andamios o parales, además de no requerir mucho espacio para su instalación, y su cuantificación para el cálculo de presupuesto es exacto.
- c) De acuerdo a las instrucciones que se dan en el presente trabajo, la instalación de las estructuras metálicas es fácil y rápida al igual que su desmontabilidad por lo que es la mejor sugerencia para la construcción de edificaciones en terrenos arrendados.
- d) Gracias a los grandes beneficios de la estructura en metal, tanto en lo económico como en lo visual y espacial, hoy día ha cobrado mucho auge la utilización de las mismas en la construcción de almacenes y bodegas.
- e) En virtud del alto costo del concreto, las estructuras metálicas son las más utilizadas para cubrir grandes luces o extensiones de construcción, como las pasarelas, bodegas y estructuras para supermercados.

BIBLIOGRAFIA

1. Manual of steel Construction. American Institute of Steel Construction, Inc, (editor). Séptima edición. Estados Unidos de América. 1973.
2. McCormack, Jack C. Diseño de Estructuras Metálicas 2da. edición. Editorial Representaciones y Servicios de Ingeniería. México 1983.
3. Manual AHMSA. Altos Hornos de México S.A de C.V 1989.
4. Brasler, Lin y Scalzi. Diseño de Estructuras de Acero. Segunda impresión. Traducida por Enrique Martínez Romero. México, Editorial Limusa-Wiley, S.A, 1973.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central