

**UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

**Facultad de Ciencias y Humanidades**

**Departamento de Ingeniería Civil**



**ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN MARCO RÍGIDO DE ACERO  
POR EL MÉTODO DE ESFUERZOS PERMISIBLES (ASD), APLICANDO LAS  
ESPECIFICACIONES DEL MANUAL AISC 9a EDICIÓN Y 13a EDICIÓN**

**JOSÉ ANTONIO CORZO VALLADARES**

**Guatemala**

**2009**



**ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN MARCO RÍGIDO DE ACERO  
POR EL MÉTODO DE ESFUERZOS PERMISIBLES (ASD), APLICANDO LAS  
ESPECIFICACIONES DEL MANUAL AISC 9a EDICIÓN Y 13a EDICIÓN**

**UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA**

**Facultad de Ciencias y Humanidades**

**Departamento de Ingeniería Civil**



**ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE UN MARCO RÍGIDO DE ACERO  
POR EL MÉTODO DE ESFUERZOS PERMISIBLES (ASD), APLICANDO LAS  
ESPECIFICACIONES DEL MANUAL AISC 9a EDICIÓN Y 13a EDICIÓN**

**Trabajo de tesis presentado por Jose Antonio Corzo Valladares para optar  
al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil.**

**Guatemala**

**2009**

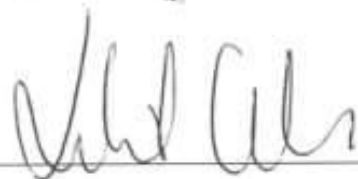
Vo. Bo. :

(f)   
Ing. Mario Chavarria

Tribunal Examinador:

(f)   
Ing. Mario Chavarria

(f)   
Ing. Alejandro Maldonado

(f)   
Ing. Roberto Godo

Guatemala 15 de Octubre 2009

## **PREFACIO**

El diseño de marcos rígidos en acero es ampliamente utilizado en Guatemala, ya que sirve de estructura principal para naves industriales y otras obras de ingeniería. El diseño de marcos rígidos se presenta en este trabajo utilizando el método de esfuerzos permisibles en las especificaciones de la American Institute of Steel Construction (AISC por sus siglas en inglés) en su 9a y 13a edición.

El diseño de cualquier de estructura en acero, queda a criterio del Ingeniero Civil responsable, el método a utilizar así como las especificaciones que considere que más se adecúan; para este trabajo de tesis, se ha escogido diseño el marco en acero por el método de esfuerzos permisibles, según las especificaciones AISC de la 9a edición y comparándolo con la 13a edición.

Para el desarrollo del país, se necesita crear obras de infraestructura, tales como edificios, bodegas, oficinas, naves industriales, entre otras, y para ello es necesario contar con el conocimiento de distintas formas de satisfacer estas necesidades, como las construcciones en concreto o acero.

Como es bien sabido, para las construcciones en acero se cuenta con manuales que rigen el diseño de este tipo de estructuras, y cada manual cuenta a su vez con referencias a otro manuales, los cuales rigen algunos aspectos para el diseño, tales como factores de sismo, viento, etc.

## CONTENIDO

<b>PREFACIO.....</b>	<b>v</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>viii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>x</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>xiv</b>
<b>Capítulos</b>	
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>II. OBJETIVOS.....</b>	<b>3</b>
A. GENERALES.....	3
B. ESPECÍFICOS.....	3
<b>III. CONCEPTOS GENERALES.....</b>	<b>5</b>
A. MARCOS RÍGIDOS Y ESFUERZOS PRINCIPALES.....	5
B. ESTRUCTURAS DE ACERO.....	12
C. MIEMBROS A TENSIÓN.....	15
D. MIEMBROS A COMPRESIÓN.....	16
E. PANDEO LATERAL-TORSIONAL EN VIGAS.....	17
F. BASES DE DISEÑO SEGÚN AISC (9a Y 13a EDICION).....	20
G. ECUACIONES ELEMENTALES PRESENTADAS POR AISC.....	21
<b>IV. ANÁLISIS DE MARCOS.....</b>	<b>33</b>
A. DEFINICIÓN DE GEOMETRÍA DEL MARCO.....	33
B. INTEGRACIÓN DE CARGAS.....	48
C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PRELIMINAR.....	58
<b>V. DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN AISC 9a EDICIÓN.....</b>	<b>71</b>
A. DISEÑO DE COLUMNA TIPO 1.....	71
B. DISEÑO DE COLUMNA TIPO 2.....	77
C. DISEÑO DE VIGA TIPO 1.....	81
D. DISEÑO DE VIGA TIPO 2.....	84
E. DISEÑO DE VIGA TIPO 3.....	88

F.	DISEÑO DE CONEXIÓN PERNADA VIGA-COLUMNA .....	91
G.	DISEÑO DE CONEXIÓN PERNADA ENTRE VIGAS DE CUMBRERA .....	97
H.	DISEÑO DE CONEXIÓN SOLDADA ENTRE VIGAS.....	98
I.	DISEÑO DE PLACA DE APOYO COLUMNA.....	100
<b>VI.</b>	<b>DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN AISC 13a EDICIÓN .....</b>	<b>105</b>
A.	DISEÑO PRELIMINAR DE COLUMNA TIPO 1 .....	105
B.	DISEÑO PRELIMINAR (2) DE COLUMNA TIPO 1.....	110
C.	DISEÑO PRELIMINAR DE COLUMNA TIPO 2 .....	114
D.	DISEÑO PRELIMINAR DE VIGA TIPO 1 .....	118
E.	DISEÑO PRELIMINAR DE VIGA TIPO 2 .....	123
F.	DISEÑO PRELIMINAR DE VIGA TIPO 3 .....	127
G.	DISEÑO DE CONEXIÓN PERNADA VIGA – COLUMNA.....	130
H.	DISEÑO DE CONEXIÓN PERNADA ENTRE VIGAS DE CUMBRERA .....	138
I.	DISEÑO DE CONEXIÓN SOLDADA ENTRE VIGAS.....	140
J.	DISEÑO DE PLACA DE APOYO COLUMNA.....	143
<b>VII.</b>	<b>ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN .....</b>	<b>145</b>
<b>VIII.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>149</b>
<b>IX.</b>	<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>151</b>
<b>X.</b>	<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>153</b>
<b>XI.</b>	<b>ANEXOS.....</b>	<b>155</b>
A.	INPUT DE DATOS .....	155
B.	DIAGRAMAS DE ESFUERZOS PRINCIPALES.....	158
C.	REACCIONES EN NUDOS.....	163
D.	CUADROS COMPARATIVOS ENTRE AISC 9a Y 13a EDICIÓN .....	180

## LISTA DE TABLAS PRESENTADAS

Tabla 1:	Presiones de viento ( $p_{s30}$ ) .....	52
Tabla 2:	Descripción y perfiles asignados a los miembros .....	57
Tabla 3:	Descripción y perfiles asignados (2) .....	60
Tabla 4:	Descripción y perfiles asignados (3) .....	62
Tabla 5:	Descripción y perfiles asignados (4) .....	64
Tabla 6:	Perfiles asignados para diseño (13a edición) .....	66
Tabla 7:	Inercias, área y radios de giro (columna 1).....	70
Tabla 8:	Presentación de resultados (columna 1) .....	72
Tabla 9:	Inercias, área y radios de giro (columna 2).....	75
Tabla 10:	Presentación de resultados (columna 2) .....	77
Tabla 11:	Inercias, área y radios de giro (viga 1).....	80
Tabla 12:	Presentación de resultados (viga 1) .....	81
Tabla 13:	Inercias, área y radios de giro (viga 2).....	83
Tabla 14:	Presentación de resultados (viga 2) .....	85
Tabla 15:	Inercias, área y radios de giro (viga 3).....	87
Tabla 16:	Presentación de resultados (viga 3) .....	89
Tabla 17:	Esfuerzos principales actuantes en el miembro (columna 1).....	104
Tabla 18:	Datos de la sección (columna 1).....	104
Tabla 19:	Datos de la sección (columna 1).....	109
Tabla 20:	Esfuerzos principales actuantes en el miembro (columna 2).....	113
Tabla 21:	Datos de la sección (columna 2).....	114
Tabla 22:	Esfuerzos principales actuantes en el miembro (viga 1).....	117
Tabla 23:	Datos de la sección (viga 1) .....	118
Tabla 24:	Esfuerzos principales actuantes en el miembro (viga 2).....	122
Tabla 25:	Datos de la sección (viga 2) .....	122
Tabla 26:	Esfuerzos principales actuantes en el miembro (viga 3).....	126
Tabla 27:	Datos de la sección (viga 3) .....	127



## LISTA DE FIGURAS PRESENTADAS

Figura 1.	Deformación de marcos rígidos .....	5
Figura 2.	Marco arriostrado por muro de cortante .....	6
Figura 3.	Ladeo de un marco no arriostrado .....	7
Figura 4.	Cuerpo libre de columna en posición deformada.....	8
Figura 5.	Momentos de barra sobre apoyo y de apoyo sobre barra .....	9
Figura 6.	Características momento-rotación de los tipos de conexiones.....	11
Figura 7.	Distribución de esfuerzos con agujeros presentes .....	16
Figura 8.	Viga soportada únicamente en sus extremos .....	18
Figura 9.	Tipos de soporte lateral y definitivo .....	19
Figura 10.	Relación entre momento nominal y longitud sin soporte lateral....	27
Figura 11.	Vista de geometría general de la estructura .....	34
Figura 12.	Identificación de nudos (Marco 1).....	34
Figura 13.	Identificación de miembros (Marco 1).....	35
Figura 14.	Identificación de nudos (Marco 2).....	35
Figura 15.	Identificación de miembros (Marco 2).....	36
Figura 16.	Identificación de nudos (Marco 3).....	36
Figura 17.	Identificación de miembros (Marco 3).....	37
Figura 18.	Identificación de nudos (Marco 4).....	37
Figura 19.	Identificación de miembros (Marco 4).....	38
Figura 20.	Identificación de nudos (Marco 5).....	38
Figura 21.	Identificación de miembros (Marco 5).....	39
Figura 22.	Identificación de nudos (Marco 6).....	39
Figura 23.	Identificación de miembros (Marco 6).....	40
Figura 24.	Identificación de nudos (Marco 7).....	40
Figura 25.	Identificación de miembros (Marco 7).....	41
Figura 26.	Identificación de nudos (Marco 8).....	41
Figura 27.	Identificación de miembros (Marco 8).....	42
Figura 28.	Identificación de nudos (Marco 9).....	42
Figura 29.	Identificación de miembros (Marco 9).....	43
Figura 30.	Identificación de nudos (Marco 10).....	43
Figura 31.	Identificación de miembros (Marco 10).....	44

Figura 32.	Identificación de nudos (Marco 11).....	44
Figura 33.	Identificación de miembros (Marco 11).....	45
Figura 34.	Identificación de nudos (Marco 12).....	45
Figura 35.	Identificación de miembros (Marco 12).....	46
Figura 36.	Identificación de nudos (Marco 13).....	46
Figura 37.	Identificación de miembros (Marco 13).....	47
Figura 38.	Identificación de nudos (Marco 14).....	47
Figura 39.	Identificación de miembros (Marco 14).....	48
Figura 40.	Propiedades de lámina galvanizada .....	49
Figura 41.	Presión de viento en dirección x.....	51
Figura 42.	Presión de viento en dirección z.....	51
Figura 43.	Distribución de presiones de viento (ASCE 7).....	53
Figura 44.	Descripción de miembros en el marco.....	58
Figura 45.	Esfuerzos de flexión en vigas y columnas .....	61
Figura 46.	Geometría y sección de Col 1 .....	71
Figura 47.	Geometría y sección de Col 2. ....	77
Figura 48.	Geometría y sección de Viga 1.....	81
Figura 49.	Geometría y sección de viga 2 .....	84
Figura 50.	Geometría y sección de viga 3. ....	88
Figura 51.	Esfuerzos principales en conexión viga-columna .....	92
Figura 52.	Distribución de pernos en conexión.....	94
Figura 53.	Vista lateral de unión pernada viga-columna.....	95
Figura 54.	Dimensiones de pernos de $\frac{3}{4}$ ".....	96
Figura 55.	Distribución de pernos en conexión de cumbrera.....	98
Figura 56.	Detalle de soldadura.....	100
Figura 57.	Placa de apoyo de columna. ....	103
Figura 58.	Geometría y sección de col 1 .....	110
Figura 59.	Geometría y sección de columna 2 .....	114
Figura 60.	Geometría y sección de Viga 1.....	118
Figura 61.	Geometría y sección de viga 2 .....	123
Figura 62.	Geometría y sección de viga 3 .....	127
Figura 63.	Distribución de pernos en conexión.....	134
Figura 64.	Desgarre en placa de unión pernada (Caso 1).....	135

Figura 65.	Desgarre de placa de unión pernada (Caso 2) .....	135
Figura 66.	Distribución de pernos en Conexión .....	140
Figura 67.	Detalle de soldadura.....	143
Figura 68.	Detalle de miembros críticos según AISC 9a edición .....	146
Figura 69.	Detalle de miembros críticos según AISC 13a edición .....	146



## RESUMEN

En este trabajo de graduación pretende mostrar al lector un análisis comparativo detallado entre el diseño estructural utilizando el manual de la AISC 9a edición y 13a edición, específicamente de un marco rígido, formado con secciones acarteladas.

Para cada diseño, se hizo un análisis considerando las distintas combinaciones de carga a las cuales puede ser sometida una estructura, dadas por los manuales antes mencionados, o bien por códigos de diseño que son citados en las normas AISC.

Se hizo uso de un programa de diseño estructural, para realizar los análisis de cargas correspondientes a la estructura. Tomando los resultados de esfuerzos actuantes en el marco, se procedió a hacer el cálculo de las secciones acarteladas de las dimensiones requeridas para soportar dichos esfuerzos.

Luego, se hizo también el cálculo de las uniones entre cada miembro del marco (vigas y columnas), para ambos métodos.

Por último, se hizo un análisis general del tipo de cimentación necesaria para soportar los esfuerzos actuantes en el marco, para ambos métodos. El resultado para este análisis fue prácticamente el mismo tipo y dimensión de cimentación para ambos resultados.

Como conclusión final, se obtuvo que las dimensiones necesarias del marco para soportar los esfuerzos actuantes, son menores para el diseño por el método AISC 13a edición, que para el diseño por AISC 9a edición.





## I. INTRODUCCIÓN

Conocer el proceso del diseño de marcos rígidos es muy importante, ya que es un tipo de estructura muy utilizada en Guatemala.

Para el enfoque de esta tesis, es muy importante presentar al lector una alternativa en el diseño de marcos rígidos de acero, ya que actualmente aún se sigue diseñando con las especificaciones de la 9a edición de la AISC, y es importante conocer las especificaciones recientes, ya que se presentan algunos cambios que pueden ser considerables para el momento de diseñar una estructura de este tipo.

Existen otras formas de construir este tipo de edificaciones, como la construcción en concreto, pero el diseño de marcos en acero es bastante más sencillo y puede también involucrar un peso menor en la edificación, así como un menor tiempo de ejecución.

Los marcos rígidos son estructuras principales, que constan de vigas y columnas, con uniones rígidas que pueden ser pernos o soldaduras, o bien una combinación de estas.

La característica principal de los marcos rígidos, es su gran capacidad de transmitir momentos en las uniones entre viga y columna, y así la columna poder transmitir estas reacciones y momentos flectores a la cimentación.

En este trabajo, se pretende mostrar al lector dos procedimientos de diseño (AISC 9a y 13a edición), bajo el mismo método de esfuerzos permisibles (ASD), y poder observar y analizar las diferencias y similitudes que existen entre ambos.

El trabajo consta de una parte introductoria a los conceptos principales manejados en el desarrollo del mismo, como son los marcos rígidos, los esfuerzos principales que se dan, las ecuaciones elementales presentadas por ambos manuales de diseño (AISC 9a y 13a edición).

Esto es lo que conforma la parte teórica del trabajo.

Luego, se presenta la parte práctica, que comienza con la integración de cargas y la introducción del modelo de la estructura, en un programa de diseño estructural, definiendo la geometría del marco, como luz, altura y pendiente de las vigas.

Se ingresaron perfiles preliminares para analizar la estructura, y determinar los miembros más críticos, y luego por medio de un proceso iterativo de seleccionar secciones hasta obtener las adecuadas para resistir los esfuerzos principales que actúan en la estructura.

Al definir los perfiles adecuados según el análisis estructural de marcos, se mostró el procedimiento detallado de los cálculos y chequeos necesarios según las normas AISC.

Finalmente, se concluye con una comparación y discusión de resultados, destacando específicamente las diferencias entre las secciones obtenidas en el diseño según las especificaciones AISC de la 9a y 13a edición.

## II. OBJETIVOS

### A. GENERALES

1. Dar a conocer los factores de diseño para el método de esfuerzos permisibles, los cuales han sido modificados a partir de las especificaciones AISC del año 2005 (Manual de Construcción en Acero, 13ava Edición).
2. Mostrar una aplicación práctica y comparativa del diseño estructural de marcos rígidos por medio del método de esfuerzos permisibles, tanto para las especificaciones del manual de diseño 9a Edición, como las nuevas especificaciones publicadas en la 13ava Edición.
3. Establecer las diferencias en los resultados de análisis y diseño de los elementos que conforman la estructura principal de marcos rígidos, para ambas publicaciones de la AISC.

### B. ESPECÍFICOS

1. Mostrar el comportamiento individual de los elementos que conforman el marco.
2. Mostar los valores unitarios de cargas así como las combinaciones adecuadas para el diseño estructural de marcos.
3. Mostrar dentro del proceso de diseño, los distintos valores numéricos que el factor omega ( $\Omega$ ) representa para los distintos esfuerzos considerados.
4. Mostrar los códigos a los cuales se hace referencia para la aplicación de cargas y la combinación de las mismas.
5. Incluir las especificaciones sísmicas del "Seismic Design Manual", publicado en el año 2006, específicamente para el diseño de las uniones viga-columna del marco.



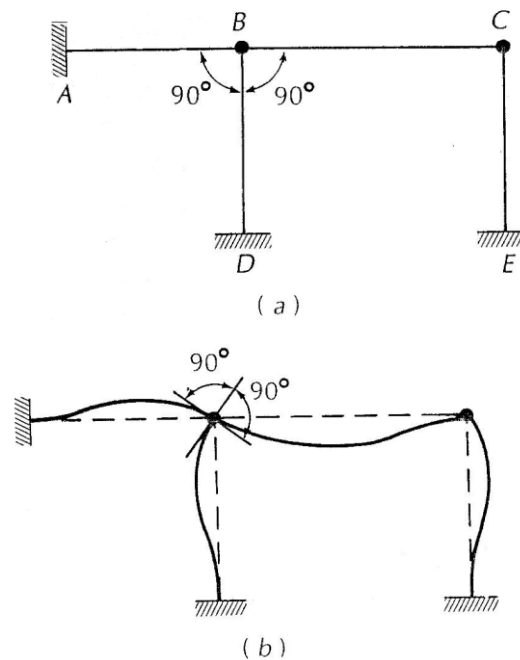
### III. CONCEPTOS GENERALES

#### A. MARCOS RÍGIDOS Y ESFUERZOS PRINCIPALES

1. **Definición de marcos rígidos.** Los marcos son elementos estructurales que se componen de vigas y columnas conectadas por juntas rígidas. El ángulo entre la viga y la columna generalmente es de  $90^\circ$ , pero también existen casos con ángulos distintos.

Así, los miembros AB, BC y BD que concurren en el nudo B deben conservar los mismos ángulos que formaban entre sí después que se deforme el marco. Esto se ilustra en la Figura 1 (a, b), donde se puede observar que el nudo ha girado, pero los ángulos que forman los tres miembros que concurren en el nudo siguen siendo rectos. Las vigas y columnas están sujetas a momentos flexionantes y fuerzas cortantes, y la fuerza normal suele ser importante especialmente en las columnas. La resolución de marcos comprende, por lo tanto, la determinación de las reacciones de apoyo y de los diagramas de fuerza cortante, momento flexionante y fuerza normal.

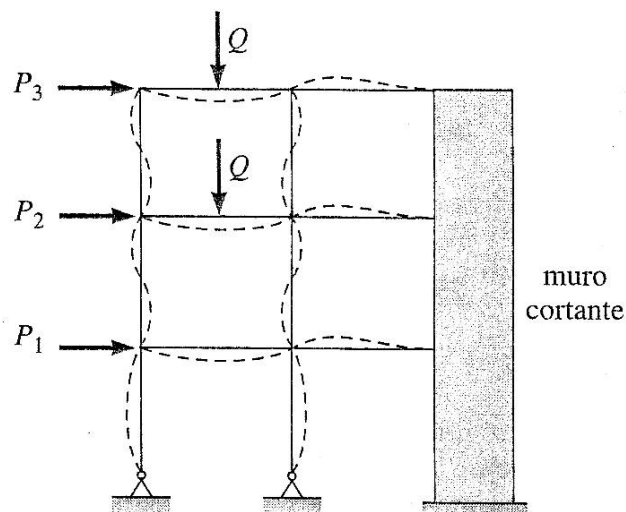
Figura 1. Deformación de marcos rígidos



Los marcos se pueden clasificar en dos categorías:

- **Arriostrados:** los nudos en cada nivel son libres de rotar, pero no pueden moverse lateralmente por medio de una conexión a un elemento rígido que le proporciona restricción lateral al marco. Por ejemplo, los marcos estructurales en un edificio de varios niveles se conectan generalmente a muros de cortantes. (Figura 2)
- **No arriostrados:** la rigidez flexionante de las vigas y las columnas proporciona resistencia lateral al desplazamiento. En este tipo de marcos, las juntas son libres de rotar y desplazarse lateralmente. Como los marcos no arriostrados tienden a ser relativamente flexibles en comparación con los arriostrados, bajo carga lateral pueden experimentar grandes deflexiones transversales que dañan elementos no estructurales, como muros, ventanas, etc.

Figura 2. Marco arriostrado por muro de cortante



2. **Esfuerzos principales que se dan en marcos.** Ciertamente, las vigas y las columnas de los marcos rígidos reciben fuerza axial, cortante y momento; sin embargo, la fuerza axial en las vigas normalmente es mucho menor en comparación con las otras fuerzas que actúan, por lo que se puede despreciar.

Las dimensiones de las columnas de este tipo se determinan, principalmente, por su capacidad axial.

Si los marcos son flexibles, se crea un momento flexionante adicional debido al desplazamiento lateral del miembro. Por ejemplo, la parte superior de las columnas en el marco no arriostrado de la Figura (3) se desplaza una distancia  $\Delta$  a la derecha. Para evaluar las fuerzas en la columna, se considera el cuerpo libre de la columna AB en su posición deformada (4).

Figura 3. Ladeo de un marco no arriostrado

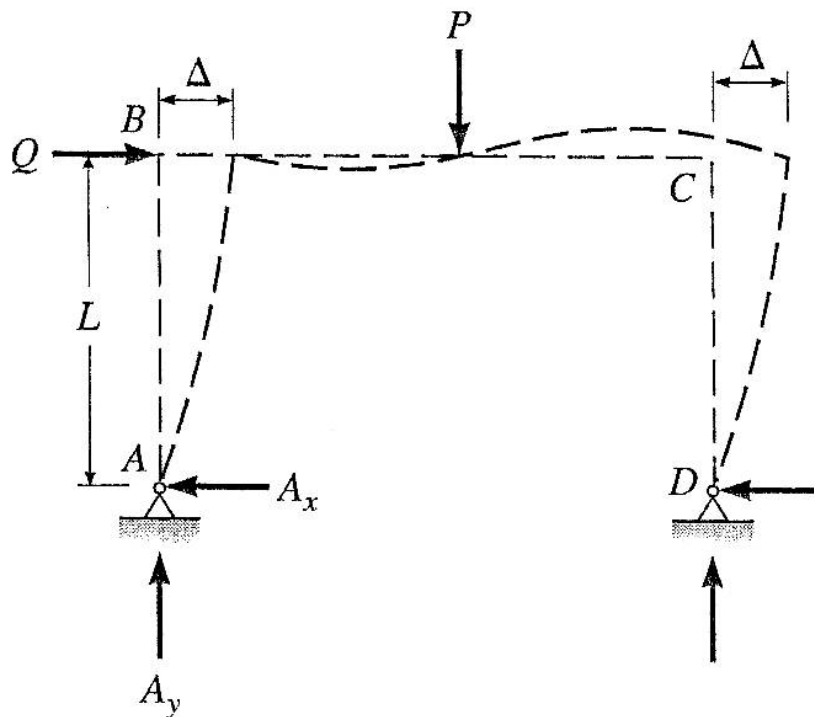
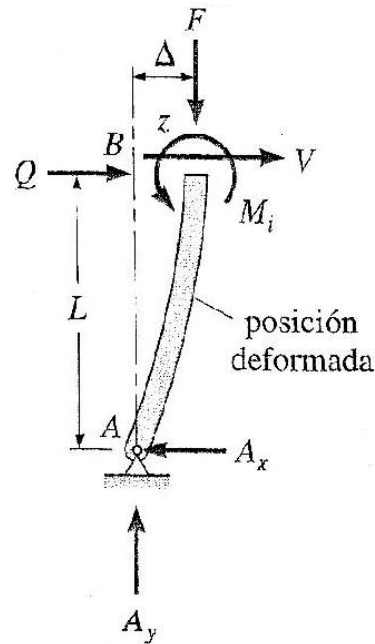


Figura 4. Cuerpo libre de columna en posición deformada



El cuerpo libre se obtiene al pasar un plano de corte imaginario a través de la columna justo debajo del nudo B. El plano de corte es perpendicular al eje longitudinal de la columna. El momento interno  $M_i$  que actúa sobre el corte se expresa en términos de las reacciones en la base de la columna y de la geometría de la configuración deformada, sumando momentos alrededor de un eje  $z$  que pasa por el eje centroidal de la parte superior de la columna.

$$M_i = \sum M_z$$

$$M_i = A_x(L) + A_y(\Delta) \quad (\text{Ec.1})$$

El primer término de la Ec.1 representa el momento generado por las cargas aplicadas, ignorando la deflexión lateral del eje de la columna. Este momento se llama momento primario y está asociado con un análisis de primer orden. El segundo término, representa el momento adicional generado por la excentricidad de la carga axial, y se denomina momento secundario o momento P-delta. El momento secundario es generalmente de considerable menor magnitud y suele despreciarse sin que ello implique un error significativo bajo las siguientes condiciones:

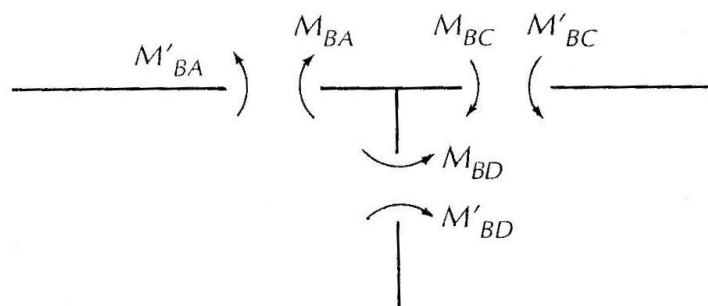
- Las fuerzas axiales son menores a aproximadamente el 10% de la capacidad axial de la sección transversal.
- Columnas con considerables valores de rigidez a flexión, de manera que los desplazamientos laterales del eje longitudinal son mínimos.

a. Determinación de las reacciones. Se calculan igual que en vigas y en armaduras a partir de las ecuaciones de equilibrio de la estática y, en su caso, de las ecuaciones de condición.

b. Determinación de fuerzas cortantes y momentos flexionantes. También se determinan igual que en vigas, calculando los valores de la fuerza cortante y del momento flexionante en varias secciones de cada uno de los miembros del marco.

En el análisis de marcos, resulta de particular importancia revisar el equilibrio de los nudos. Para hacer esta revisión conviene distinguir los momentos que producen los extremos de los miembros sobre el nudo, llamados momentos de barra sobre apoyo, de los que producen los nudos sobre los miembros, llamados de apoyo sobre barra o momentos en los extremos. En la Figura 5 se muestra nuevamente el nudo B del marco de la Figura 1. Los momentos  $M_{BA}$ ,  $M_{BC}$  y  $M_{BD}$  son momentos de barra sobre apoyo, mientras que los momentos  $M'_{BA}$ ,  $M'_{BC}$  y  $M'_{BD}$  son momentos de apoyo sobre barra.

Figura 5. Momentos de barra sobre apoyo y de apoyo sobre barra



Cada uno de los momentos de apoyo sobre barra es igual y de signo contrario al correspondiente momento de barra sobre apoyo. En todos los nudos de un marco la suma de los momentos de barra sobre apoyo, o de los momentos de apoyo sobre barra, debe ser cero para que el nudo esté en equilibrio. Esto permite que una vez calculados los momentos de un miembro, se pueda proseguir con el cálculo de momentos de otros miembros que concurren al mismo nudo.

c. **Determinación de fuerzas normales.** Las fuerzas normales que actúan en los miembros de los marcos son generalmente las reacciones de otros miembros del marco. Por lo tanto, las fuerzas normales pueden calcularse aislando cada miembro del marco, después de obtener sus diagramas de momento flexionante y fuerza cortante, y analizando las reacciones que producen sobre otros miembros.

**3. Conexiones en marcos.** Tres tipos de conexiones son utilizadas, según la cantidad de restricciones que deba tener la estructura. Se puede observar en la Figura 6, la relación momento-rotación para cada tipo de conexión.

a. **Restricción completa** (también llamada de marco rígido, o marco continuo). Esta situación ocurre cuando una continuidad completa se provee a la conexión de tal forma que los ángulos originales que forman los miembros se mantienen constantes durante la aplicación de carga a la estructura, con una restricción rotacional en el orden de 90% o más para prevenir cualquier cambio en el ángulo entre dos miembros. Dichas conexiones se denominan de "Tipo 1" en las especificaciones ASD 9a edición y FR (fully restrained) para en la 13a edición.

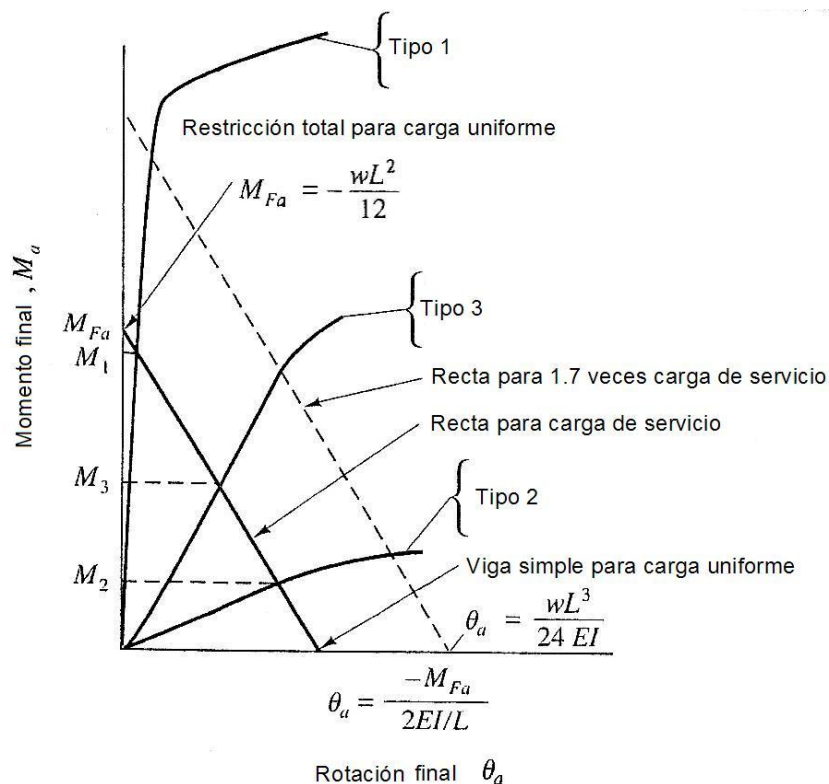
b. **Marco simple** (también llamada no-restringida o extremo-libre). Esta situación ocurre cuando la restricción a la rotación en los extremos del miembro es mínima. Para vigas, este tipo de conexión es pretendido para proveer transferencia de corte únicamente en los extremos. Las conexiones de este tipo son usualmente asumidas para cuando el ángulo original entre

miembros intersectados pueda cambiar aproximadamente un 80% o más de la cantidad teórica que cambiaría si se usaran conexiones sin fricción.

Las estructuras que usan este tipo de conexión, se denominan de “Tipo 2” en las especificaciones ASD 9a edición y “Tipo PR” (partially restrained) en la 13a edición. Esta designación para estas conexiones se debe al hecho de que siempre existe alguna restricción.

c. Marco semi-rígido. Este tipo de situación se da cuando la restricción rotacional es aproximadamente entre un 20 % y un 90% de lo necesario para prevenir un cambio relativo en el ángulo entre miembros conectados. Esto significa que con marcos semi-rígidos el momento transmitido a lo largo de la unión no es ni cero como en el marco simple, ni tampoco tan alto como en el marco rígido. Este tipo de conexión se denomina de “Tipo 3” bajo el criterio ASD.

Figura 6. Características momento-rotación de los tipos de conexiones



## **B. ESTRUCTURAS DE ACERO**

**1. Introducción a las estructuras de acero.** Las estructuras de acero se pueden subdividir en tres categorías generales.

- a. estructuras de marco, donde los elementos pueden consistir de miembros a tensión, columnas, vigas y miembros bajo pandeo combinado con carga axial;
- b. estructuras de tipo-domo, donde las fuerzas axiales predominan; y
- c. estructuras de suspensión, donde la tensión axial predomina en el sistema principal.

Para este trabajo, nos enfocaremos únicamente en las estructuras de marco.

a. Estructuras de marco. La mayoría de construcción de edificios pertenece a esta categoría. Los edificios de múltiples niveles usualmente constan de vigas y columnas, ya sea conectadas rígidamente entre sí o simplemente apoyadas con tensores diagonales para proporcionar estabilidad. Aunque un edificio de varios niveles es tridimensional, generalmente se diseña para que sea más rígido en un sentido que en el otro. Así que debe ser tratado con una serie de marcos planos. Sin embargo, si la configuración de marcos es tal que el comportamiento de los miembros en un plano influencia el comportamiento en el otro plano, el marco debe ser modelado en tres dimensiones.

b. Especificaciones y códigos de construcción. El diseño de edificaciones en acero se basa principalmente en las especificaciones de la AISC (American Institute of Steel Construction). La AISC está compuesta de empresas fabricantes y productoras de acero, así como por personas individuales interesadas en el diseño y la investigación del acero. Los esfuerzos de investigación han sido sintetizados en procedimientos prácticos para el diseño de estructuras seguras y económicas.

c. Filosofías de diseño. Dos filosofías de diseño están en uso actualmente: el método de esfuerzos permisibles (ASD) y el método de diseño por factores de carga y resistencia. El método de esfuerzos permisibles (ASD) ha sido el más utilizado por más de 80 años. En general, la expresión para la seguridad requerida de una estructura es como se muestra a continuación:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (\text{Ec.2})$$

donde el lado izquierdo representa la resistencia del componente o sistema, y el lado derecho representa la sumatoria de la carga que se espera que actúe. En el lado de la resistencia, la resistencia nominal  $R_n$  se multiplica por un factor para obtener la resistencia de diseño. En el lado de la carga, los efectos varios  $Q_i$  (carga muerta, carga viva, de viento, sismo, etc) se multiplican por factores de sobrecarga para obtener la sumatoria de las cargas factoradas.

1) Diseño por esfuerzos permisibles (ASD). En este método el enfoque está en que las condiciones de cargas de servicio cumplan el requisito de seguridad para la estructura.

Para este método, la Ec.2 se puede reformular de la siguiente manera:

$$\frac{\phi R_n}{\gamma} \geq \sum Q_i \quad (\text{Ec.3})$$

En el método de ASD, se asumen que todas las cargas tienen la misma variabilidad en promedio. Toda la variabilidad que puedan tener las cargas y resistencias se aplica en el lado de la ecuación de la resistencia.

Las combinaciones de carga apropiadas en este método, son dadas en el código de construcción aplicable según sea el caso, o en ausencia de éste, el ASCE 7 es referido por la AISC. Todas las provisiones en ASD son

estructuradas de tal forma que la resistencia permisible debe ser igual o mayor a la resistencia requerida. Esto es:

$$R_a \leq R_n / \Omega \quad (\text{Ec.4})$$

En esta ecuación,  $R_a$  es la resistencia requerida determinada por análisis para las combinaciones de carga en ASD,  $R_n$  es la resistencia nominal que se determina de acuerdo a las provisiones de las especificaciones, y  $\Omega$  es el factor de seguridad dado por las especificaciones para un estado límite en particular.

2) Fundamentos de diseño según AISC . Es comúnmente creíble que el método ASD era un método de diseño elástico basado enteramente en un formato de esfuerzos sin estados límites. Desde sus primeras publicaciones, el método ASD ha estado basado en principios de estados límite, pero sin el uso del término. Adicionalmente, cualquier método puede ser formulado en base a esfuerzo o resistencia, y asimismo toma ventaja del comportamiento inelástico.

3) Análisis de la estructura. En general, el análisis estructural para obtener las cargas de servicio en los miembros se hace de la misma manera para cualquier método. En un análisis de primer orden, las ecuaciones de equilibrio se basan en la geometría original de la estructura. Esto significa que el diseñador está asumiendo que las fuerzas internas (momentos, cortes, etc) no son afectadas mayormente por el cambio de forma de la estructura como para justificar un análisis más complejo. Cuando los desplazamientos elásticos son pequeños comparados con las dimensiones, esta aproximación será satisfactoria.

La situación más común donde un análisis de segundo orden se debe considerar es una estructura de múltiples niveles que debe basarse en las rigideces de las vigas y columnas que interactúan para resistir pandeo bajo la influencia de cargas laterales.

## C. MIEMBROS A TENSIÓN

Los miembros a tensión se pueden encontrar en la mayoría de las estructuras de acero. Los miembros a tensión pueden consistir de un perfil estructural simple o puede ser miembros armados (built up) de una combinación de perfiles.

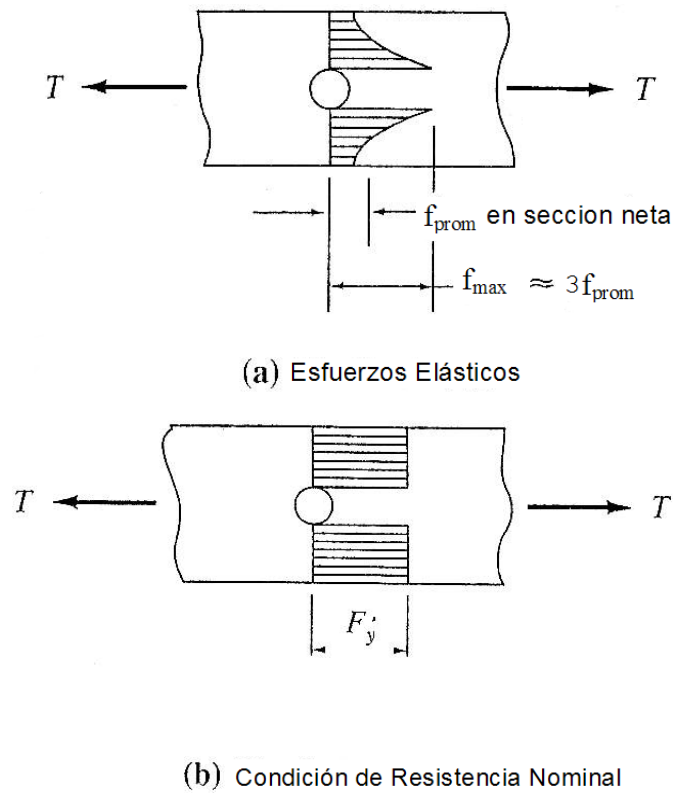
**1. Resistencia nominal.** La resistencia de un miembro a tensión puede ser descrita en términos de sus estados límite que gobiernan. El estado límite que controla la resistencia en los miembros a tensión será uno de los siguientes: (a) fluencia en el área gruesa de la sección transversal, (b) ruptura del área efectiva neta (a través de los pernos) en la conexión, o (c) ruptura del bloque cortante a través de los agujeros de los pernos en la conexión.

Para miembros a tensión con agujeros, como para pernos, la sección transversal se reduce a lo que se conoce como área neta. Los agujeros en los miembros causan concentración de esfuerzos bajo las cargas de servicio, por ejemplo, como el caso mostrado en la Figura 7(a y b).

La teoría de elasticidad muestra que el esfuerzo de tensión adyacente a un agujero va a ser alrededor de tres veces el esfuerzo promedio en el área neta.

Sin embargo, conforme cada fibra alcanza la fluencia  $\epsilon_y = F_y / E_s$ , sus esfuerzos luego se vuelven una constante  $F_y$ , con deformaciones mayores a medida que la carga aumenta hasta que finalmente todas las fibras alcanzan o exceden el esfuerzo  $\epsilon_y$  (Fig. 7-b).

Figura 7. Distribución de esfuerzos con agujeros presentes



#### D. MIEMBROS A COMPRESIÓN

Aquí nos vamos a referir a los miembros sujetos a fuerzas axiales de compresión. Los miembros sometidos a fuerzas de compresión, tales como columnas y otros miembros, raramente están sometidos únicamente a este tipo de fuerza axial, sino que por lo general tienen otro tipo de fuerza aplicada. Es bien sabido de la mecánica básica de materiales que solamente las columnas muy cortas pueden ser cargadas hasta su esfuerzo de fluencia; la situación común es que el pandeo, o la flexión repentina como resultado de inestabilidad, ocurren previo a desarrollar la capacidad máxima del material. Así, conocer a fondo la estabilidad de un miembro a compresión es necesario para el diseño estructural.

1. **Resistencia básica de la columna.** Para determinar la resistencia de una columna, ciertas condiciones deben ser asumidas para obtener la columna ideal. Con respecto al material, se debe asumir que: (1) existen las mismas propiedades esfuerzo-deformación en compresión, (2) no existen esfuerzos internos iniciales tales como los debidos al enfriamiento después de roladas las secciones o los debidos a soldaduras.

Con respecto a la forma y las condiciones finales, se puede asumir que: (3) la columna es perfectamente recta y prismática; (4) la fuerza resultante actúa a través del eje centroidal del miembro hasta que éste se comienza a pandear; (5) las condiciones finales se deben determinar de tal forma que la longitud equivalente perñada pueda ser establecida. Con respecto al pandeo, se pueden hacer otras asunciones, tales como: (6) la teoría de la mínima deformación por flexión pura se puede aplicar y el corte puede ser despreciado; y (7) torsión o distorsión de la sección transversal no ocurren durante el pandeo.

Es sabido que los miembros a compresión muy largos fallan por pandeo elástico y que los miembros muy cortos pueden ser cargados hasta que el material fluye o incluso hasta que alcancen el rango de deformación por endurecimiento. Sin embargo, en la mayoría de casos usuales, la falla ocurre por flexión luego de que una porción de la sección transversal ha fluido. Esto se conoce como pandeo inelástico.

En realidad, el pandeo bajo carga axial ocurre solo cuando las asunciones mencionadas de la (1) a la (7) aplican. Las columnas son usualmente parte integral de una estructura y como tales no pueden actuar independientemente.

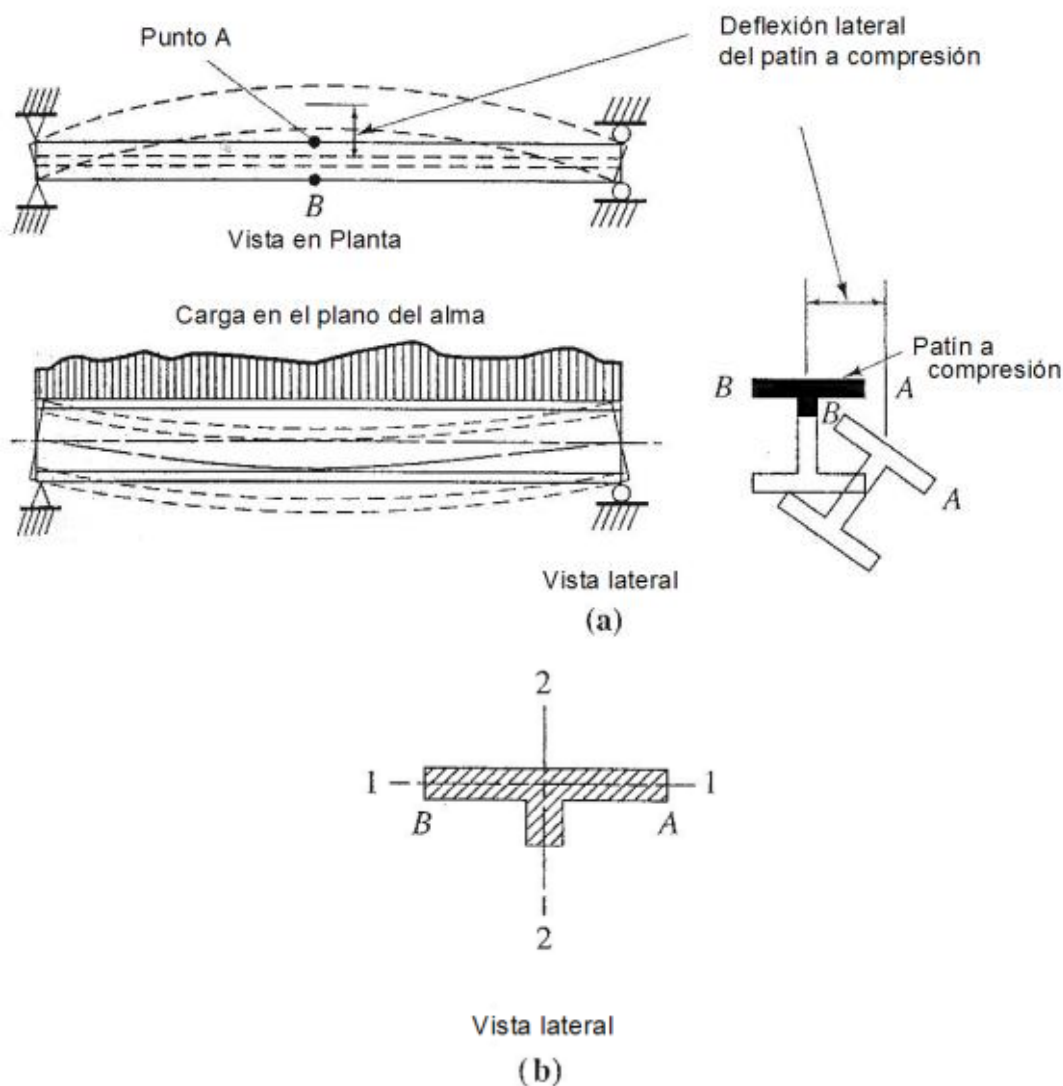
## **E. PANDEO LATERAL-TORSIONAL EN VIGAS**

1. **Analogía racional de columnas puras.** En esta sección se hará énfasis en las consideraciones de estabilidad lateral asociadas con pandeo en el eje fuerte de la sección. En vigas, como también en columnas cargadas axialmente, no es posible alcanzar una carga perfecta, por ejemplo, las vigas

no son perfectamente rectas, tampoco son perfectamente homogéneas, y son usualmente cargadas no exactamente en el plano que se asume para el análisis y diseño.

Consideremos la zona de compresión de la viga sin apoyo lateral de la Figura 8. Con la carga en el plano del alma, acorde a la teoría de vigas, los puntos A y B están sujetos al mismo esfuerzo. Imperfecciones en la viga y excentricidad accidental en la carga aplicada pueden causar diferentes esfuerzos en los puntos A y B. Además, esfuerzos residuales contribuyen a que se presenten esfuerzos desiguales a través del ancho de patín a cualquier distancia del eje neutro.

Figura 8. Viga soportada únicamente en sus extremos



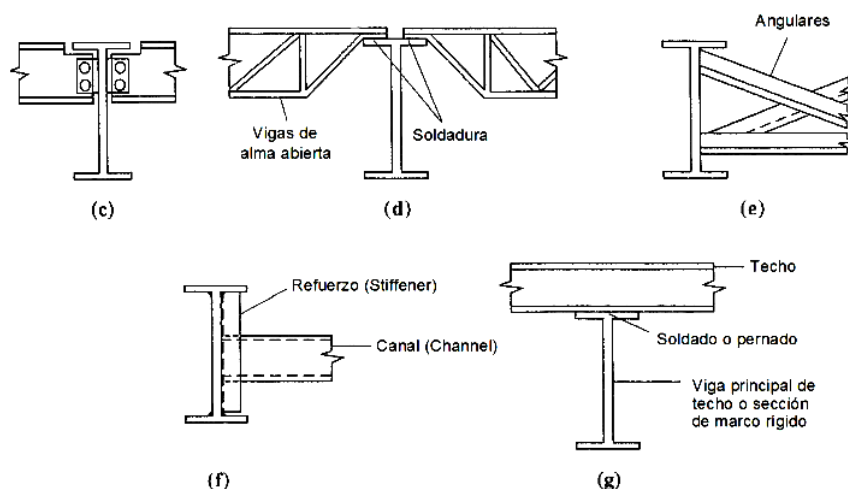
De una manera cualitativa se puede observar el patín a compresión de una viga como una columna. El patín rectangular como una columna se pandearía en su dirección débil, por flexión respecto al eje 1-1 en la Figura 8-b., pero el alma provee soporte continuo para prevenir dicho pandeo. Con fuerzas de compresión mayores el patin rectangular va a tender a pandearse por flexión respecto el eje 2-2 de la Figura 8-b. Es este pandeo repentino del patín respecto su eje fuerte en una dirección lateral que comúnmente se conoce como pandeo lateral. La analogía entre el patín a compresión de una viga y de una columna se pretende únicamente para presentar el comportamiento general del pandeo lateral.

**2. Soporte lateral.** Raramente se presenta una viga con su patín a compresión libre completamente de restricción. Aún cuando no tiene una conexión positiva al suelo o a un sistema de techo, siempre existe fricción entre el patín de la viga y lo que sea que esté soportando. Existen dos categorías de soporte lateral que son adecuadas y definidas; estas son:

a. Soporte lateral continuo por integración del patín a compresión en una losa de piso de concreto (Fig. 8 a y b).

b. Soporte lateral a intervalos (Fig. 9 c-g) proveída por vigas transversales, marcos transversales, etc. donde el sistema lateral está adecuadamente rígido y soportado lateralmente por sí solo.

Figura 9. Tipos de soporte lateral y definitivo



## **F. BASES DE DISEÑO SEGÚN AISC (9a Y 13a EDICION)**

### **1. AISC 9a edición**

a. Esfuerzos de viento y sismo. Los esfuerzos permisibles pueden incrementarse  $1/3$  por encima de los valores proveídos cuando sean producidos por cargas de viento o de sismo, actuando por separado o en combinación con las cargas muerta y viva de diseño, siempre que la sección requerida calculada sobre esta base no sea menor que la requerida para el diseño de carga muerta y viva calculada sin el incremento de  $1/3$ , y además siempre que los esfuerzos no requieran ser calculados de otra forma en base de los factores de reducción aplicados a las cargas de diseño en las combinaciones.

### **2. AISC 13a edición**

a. Diseño de viento y sismo. Generalmente, el diseño de casi todos los edificios y construcciones se pueden clasificar en algunas de las siguientes dos categorías:

1) Aplicaciones de viento y sismo-menor. Éstas son aquellas en las que el factor de respuesta  $R$  se debe tomar igual o menor a 3 para propósitos de diseño. Dichas construcciones son diseñadas para cumplir con las provisiones de AISC, asumiendo una respuesta estructural nominal elástica.

2) Aplicaciones de viento y sismo-mayor. Son aquellas donde el factor  $R$ , se toma mayor a 3, y las construcciones son diseñadas para cumplir con las provisiones de AISC y de las provisiones Sísmicas. En este caso no importa si el viento o el sismo controlan el diseño. El uso de  $R$  mayor a 3 en el cálculo del cortante basal para sismo requiere el uso detallado de un sistema de sismo que sea compatible con  $R$  incluso si los efectos de viento controlan. El diseño y construcción para sismo-mayor serán más costosos que para el diseño de viento y sismo-menor, ya que los sistemas resultantes son diseñados para tener altos niveles de ductilidad.

Sistemas de marcos son conFigurados para que sean capaces de resistir fuertes sismos y controlar las deformaciones para que se disipe la energía.

Considérese los siguientes tres ejemplos:

- ◆ Marcos especiales soportados concéntricamente (SCBF) – son conFigurados de tal forma que cualquier inelasticidad ocurra por fluencia a tensión y/o pandeo por compresión en los soportes. Las conexiones de los soportes para las columnas y vigas, y entre columnas y vigas deben ser proporcionadas para permanecer nominalmente elásticas, a medida que se deforman.
- ◆ Marcos soportados excéntricamente (EBF) – son conFigurados de tal forma que cualquier inelasticidad ocurra por fluencia a corte y/o fluencia a flexión en la unión. La viga afuera de la unión, conexiones, soportes, y columnas debe ser proporcionados para permanecer nominalmente elásticos, a medida que se deforman.
- ◆ Marcos especiales de momento (SMF) – son conFigurados de tal forma que cualquier inelasticidad ocurra por fluencia a flexión en las vigas cerca, pero fuera de la conexión de la viga a la columna. Las conexiones de las vigas a las columnas y de las columnas por sí mismas deben ser proporcionadas para permanecer nominalmente elásticas, a medida que se deforman.

## **G. ECUACIONES ELEMENTALES PRESENTADAS POR AISC**

### **1. Ecuaciones elementales AISC 9a edición**

a. Miembros a tensión. El esfuerzo permisible  $F_t$  no debe exceder el valor  $0.60F_y$  en el área gruesa ni  $0.50F_u$  en el área neta efectiva. ( $F_t = 0.60F_y$ ). Cuando el estado límite es fluencia general de la sección transversal a través de la longitud del miembro, considerado como un miembro a tensión sin agujeros (sino soldaduras), la resistencia nominal  $T_n$  se puede expresar

$$T_n = F_y A_g \quad (\text{Ec.5})$$

Donde

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia

$A_g$  = área gruesa de la sección transversal

Cuando el estado límite se trata de fluencia en un punto dando como resultado ruptura a través del área neta de un miembro a tensión con agujeros, la resistencia nominal  $T_n$  puede expresarse

$$T_n = F_u A_e \quad (\text{Ec.6})$$

Donde

$F_u$  = Resistencia a tensión mínima según especificaciones

$A_e$  = Área neta efectiva =  $U A_n$

$A_n$  = Área neta

$U$  = Coeficiente de reducción (un factor de eficiencia)

b. Miembros a compresión. Esto aplica para miembros prismáticos con secciones compactas y no compactas sujetas a fuerza axial de compresión a través de su eje centroidal.

El esfuerzo permisible en una sección, se da según las siguientes ecuaciones, dependiendo si su relación de esbeltez  $Kl/r$  es menor o mayor a  $C_c$ , respectivamente.

$$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \quad (\text{Ec.7})$$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (\text{Ec.8})$$

c. Miembros a flexión

1) Miembros sometidos a pandeo en su eje fuerte

Para secciones compactas:

$$F_b = 0.66F_y \quad (\text{Ec.9})$$

Para secciones no-compactas:

$$F_b = F_y \left[ 0.79 - 0.002 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y} \right] \quad (\text{Ec.10})$$

2) Miembros sometidos a pandeo en su eje débil

Para secciones compactas:

$$F_b = 0.75F_y \quad (\text{Ec.11})$$

Para secciones no-compactas:

$$F_b = 0.60F_y \quad (\text{Ec.12})$$

3) Esfuerzo de corte

Para  $h/t_w \leq 380/\sqrt{F_y}$  :

$$F_v = 0.40F_y \quad (\text{Ec.13})$$

Para  $h/t_w > 380/\sqrt{F_y}$  :

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} (C_v) \leq 0.40F_y \quad (\text{Ec.14})$$

d. Esfuerzos combinados

1) Compresión axial y flexión. Los miembros sometidos a estos dos esfuerzos combinados, deben ser proporcionados para satisfacer los siguientes requerimientos:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec.15})$$

$$\frac{f_a}{0.60F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec.16})$$

Cuando  $f_a/F_a \leq 0.15$ , la siguiente ecuación es permitida en lugar de las ecuaciones anteriores.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec.17})$$

En las ecuaciones anteriores, (15-16-17), los subíndices x y y, combinados con los subíndices b, m y e, indican el eje de flexión en el cual un esfuerzo en particular o las propiedades de diseño aplican, y en donde

$F_a$  = esfuerzo de compresión axial que va a ser permitido si la fuerza axial existiera únicamente, ksi

$F_b$  = esfuerzo de flexión por compresión que va a ser permitido si el momento flexionante existiera únicamente, ksi

$$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl_b/r_b)^2} = \text{Esfuerzo de Euler dividido por un factor de seguridad, ksi}$$

$f_a$  = esfuerzo axial calculado, ksi

$f_b$  = esfuerzo de flexo-compresión calculado en el punto bajo consideración, ksi

$C_m$  = Coeficiente calculado según Sección H1 del Manual AISC, 9a edición

2) Tensión axial y flexión. Miembros sujetos a esfuerzos de tensión axial y flexión deben ser proporcionados en todos los puntos a lo largo de su longitud para satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{f_a}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec.18})$$

donde  $f_b$  es el esfuerzo de flexión por tensión calculado,  $f_a$  es el esfuerzo de tensión axial,  $F_b$  es el esfuerzo de flexión permitido y  $F_t$  es el esfuerzo de tensión gobernante definido en la sección D1 del manual AISC 9a edición.

## 2. Ecuaciones elementales AISC 13a edición

a. Miembros a tensión. El estado límite de tensión por fluencia va a gobernar la resistencia a la tensión por encima de la ruptura, siempre y cuando la siguiente relación se cumpla:

$$\frac{F_y A_g}{1.67} \leq \frac{F_u A_e}{2} \quad (\text{Ec.19})$$

La resistencia a tensión por fluencia, la cual debe ser igual o mayor que la resistencia requerida,  $P_a$ , se determina según la sección D2 del manual AISC.

1) Resistencia a tensión. La resistencia a la tensión permisible,  $P_n/\Omega_t$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de fluencia en la sección gruesa, y ruptura en la sección neta.

Para fluencia en la sección gruesa:

$$P_n = F_y A_g \quad (\text{Ec.20})$$

Para ruptura en la sección neta:

$$P_n = F_u A_e \quad (\text{Ec.21})$$

Los valores  $\Omega$ , son de 1.67 y 2.00, para fluencia y ruptura, respectivamente.

b. Miembros a compresión. La resistencia disponible de los miembros a compresión,  $P_n/\Omega_c$ , la cual debe ser igual o mayor a la resistencia requerida,  $P_a$ , se determina según el capítulo E del manual AISC. La resistencia a compresión nominal, debe ser el menor valor obtenido de los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

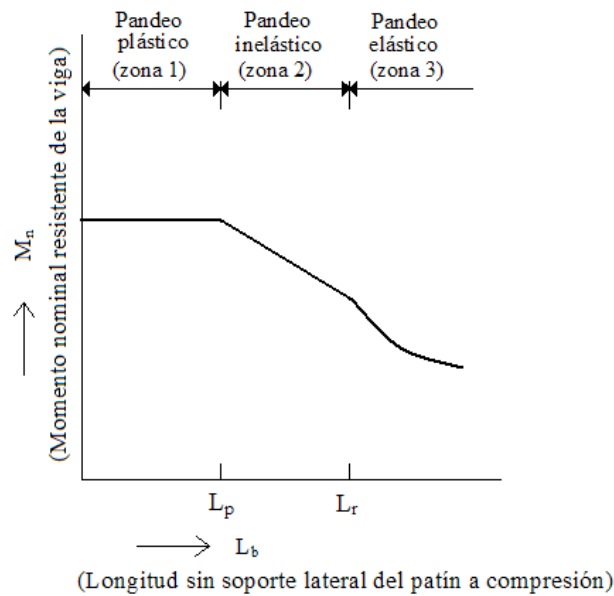
La resistencia a compresión está dada por la ecuación:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{Ec.22})$$

donde  $F_{cr}$  se obtiene de las ecuaciones en el capítulo E del manual AISC 13a edición, según su relación de esbeltez  $Kl/r$ .

c. Miembros a flexión. La resistencia nominal a flexión para formas-W se ilustra en la Figura (10), como una función de la longitud sin soporte lateral,  $L_b$ . La resistencia disponible se determina como  $M_n/\Omega$ , la cual debe ser igual o mayor que la resistencia requerida  $M_a$ . Esta resistencia se determina según el capítulo F del manual AISC.

Figura 10. Relación entre momento nominal y longitud sin soporte lateral



- 1) Miembros compactos doblemente simétricos en forma-I con pandeo en su eje fuerte

Para Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{Ec.23})$$

donde

$F_y$  = Esfuerzo mínimo de fluencia especificado del tipo de acero utilizado (ksi)

$Z_x$  = Módulo de sección plástica según el eje-x ( $\text{in}^3$ )

Para Pandeo Lateral-Torsional:

(a) Cuando  $L_b \leq L_p$ , este estado límite no aplica.

(b) Cuando  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec.24})$$

(c) Cuando  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{Ec.25})$$

donde

$L_b$  = Longitud entre puntos que están ya sea restringidos contra desplazamiento lateral del patín a compresión o restringidos contra el giro de la sección transversal. (in)

$$F_{cr} = \frac{C_b \Pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{Ec.26})$$

Y donde

$E$  = Módulo de elasticidad del acero = 29,000ksi

$J$  = Constante torsional

$S_x$  = Módulo elástico de sección tomado según el eje-x (in<sup>3</sup>)

Las longitudes limitantes  $L_p$  y  $L_r$  se determinan como sigue:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec.27})$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E Jc}\right)^2}} \quad (\text{Ec.28})$$

donde

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (\text{Ec.29})$$

y

Para un miembro W doblemente simétrico:  $c = 1$

$$\text{Para un channel: } c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad (\text{Ec.30})$$

Donde

$h_o$  = distancia entre centroides de patín.

2) Miembros doblemente simétricos en forma-I con almas compactas y patines no-compactos o esbeltos con pandeo en su eje fuerte. La resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de pandeo lateral-torsional y pandeo local del patín a compresión.

Para Pandeo Lateral-Torsional :

Para pandeo lateral-torsional, las provisiones de la sección F2 del manual de la AISC 13a edición aplican.

Pandeo Local del Patín a Compresión.

(a) Para secciones con patines No-compactos

$$M_n = \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{Ec.31})$$

(b) Para secciones con patines esbeltos

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\lambda^2} \quad (\text{Ec.32})$$

donde

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$  es la esbeltez límite para un patín compacto

$\lambda_{rf} = \lambda_r$  es la esbeltez límite para un patín no-compacto

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$  y no debe tomarse menor que 0.35 ni mayor que 0.76

3) Otros miembros en forma-I con almas compactas o no compactas con flexión en su eje fuerte

Para Fluencia del Patín en Compresión

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (\text{Ec. 33})$$

Pandeo Lateral-Torsional

(a) Si  $L_b$  es menor a  $L_p$ , no aplica.

(b) Si  $L_p < L_b < L_r$

$$M_n = C_b \left[ R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{Ec.34})$$

(c) Si  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{Ec.35})$$

Pandeo Local del Patín en Compresión

(a) Para secciones con patines compactos, no aplica.

(b) Para patines compactos

$$M_n = \left[ R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{Ec.36})$$

(c) Para patines esbeltos

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad (\text{Ec.37})$$

Fluencia del patín en Tensión

(a) Si  $S_{xt} \geq S_{xc}$ , no aplica.

(b) Si  $S_{xt} \leq S_{xc}$

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \quad (\text{Ec.38})$$

d. Miembros a corte. La resistencia admisible a corte,  $V_n / \Omega_v$ , se determina según lo siguiente:

Para todas las provisiones de este capítulo, excepto donde se indique lo contrario:

$$\Omega_v = 1.67$$

1) Resistencia nominal a corte. La resistencia nominal a corte,  $V_n$ , de almas rigidizadas o no rigidizadas, de acuerdo a los estados límites de pandeo por corte y fluencia por corte, es

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{Ec.39})$$



## **IV. ANÁLISIS DE MARCOS**

### **A. DEFINICIÓN DE GEOMETRÍA DEL MARCO**

Esta etapa en el diseño estructural es muy importante ya que es aquí donde se definen aspectos básicos e indispensables para la estructura, tales como el trazo de los ejes principales, se definen las longitudes de las vigas y columnas, la altura de la estructura, se ubican las instalaciones necesarias, e incluso se orienta la estructura con respecto a los puntos cardinales, todo esto basado en la utilización que tendrá la estructura.

El marco que se procederá a diseñar será utilizado como estructura principal para una nave industrial, la cual podrá tener el uso que se quiera, siempre y cuando su uso no implique una sobrecarga adicional de los miembros que la conforman. Esta estructura se ubicará en el territorio de la Costa Sur del país, y dichas consideraciones servirán de base para la aplicación de cargas de viento y sismo que rigen para dicho lugar. La nave industrial consistirá de 14 marcos espaciados a 6 metros entre sí, dando una longitud total de la nave 78 metros.

A continuación se muestra un diagrama detallado de las dimensiones del marco, y de la nave industrial completa.

Luego de haber definido la geometría del marco, se presenta a continuación la identificación de número de elementos y nudos, para que se facilite la referencia de los mismos durante el proceso de diseño. Para identificar las elevaciones, se debe hacer referencia a la Figura 11, siendo el marco del extremo derecho el No.1 y el del extremo izquierdo el No.14.

Figura 11. Vista de geometría general de la estructura

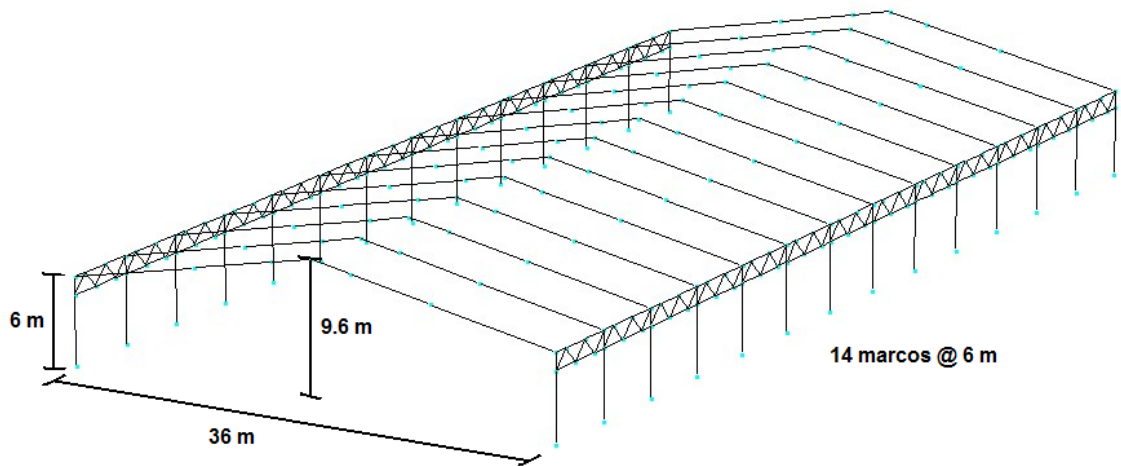


Figura 12. Identificación de nudos (Marco 1)

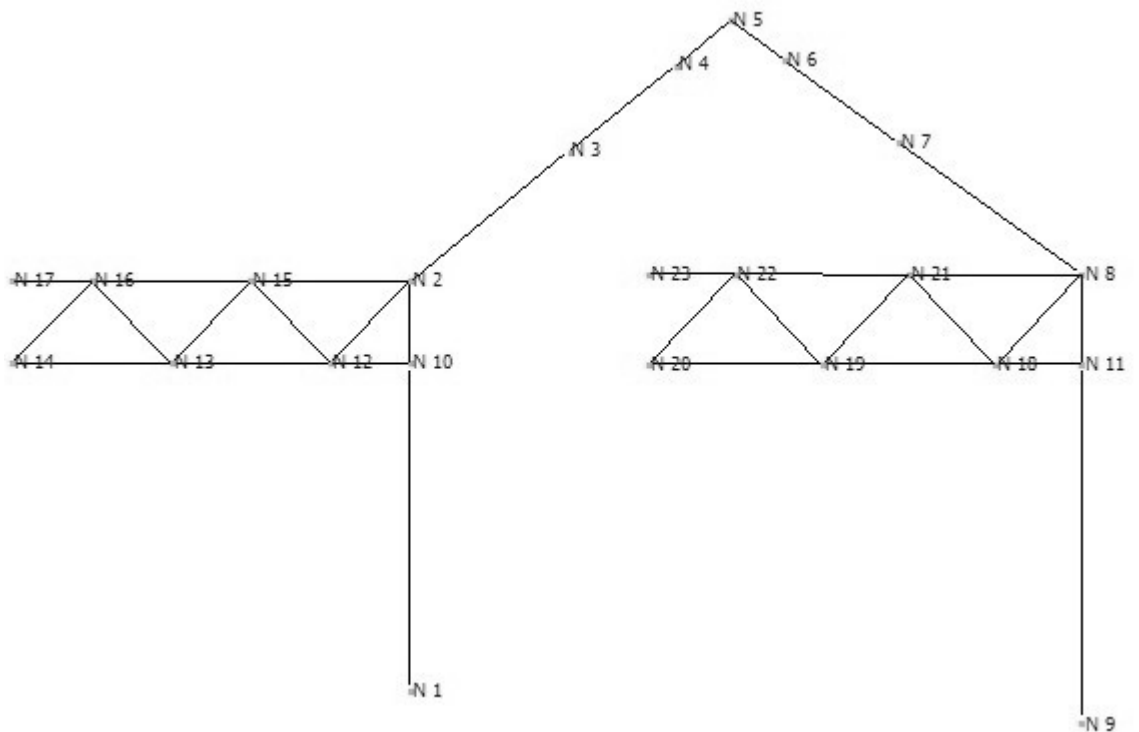


Figura 13. Identificación de miembros (Marco 1)

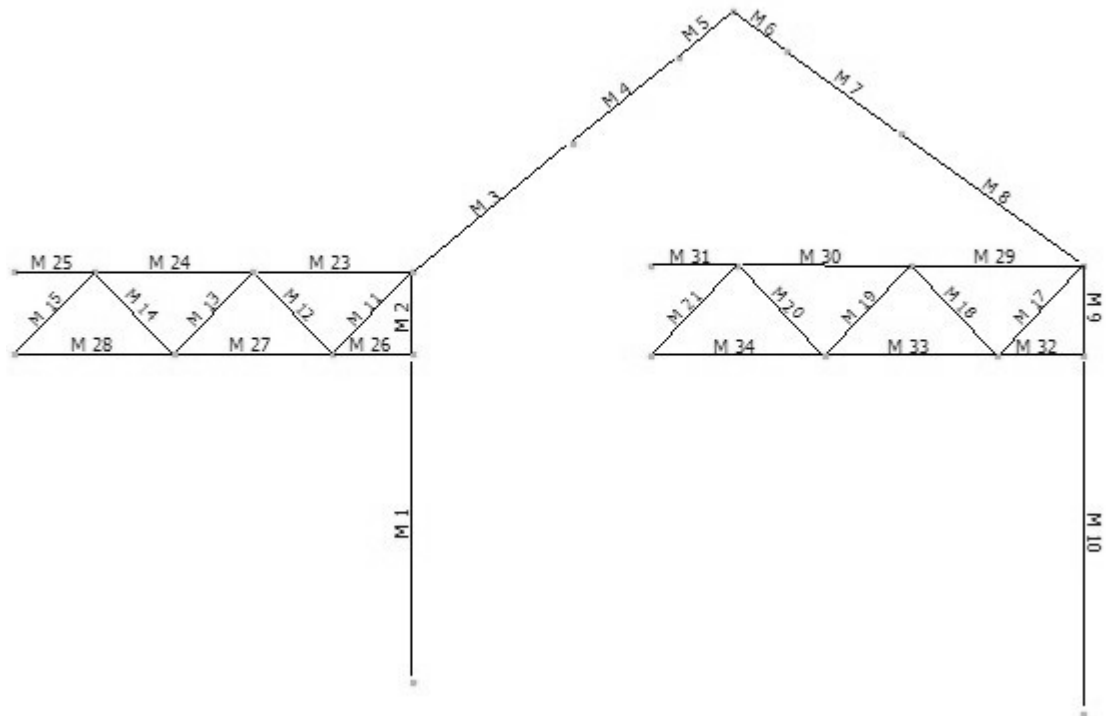


Figura 14. Identificación de nudos (Marco 2)

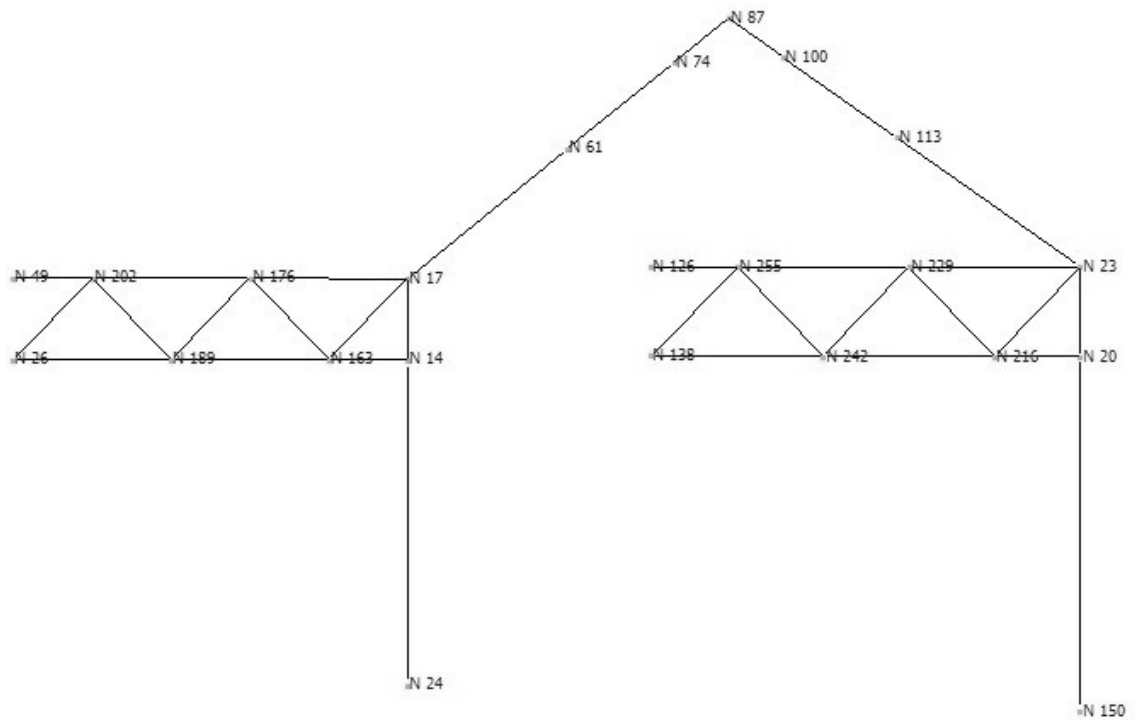


Figura 15. Identificación de miembros (Marco 2)

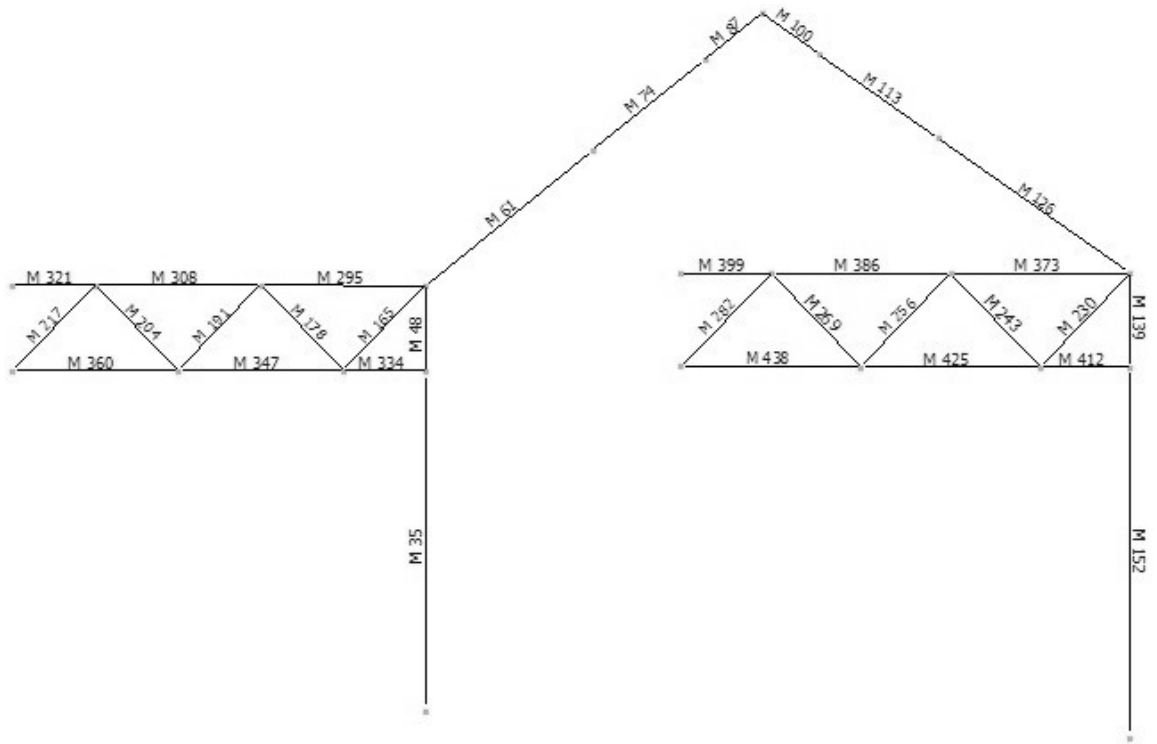


Figura 16. Identificación de nudos (Marco 3)

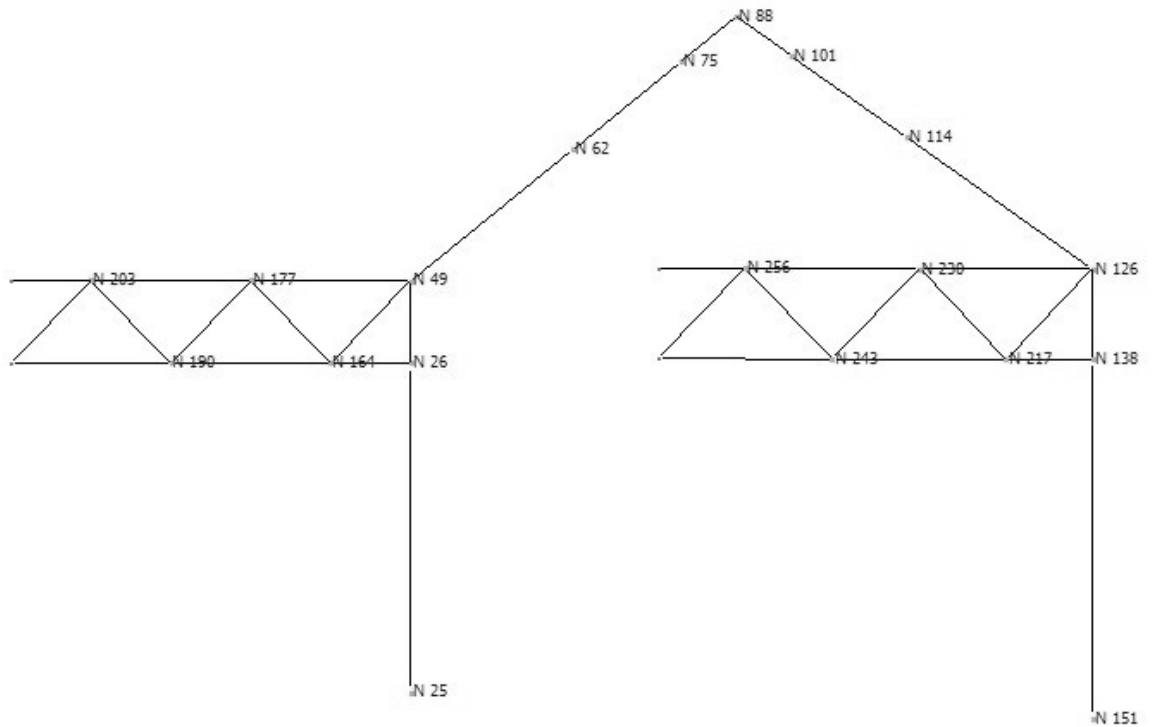


Figura 17. Identificación de miembros (Marco 3)

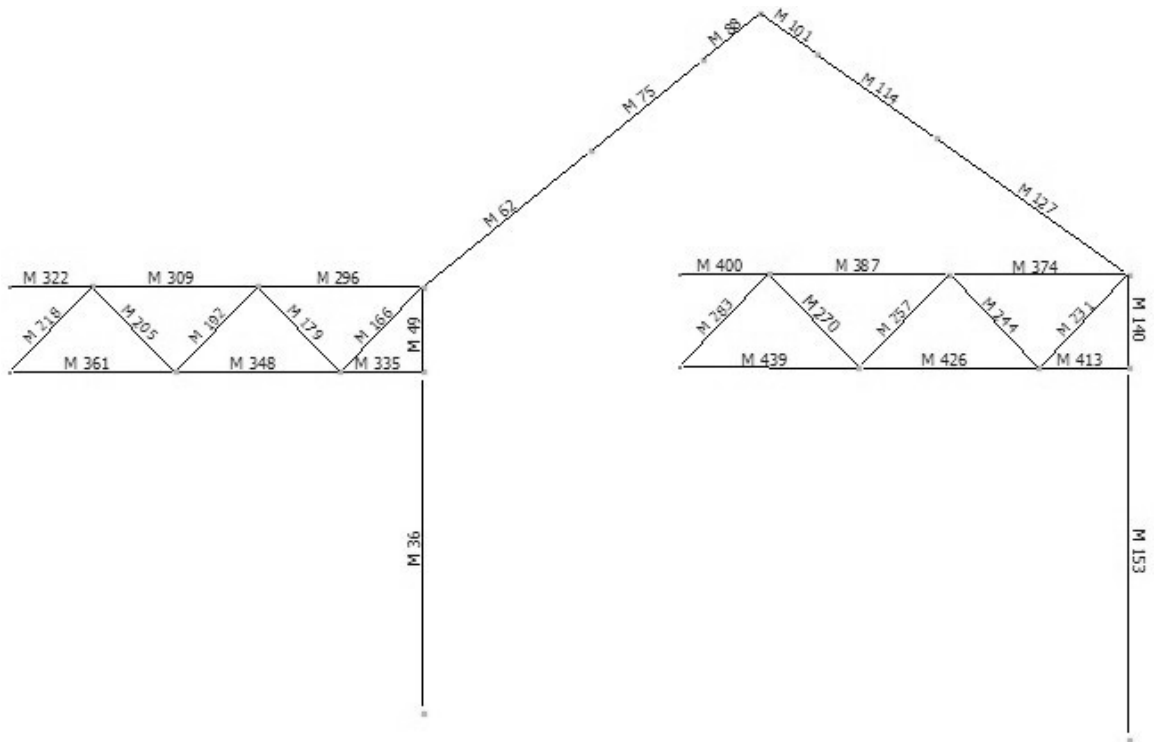


Figura 18. Identificación de nudos (Marco 4)

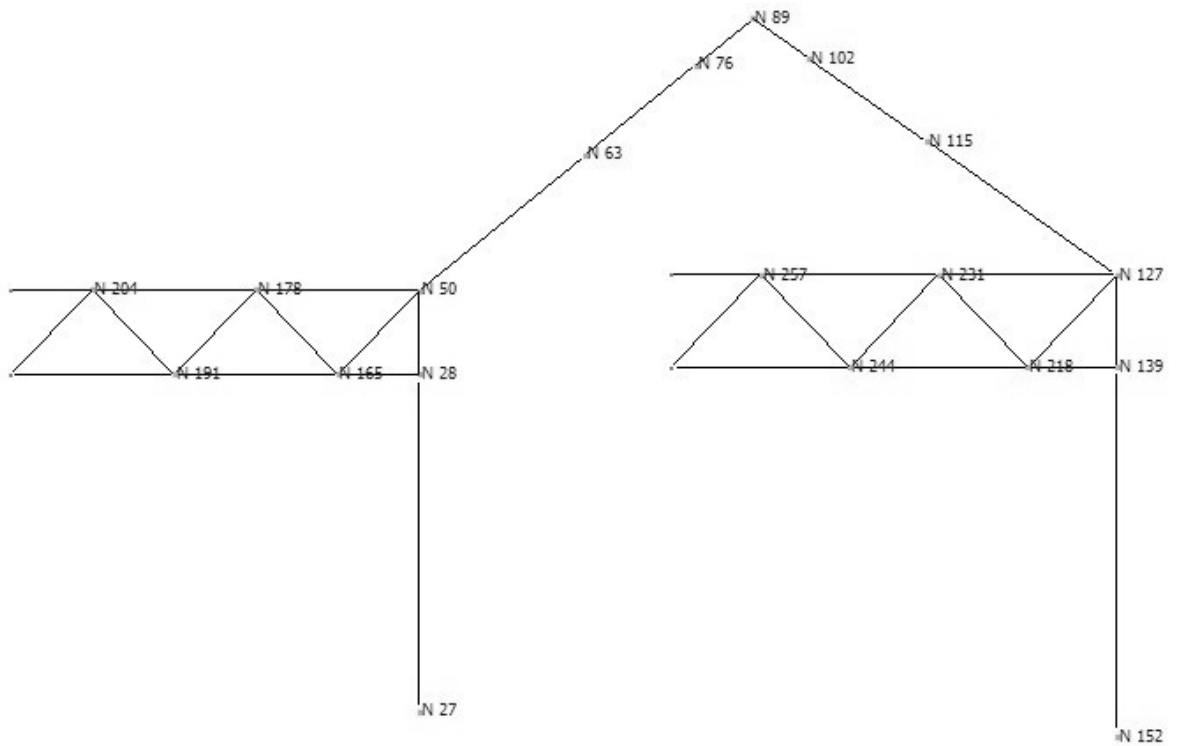


Figura 19. Identificación de miembros (Marco 4)

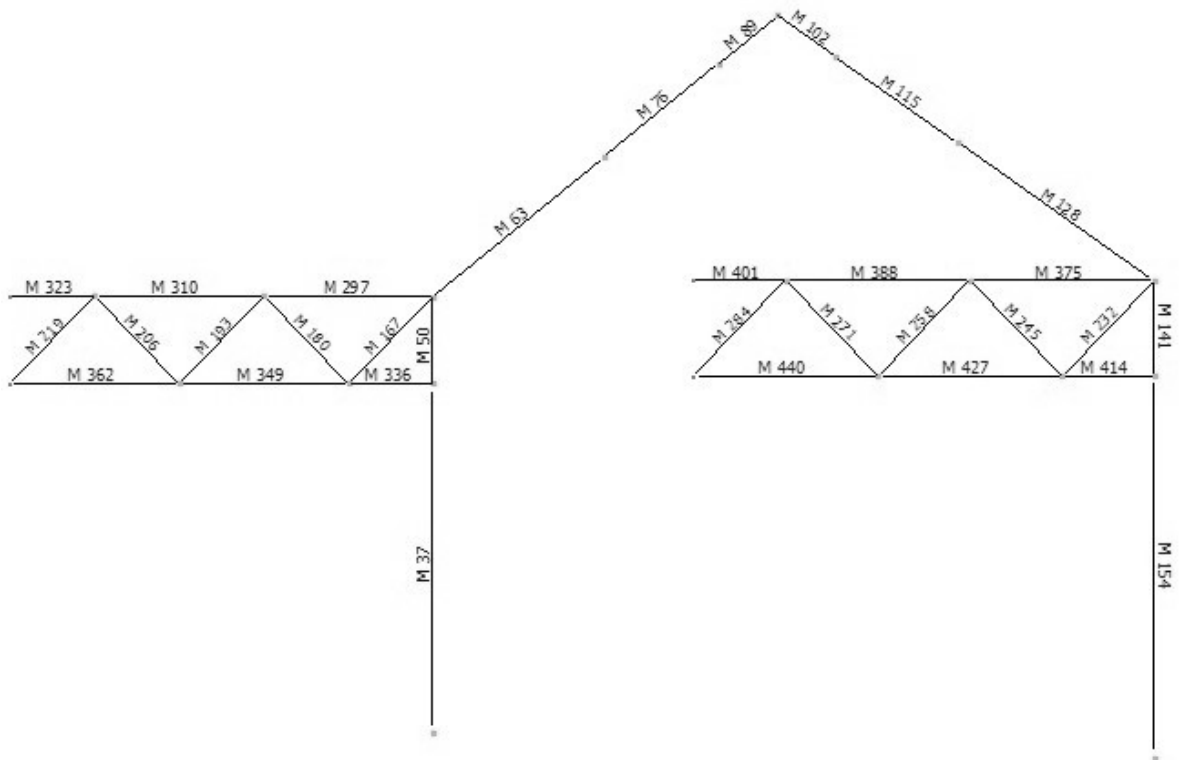


Figura 20. Identificación de nudos (Marco 5)

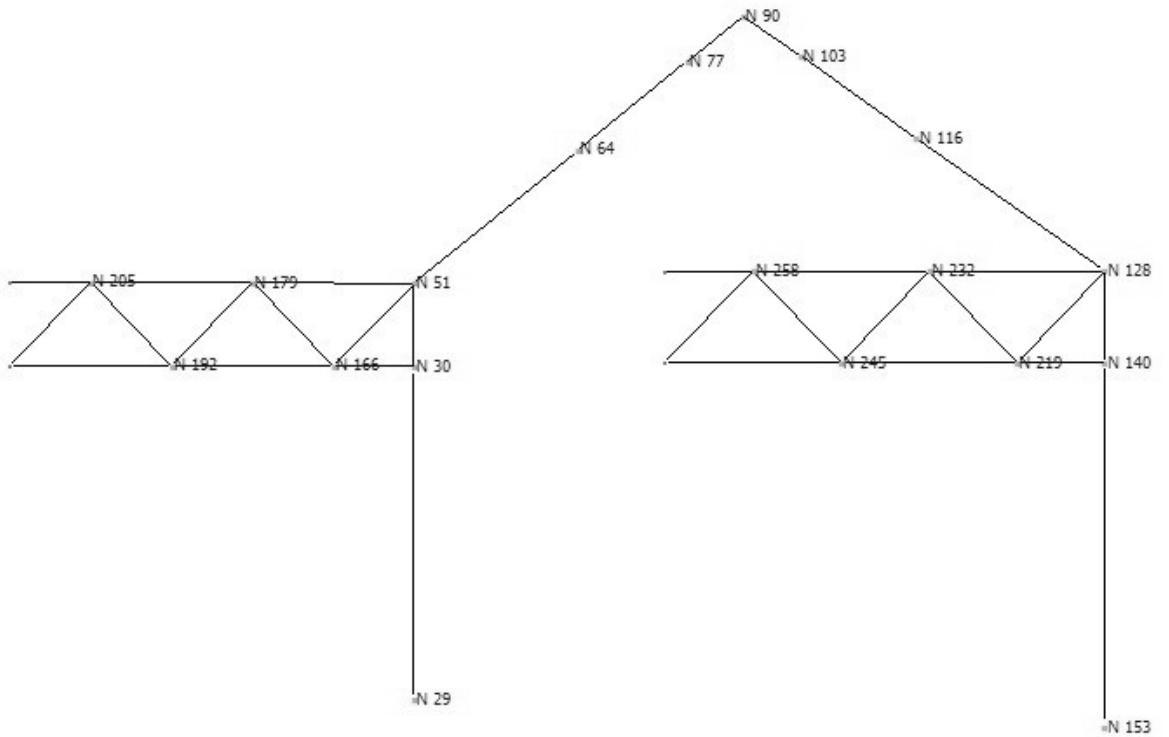


Figura 21. Identificación de miembros (Marco 5)

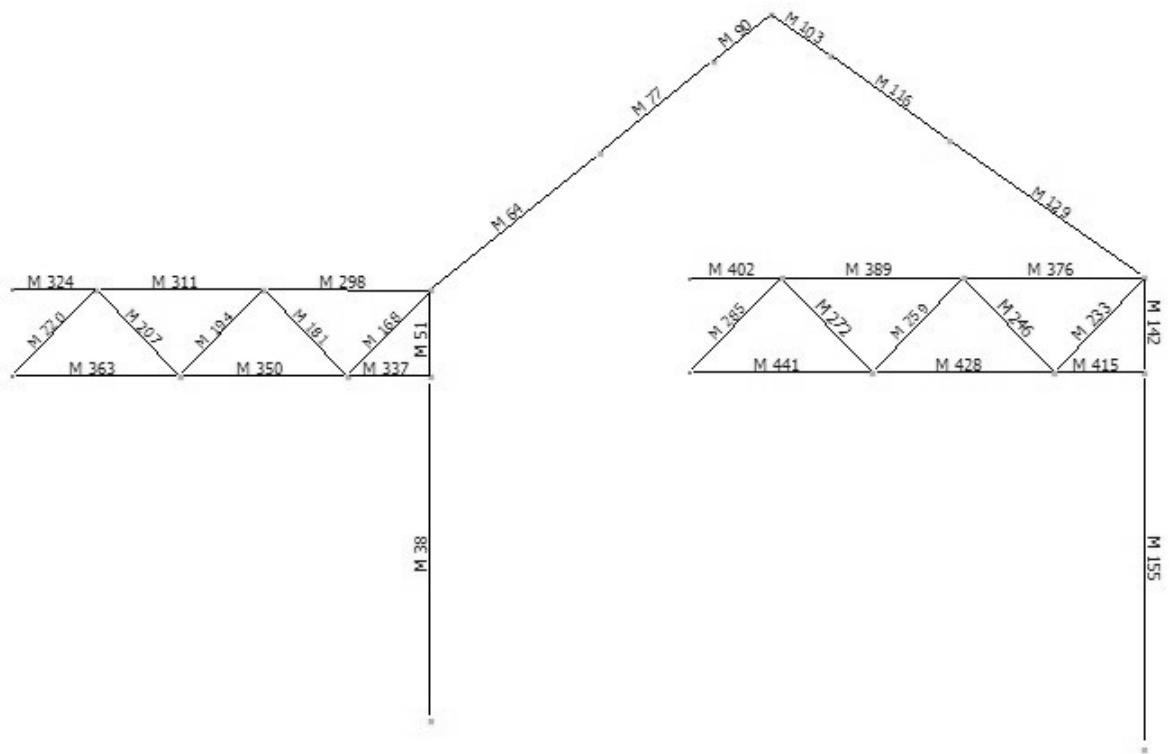


Figura 22. Identificación de nudos (Marco 6)

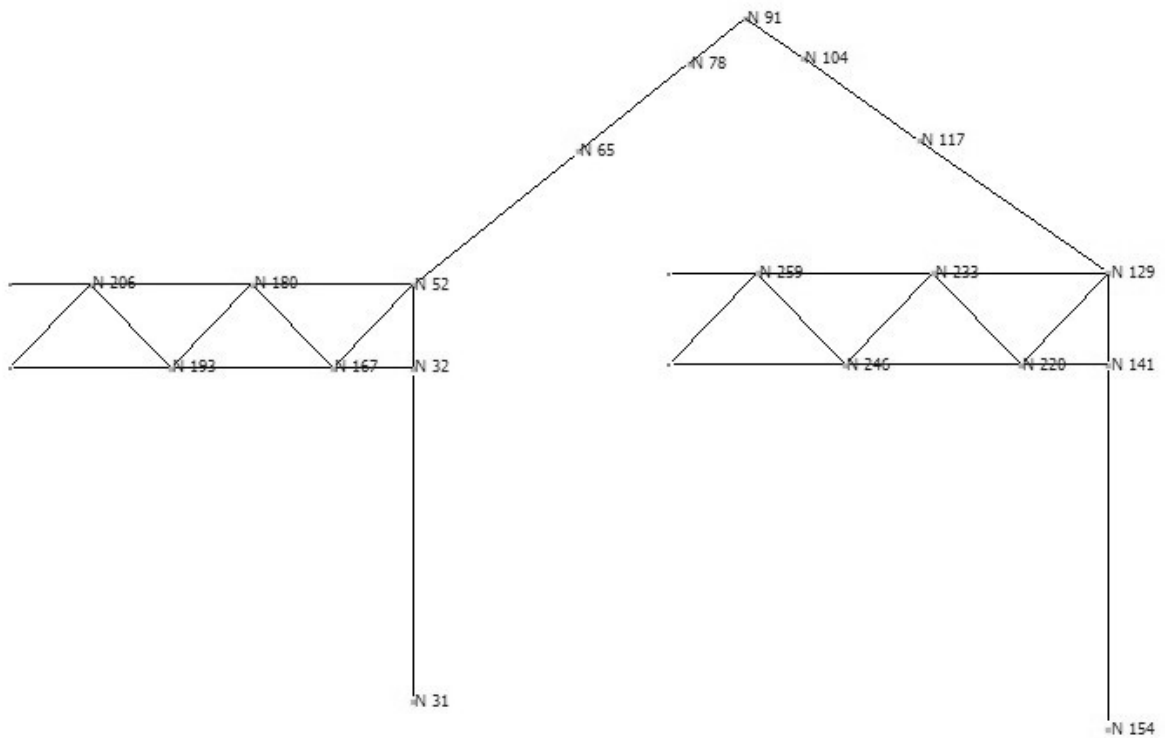


Figura 23. Identificación de miembros (Marco 6)

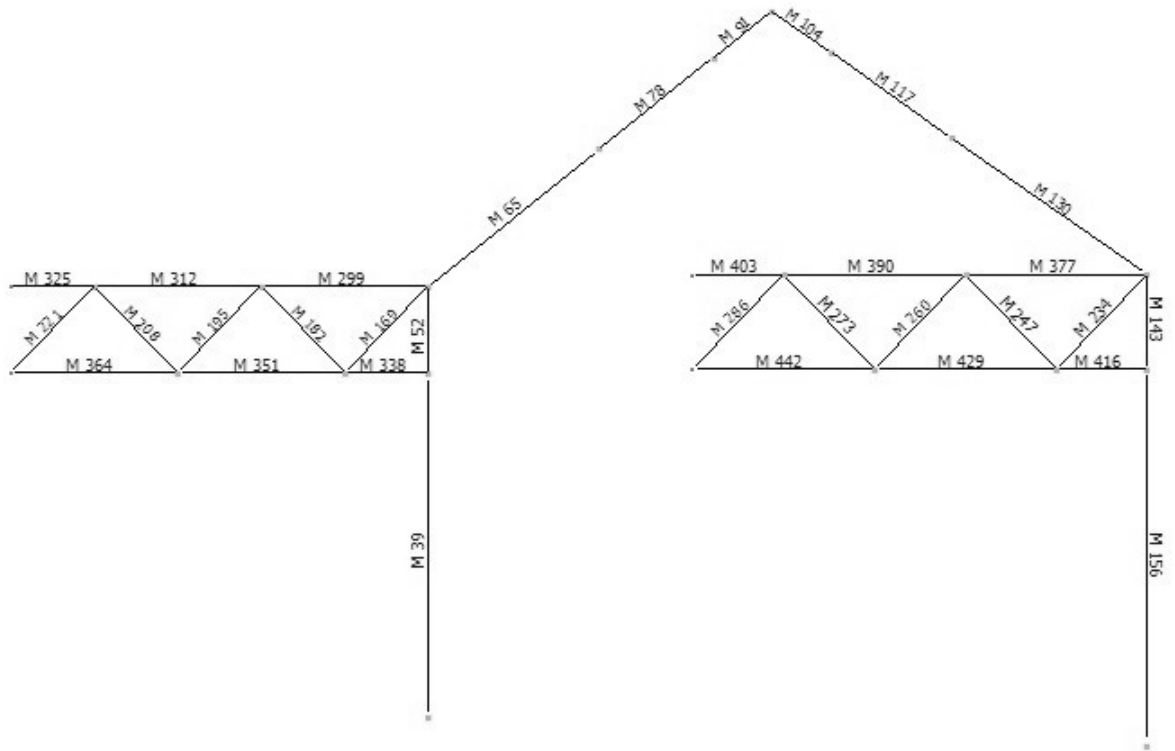


Figura 24. Identificación de nudos (Marco 7)

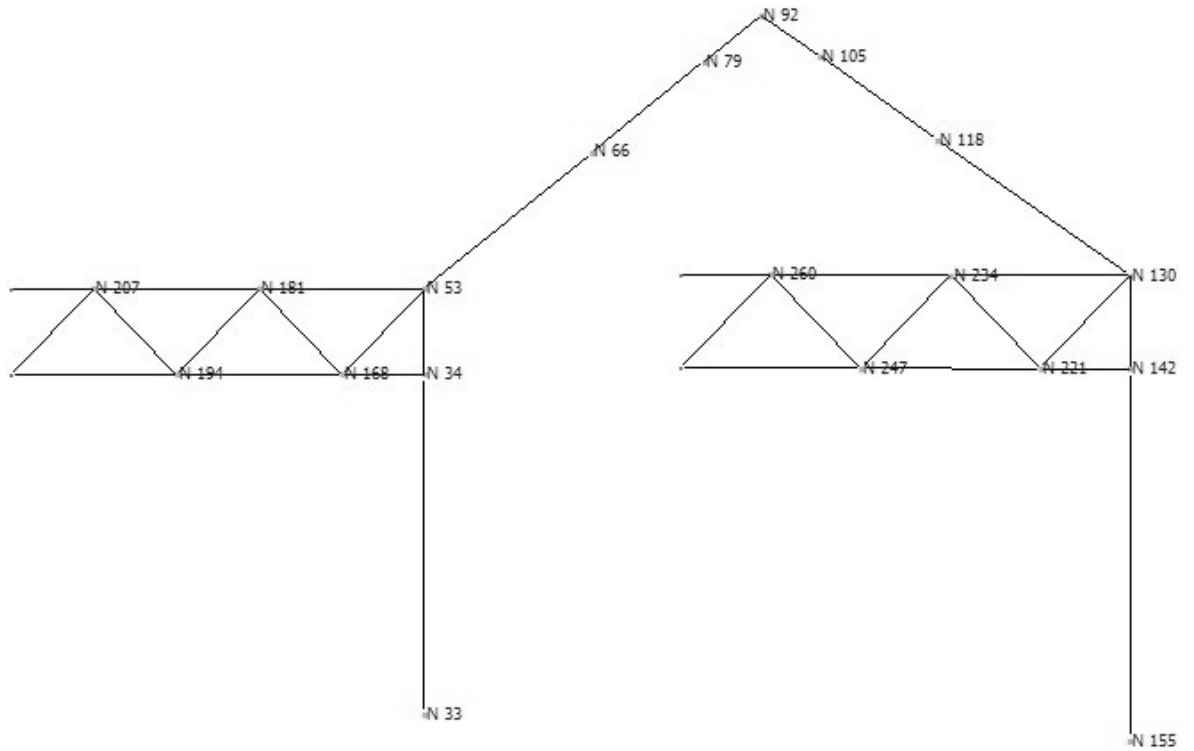


Figura 25. Identificación de miembros (Marco 7)

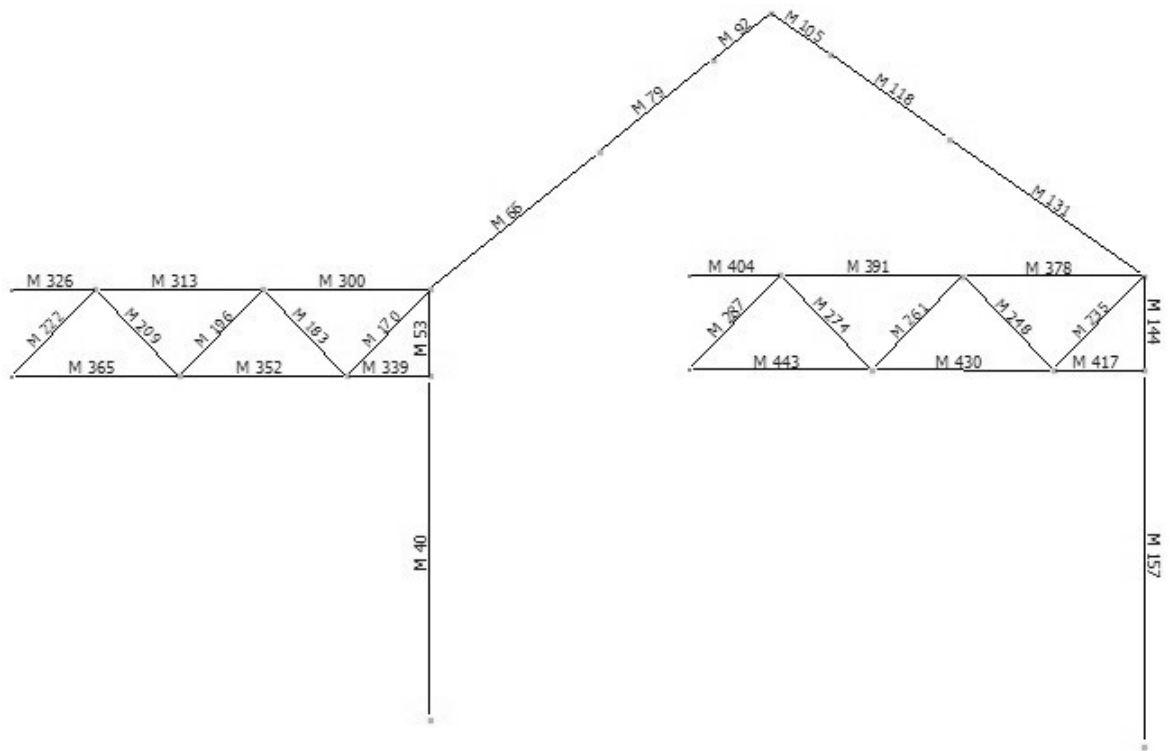


Figura 26. Identificación de nudos (Marco 8)

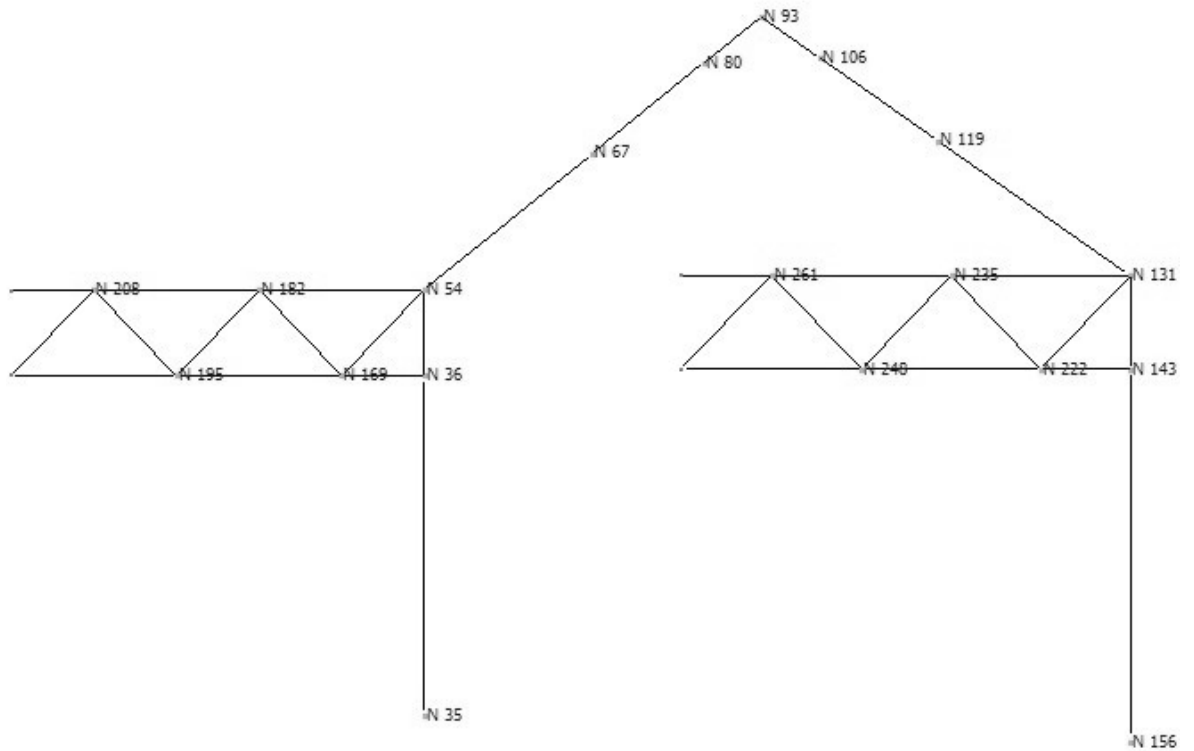


Figura 27. Identificación de miembros (Marco 8)

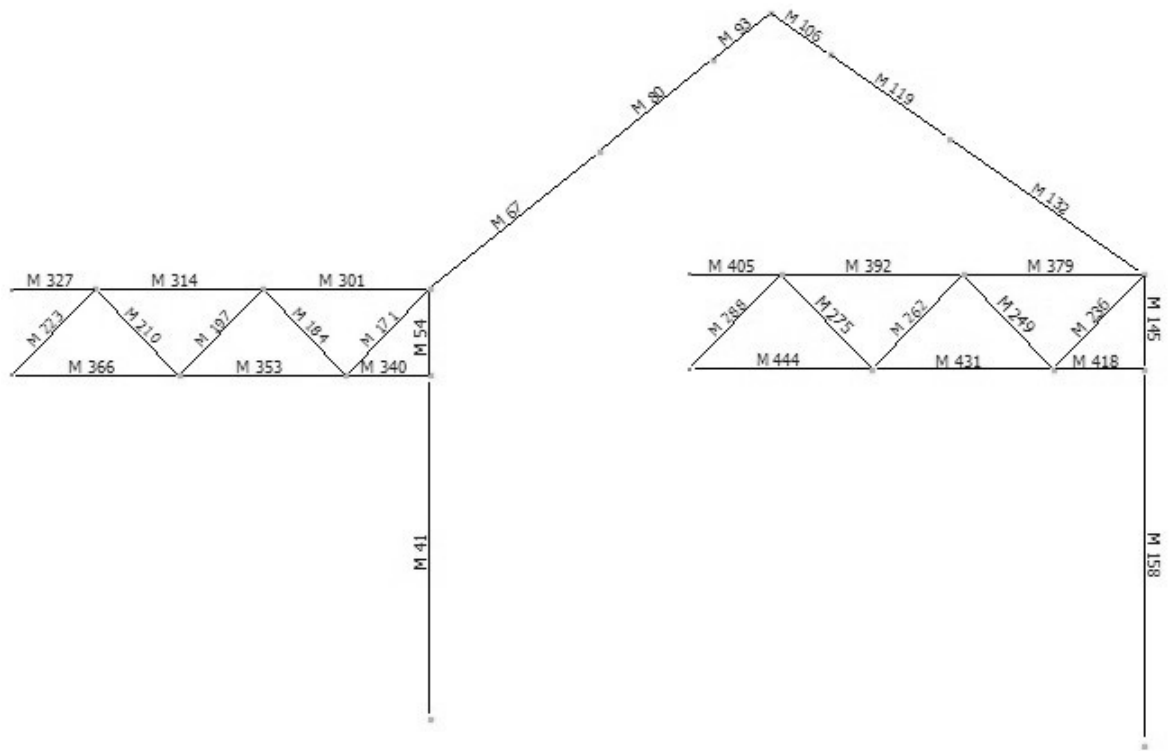


Figura 28. Identificación de nudos (Marco 9)

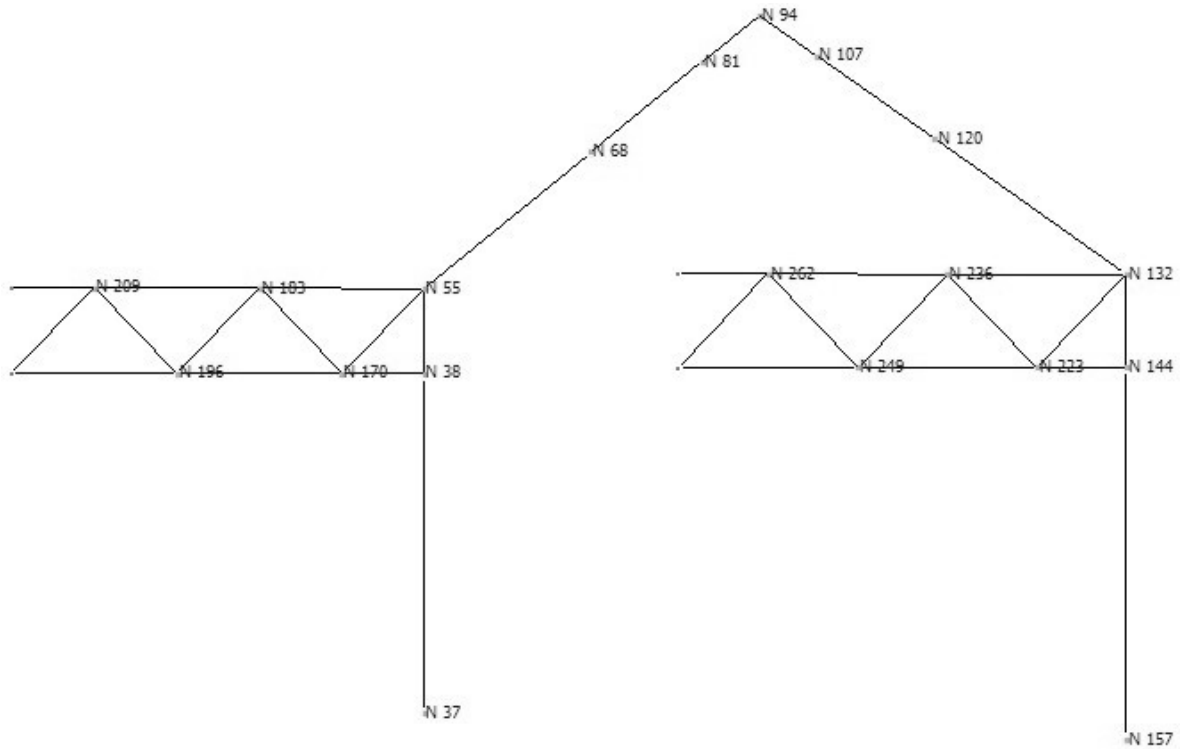


Figura 29. Identificación de miembros (Marco 9)

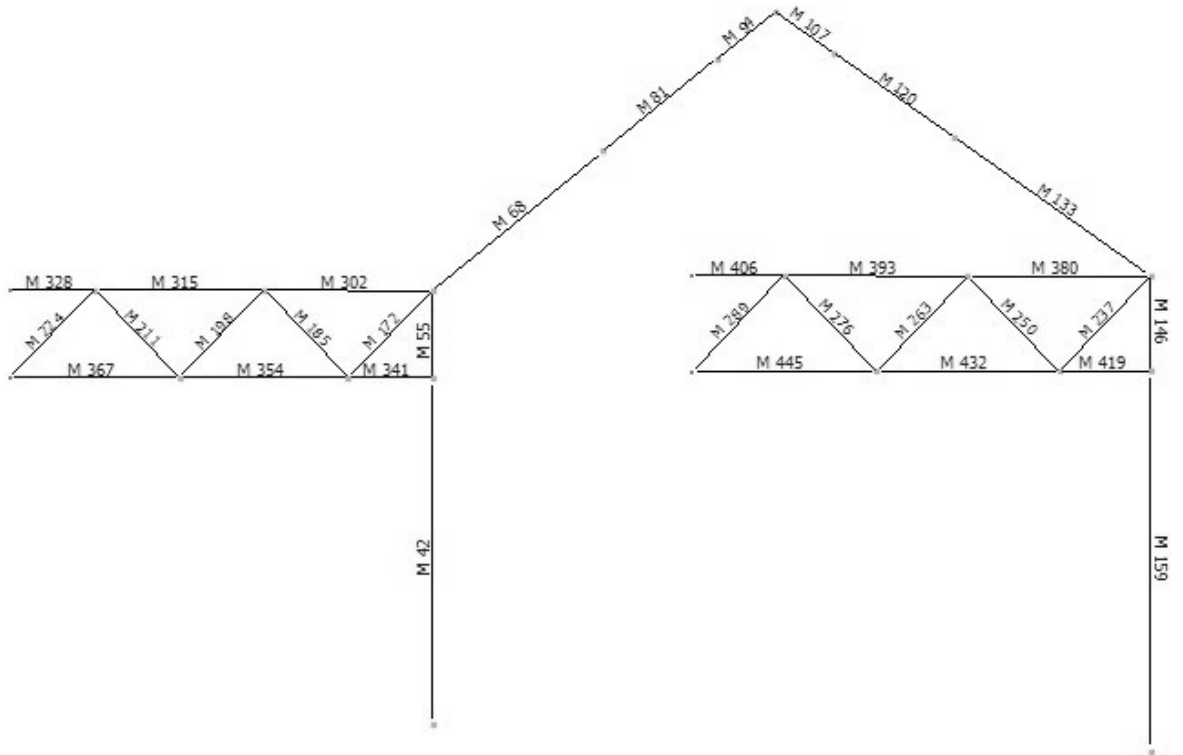


Figura 30. Identificación de nudos (Marco 10)

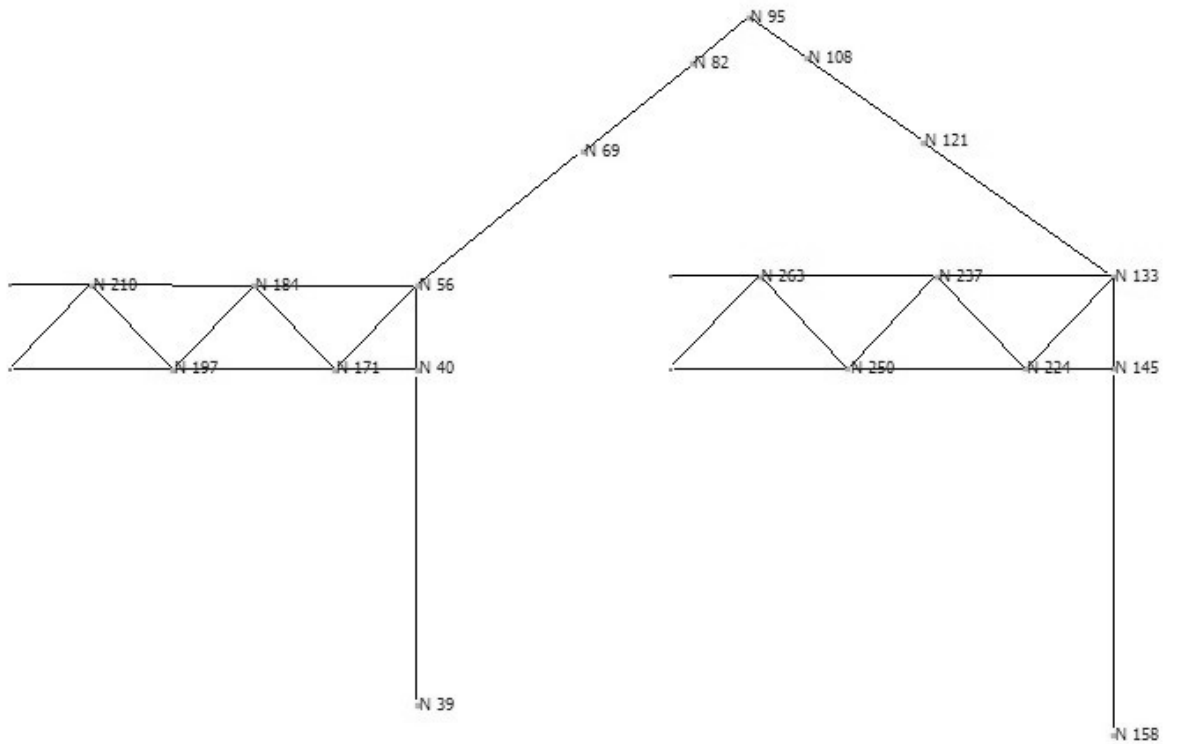


Figura 31. Identificación de miembros (Marco 10)

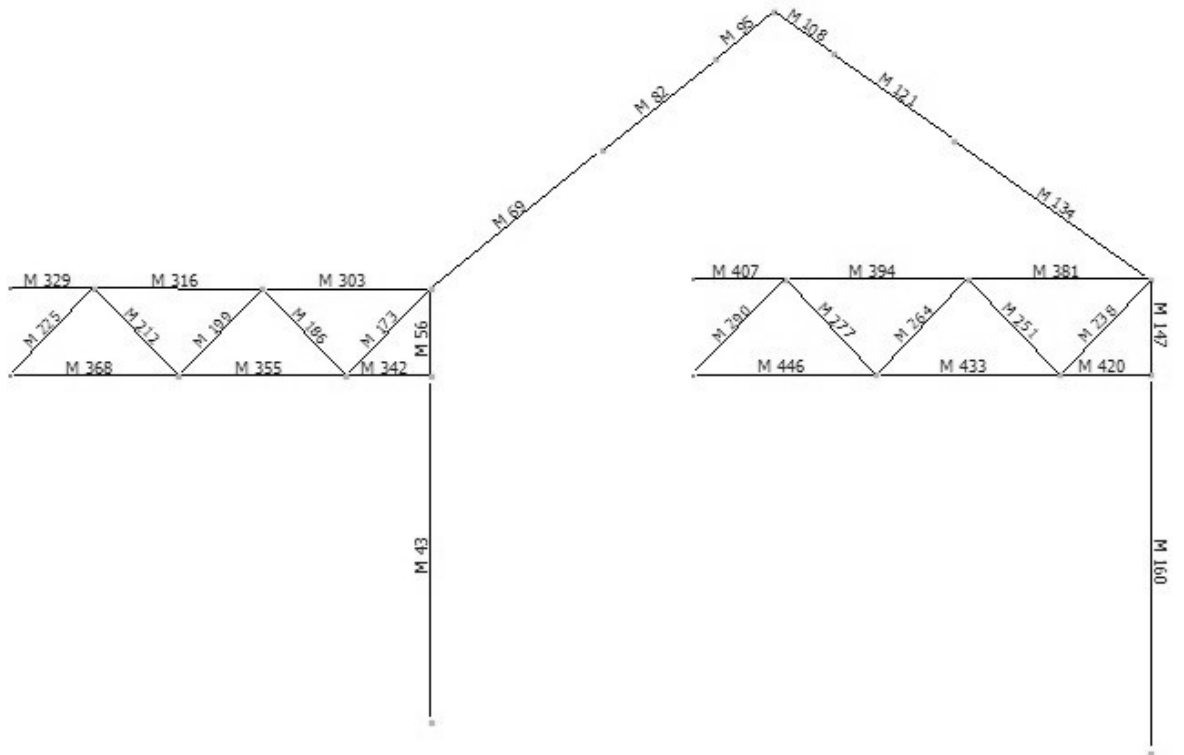


Figura 32. Identificación de nudos (Marco 11)

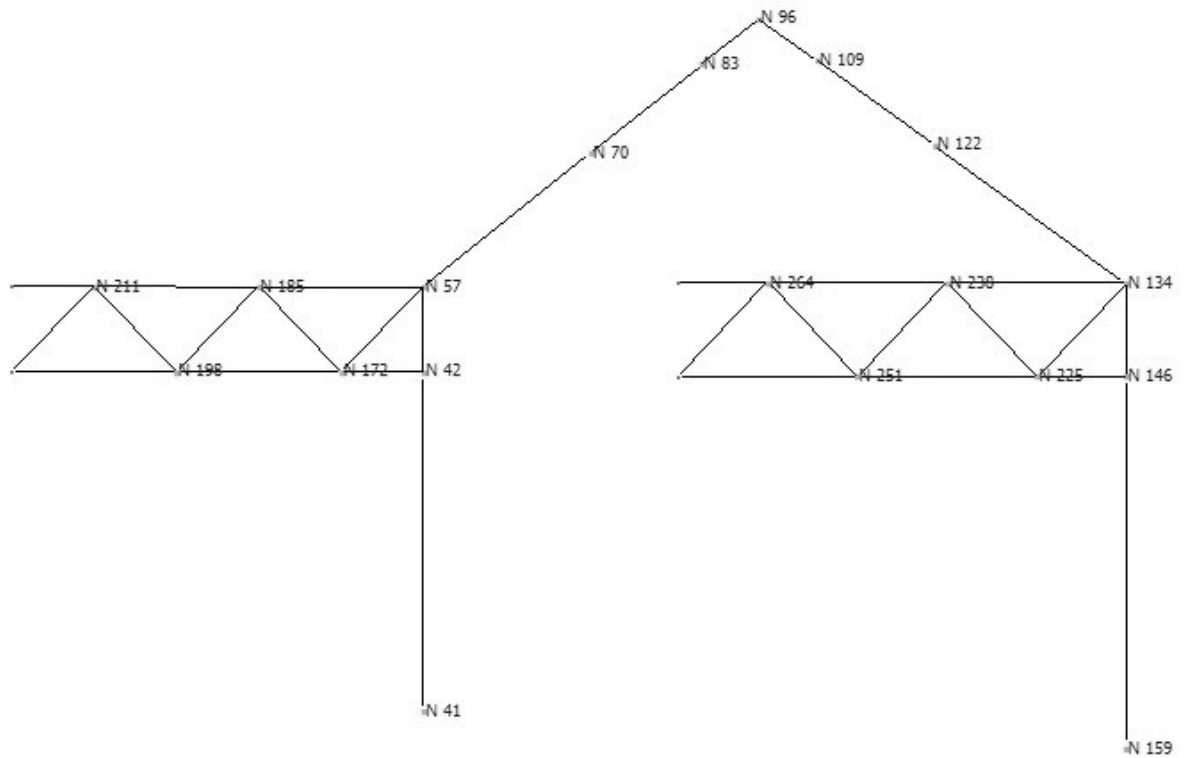


Figura 33. Identificación de miembros (Marco 11)

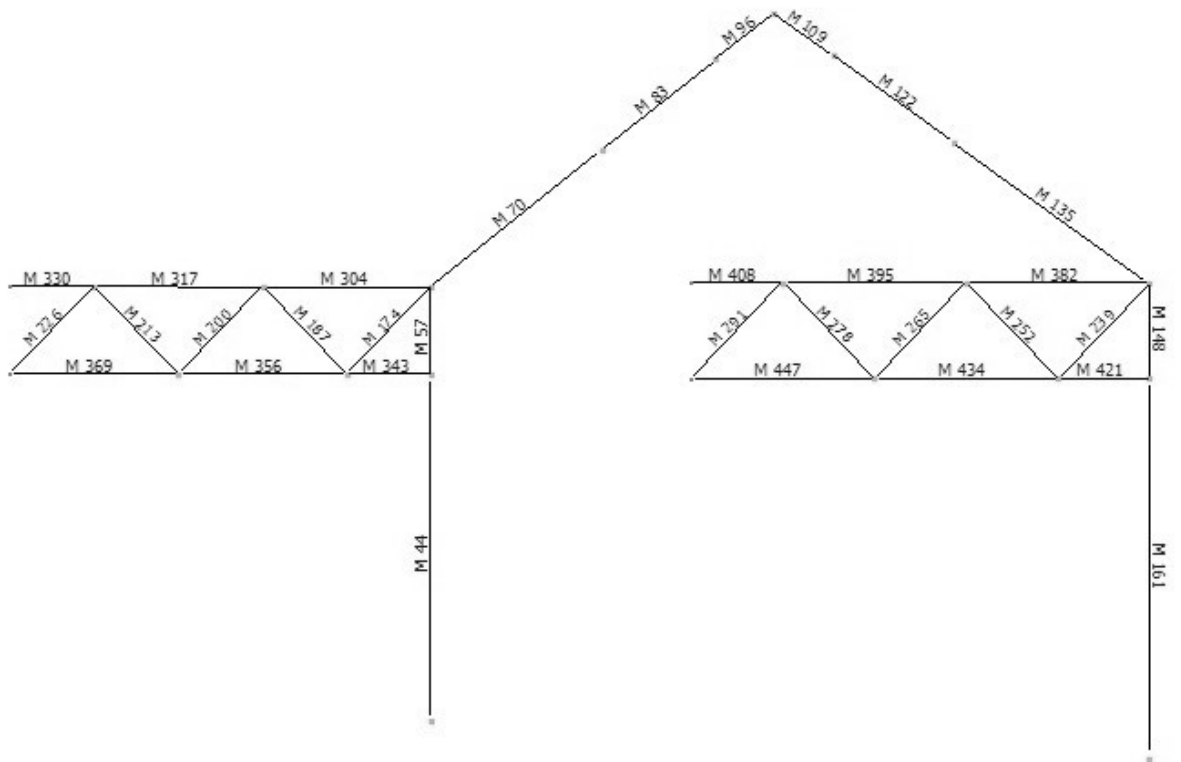


Figura 34. Identificación de nudos (Marco 12)

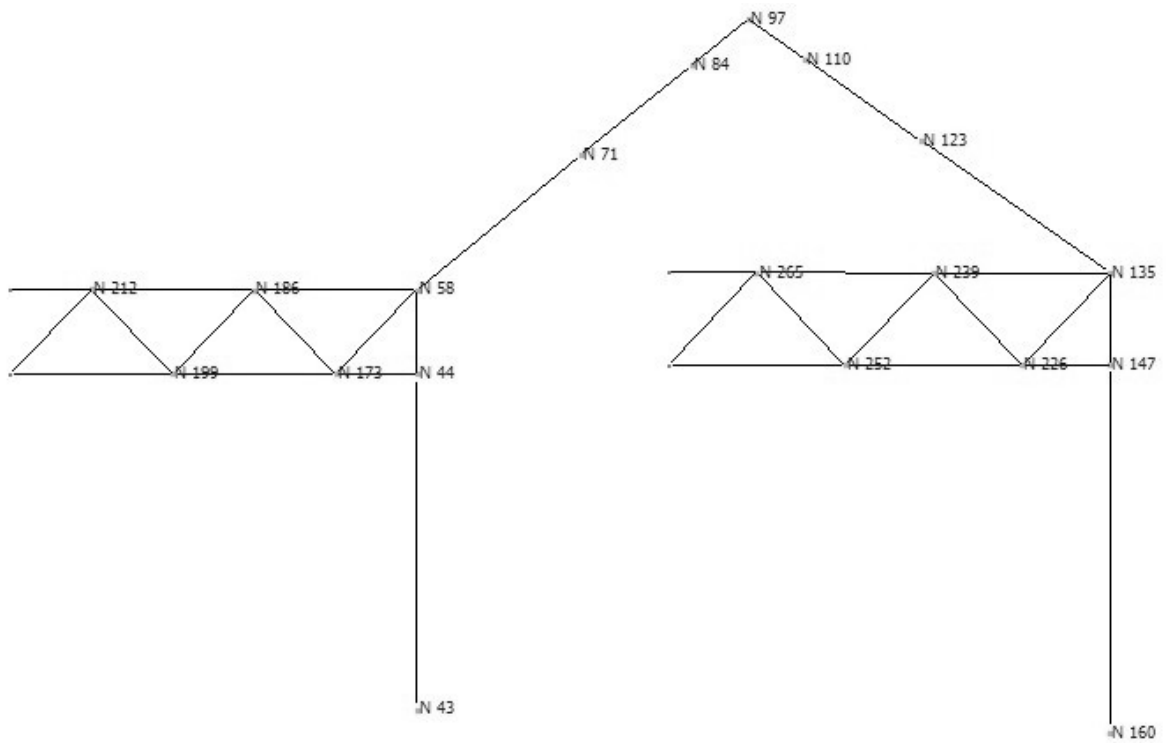


Figura 35. Identificación de miembros (Marco 12)

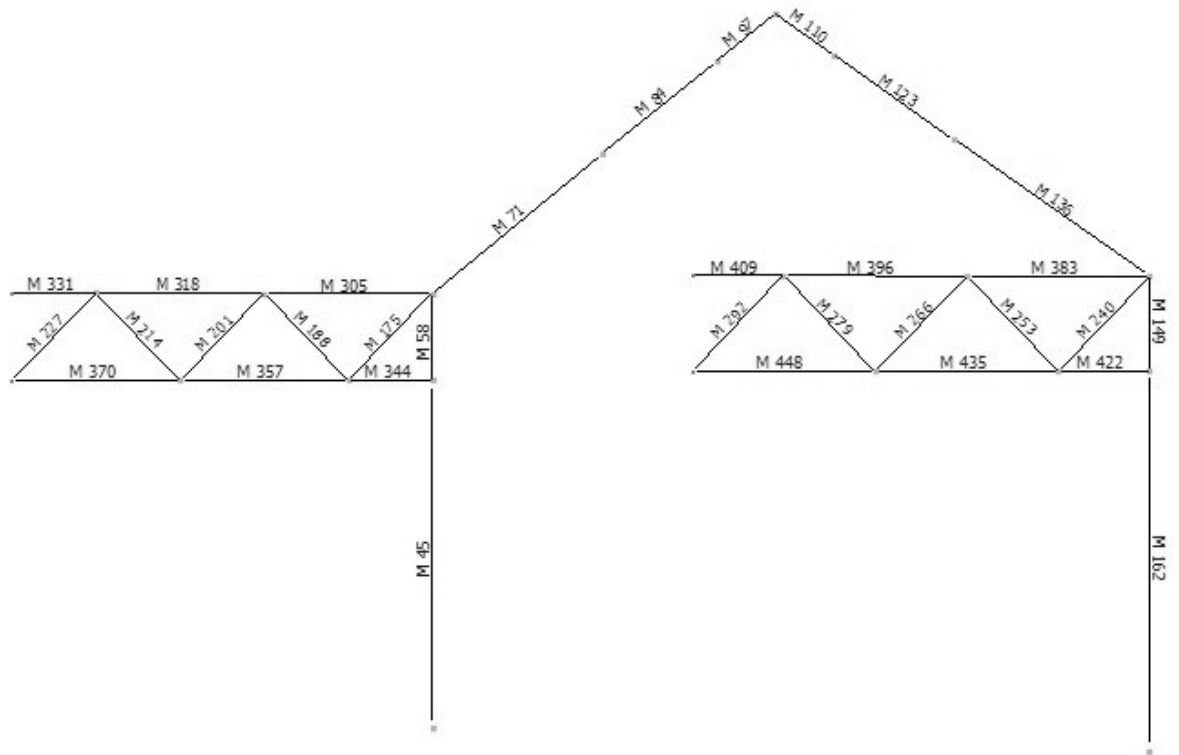


Figura 36. Identificación de nudos (Marco 13)

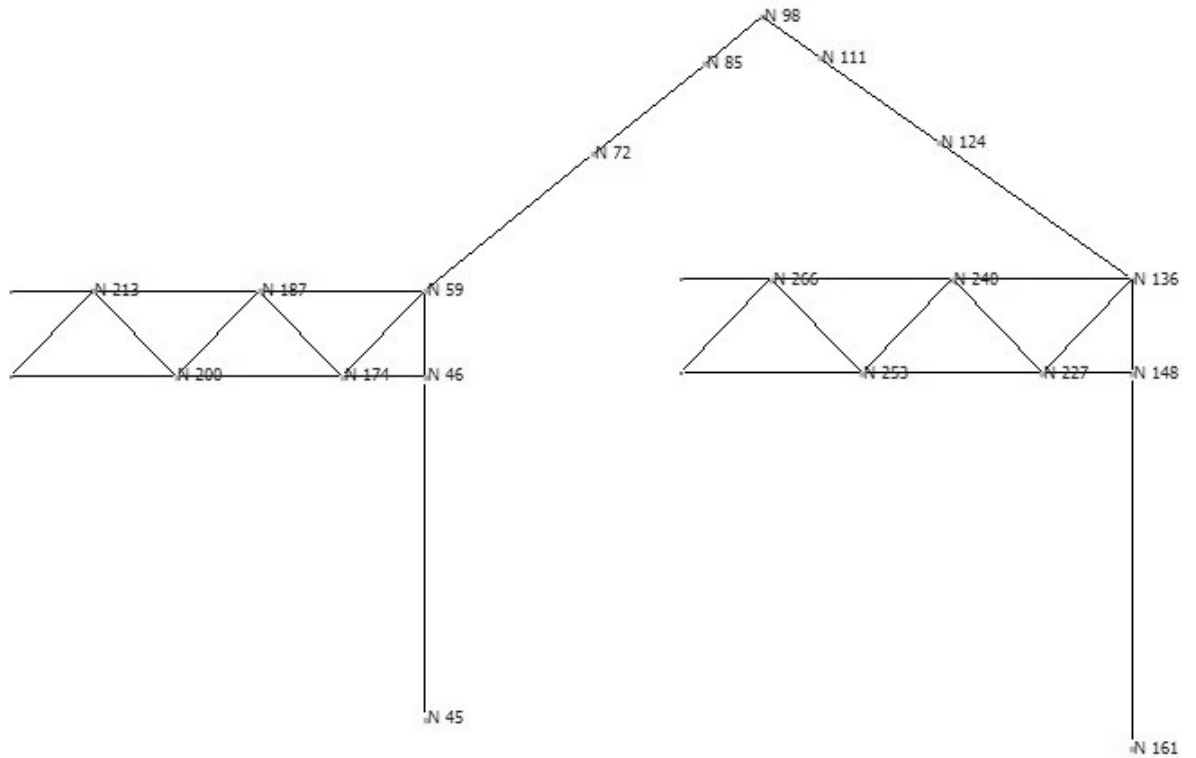


Figura 37. Identificación de miembros (Marco 13)

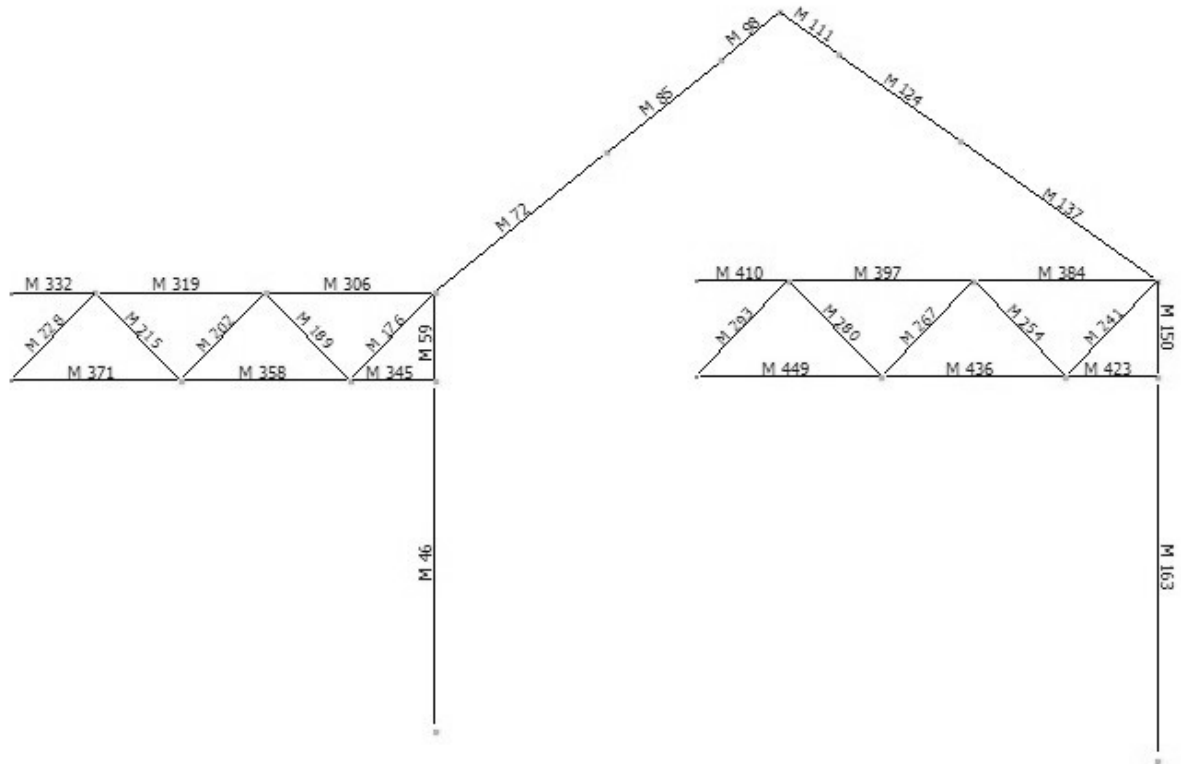


Figura 38. Identificación de nudos (Marco 14)

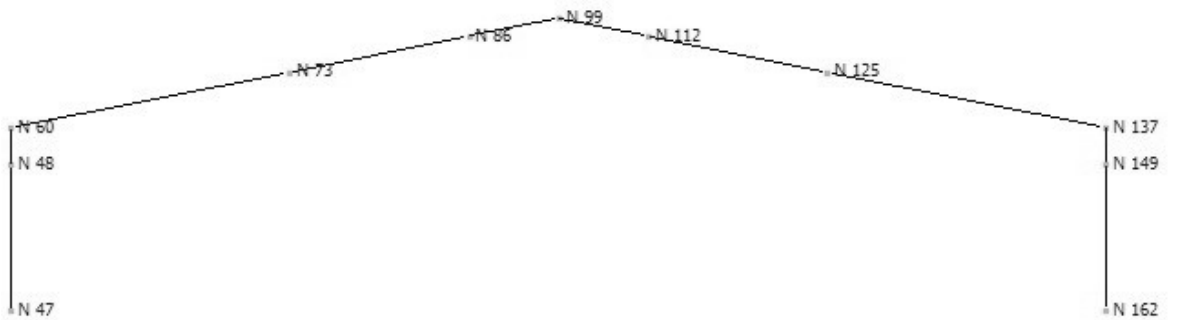
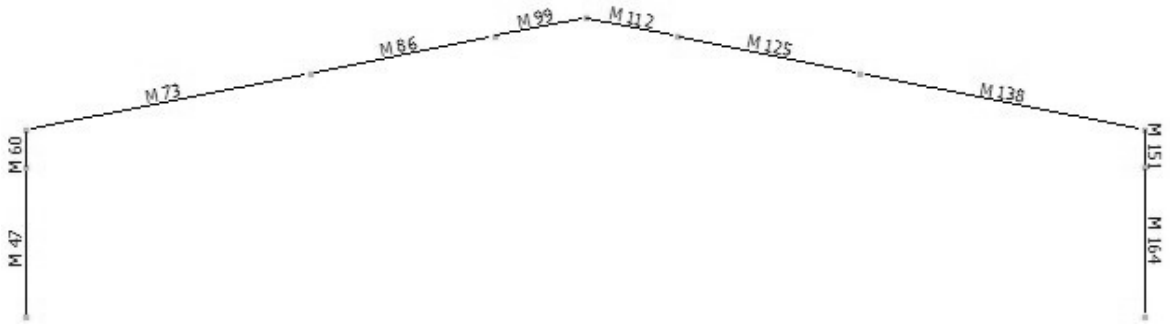


Figura 39. Identificación de miembros (Marco 14)



## B. INTEGRACIÓN DE CARGAS

Para integrar las cargas que formarán parte del diseño del marco, se tomarán en cuenta los estados de carga siguiente: carga muerta, carga viva, carga de viento y carga de sismo. Para cada estado de carga se utilizarán los códigos que refiere la AISC en su 9a y 13a edición.

Para el diseño por AISC 9a edición se utilizará el código ASCE 7-88.

Para el diseño por AISC 13a edición se tomará la referencia que hace el manual para este estado de carga, a las especificaciones ASCE 7-05.

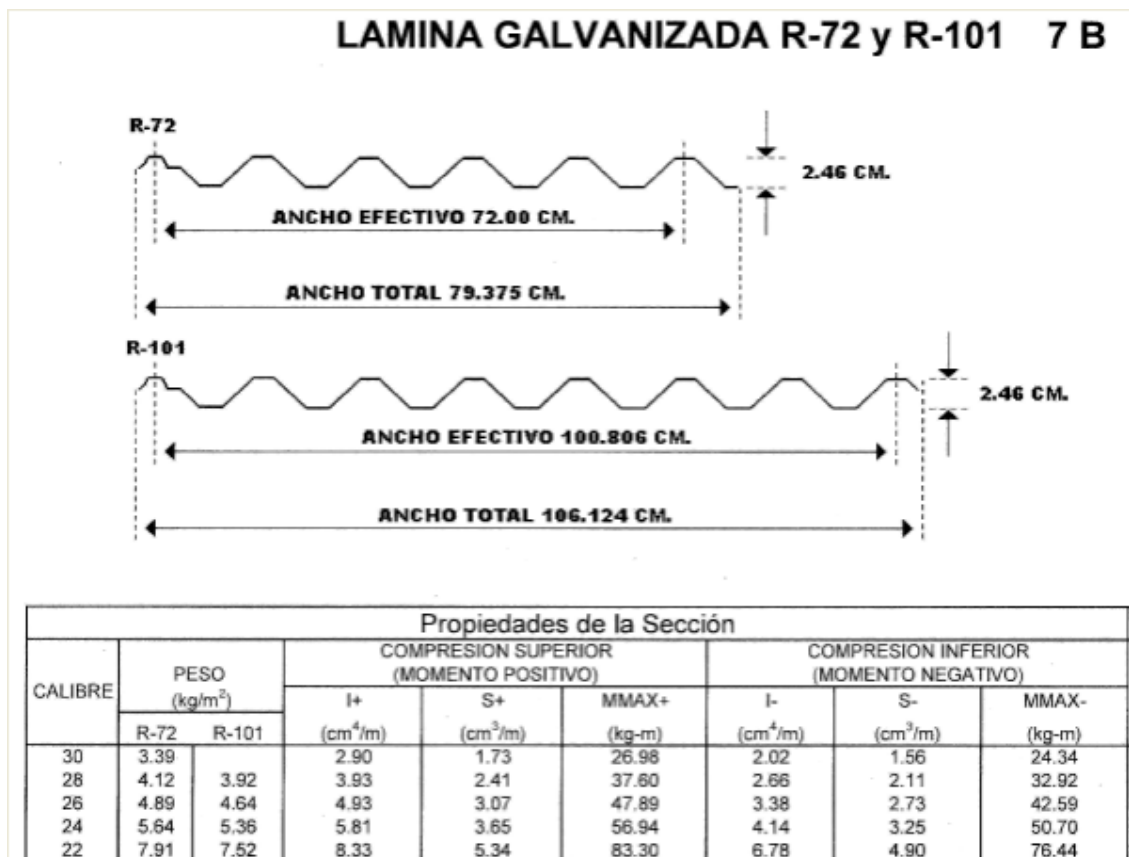
### 1. Carga muerta

#### a. Carga muerta de techo

- ◆ Lámina de techo cal 24 = 1.15 lb/pie<sup>2</sup>
- ◆ Costaneras = Cada costanera pesa 46.04 lb x 19.68 pies de largo (6m).  
= 46.04lb/19.68pies = 2.34 lb/pie  
@ 4.3 pies

Se consultó con un proveedor nacional sobre las propiedades de las láminas de techo disponibles, y se escogió la tipo R-72, con propiedades mostradas en la tabla a continuación.

Figura 40. Propiedades de lámina galvanizada



Las costaneras irán espaciadas @ 4.3 pies, direccionadas a lo largo del eje z de la Figura, apoyadas sobre los marcos, transmitiendo carga puntual a los marcos en los puntos de apoyo de la costanera.

## 2. Carga viva

### a. Carga viva para cubiertas livianas

$$\begin{aligned}
 \blacklozenge \text{ Para cubiertas livianas} &= 50 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 10.22 \text{ lb/pie}^2 \quad (\text{AGIES, NR2})
 \end{aligned}$$

La carga viva de techo para este tipo de estructura, considera la carga de montaje o que eventualmente resistirá carga viva durante la vida útil de la estructura.

**3. Carga de viento.** La carga de viento será aplicada normal a las superficies verticales y horizontales.

a. ASCE 7-88 (para el diseño AISC 9a edición)

Exposición	Tipo B	Sección 6.5.3 (ASCE)
Velocidad básica de viento	85 mph	Asumida
Coef. de presión ( $K_z$ )	0.50	Tabla 6 (ASCE)
Factor de importancia (I)	1.0	Tabla 5 (ASCE)
Factor de respuesta de ráfaga ( $G_h$ )	1.51	Tabla 8 (ASCE)
Coef. de presión interna ( $GC_{pi}$ )	+/- 0.25	Tabla 9 (ASCE)
Coef. de presión externa ( $C_p$ )	<u>Techo:</u> Sot. = 0.2* Bar. = -0.7 <u>Paredes:</u> Sot = 0.8 Bar = -0.5	Figura 2 (ASCE)

\* Sot (Sotavento); Bar (Barlovento)

Determinación de presión de viento de diseño: La velocidad de viento escogida para el diseño, como se menciona anteriormente, es de 85 mph. Se consultó a INSIVUMEH sobre los registros de velocidades de viento en la región, y la velocidad promedio diaria es de 5-7 km/h, y los registros máximos están en el orden de 60 a 70 km/h.

La dirección del viento se debe tomar actuando en las dos direcciones posibles. En este caso, se aplicará la carga de viento a la estructura, actuando en dirección de los ejes globales x y z, como se muestra en las siguientes Figuras.

Figura 41. Presión de viento en dirección x

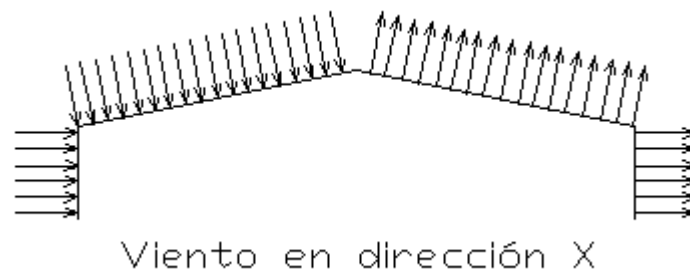
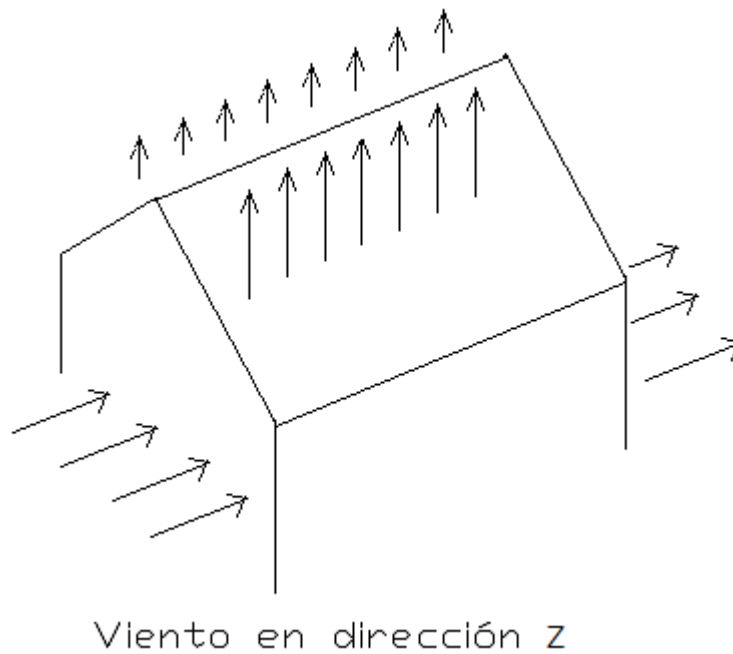


Figura 42. Presión de viento en dirección z



La fórmula a utilizar para calcular la presión de viento propuesta por ASCE 7-88 es la siguiente:

$$P = qG_h C_p - q(GC_{pi}) \quad (\text{Ec.40})$$

En donde

$$q = 0.00256 K_z (IV)^2$$

Cálculo de viento en dirección X**Pared en Barlovento:**

$$P = 14.58lb / pie^2$$

**Pared en Sotavento:**

$$P = -10.05lb / pie^2$$

**Techo en Barlovento:**

$$P = 5.52lb / pie^2$$

**Techo en Sotavento:**

$$P = -13.07lb / pie^2$$

Cálculo de viento en dirección Z**Pared en Barlovento:**

$$P = 14.58lb / pie^2$$

**Pared en Sotavento:**

$$P = -10.05lb / pie^2$$

**Techo en Sotavento:**

$$P = -13.07lb / pie^2$$

b. ASCE SEI 7-05 (para el diseño AISC 13a edición)

Exposición: **B** (ASCE 7)

Velocidad básica de viento: **85 mph** (asumida)

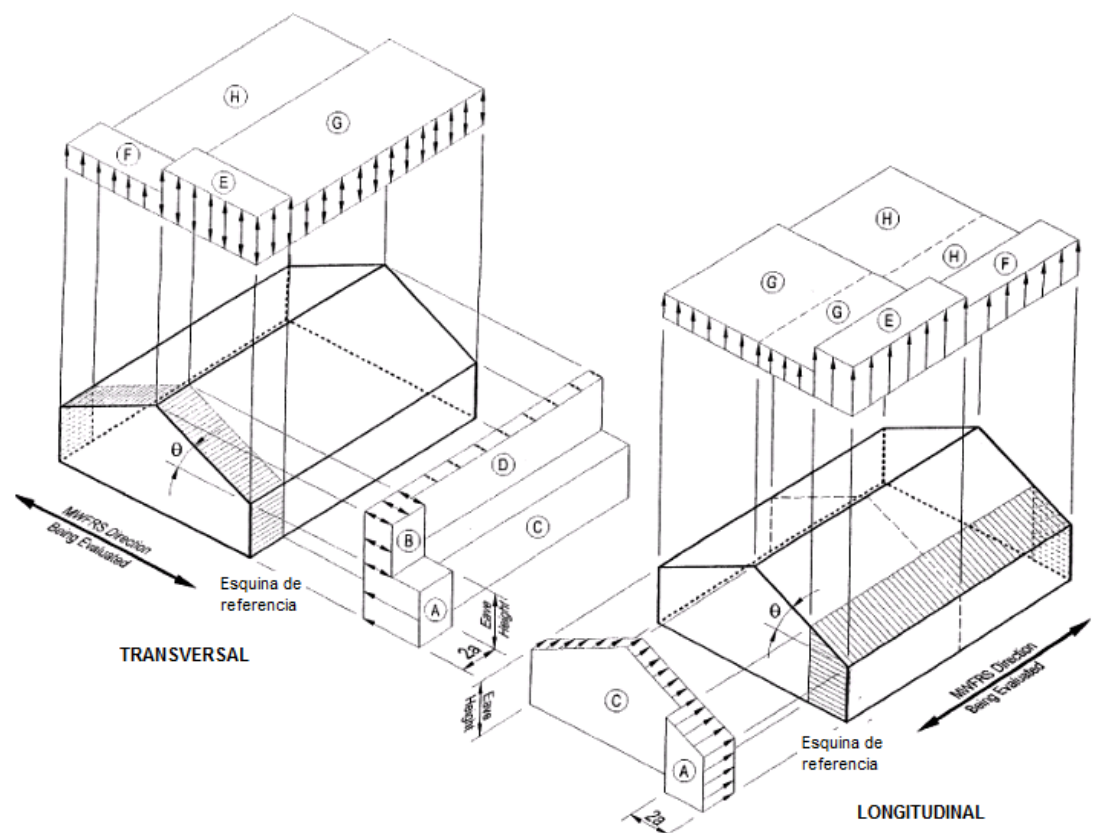
Coefficiente de altura y exposición ( $\lambda$ ): **1.00** (Figura 6-2, ASCE 7-05)

Coefficiente topográfico ( $K_{zt}$ ): **1.00** (Figura 6-2, ASCE 7-05)

Factor de importancia: **1.00** (Sección 6.2, ASCE 7-05)

Este método simplificado se basa en la aplicación de la presión de viento actuando en dos direcciones, x y z, como lo muestran las Figuras 27 y 28. La diferencia de este método y el presentado por UBC, es que aquí las presiones de viento calculadas son aplicadas en áreas laterales y verticales, y tomando en cuenta que para ambas áreas (laterales y verticales), el método indica qué distancia de aplicación tendrán estas áreas. Para entender mejor esta explicación, obsérvese la Figura 29.

Figura 43. Distribución de presiones de viento (ASCE 7)



La fórmula a utilizar para calcular la presión de viento propuesta por ASCE 7 es la siguiente:

$$p_s = \lambda K_{zt} I p_{s30} \quad (\text{Ec.41})$$

En esta ecuación,  $p_{s30}$  es la presión de viento de diseño a una altura de 30 pies, según la Figura 6.2 de ASCE 7-05.

Además, de la Figura 43:

$a = 10$  por ciento de la dimensión horizontal menor, o  $0.4h$ , la que sea menor de ambas; pero no menor que el 4% de la menor dimensión horizontal ó 3 pies.

$$a_1 = 0.10 \times 36 = 3.6m \text{ (gobierna)}$$

$$a_2 = 0.4 \times 9.60 = 3.84m$$

Tabla 1: Presiones de viento ( $p_{s30}$ )

Ángulo de techo	A	B	C	D	E	F	G	H
	Libras por pie cuadrado (psf)							
10°	12.9	-5.4	8.6	-3.1	-13.8	-8.4	-9.6	-6.5
15°	14.4	-4.8	9.6	-2.7	-13.8	-9.0	-9.6	-6.9

Esta tabla es una parte de la tabla completa de presiones de viento de diseño que presenta ASCE 7, pero como el ángulo está comprendido entre 10° y 15°, solo interesan estos datos, y por medio de interpolación lineal se obtienen la presión a aplicar según la Figura 43.

4. **Carga de sismo.** La carga de sismo será calculada en base a los manuales sugeridos por la AISC 9a y 13a edición. Se hará la definición de varios aspectos de la estructura, con el objeto de aplicar un espectro de diseño con base a las características de la misma, tales como el sistema estructural que la conforma, importancia de la obra, tipo de suelo en el cual se hará la cimentación, y la ubicación geográfica en

el mapa de macrozonificación sísmica proporcionado en las mismas normas.

a. Para el diseño AISC 9a edición (ASCE 7-88)

1) Definición de la estructura

Coef. de zona sísmica (Z)	1.0	Tabla 21 (ASCE 7-88)
Factor de importancia (I)	1.0	Tabla 22 (ASCE 7-88)
Factor de fuerza horizontal K	1.0	Tabla 23 (ASCE 7-88)
Coef. de tipo de suelo (S)	1.5	Tabla 24 (ASCE 7-88)

2) Definición de espectro de diseño

Período fundamental de vibración:

$$T = C_T (h_N)^{0.75}$$

$C_T = 0.035$  para marcos de acero

$h_N = 9.60 \text{ m} = 31.5 \text{ pies}$

$T = 0.465 \text{ seg.}$

Cálculo de factor C

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} = \frac{1}{15\sqrt{0.465}} = 0.098$$

Determinación de fuerza sísmica (V)

Para el cálculo de la fuerza sísmica, se utilizó la siguiente ecuación:

$$V = ZIKCSW$$

b. Para el diseño AISC 13a edición (ASCE 7-05)

1) Definición de la estructura

Coeficiente de nivel (F)	1.0	12.14.8.1 (ASCE 7-05)
Factor de respuesta (R)	3.25	Tabla 12.14-1 (ASCE 7-05)
Coeficiente de sitio (Fa)	1.4	Tabla 11.4-1 (ASCE 7-05)
Parámetro de respuesta (Ss)	1.5	12.14.8.1 (ASCE 7-05)

## 2) Definición de fuerza sísmica

$$V = \frac{FS_{DS}}{R} W$$

En donde,

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s$$

**5. Cálculo de peso del marco.** El programa de cálculo utilizado, estima el peso propio de la estructura, y se muestra a continuación. Como se puede observar, despliega los elementos seleccionados, el peso unitario, la longitud total de cada tipo de elemento, y el peso total del marco.

### Lista de materiales

Miembros:

Perfil	Material	PesoU [Kip/ft]	Longitud [ft]	Peso [Kip]
ITM 10X3_8X5_16 (VARIAB.)	STEELV36	0.0503267	826.73	41.6066
ITM 12X1_2X5_16 (VARIAB.)	STEELV36	0.0701668	859.56	60.3126
ITM 12X5_8X5_16 (VARIAB.)	STEELV36	0.0717255	551.181	40.5239
HSS_SQR 4X4X1_8	STEELV36	0.00598531	723.81	4.33223
HSS_SQR 6X6X1_8	STEELV36	0.00913014	1023.62	9.34581
Peso Total [Kip]				156.121

**6. Combinaciones de carga a utilizar.** A continuación se presentan las abreviaturas para los estados de carga a considerar en el diseño, y posteriormente se presentan las combinaciones de carga a aplicar a la estructura, para cada uno de los dos diseños a realizar.

- Pp = peso propio de la estructura, adoptado por el programa.
- Cm = Carga muerta
- Cv = Carga viva
- Winx = Viento en dirección de eje global X.
- Winz = Viento en dirección de eje global Z.

- Sx = Sismo en dirección de eje global X.  
 Sz = Sismo en dirección de eje global Z.

Las combinaciones de carga a utilizar para el diseño según AISC 9a edición, fueron tomadas del manual ASCE 7-88, que es la revisión del código ANSI A58.1 que es el sugerido por AISC para dichas consideraciones.

1. 1.0 Cm
2. 1.0 Cm + 1.0 Cv
3. 1.0 Cm + 1.0 Winx
4. 1.0 Cm + 1.0 Winz
5. 1.0 Cm + 1.0 Sx
6. 1.0 Cm + 1.0 Sz
7. 1.0 Cm + 1.0 Cv + 1.0 Winx
8. 1.0 Cm + 1.0 Cv + 1.0 Winz
9. 1.0 Cm + 1.0 Cv + 1.0 Sx
10. 1.0 Cm + 1.0 Cv + 1.0 Sz

Las combinaciones de carga a utilizar para el diseño según AISC 13a edición, fueron tomadas del código ASCE 7-05, que es el sugerido por el manual de la AISC, y son las siguientes:

1. 1.0 Cm
2. 1.0 Cm + 1.0 Cv
3. 1.0 Cm + 0.75 Cv
4. 1.0 Cm + Winx
5. 1.0 Cm + Winz
6. 1.0 Cm + 0.7 Sx
7. 1.0 Cm + 0.7 Sz
8. 1.0 Cm + 0.75 Winx + 0.75 Cv
9. 1.0 Cm + 0.75 Winz + 0.75 Cv
10. 1.0 Cm + 0.7 Sx + 0.75 Cv

11.1.0 Cm + 0.7 Sz + 0.75 Cv

12.0.6 Cm + Winx

13.0.6 Cm + Winz

14.0.6 Cm + 0.7 Sx

15.0.6 Cm + 0.7 Sz

### C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL PRELIMINAR

Con la definición de la geometría de la estructura y la integración de cargas, se procede a asignar perfiles preliminares para cada tipo de elemento. El programa utilizado toma en cuenta las condiciones de carga y el peso propio considerando los perfiles asumidos, y en el resultado del análisis indica si son adecuados los perfiles, o si es necesario aumentar las secciones de los mismos.

La Tabla 2 presenta los perfiles asignados tomando como referencia la Figura 30, que muestra la descripción de los miembros en el marco. Debido a que se diseñará un miembro de cada tipo (col 1, col 2, etc) los perfiles son los mismos para cada descripción.

Figura 44. Descripción de miembros en el marco

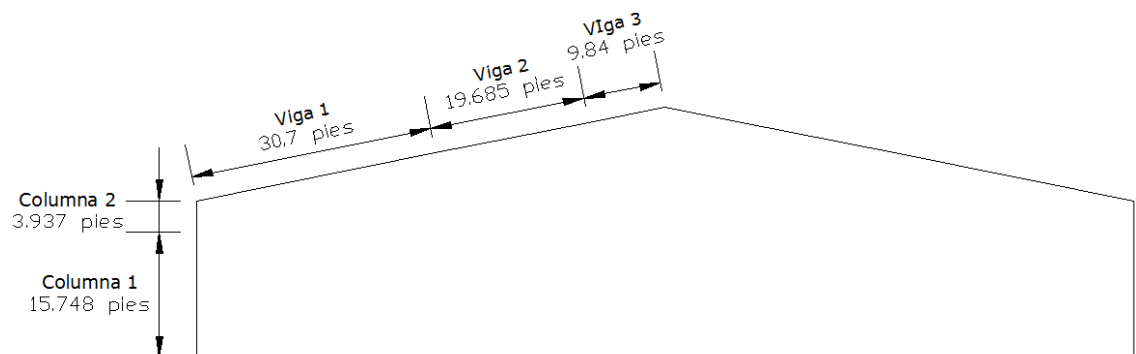


Tabla 2: Descripción y perfiles preliminares asignados a los miembros

Descripción del miembro	Perfil asignado	Peralte
Col 1	ITM 12 x 1_2 x 5_16	Variable 14 a 21"
Col 2	ITM 12 x 1_2 x 5_16	Variable 21 a 30"
Viga 1	ITM 10 x 5_8 x 5_16	Variable 30 a 24"
Viga 2	W 24 x 68	24"
Viga 3	W 24 x 55	24"

## 1. Presentación de resultados gobernantes

a. Para el diseño según AISC 9a edición. Luego de correr el análisis preliminar, se obtuvieron los siguientes estados gobernantes para cada tipo de descripción de miembro, y su combinación de carga más crítica.

A continuación se presenta el despliegue de datos proporcionados por el programa.

### 1) Primer análisis preliminar

## RESUMEN DE PRIMER ANÁLISIS PRELIMINAR

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN: COL1

OCURRE EN MIEMBRO : 267  
 SECCIÓN : ITM 12x1\_2x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 269 Estado C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.35	H1-3	0.00	-19.55	-230.35	16.30
REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.24	F4	15.75	-14.63	-1.04	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL2

OCURRE EN MIEMBRO : 256  
 SECCIÓN : ITM 12x1\_2x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz

ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 256 Estado C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.27	H1-3	3.94	-18.78	-229.91	13.78

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.21	F4	0.00	-14.66	3.63	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA1**

OCURRE EN MIEMBRO : 8  
 SECCIÓN : ITM 10x5\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 243 Estado C9=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sx

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.29	H1-3	30.70	-15.59	-307.89	-0.56

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.09	F4	30.70	7.74	-0.01	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA2**

OCURRE EN MIEMBRO : 4  
 SECCIÓN : W 24X68  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.61	H1-3	7.38	-10.46	168.43	0.20

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.04	F4	19.68	5.11	-0.01	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA3**

OCURRE EN MIEMBRO : 5  
 SECCIÓN : W 24X55  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.65	H1-3	0.00	-9.71	136.93	0.09

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.07	F4	9.84	9.08	-0.01	0.00

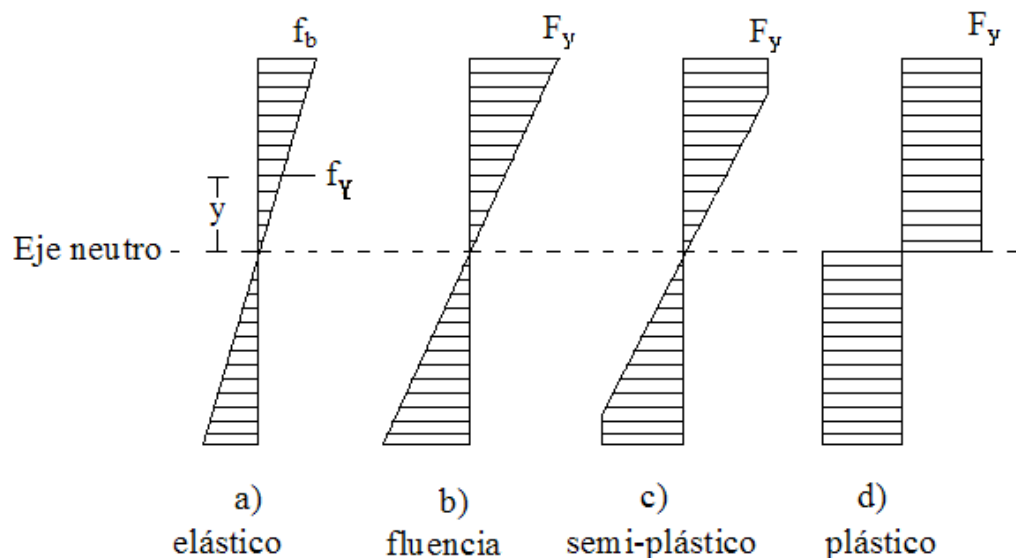
Como se puede observar, el programa nos muestra cuál es el miembro más crítico para cada descripción, y también nos proporciona bajo qué combinación de carga es el más crítico.

Se observa que únicamente los perfiles asignados para el miembro tipo “viga 2 y 3”, es adecuado y cumple para todos los estados de carga y sus combinaciones.

Es necesario aumentar de sección los miembros que no chequearon en el diseño. Es importante mencionar que el criterio para aumentar de sección, será basado principalmente en dimensionar la sección transversal y su inercia respecto al eje principal.

A continuación se muestra la Figura 45, donde se presenta los esfuerzos de flexión en vigas, o bien columnas que estén sometidas a flexión y fuerza axial, tal y como es el caso de este análisis.

Figura 45. Esfuerzos de flexión en vigas y columnas



El comportamiento de las vigas o columnas sometidas a flexión y a carga axial, es como se describe en la Figura. Como se puede observar, el caso (a) se da cuando el miembro ya está soportando una carga, y la sección empieza a trabajar; los extremos de la sección, son los primeros que comienzan a fluir. Posteriormente, las fibras extremas de la sección fluyen al alcanzar el esfuerzo de fluencia  $F_y$ , tal es el caso de la parte (b). Luego de que las fibras extremas alcanzaron el esfuerzo de fluencia, las fibras interiores fluyen hasta alcanzar  $F_y$  (c), y por último toda la sección por completo llega a su estado de fluencia, que se

muestra en el caso (d). A partir de este estado, la sección ya no puede soportar un esfuerzo adicional.

2) Segundo análisis preliminar. Al ver que los perfiles asignados no cumplen para el diseño, entonces se incrementará de sección, siempre utilizando perfiles armados.

A continuación se muestra la tabla con los perfiles asignados nuevamente.

Tabla 3: Descripción y perfiles asignados (2)

Descripción del miembro	Perfil asignado	Peralte
Col 1	ITM 12 x 5_8 x 5_16	Variable 16 a 24"
Col 2	ITM 12 x 5_8 x 5_16	Variable 24 a 30"
Viga 1	ITM 12 x 1_2 x 5_16	Variable 30 a 24"
Viga 2	ITM 12 x 1_2 x 5_16	24"
Viga 3	ITM 12 x 1_2 x 5_16	24"

## RESUMEN DE SEGUNDO ANÁLISIS PRELIMINAR

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL1

OCURRE EN MIEMBRO : 267  
 SECCIÓN : ITM 12x1\_2x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 269 Estado C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.35	H1-3	0.00	-19.55	-230.35	16.30
REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.24	F4	15.75	-14.63	-1.04	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL2

OCURRE EN MIEMBRO : 256  
 SECCIÓN : ITM 12x1\_2x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz

ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 256 Estado C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.27	H1-3	3.94	-18.78	-229.91	13.78

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.21	F4	0.00	-14.66	3.63	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : VIGA1

OCURRE EN MIEMBRO : 8  
 SECCIÓN : ITM 10x5\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 243 Estado C9=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sx

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.29	H1-3	30.70	-15.59	-307.89	-0.56

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.09	F4	30.70	7.74	-0.01	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : VIGA2

OCURRE EN MIEMBRO : 4  
 SECCIÓN : W 24X68  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.61	H1-3	7.38	-10.46	168.43	0.20

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.04	F4	19.68	5.11	-0.01	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : VIGA3

OCURRE EN MIEMBRO : 5  
 SECCIÓN : W 24X55  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.65	H1-3	0.00	-9.71	136.93	0.09

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.07	F4	9.84	9.08	-0.01	0.00

Luego de este segundo análisis preliminar, se observa que la modificación que se hizo a los miembros, sigue dando “error” para todos los miembros excepto para las vigas 2 y 3.

Se procederá a hacer un tercer análisis preliminar, en el cual no sólo se incrementará de sección para los miembros que no chequean, así como también se disminuirá de sección para las vigas con baja relación de esfuerzos. Como parte de un proceso adecuado de diseño, se buscará optimizar la eficiencia de estos elementos.

La siguiente tabla muestra los perfiles asignados para este tercer análisis preliminar.

Tabla 4: Descripción y perfiles asignados (3)

Descripción del miembro	Perfil asignado	Peralte
Col 1	ITM 12 x 5_8 x 5_16	Variable 16 a 25“
Col 2	ITM 12 x 5_8 x 5_16	Variable 25 a 33”
Viga 1	ITM 12 x 1_2 x 5_16	Variable 33 a 24”
Viga 2	ITM 12 x 7_16 x 3_8	24”
Viga 3	ITM 12 x 7_16 x 3_8	24”

## RESUMEN DE TERCER ANÁLISIS PRELIMINAR

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL1

OCURRE EN MIEMBRO : 268  
 SECCIÓN : ITM 12x5\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.00	H1-3	0.00	-19.08	-230.17	16.42
REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.21	F4	15.75	-14.62	-1.04	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL2

OCURRE EN MIEMBRO : 256  
 SECCIÓN : ITM 12x5\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

---

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.94	H1-3	3.94	-18.88	-229.87	13.98

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.20	F4	0.00	-14.64	3.64	0.00

---

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA1**

OCURRE EN MIEMBRO : 8  
 SECCIÓN : ITM 12x1\_2x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 243 Estado C9=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sx

---

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.08	H1-3	30.70	-15.59	-307.89	-0.58

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.09	F4	30.70	7.74	-0.01	0.00

---

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA2**

OCURRE EN MIEMBRO : 4  
 SECCIÓN : ITM 12x1\_2x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

---

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.61	H1-3	7.65	-10.45	169.74	0.21

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.06	F4	19.68	5.01	-0.01	0.00

---

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA3**

OCURRE EN MIEMBRO : 5  
 SECCIÓN : ITM 12x1\_2x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

---

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.49	H1-3	0.00	-9.72	139.27	0.09

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.10	F4	9.84	9.08	-0.01	0.00

---

Para este tercer análisis preliminar, se observa que los perfiles asignados cumplen adecuadamente con los esfuerzos requeridos. Las vigas 2 y 3 tienen una baja relación de esfuerzos (0.62 y 0.50), respectivamente. Por esta razón, se intentará optimizar el diseño, reduciendo de sección estos dos miembros.

A continuación se presenta la tabla con los perfiles asignados para el cuarto análisis preliminar.

Tabla 5: Descripción y perfiles asignados (4)

Descripción del miembro	Perfil asignado	Peralte
Col 1	ITM 12 x 5_8 x 5_16	Variable 16 a 25"
Col 2	ITM 12 x 5_8 x 5_16	Variable 25 a 33"
Viga 1	ITM 12 x 1_2 x 5_16	Variable 33 a 24"
Viga 2	ITM 10 x 3_8 x 5_16	24"
Viga 3	ITM 10 x 3_8 x 5_16	24"

## RESUMEN DE CUARTO ANÁLISIS PRELIMINAR

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL1

OCURRE EN MIEMBRO : 268  
 SECCIÓN : ITM 12x5\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.98	H1-3	0.00	-19.14	-236.41	16.42
REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.22	F4	15.75	-15.01	-1.04	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : COL2

OCURRE EN MIEMBRO : 256  
 SECCIÓN : ITM 12x5\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.93	H1-3	3.94	-18.94	-236.15	13.98
REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.22	F4	0.00	-15.03	3.64	0.00

---

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA1**

OCURRE EN MIEMBRO : 8  
 SECCIÓN : ITM 12x1\_2x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.99	H1-3	30.70	-15.90	-314.04	-0.54
REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.10	F4	30.70	7.73	-0.01	0.00

---

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA2**

OCURRE EN MIEMBRO : 4  
 SECCIÓN : ITM 10x3\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.85	H1-3	6.56	-10.81	161.87	0.20
REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.06	F4	19.68	5.07	-0.01	0.00

---

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA3**

OCURRE EN MIEMBRO : 5  
 SECCIÓN : ITM 10x3\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.67	H1-3	0.00	-10.02	130.70	0.09
REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.10	F4	9.84	9.14	-0.01	0.00

---

Se considera que las secciones son aceptables para las condiciones de carga aplicadas, por lo que se presenta a continuación un procedimiento detallado de diseño, mostrando y citando las ecuaciones de las especificaciones AISC 9a edición.

Luego de hacer todos los cálculos necesarios para cada sección, se hará un chequeo de deflexiones máximas, proporcionado por el programa, y se hará la comparación con la deflexión permitida, utilizando para columnas 1/240 y 1/360 en vigas, según el capítulo F del apéndice de las especificaciones AISC 9a y 13a edición.

b. Para el diseño según AISC 13a edición. Para este diseño, se definirán como perfiles preliminares los obtenidos como perfiles finales para el diseño según la novena edición, ya que aunque las combinaciones de carga y los estados de carga varían de un procedimiento a otro, se tiene una mejor aproximación a los probables resultados para este segundo diseño.

Para el diseño por AISC 13a edición, ya no se usará la herramienta del programa de diseño como ayuda para determinar si las secciones asignadas satisfacen los esfuerzos principales, ya que dicho programa basa sus ecuaciones y sus cálculos en las especificaciones de la AISC 9a edición, por lo que únicamente se utilizará el programa para obtener los esfuerzos actuantes, y luego los cálculos y procedimientos a seguir se harán conforme el manual de la AISC 13a edición, y también se mostrará un procedimiento detallado de diseño.

La siguiente tabla muestra los perfiles asignados para cada tipo de miembro.

Tabla 6: Perfiles asignados para diseño (13a edición)

<b>Descripción del miembro</b>	<b>Perfil asignado</b>
Col 1	ITM 12x5_8x5_16
Col 2	ITM 12x5_8x5_16
Viga 1	ITM 12x1_2x5_16
Viga 2	ITM 10x3_8x5_16
Viga 3	ITM 10x3_8x5_16

Los resultados gobernantes presentados por el programa de diseño, son los siguientes:

## RESUMEN DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **COL1**

OCURRE EN MIEMBRO : 152  
 SECCIÓN : ITM 12x5\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C11=1.0cm + 1.0pp + 0.7sz + 0.75cv  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 164 Estado C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.46	H1-3	0.00	-16.44	-186.27	26.89

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.30	F4	15.75	-11.83	-1.71	0.00

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **COL2**

OCURRE EN MIEMBRO : 60  
 SECCIÓN : ITM 12x5\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 151 Estado C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.38	H2-1	0.00	17.68	274.62	0.04

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.26	F4	0.00	-17.39	0.00	-0.01

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA1**

OCURRE EN MIEMBRO : 73  
 SECCIÓN : ITM 12x1\_2x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 138 Estado C13=0.6cm +0.6pp + 1.0winx

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.64	H2-1	0.00	20.38	343.65	-0.23

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.16	F4	0.00	14.17	0.00	0.01

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA2**

OCURRE EN MIEMBRO : 125  
 SECCIÓN : ITM 10x3\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : ERROR: Rel.f>1 Elemento 125 Estado C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx

---

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
1.30	H2-1	4.37	15.36	-128.43	0.12

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.11	F4	19.69	-6.78	0.00	-0.01

---

RELACIÓN MÁXIMA PARA DESCRIPCIÓN : **VIGA3**

OCURRE EN MIEMBRO : 112  
 SECCIÓN : ITM 10x3\_8x5\_16  
 OCURRE EN ESTADO : C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx  
 ESTATUS DE DISEÑO : BIEN

---

REL.F	Eqn	ESTAC.F [ft]	Axial [Kip]	M33 [Kip*ft]	M22 [Kip*ft]
0.81	H2-1	0.00	14.14	-87.75	0.06

REL.V	Eqn	ESTAC.V [ft]	V2 [Kip]	V3 [Kip]	Tor [Kip*ft]
0.09	F4	0.00	5.90	0.00	-0.01

---

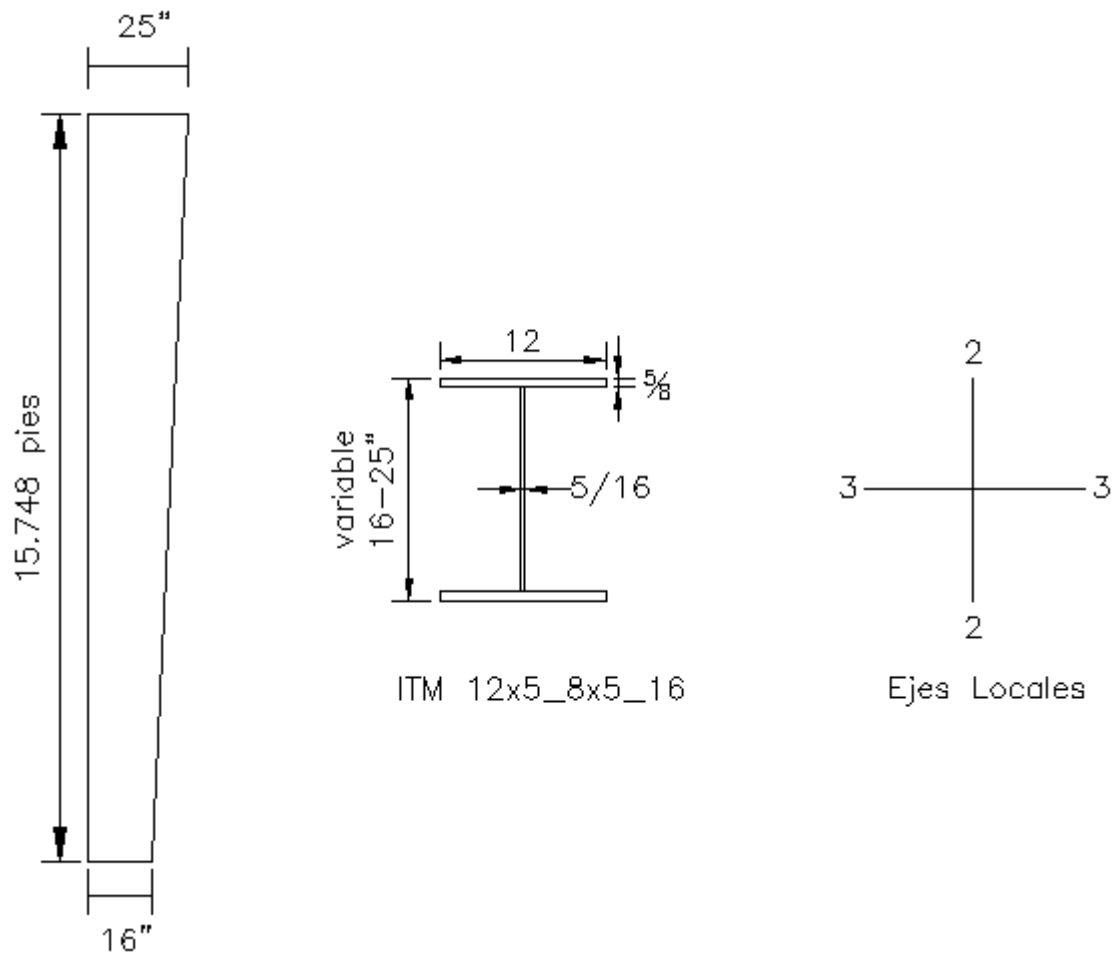
Este es el resumen del análisis preliminar mostrado por el programa. Como se mencionó anteriormente, el programa de cálculo está basado en las especificaciones AISC 9a edición, por lo que en el diseño de los miembros según AISC 13a edición, no se utilizará el programa de diseño, únicamente para obtener los esfuerzos actuantes.

## V. DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN AISC 9a EDICIÓN

Para el diseño de columnas, se hará un chequeo adicional, proporcionado por el manual en el apéndice F, para miembros con alma variable (acartelados). Así mismo, el manual presenta las Figuras (C-A-F7.2-17) para el cálculo del factor de longitud efectiva K.

### A. DISEÑO DE COLUMNA TIPO 1

Figura 46. Geometría y sección de Col 1



Como primer paso, se calculan las inercias para ambos ejes (fuerte 33 y débil 22), el área de la sección, los radios de giro para ambos ejes. Es importante mencionar que estos cálculos se harán en distintos puntos de la

columna, debido a que no es un miembro de peralte continuo, estos valores mencionados varían a lo largo de la columna.

**1. Clasificación de miembro.** Según la Tabla B5.1 de las especificaciones AISC 9a edición, la sección clasifica dentro de los límites de Compacta, pero según el Capítulo B5 del mismo manual, para que una sección se pueda clasificar como compacta, además de clasificar en los límites de esbeltez, su alma y patines deben estar unidos en toda su longitud, y debido a que se trata de una sección armada, con soldaduras espaciadas e intercaladas en cada lado del alma, no puede considerarse como compacta, sino que debe ser No-compacta.

16. Tabla 7: Inercias, area y radios de giro (columna 1)

	EST. 0%	EST. 25%	EST. 50%	EST. 75%	EST. 100%
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	2,577.382	2,094.984	1,667.561	1,293.333	970.522
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	180.060	180.055	180.049	180.043	180.038
A (in <sup>2</sup> )	22.422	21.719	21.016	20.313	19.609
$r_{33}$ (in)	10.721	9.821	8.908	7.979	7.035
$r_{22}$ (in)	2.834	2.879	2.927	2.977	3.030
$r_t$ (in)	3.00	3.04	3.08	3.12	3.16

A continuación se harán los cálculos respectivos para determinar los esfuerzos permisibles de fuerza axial y para momentos flectores.

El análisis del programa proporciona información sobre los esfuerzos actuantes en los miembros.

Del capítulo E del manual AISC 9a edición, se presentan las ecuaciones 7 y 8, que son para el cálculo del esfuerzo permisible  $F_a$ .

## 2. Cálculo de $F_a$

Datos:

$$K=1$$

$$L= 15.748 \text{ pies}$$

$r$ = varía a lo largo del miembro (se usa el  $r_{22}$  de cada estación)

$C_c = \text{constante}$

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.099$$

Utilizando la ecuaciones 7 y 8, se obtienen los valores de  $F_a$ .

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \qquad F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2}$$

	Est. 0%	Est. 25%	Est. 50%	Est. 75%	Est. 100%
Fa	16.771	16.876	16.983	17.091	17.200

**3. Cálculo de  $L_c$ .** Según el manual,  $L_c$  es el menor valor de los dos siguientes:

$$- \frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ o } \frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y}$$

$$\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{76(12)}{\sqrt{36}} = 12.667 \text{ pies}$$

$$\frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y} = \frac{20,000(12)\left(\frac{5}{8}\right)}{36(25)} = 13.88 \text{ pies}$$

**4. Cálculo de  $C_b$ .** El coeficiente de pandeo,  $C_b$ , se calcula según la ecuación:

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 \qquad (\text{Ec.42})$$

en donde  $M_1$  y  $M_2$  es el momento mínimo y máximo en el miembro, respectivamente. La relación  $M_1/M_2$  es positiva si ambos momentos tienen el mismo signo, y negativa si tienen signos contrarios.

$$M_1=0$$

$$M_2=-236.441$$

Por tanto,  $C_b=1.75$

**5. Cálculo de  $F_b$ .** La sección F1-3 del manual AISC 9a edición aplica para este cálculo, ya que la longitud no arriostrada del miembro es su longitud total, por lo que es mayor que la longitud  $L_c$ , calculada en el inciso anterior.

ESTACIONES 0, 25, 50, 75, 100%

$$F_{b33} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y \left( \frac{l}{r_T} \right)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y = \left[ \frac{2}{3} - \frac{36 \left( \frac{15.748 \times 12}{3.07} \right)^2}{1530 \times 10^3 (1.75)} \right] 36 = 22.16$$

$$F_{b22} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y \left( \frac{l}{r_T} \right)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y = \left[ \frac{2}{3} - \frac{36 \left( \frac{15.748 \times 12}{3.07} \right)^2}{1530 \times 10^3 (1.75)} \right] 36 = 22.16$$

Tabla 8: Presentación de resultados (columna 1)

	0%	25%	50%	75%	100%
<b>P (kip)</b>	-19.115	-19.413	-19.699	-19.978	-20.247
<b>V (kip)</b>	-15.012	-15.012	-15.012	-15.012	-15.012
<b>M33 (k-pie)</b>	-236.411	-177.308	-118.205	-59.103	0.000
<b>M22 (k-pie)</b>	16.420	12.315	8.210	4.105	0.000
<b>Fa (k/in2)</b>	16.771	16.876	16.983	17.091	17.200
<b>fa (k/in2)</b>	0.845	0.886	0.929	0.974	1.022
<b>fa/Fa</b>	0.051	0.053	0.055	0.057	0.060
<b>Fb33 (k/in2)</b>	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6
<b>fb33 (k/in2)</b>	13.609	11.426	8.622	4.948	0.000
<b>Fb22 (k/in2)</b>	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6
<b>fb22 (k/in2)</b>	6.566	4.924	3.283	1.642	0.000

Luego, con estos valores, se procede a chequear las ecuaciones del capítulo H del manual AISC 9a edición, sobre combinación de esfuerzos. La relación  $f_a/F_a$  es menor que 0.15 en todo lo largo del miembro, por lo que el manual permite usar la ecuación 17, presentada en el inciso de ecuaciones elementales:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec.17})$$

A continuación se presentan los resultados calculados con esta ecuación.

	<b>0%</b>	<b>25%</b>	<b>50%</b>	<b>75%</b>	<b>100%</b>
Ec. 17	0.985	0.810	0.606	0.362	0.060

**6. Chequeo de fuerza cortante.** El esfuerzo cortante máximo,  $f_v$ , es 3.002 k/in<sup>2</sup>.

El esfuerzo permisible de corte, se calcula según las ecuaciones No.13 y 14, presentadas en la sección de Ecuaciones elementales.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(16 - 10/8)}{5/16} = 47.2$$

$$\frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{6} = 63.3$$

Debido a que 47.2 es menor a 63.3, se usa la ecuación 13.

$$F_v = 0.40F_y = 14.4k$$

Se puede observar que  $F_v$  es mayor a  $f_v$ , que es el esfuerzo cortante actuante, por lo que no es necesario el uso de rigidizantes.

**7. Revisión de columna según Apéndice F (AISC, 9a edición).** El peralte “d” debe variar linealmente, según la ecuación siguiente:

$$d = d_o \left( 1 + \gamma \frac{z}{L} \right) \quad (\text{Ec.43})$$

En donde,

$d_o$  = peralte mínimo

$d_L$  = peralte máximo

$\gamma = (d_L - d_o)/d_o$  y menor que 0.268 ( $L/d_o$ )

$Z$  = distancia desde el extremo menor

$L$  = longitud del miembro

$$d = 16 \left( 1 + 0.5625 \frac{15.748 \times 12}{15.748 \times 12} \right) = 25 \text{in} \text{ “BIEN”}$$

**8. Revisión de deflexión.**

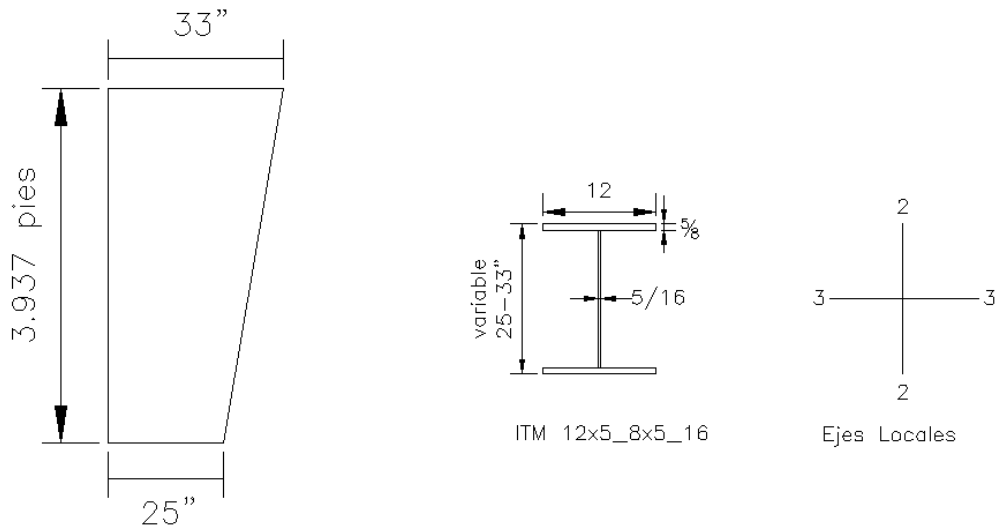
$$\delta_{\max, permitida} = \frac{l}{240} = \frac{15.748 \times 12}{240} = 0.78 \text{in}$$

$$\delta = 0.123 \text{in}$$

$$\delta \leq \delta_{\max, permitida} \text{ “BIEN”}$$

## B. DISEÑO DE COLUMNA TIPO 2

Figura 47. Geometría y sección de Col 2.



**1. Clasificación de miembro.** Debido a las mismas razones que en la columna 1, la sección se clasifica como No-compacta.

Tabla 9: Inercias, area y radios de giro (columna 2)

	EST. 0%	EST. 25%	EST. 50%	EST. 75%	EST. 100%
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	4,764.505	4,146.084	3,576.256	3,053.772	2,577.382
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	180.081	180.076	180.071	180.065	180.060
A (in <sup>2</sup> )	24.922	24.297	23.672	23.047	22.422
$r_{33}$ (in)	13.827	13.063	12.291	11.511	10.721
$r_{22}$ (in)	2.688	2.722	2.758	2.795	2.834
$r_t$ (in)	2.89	2.92	2.94	2.97	3.00

### 2. Cálculo de Fa

Datos:

$$K=1$$

$$L= 3.937 \text{ pies}$$

$r$  = varía a lo largo del miembro (se usa el  $r_{22}$  de cada estación)

$C_c$  = constante

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.099$$

	Est. 0%	Est. 25%	Est. 50%	Est. 75%	Est. 100%
Fa	16.399	16.490	16.583	16.676	16.771

**3. Cálculo de Lc.** Según el manual, Lc es el menor valor de los dos siguientes:

$$-\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ o } \frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y}$$

$$\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{76(12)}{\sqrt{36}} = 12.667 \text{ pies}$$

$$\frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y} = \frac{20,000(12)\left(\frac{5}{8}\right)}{36(33)} = 10.52 \text{ pies}$$

Debido a que  $L_b=3.937$  no es mayor que  $L_c$ , entonces se usa  $F_b=0.60F_y$ .

#### 4. Cálculo de Cb

$$M_1 = -236.15$$

$$M_2 = -295.32$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{-236.15}{-295.32}\right) + 0.3\left(\frac{-236.15}{-295.32}\right)^2$$

Por tanto,  $C_b=2.58$ , pero no debe ser mayor a 2.3, así que se toma como 2.3.

#### 5. Cálculo de Fb

$$F_{b33} = 0.6F_y = 21.6$$

Tabla 10: Presentación de resultados (columna 2)

	<b>0%</b>	<b>25%</b>	<b>50%</b>	<b>75%</b>	<b>100%</b>
<b>P (kip)</b>	-18.618	-18.701	-18.781	-18.859	-18.936
<b>V (kip)</b>	-15.031	-15.031	-15.031	-15.031	-15.031
<b>M33 (k-pie)</b>	-295.322	-280.528	-265.734	-250.940	-236.146
<b>M22 (k-pie)</b>	-0.350	3.231	6.813	10.394	13.976
<b>Fa (k/in2)</b>	16.399	16.490	16.583	16.676	16.771
<b>fa (k/in2)</b>	0.741	0.764	0.787	0.811	0.837
<b>fa/Fa</b>	0.036	0.037	0.038	0.039	0.040
<b>Fb33 (k/in2)</b>	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6
<b>fb33 (k/in2)</b>	12.145	12.452	12.792	13.169	13.594
<b>Fb22 (k/in2)</b>	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6
<b>fb22 (k/in2)</b>	0.140	1.292	2.724	4.156	5.588

Luego, con estos valores, se procede a chequear las ecuaciones del capítulo H del manual AISC 9a edición, sobre combinación de esfuerzos. La relación  $f_a/F_a$  es menor que 0.15 en todo lo largo del miembro, por lo que el manual permite usar la ecuación 17, presentada en el inciso de ecuaciones elementales:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec.17})$$

A continuación se presentan los resultados calculados con esta ecuación.

	<b>0%</b>	<b>25%</b>	<b>50%</b>	<b>75%</b>	<b>100%</b>
Ec. 17	0.604	0.673	0.756	0.841	0.928

**6. Chequeo de fuerza cortante.** El esfuerzo cortante,  $f_v$ , es 1.924 k/in2.

El esfuerzo permisible de corte, se calcula según las ecuaciones No.13 y 14, presentadas en la sección de Ecuaciones elementales.

$$\frac{h}{t_w} = (25 - 10/8) / \sqrt{5/16} = 76$$

$$\frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{6} = 63.3$$

Debido a que 76 es menor a 63.3, se usa la ecuación 14.

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} (C_v) \leq 0.40F_y$$

$$F_v = \frac{36}{2.89} (0.8) = 9.97 \leq 0.40F_y$$

Se puede observar que  $F_v$  es mayor a  $f_v$ , que es el esfuerzo cortante actuante, por lo que no es necesario el uso de rigidizantes.

## 7. Revisión de deflexión

$$\delta_{\max, permitida} = \frac{l}{240} = \frac{3.937 \times 12}{240} = 0.19 \text{ in}$$

$$\delta = 0.0086 \text{ in}$$

$$\delta \leq \delta_{\max, permitida} \text{ "BIEN"}$$

## 8. Revisión de columna según Apéndice F (AISC, 9a edición)

El peralte "d" debe variar linealmente, según la ecuación siguiente:

$$d = d_o \left( 1 + \gamma \frac{z}{L} \right) \quad (\text{Rep.Ec.37})$$

En donde,

$d_o$  = peralte mínimo

$d_L$  = peralte máximo

$\gamma$  =  $(d_L - d_o)/d_o$  y menor que 0.268 ( $L/d_o$ )

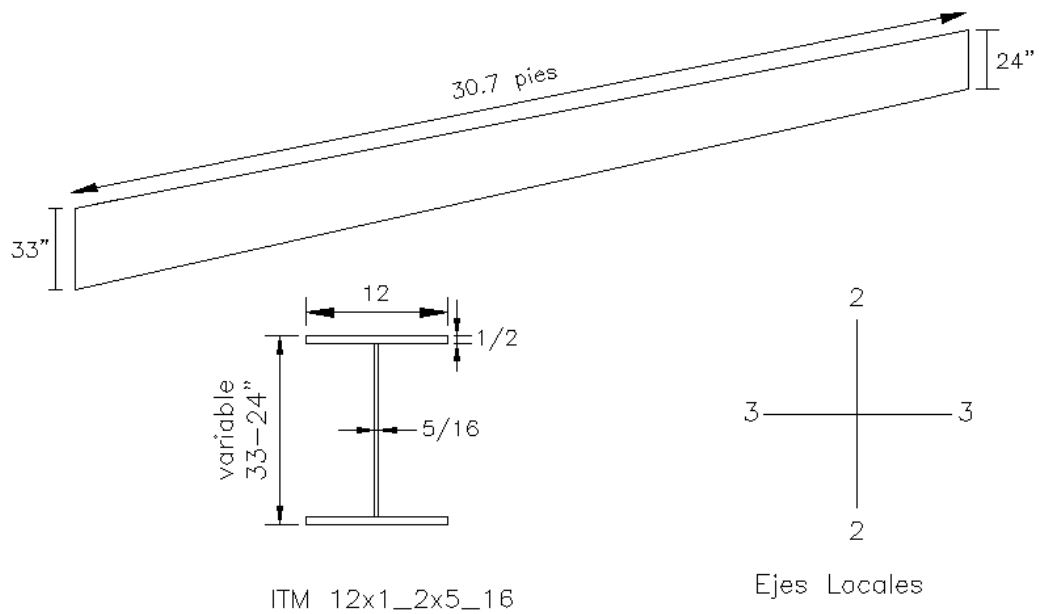
Z = distancia desde el extremo menor

L = longitud del miembro

$$d = 25 \left( 1 + 0.32 \frac{3.937 \times 12}{3.937 \times 12} \right) = 33 \text{ in}$$

### C. DISEÑO DE VIGA TIPO 1

Figura 48. Geometría y sección de Viga 1.



1. **Clasificación de miembro.** Debido a las mismas razones que en la columna 1, la sección se clasifica como No-compacta.

Tabla 11: Inercias, area y radios de giro (viga 1)

	EST. 0%	EST. 25%	EST. 50%	EST. 75%	EST. 100%
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	1,973.849	2,408.668	2,893.835	3,431.130	4,022.333
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	144.058	144.064	144.070	144.076	144.081
A (in <sup>2</sup> )	19.188	19.891	20.594	21.297	22.000
$r_{33}$ (in)	10.143	11.004	11.854	12.693	13.522
$r_{22}$ (in)	2.740	2.691	2.645	2.601	2.559
$r_t$ (in)	2.93	2.89	2.85	2.82	2.78

## 2. Cálculo de Fa

Datos:

$$K=1$$

$$L= 30.7 \text{ pies}$$

r= varía a lo largo del miembro (se usa el  $r_{22}$  de cada estación)

Cc = constante

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.099$$

	Est. 0%	Est. 25%	Est. 50%	Est. 75%	Est. 100%
Fa	8.26	7.968	7.697	7.443	7.205

**3. Cálculo de Lc.** Según el manual, Lc es el menor valor de los dos siguientes:

$$-\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ o } \frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y}$$

$$\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{76(12)}{\sqrt{36}} = 12.67 \text{ pies}$$

$$\frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y} = \frac{20,000(12)(5/16)}{36(33)} = 5.26 \text{ pies}$$

## 4. Cálculo de Cb

$$M_1 = -101.386$$

$$M_2 = -314.037$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{-101.386}{-314.037}\right) + 0.3\left(\frac{-101.386}{-314.037}\right)^2$$

Por tanto, Cb=2.11

## 5. Cálculo de Fb

ESTACIONES 0, 25, 50, 75, 100%

$$F_{b33} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y \left( \frac{l}{r_T} \right)^2}{1530 \times 10^3 Cb} \right] F_y = \left[ \frac{2}{3} - \frac{36 \left( 30.7 \times 12 / 2.85 \right)^2}{1530 \times 10^3 (1.71)} \right] 36 = 17.29$$

$$F_{b22} = 0.6F_y = 21.6$$

Tabla 12: Presentación de resultados (viga 1)

	0%	25%	50%	75%	100%
<b>P (kip)</b>	-14.009	-14.475	-14.946	-15.420	-15.898
<b>V (kip)</b>	6.174	6.535	6.918	7.314	7.730
<b>M33 (k-pie)</b>	-101.386	-150.137	-201.723	-256.320	-314.037
<b>M22 (k-pie)</b>	-0.265	-0.334	-0.402	-0.471	-0.539
<b>Fa (k/in2)</b>	8.26	7.968	7.697	7.443	7.205
<b>fa (k/in2)</b>	0.724	0.722	0.720	0.719	0.718
<b>fa/Fa</b>	0.089	0.092	0.095	0.098	0.101
<b>Fb33 (k/in2)</b>	17.29	17.29	17.29	17.29	17.29
<b>fb33 (k/in2)</b>	7.318	9.715	11.797	13.643	15.304
<b>Fb22 (k/in2)</b>	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6
<b>fb22 (k/in2)</b>	0.133	0.167	0.201	0.235	0.270

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec.17})$$

A continuación se presentan los resultados calculados con esta ecuación.

	0%	25%	50%	75%	100%
Ec. 17	0.516	0.659	0.784	0.894	0.995

**6. Chequeo de fuerza cortante.** El esfuerzo de corte actuante,  $f_v$ , es 0.823 k/in2.

El esfuerzo permisible de corte, se calcula según las ecuaciones No.13 y 14, presentadas en la sección de Ecuaciones elementales.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(24 - 1)}{5/16} = 73.6$$

$$\frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{6} = 63.3$$

Debido a que 73.6 es mayor a 63.3, se usa la ecuación 14.

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.40 F_y$$

$$F_v = \frac{36}{2.89} 0.8 = 9.96$$

Debido a que  $F_v$  es mayor al esfuerzo de corte actuante,  $f_v$ , no es necesario el cálculo de rigidizantes.

### 7. Revisión de deflexión

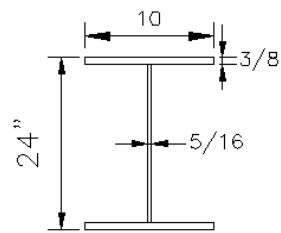
$$\delta_{\max, permitida} = \frac{l}{240} = \frac{30.7 \times 12}{360} = 1.02 \text{ in}$$

$$\delta = 0.48 \text{ in}$$

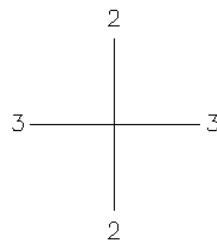
$$\delta \leq \delta_{\max, permitida} \text{ "BIEN"}$$

### D. DISEÑO DE VIGA TIPO 2

Figura 49. Geometría y sección de viga 2



ITM 12x1\_2x5\_16



Ejes Locales

Tabla 13: Inercias, area y radios de giro (viga 2)

	EST. 0%	EST. 25%	EST. 50%	EST. 75%	EST. 100%
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	1,373.895	1,373.895	1,373.895	1,373.895	1,373.895
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	62.559	62.559	62.559	62.559	62.559
A (in <sup>2</sup> )	14.766	14.766	14.766	14.766	14.766
$r_{33}$ (in)	9.646	9.646	9.646	9.646	9.646
$r_{22}$ (in)	2.058	2.058	2.058	2.058	2.058
$r_t$ (in)	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25

**1. Clasificación de miembro.** Debido a las mismas razones que en la columna 1, la sección se clasifica como No-compacta.

## 2. Cálculo de $F_a$

Datos:

$$K=1$$

$$L= 19.685 \text{ pies}$$

$r$  = varía a lo largo del miembro (se usa el  $r_{22}$  de cada estación)

$C_c$  = constante

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.099$$

ESTACIONES 0%, 25%, 50%, 75%, 100%

$$F_a = 11.02$$

**3. Cálculo de  $L_c$ .** Según el manual,  $L_c$  es el menor valor de los dos siguientes:

$$-\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ o } \frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y}$$

$$\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{76(10)}{\sqrt{36}} = 10.55 \text{ pies}$$

$$\frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right)F_y} = \frac{20,000(10)\left(\frac{3}{8}\right)}{36(24)} = 7.23 \text{ pies}$$

#### 4. Cálculo de Cb

$$M_1 = 130.681$$

$$M_2 = 150.807$$

$$C_b = 1.75 + 1.05\left(\frac{130.681}{150.807}\right) + 0.3\left(\frac{130.681}{150.807}\right)^2$$

Por tanto,  $C_b = 2.66$ , pero no debe ser mayor a 2.3, así que se toma como 2.3.

#### 5. Cálculo de Fb

$$F_{b33} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y \left(\frac{l}{r_T}\right)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y = \left[ \frac{2}{3} - \frac{36 \left(\frac{19.685 \times 12}{2.25}\right)^2}{1530 \times 10^3 (2.3)} \right] 36 = 19.94$$

$$F_{b22} = 0.66 F_y = 23.76$$

Tabla 14: Presentación de resultados (viga 2)

	0%	25%	50%	75%	100%
<b>P (kip)</b>	-11.208	-10.916	-10.614	-10.321	-10.029
<b>V (kip)</b>	-2.989	-0.985	1.067	3.071	5.075
<b>M33 (k-pie)</b>	150.807	160.704	160.742	150.681	130.681
<b>M22 (k-pie)</b>	0.262	0.218	0.174	0.130	0.086
<b>Fa (k/in2)</b>	11.02	11.02	11.02	11.02	11.02
<b>fa (k/in2)</b>	0.753	0.733	0.713	0.693	0.674
<b>fa/Fa</b>	0.069	0.067	0.065	0.063	0.061
<b>Fb33 (k/in2)</b>	19.94	19.94	19.94	19.94	19.94
<b>fb33 (k/in2)</b>	15.623	16.649	16.653	15.610	13.538
<b>Fb22 (k/in2)</b>	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6
<b>fb22 (k/in2)</b>	0.251	0.209	0.167	0.125	0.083

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec.17})$$

A continuación se presentan los resultados calculados con esta ecuación.

	0%	25%	50%	75%	100%
Ec. 17	0.864	0.911	0.907	0.851	0.743

**6. Chequeo de fuerza cortante.** El esfuerzo de corte actuante,  $f_v$ , es 0.677 k/in<sup>2</sup>.

El esfuerzo permisible de corte, se calcula según las ecuaciones No.13 y 14, presentadas en la sección de Ecuaciones elementales.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{(24 - 6/8)}{5/16} = 74.4$$

$$\frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{6} = 63.3$$

Debido a que 74.4 es mayor a 63.3, se usa la ecuación 14.

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.40F_y$$

$$F_v = \frac{36}{2.89} 0.8 = 9.97 \leq 0.40F_y$$

El esfuerzo de corte permisible es mayor al actuante, por lo que no es necesario el uso de rigidizantes.

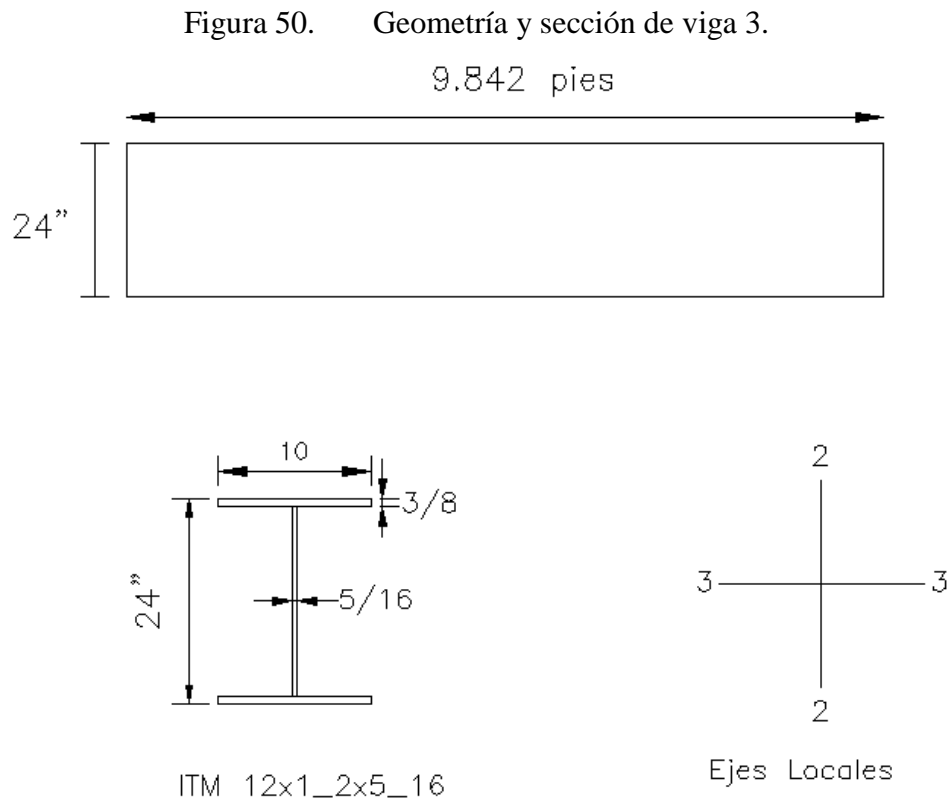
## 7. Revisión de deflexión

$$\delta_{\max, permitida} = \frac{l}{240} = \frac{19.685 \times 12}{360} = 0.65 \text{ in}$$

$$\delta = 0.245 \text{ in}$$

$$\delta \leq \delta_{\max, permitida} \quad \text{"BIEN"}$$

### E. DISEÑO DE VIGA TIPO 3



Previo a detallar el diseño de la viga tipo 3, es importante mencionar que la viga 3 se diseñó de peralte constante, ya que la envolvente de momentos resultante no amerita diseñar una sección acartelada.

Tabla 15: Inercias, area y radios de giro (viga 3)

	EST. 0%	EST. 25%	EST. 50%	EST. 75%	EST. 100%
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	1,373.895	1,373.895	1,373.895	1,373.895	1,373.895
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	62.559	62.559	62.559	62.559	62.559
A (in <sup>2</sup> )	14.766	14.766	14.766	14.766	14.766
$r_{33}$ (in)	9.646	9.646	9.646	9.646	9.646
$r_{22}$ (in)	2.058	2.058	2.058	2.058	2.058
$r_t$ (in)	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25

### 1. Cálculo de Fa

Datos:

$$K=1$$

$$L= 9.842 \text{ pies}$$

Cc = constante

$$Cc = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = 126.099$$

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{85.583^2}{2(126.1)^2}\right] 36}{\frac{5}{3} + \frac{3(85.583)}{8(126.1)} - \frac{85.583^3}{8(126.1)^3}} = 14.72$$

2. **Cálculo de Lc.** Según el manual, Lc es el menor valor de los dos siguientes:

$$- \frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ o } \frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y}$$

$$\frac{76b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{76(10)}{\sqrt{36}} = 10.55 \text{ pies}$$

$$\frac{20,000}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y} = \frac{20,000(10)\left(\frac{3}{8}\right)}{36(24)} = 7.23 \text{ pies}$$

### 3. Cálculo de Cb

$$M_1 = 60.701$$

$$M_2 = 130.701$$

$$Cb = 1.75 + 1.05\left(\frac{60.701}{130.701}\right) + 0.3\left(\frac{60.701}{130.701}\right)^2$$

Por tanto,  $C_b=2.3$ .

#### 4. Cálculo de $F_b$

ESTACIONES 0, 25, 50, 75, 100%

$$F_{b33} = \left[ \frac{2}{3} - \frac{F_y \left( \frac{l}{r_T} \right)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y = \left[ \frac{2}{3} - \frac{36 \left( 9.842 \times 12 / 2.25 \right)^2}{1530 \times 10^3 (2.3)} \right] 36 = 22.98$$

$$F_{b22} = 0.60 F_y = 21.6$$

Tabla 16: Presentación de resultados (viga 3)

	0%	25%	50%	75%	100%
<b>P (kip)</b>	-10.020	-9.873	- 9.722	- 9.575	- 9.428
<b>V (kip)</b>	5.106	6.108	7.134	8.136	9.138
<b>M33 (k-pie)</b>	130.701	116.934	100.701	81.943	60.701
<b>M22 (k-pie)</b>	0.086	0.064	0.042	0.020	-0.002
<b>Fa (k/in2)</b>	14.72	14.72	14.72	14.72	14.72
<b>fa (k/in2)</b>	0.673	0.663	0.653	0.643	0.634
<b>fa/Fa</b>	0.045	0.045	0.044	0.043	0.043
<b>Fb33 (k/in2)</b>	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6
<b>fb33 (k/in2)</b>	13.540	12.114	10.432	8.489	6.288
<b>Fb22 (k/in2)</b>	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6
<b>fb22 (k/in2)</b>	0.083	0.062	0.041	0.019	0.002

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec.17})$$

A continuación se presentan los resultados calculados con esta ecuación.

	0%	25%	50%	75%	100%
Ec. 17	0.675	0.609	0.523	0.430	0.327

**5. Chequeo de fuerza cortante.** El esfuerzo de corte actuante,  $f_v$ , es 1.218 k/in<sup>2</sup>.

El esfuerzo permisible de corte, se calcula según las ecuaciones No.13 y 14, presentadas en la sección de Ecuaciones elementales.

$$\frac{h}{t_w} = 74.4$$

$$\frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{6} = 63.3$$

Debido a que 74.4 es mayor a 63.3, se usa la ecuación 14.

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.40F_y$$

$$F_v = \frac{36}{2.89} 0.8 = 9.97 \leq 0.40F_y$$

El esfuerzo de corte permisible es mayor al actuante, por lo que no es necesario el uso de rigidizantes.

## 6. Revisión de deflexión

$$\delta_{\max, permitida} = \frac{l}{240} = \frac{9.842 \times 12}{360} = 0.33 \text{ in}$$

$$\delta = 0.039 \text{ in}$$

$$\delta \leq \delta_{\max, permitida} \text{ "BIEN"}$$

## F. DISEÑO DE CONEXIÓN PERNADA VIGA-COLUMNA

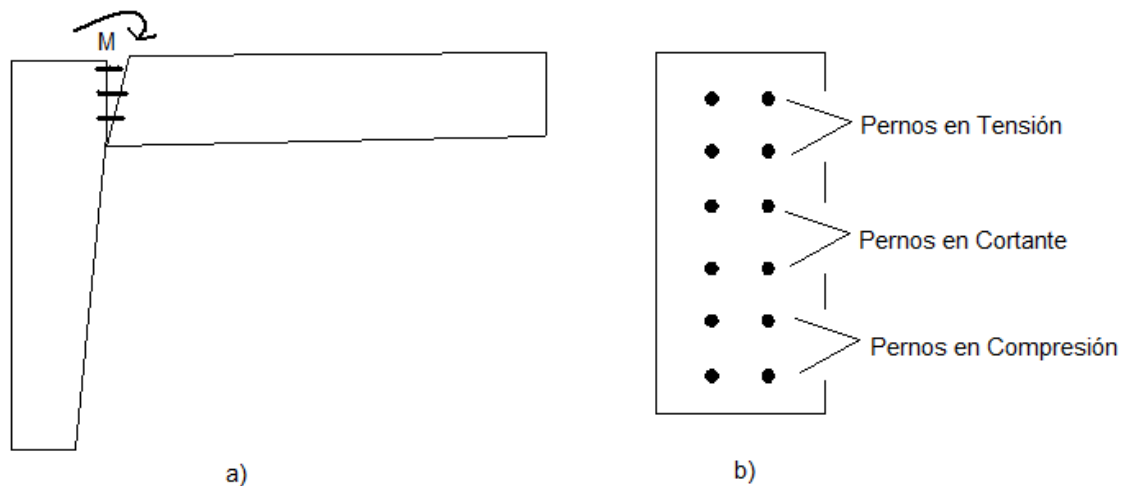
Para conectar la viga con la columna, se diseñará una conexión pernada, utilizando pernos de alta resistencia clasificación ASTM A-325 de  $\phi$  3/4", y utilizando las tablas de diseño de uniones con pernos presentadas por el manual AISC 9a edición.

A continuación se presenta la Figura 50, que pretende mostrar los esfuerzos principales a los que se ven sometidos los pernos. En el caso de esta conexión viga-columna, el momento flector se descompone en los esfuerzos principales de tensión y compresión, además de la reacción vertical propia del esfuerzo cortante.

La razón por la que no todos los pernos trabajan bajo el mismo esfuerzo principal, es debido a que las cargas actuantes en el marco, y la gravedad, tienden a desplazar la viga hacia abajo, en relación a la columna, al mismo tiempo que el momento actuante en la unión, intenta separar a la viga de la columna, y por tanto, se genera una combinación de tres esfuerzos principales actuando en la conexión.

Esta explicación se basa en la Figura 45 (página 66), ya que los esfuerzos de tensión y compresión se dan en las fibras más alejadas de la sección, concentrándose en el eje neutro de la sección, el esfuerzo cortante.

Figura 51. Esfuerzos principales en conexión viga-columna



### 1. Cálculo de pernos. Esfuerzos actuantes en conexión:

$$V = 7.730 \text{ kips}$$

$$M = 314.037 \text{ k-pie}$$

Para obtener la fuerza de tensión y compresión actuante, se descompone el momento dividiéndolo entre el peralte.

$$T = C = \frac{M}{d} = \frac{314.037 * 12}{33} = 114.2 \text{ kips}$$

Los pernos a utilizar, son del tipo A325, diam.  $\frac{3}{4}$  pulgadas, con una resistencia a tensión de 19.4 kips cada uno.

### 2. # de pernos necesarios (Tensión-Compresión)

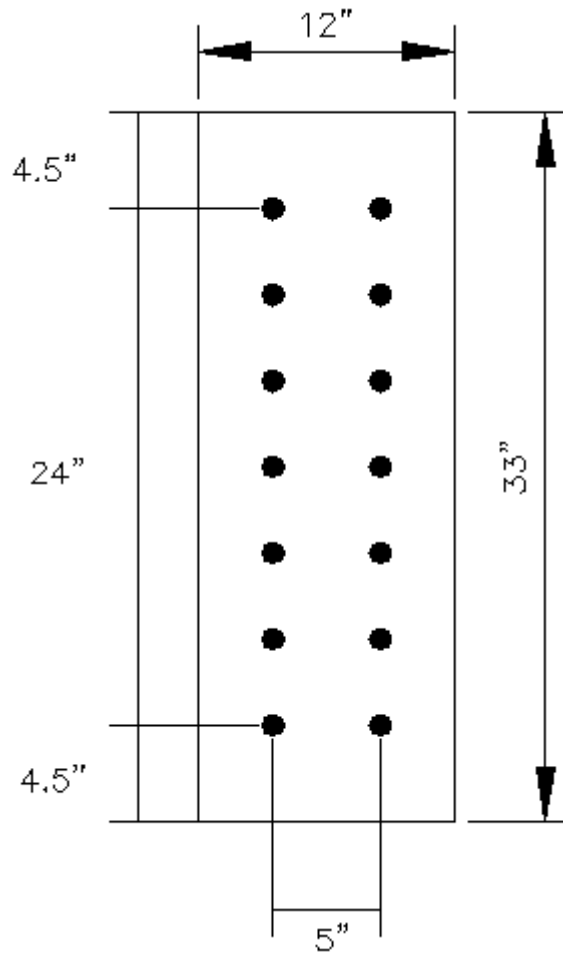
$$\# = \frac{T}{T_{\phi}} = \frac{114.2}{19.4} = 5.8 \approx 6 \text{ pernos}$$

### 3. # de pernos necesarios (Cortante)

$$\# = \frac{V}{V_{\phi}} = \frac{7.730}{9.3} = 0.83 \approx 2 \text{ pernos}$$

Como se puede observar, el diseño pide 6 pernos para compresión, 6 para tensión y 2 para cortante, lo que suma un total de 14 pernos, los cuales serán colocados en pares, como muestra la siguiente Figura.

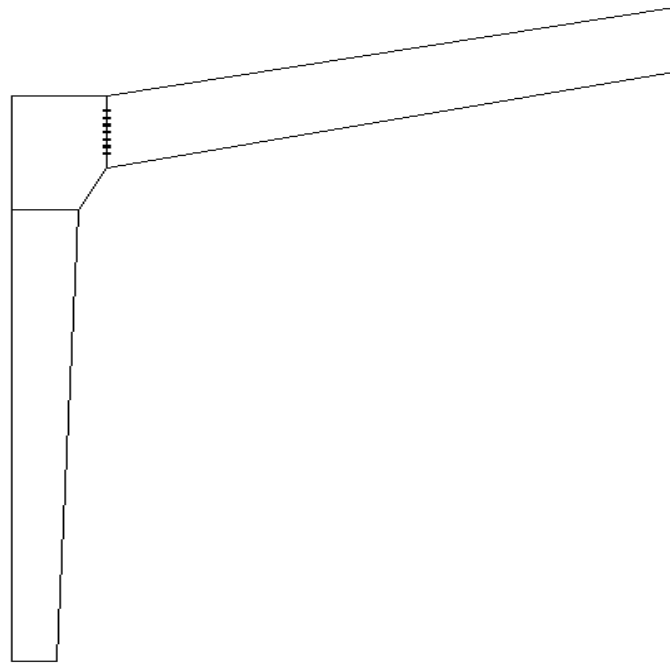
Figura 52. Distribución de pernos en conexión



Como se puede observar en la Figura, el largo total de la placa será del peralte de la viga, 33 pulgadas. Se dejó un espaciado de 4.5 pulgadas del centro de los pernos a los extremos de la placa, y queda un espaciado de 24 pulgadas para espaciar las filas de pernos. El espaciado que queda promedio entre centro de pernos, es de 4 pulgadas, valor adecuado según la revisión de Tablas I-A, I-D que indican dimensiones de pernos.

El espesor de la placa se va a definir del mismo espesor que el patín de la columna a la cual se está uniendo la viga, y se hará el chequeo respectivo para verificar que dicho espesor sea adecuado para los esfuerzos principales actuantes.

Figura 53. Vista lateral de unión pernada viga-columna.



#### 4. Área efectiva de aplastamiento

$$A_e = dt = \left(\frac{3}{4}''\right)\left(\frac{5}{8}''\right) = 0.469in^2$$

#### 5. Aplastamiento permisible en los agujeros de pernos

El manual AISC 9a edición, presenta la siguiente ecuación, que nos indica el esfuerzo permisible de aplastamiento en los agujeros de los pernos sometidos a cortante.

$$F_p = 1.2F_u = 1.2 \times 58 = 69.6ksi \geq \frac{7.730}{2 \times 0.469} = 8.24ksi \text{ "BIEN"}$$

#### 6. Espaciamiento mínimo de pernos

El manual AISC 9a edición indica que la separación mínima entre pernos, cuando éstos están colocados en más de una fila, como es el caso de esta conexión, no debe ser menor de los siguientes valores:

$$s \geq 2\frac{2}{3}d = 2.67x\left(\frac{3}{4}''\right) = 2in$$

$$s \geq \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} = \frac{2x12.025}{58x5/8} + \frac{3/4}{2} = 1.03in$$

S = 4 in "BIEN"

### 7. Espaciamiento mínimo al borde

$L_e \geq 1.25''$  Tabla J2-5 (AISC, 9a edición)

$L_e \geq 1.5d = 1.5x3/4 = 1.125''$

$L_e = 4.5in$ , "BIEN"

### 8. Espaciamiento máximo al borde

$L_e \leq 12t = 12x5/8 = 7.5in$

$L_e \leq 7in$

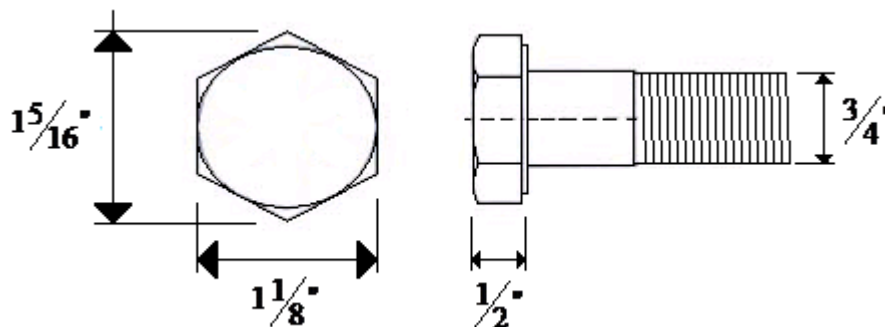
$L_e = 4.5in$ , "BIEN"

### 9. Resistencia permisible a ruptura de bloque cortante

$F_v = 0.30F_u = 0.30x58 = 17.4ksi \geq 7.073ksi$  "BIEN"

A continuación, se muestra un diagrama de los pernos a utilizar, y usando las tablas de propiedades de pernos, presentadas por el manual AISC 9a edición en el capítulo de conexiones, se pondrán las dimensiones para luego poder determinar el espaciamiento entre pernos.

Figura 54. Dimensiones de pernos de  $\frac{3}{4}''$ .



## G. DISEÑO DE CONEXIÓN PERNADA ENTRE VIGAS DE CUMBRERA

Para conectar ambas vigas en la cumbrera del marco, se utilizará una conexión pernada, similar a la diseñada para conectar viga-columna.

### 1. Cálculo de pernos. Esfuerzos actuantes en conexión:

$$V = 9.138 \text{ kips}$$

$$M = 60.701 \text{ k-pie}$$

Para obtener la fuerza de tensión y compresión actuante, se descompone el momento dividiéndolo entre el peralte.

$$T = C = \frac{M}{d} = \frac{60.701 * 12}{24} = 30.35 \text{ kips}$$

Definiendo los pernos a utilizar, como tipo A325, diam.  $\frac{3}{4}$  pulgadas, se obtiene una resistencia a tensión de 19.4 kips cada uno, según Tabla I-A, I-D de las especificaciones AISC 9a edición.

### 2. # de pernos necesarios (Tensión-Compresión)

$$\# = \frac{T}{T_{\phi}} = \frac{30.35}{19.4} = 1.56 \approx 2 \text{ pernos}$$

### 3. # de pernos necesarios (Cortante)

$$\# = \frac{V}{V_{\phi}} = \frac{9.738}{9.3} = 1.04 \approx 2 \text{ pernos}$$

### 4. Espaciamiento mínimo de pernos

$$s \geq 2 \frac{2}{3} d = 2.67 x \left( \frac{3}{4} \text{''} \right) = 2 \text{ in}$$

$$s \geq \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} = \frac{2 x 12.025}{58 x 5/8} + \frac{3/4}{2} = 1.03 \text{ in}$$

$$S = 6 \text{ in "BIEN"}$$

### 5. Espaciamiento mínimo al borde

$$L_e \geq 1.25 \text{''} \quad \text{Tabla J2-5 (AISC, 9a edición)}$$

$$L_e \geq 1.5d = 1.5 \times 3/4 = 1.125''$$

$$L_e = 6 \text{ in, "BIEN"}$$

### 6. Espaciamiento máximo al borde

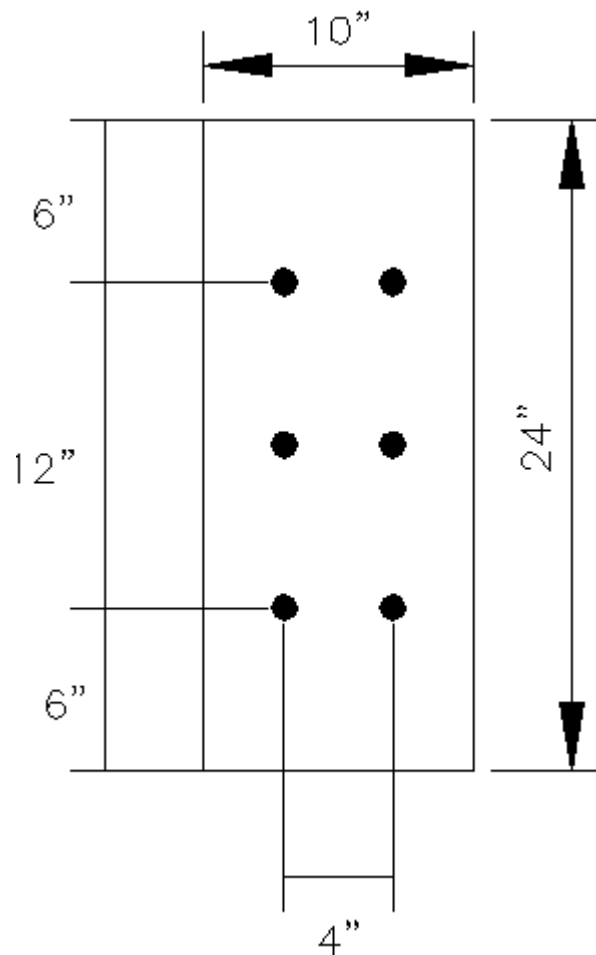
$$L_e \leq 12t = 12 \times 1/2 = 6''$$

$$L_e \leq 7''$$

$$L_e = 6 \text{ in, "BIEN"}$$

La siguiente Figura ilustra la colocación de los pernos en la placa.

Figura 55. Distribución de pernos en conexión de cumbrera



### H. DISEÑO DE CONEXIÓN SOLDADA ENTRE VIGAS

Para unir las vigas, se diseñará una conexión de soldadura, de filete con electrodo E70. El procedimiento para el diseño es elegir el tamaño de

soldadura, que está dado por la tabla J2-4, del manual AISC 9a edición, y que depende del ancho del elemento con mayor espesor que está siendo unido.

Los cordones de soldadura estarán sometidos a tensión, compresión y cortante. Para tensión y compresión, el eje de soldadura está perpendicular a la fuerza, mientras que el cordón de soldadura a cortante, está paralelo a la fuerza. Esta información es necesaria para poder aplicar correctamente la tabla J2-5 del manual AISC 9a edición, que proporciona los esfuerzos permisibles según el tipo de soldadura, y según la dirección de la fuerza en relación a la soldadura.

**Datos:**

Fuerza cortante actuante (V) = 2.989 kips

$$\text{Fuerza de tensión y compresión} = \frac{M}{d} = \frac{150.807 * 12}{24} = 75.4 \text{ kips}$$

Tamaño de soldadura =  $\frac{1}{4}$ "

**1. Longitud de soldadura requerida para Tensión y Compresión:**

$$75.4 \text{ kips} = 3.717 \text{ kips / pulg} \cdot \text{Longitud}$$

$$L = 75.4 / 3.717 = 20.3 \text{ pulg}$$

**2. Longitud de soldadura requerida para Cortante:**

$$2.989 \text{ kips} = 3.717 \text{ kips / pulg} \cdot \text{Longitud}$$

$$2.989 / 3.717 = 1 \text{ pulgada}$$

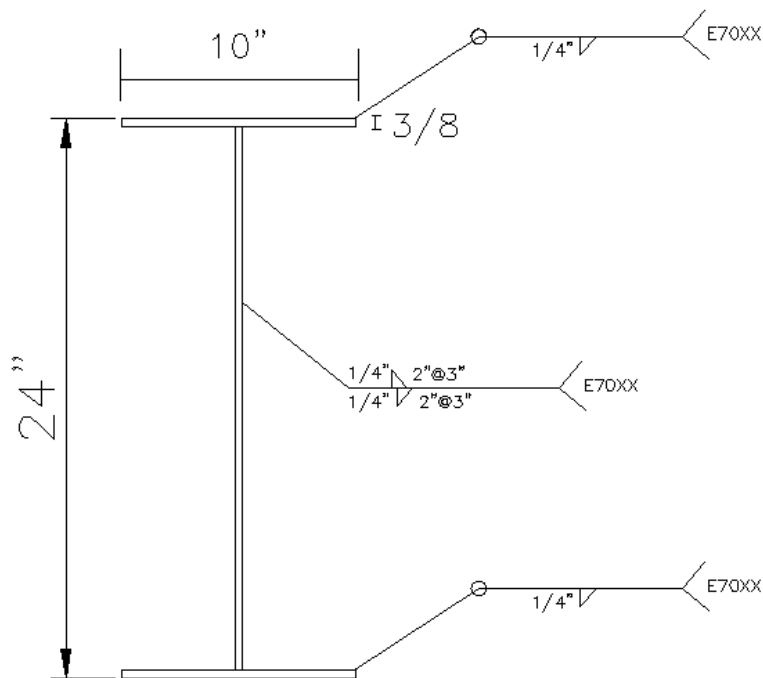
Como se puede observar, la longitud necesaria para cortante es mínima (1 pulgada), pero para evitar que hayan esfuerzos torsionantes que puedan causar la separación del alma, se diseñará una soldadura a lo largo de toda la longitud del alma, intercalada a cada pulgada, como muestra la Figura.

Cálculos:

- **Resistencia disponible a tensión y compresión**

- Espesor de garganta efectiva =  $t_e = 0.707 \times (1/4 \text{ "}) = 0.177 \text{ pulg}$
- Resistencia de soldadura por pulgada =  $0.177 \times (70 \times 0.3) = 3.717 \text{ k/pulg}$
- Resistencia a tensión y compresión =  $3.717 \times (20.3) = 75.45 \text{ kips} > 75.4 \text{ ("Bien")}$
- Resistencia a cortante =  $3.717 \times 24 = 89.2 \text{ kips} > 2.989$

Figura 56. Detalle de soldadura



## I. DISEÑO DE PLACA DE APOYO COLUMNA

Siguiendo el procedimiento del manual AISC 9a edición para el cálculo de la placa de apoyo de una columna cargada axialmente, presenta los siguientes pasos.

En primer lugar, se listan los datos necesarios para ingresar en las fórmulas:

### Datos:

$P = 22 \text{ kips}$

$d = 16 \text{ "}$

$$f'_c = 3 \text{ ksi}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$A_2 = 20 \times 20 \text{ in (área de concreto)}$$

Luego, se hacen los cálculos que indica el código. Hacer referencia a la Figura 57 para identificar los valores calculados. También se define a continuación las variables ( $A_1$ ,  $A_2$ ,  $F_b$ ,  $F_p$ ,  $f_p$ ,  $f'_c$ ,  $t_p$ ).

$$A_1 = B \times N$$

$A_2$  = Área total de zapata de concreto

$F_b$  = Esfuerzo permisible de pandeo en la placa

$F_p$  = Esfuerzo permisible de aplastamiento

$f_p$  = Esfuerzo de aplastamiento actuante

$f'_c$  = Resistencia a compresión de concreto

$t_p$  = espesor de placa de acero

### 1. Cálculo de $A_1$

Este debe ser el mayor valor de las siguientes tres ecuaciones.

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left( \frac{P}{0.35 f'_c} \right)^2 = \frac{1}{400} \left( \frac{22}{0.35(3)} \right)^2 = 1.30 \text{ in}^2$$

$$A_1 = \frac{P}{0.7 f'_c} = \frac{22}{0.7 * 3} = 11.43 \text{ in}^2$$

$$A_1 = b_f d = 12 * 16 = 192 \text{ in}^2 \quad \text{(gobierna)}$$

### 2. Cálculo de $N$ y $B$

$$\Delta = 0.5 * [(0.95d - 0.8b_f)] = 0.5 * [(0.95 * 16) - (0.80 * 12)] = 2.8 \text{ in}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta = \sqrt{192} + 2.8 = 16.7 \text{ in} \approx 17 \text{ in}$$

$$B = \frac{A_1}{N} = \frac{192}{17} = 11.3 \text{ in} \approx 12 \text{ in}$$

$$A_1 = 17 \times 12 = 204 \text{ in}^2$$

### 3. Cálculo de $f_p$ y de $F_p$

$$f_p = \frac{P}{B \times N} = \frac{22}{17 \times 12} = 0.108 \text{ ksi}$$

$$F_p = 0.35 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 0.7 f'_c \Rightarrow 0.35 \times 3 \sqrt{\frac{400}{204}} = 1.47 \text{ ksi} \leq 0.7 \times 3$$

$$f_p \leq F_p \quad \text{"BIEN"}$$

### 4. Cálculo de $m, n$

$$m = (N - 0.95d) / 2 = (17 - 0.95 \times 16) / 2 = 0.9 \text{ in}$$

$$n = (B - 0.80b_f) / 2 = (12 - 0.80 \times 12) / 2 = 1.2 \text{ in}$$

### 5. Cálculo de $n'$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} = \frac{\sqrt{16 \times 12}}{4} = 3.46 \text{ in}$$

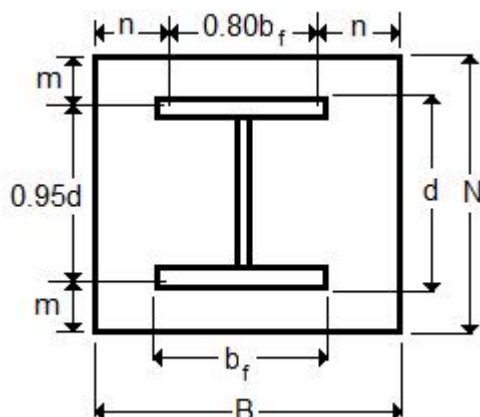
### 6. Cálculo de espesor ( $t_p$ )

$$t_p = 2c \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 2(3.46) \sqrt{\frac{0.108}{36}} = 0.38 \text{ in} \cong 7/16 \text{ in}$$

En este último cálculo del espesor, la variable  $c$ , es el mayor valor de ( $m$ ,  $n$ ,  $n'$ ).

Usar placa de apoyo de  $17 \times 12 \times 7/16$  pulgadas.

Figura 57. Placa de apoyo de columna.



La placa será unida al concreto por medio de 4 pernos, colocados simétricamente, y a continuación se muestra el chequeo de corte de los pernos, utilizando la reacción horizontal actuante en esta placa de apoyo.

### 7. Chequeo de Corte en pernos

Fuerza cortante actuante = 15.01 kips

Si utilizamos 4 pernos de diámetro  $\phi$  5/8 pulgada (A325, cada perno permite una fuerza de corte de 6.4 kips, lo que permitiría un total de  $4 \times 6.4 = 25.6$  kips, superior a la fuerza actuante de 15.01.



## VI. DISEÑO ESTRUCTURAL SEGÚN AISC 13a EDICIÓN

### A. DISEÑO PRELIMINAR DE COLUMNA TIPO 1

#### ITM 12x5\_8x5\_16

Tabla 17: Esfuerzos Principales actuantes en el miembro (columna 1)

	ESTACIÓN 0% (d=25in)	ESTACIÓN 100% (d=16in)
P (kips)	-17.051	-18.183
V (kips)	-12.472	-12.472
M (k-pie)	-196.404	0

A continuación se presentan los datos necesarios de la sección (inercia, área, radios de giro, módulos de sección, etc.) para realizar los cálculos.

Tabla 18: Datos de la sección (columna 1)

	ESTACIÓN 0% (d =25in)	ESTACIÓN 100% (d =16in)
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	2,577.382	970.522
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	180.060	180.038
A (in <sup>2</sup> )	22.422	19.609
$r_{33}$ (in)	10.721	7.035
$r_{22}$ (in)	2.834	3.030
L (pies)	15.748	15.748
$Z_x$ (in <sup>3</sup> )	280.273	156.875
$S_x$ (in <sup>3</sup> )	206.190	121.315
J (in <sup>4</sup> )	2.19	2.10
$L_b$ (pies)	15.748	15.748
$L_p$ (pies)	44.63	29.28
$L_r$ (pies)	46.075	36.8
$C_b$	1.67	1.67

## 1. Resistencia a compresión (Capítulo E, AISC, 13a edición):

### ESTACIÓN 0%

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{Rep. Ec.22})$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_c}} \right] F_y = 28.49 \text{ksi}$$

$$P_n = 28.49 \times 22.422 = 638.803 \text{kips}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{638.803}{1.67} = 382.517 \geq 17.051 \text{ "BIEN"}$$

### ESTACIÓN 100%

$$P_n = 29.33 \times 19.609 = 575.132 \text{kips}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{575.132}{1.67} = 344.39 \geq 18.183 \text{ "BIEN"}$$

## 2. Resistencia a flexión (Capítulo F.3, AISC, 13a edición):

### a. Fluencia del patín en compresión

#### ESTACIÓN 0%

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (\text{Ec.44})$$

$$M_n = 1.35 \times 36 \times 206.19 = 10,089 \text{k} - \text{in}$$

$$M_n = 840.82 \text{k} - \text{pie}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{840.82}{1.67} = 503.5 \text{k} - \text{pie}$$

#### ESTACIÓN 100%

$$M_n = 1.29 \times 36 \times 121.31 = 5,647.5 \text{k} - \text{in}$$

$$M_n = 398.67 \text{k} - \text{pie}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{470.625}{1.67} = 281.81 \text{k} - \text{pie}$$

En donde:

$R_{pc}$  = ecuación F4-9a (Manual AISC 13a edición)

$M_{yc}$  = ecuación F4-4 (Manual AISC 13 va edición)

### b. Pandeo lateral-torsional

#### ESTACIÓN 0%

$$M_n = C_b \left[ R_{pc} M_{yc} - \left( R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \right) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad (\text{Ec.45})$$

$$M_n = 14,288\text{k} - \text{in}$$

$$M_n = 1,190\text{k} - \text{pie}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{1,190}{1.67} = 713\text{k} - \text{pie}$$

#### ESTACIÓN 100%

$$M_n = 8,390\text{k} - \text{in}$$

$$M_n = 699\text{k} - \text{pie}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{699}{1.67} = 418\text{k} - \text{pie}$$

En donde:

$C_b$  = ecuación F1-1 (Manual AISC 13a edición)

### c. Pandeo local de patín en compresión

No aplica para patines compactos.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{12}{2 \times 0.625} = 9.6 \quad \lambda_p = 10.78$$

**d. Pandeo local de patín en tensión**

No aplica ya que  $S_{xt} \geq S_{xc}$ , y esta condición se cumple siempre que la sección es simétrica.

**e. Estado límite gobernante**

De los cuatro estados límite chequeados para flexión, el que gobierna es el menor valor obtenido (Fluencia del patín en compresión):

$$\text{ESTACIÓN 0\%} \quad \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{840.82}{1.67} = 503.5k - pie > 196.404 \text{ "BIEN"}$$

$$\text{ESTACIÓN 100\%} \quad \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{470.625}{1.67} = 281.81k - pie > 0 \text{ "BIEN"}$$

**3. Resistencia a corte (Capítulo G, AISC, 13a edición)**ESTACIÓN 0%

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{Rep. Ec.39})$$

$$V_n = 0.6 \times 36 \times 7.42 \times 1 = 160.27 \text{ kips}$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{160.27}{1.67} = 95.9 \text{ kips} \geq 12.472 \text{ "BIEN"}$$

ESTACIÓN 100%

$$V_n = 0.6 \times 36 \times 4.61 \times 1 = 99.3 \text{ kips}$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{99.3}{1.67} = 59.5 \text{ kips} \geq 12.472 \text{ "BIEN"}$$

**4. Esfuerzos combinados (Fuerza Axial y Flexión)**ESTACIÓN 0%

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ec.46})$$

$$\frac{17.051}{2 \times 382.51} + \left( \frac{0}{281} + 0 \right) = 0.029 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

### ESTACIÓN 100%

$$\frac{18.183}{2 \times 344.39} + \left( \frac{196.404}{503} + 0 \right) = 0.425 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

Como se puede observar, la sección ITM 12x5\_8x5\_16, es satisfactoria para los esfuerzos. Ahora, se procede a chequear la deflexión máxima del miembro, y si está por debajo del límite permitido, se puede disminuir de sección, o ya sea el peralte de la misma, para optimizar el diseño.

### **5. Revisión de deflexión máxima**

El programa proporciona este dato:

$$\delta = 0.14in$$

$$\delta_{\max, permitida} = \frac{l}{240} = \frac{15.748 \times 12}{240} = 0.78in$$

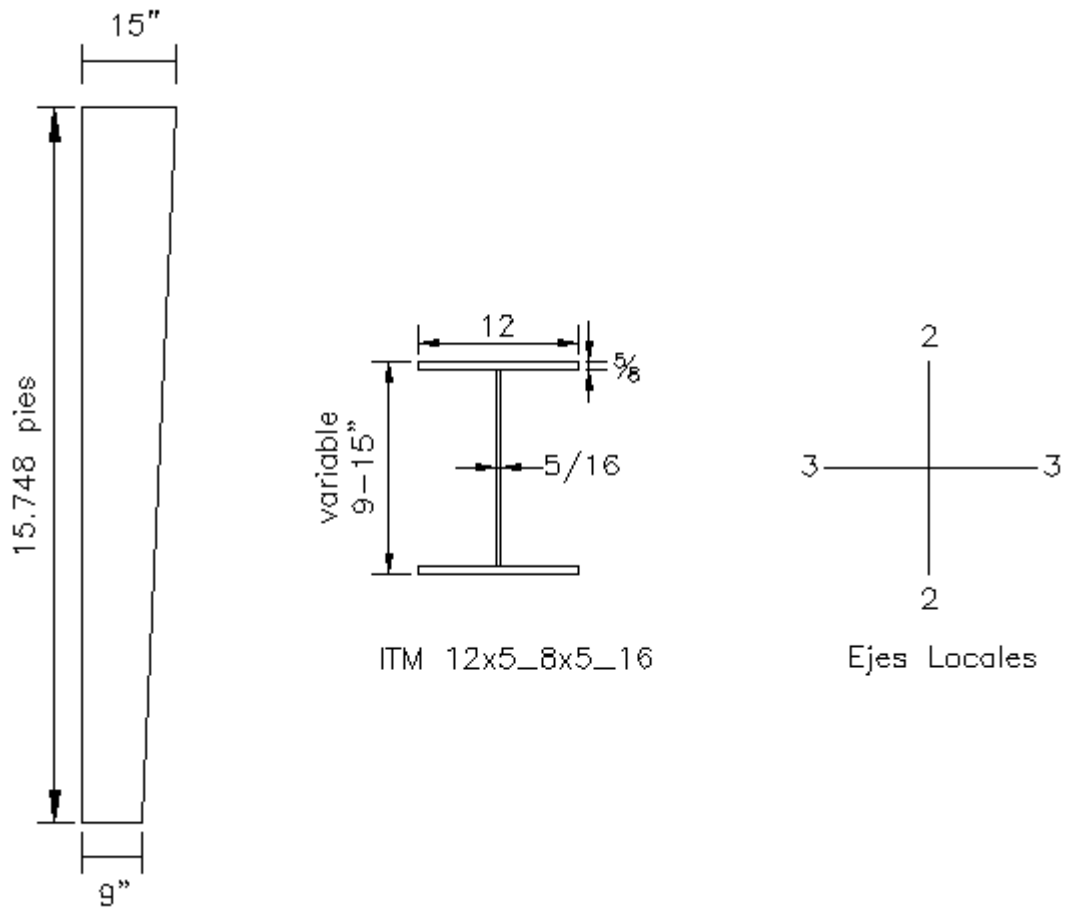
$$\delta \leq \delta_{\max, permitida} \text{ "BIEN"}$$

Se observa que la deflexión en la columna está en el límite permitido, entonces se reducirá el peralte de la sección, para optimizar el diseño.

Por medio de un proceso iterativo de disminuir de peralte la sección, se muestra a continuación el diseño final para la columna tipo 1, y de igual manera se hará con los demás miembros.

**B. DISEÑO PRELIMINAR (2) DE COLUMNA TIPO 1**  
**ITM 12x5\_8x5\_16**

Figura 58. Geometría y sección de col 1



A continuación se presentan los datos necesarios de la sección (inercia, área, radios de giro, módulos de sección, etc.) para realizar los cálculos.

Tabla 19: Datos de la sección (columna 1)

	ESTACIÓN 0% (d =15in)	ESTACIÓN 100% (d =9in)
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	843.089	275.638
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	180.035	180.020
$A$ (in <sup>2</sup> )	19.297	17.422
$r_{33}$ (in)	6.610	3.978
$r_{22}$ (in)	3.054	3.21
$L$ (pies)	15.748	15.748
$Z_x$ (in <sup>3</sup> )	144.72	78.39
$S_x$ (in <sup>3</sup> )	112.41	61.25
$J$ (in <sup>4</sup> )	2.09	2.03
$L_b$ (pies)	15.748	15.748
$L_p$ (pies)	27.51	16.55
$L_r$ (pies)	35.76	30.34
$C_b$	1.67	1.67

### 1. Resistencia a compresión (Capítulo E, AISC, 13a edición):

#### ESTACIÓN 0%

$$P_n = 29.42 \times 19.29 = 567.5 \text{ kips}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{567.5}{1.67} = 339.82 \geq 17.051 \text{ "BIEN"}$$

#### ESTACIÓN 100%

$$P_n = 30.01 \times 17.422 = 522.83 \text{ kips}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{522.83}{1.67} = 313.07 \geq 18.183 \text{ "BIEN"}$$

## 2. Resistencia a flexión (Capítulo F.3, AISC, 13a edición):

### a. Fluencia del patín en compresión

#### ESTACIÓN 0%

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{434.2}{1.67} = 259.9k - pie$$

#### ESTACIÓN 100%

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{235.19}{1.67} = 140.8k - pie$$

### b. Pandeo lateral-torsional

#### ESTACIÓN 0%

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{649.45}{1.67} = 388.9k - pie$$

#### ESTACIÓN 100%

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{369.17}{1.67} = 221.1k - pie$$

### c. Pandeo local de patín en compresión

No aplica para patines compactos.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{12}{2 \times 0.625} = 9.6 \qquad \lambda_p = 10.78$$

### d. Pandeo local de patín en tensión

No aplica ya que  $S_{xt} \geq S_{xc}$ , y esta condición se cumple siempre que la sección es simétrica.

### e. Estado límite gobernante

De los cuatro estados límite chequeados para flexión, el que gobierna es el menor valor obtenido (Fluencia del patín en compresión):

$$\text{ESTACIÓN 0\%} \quad \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{434.2}{1.67} = 259.9k - pie > 196.404 \text{ "BIEN"}$$

$$\text{ESTACIÓN 100\%} \quad \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{235.19}{1.67} = 140.8k - pie > 0 \text{ "BIEN"}$$

### 3. Resistencia a corte (Capítulo G, AISC, 13a edición)

#### ESTACIÓN 0%

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{92.66}{1.67} = 55.5kips \geq 12.472 \text{ "BIEN"}$$

#### ESTACIÓN 100%

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{52.27}{1.67} = 31.3kips \geq 12.472 \text{ "BIEN"}$$

### 4. Esfuerzos combinados (Fuerza Axial y Flexión)

#### ESTACIÓN 0%

$$\frac{17.051}{2 \times 339.82} + \left( \frac{196.404}{259.9} + \frac{26.89}{259.9} \right) = 0.879 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

#### ESTACIÓN 100%

$$\frac{18.183}{2 \times 313.037} + (0) = 0.029 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

### 5. Revisión de deflexión máxima

El programa proporciona este dato:

$$\delta = 0.256in$$

$$\delta_{\max, permitida} = \frac{l}{240} = \frac{15.748 \times 12}{240} = 0.78in$$

$$\delta \leq \delta_{\max, permitida} \text{ "BIEN"}$$

### C. DISEÑO PRELIMINAR DE COLUMNA TIPO 2 ITM 12x5\_8x5\_16

Figura 59. Geometría y sección de columna 2

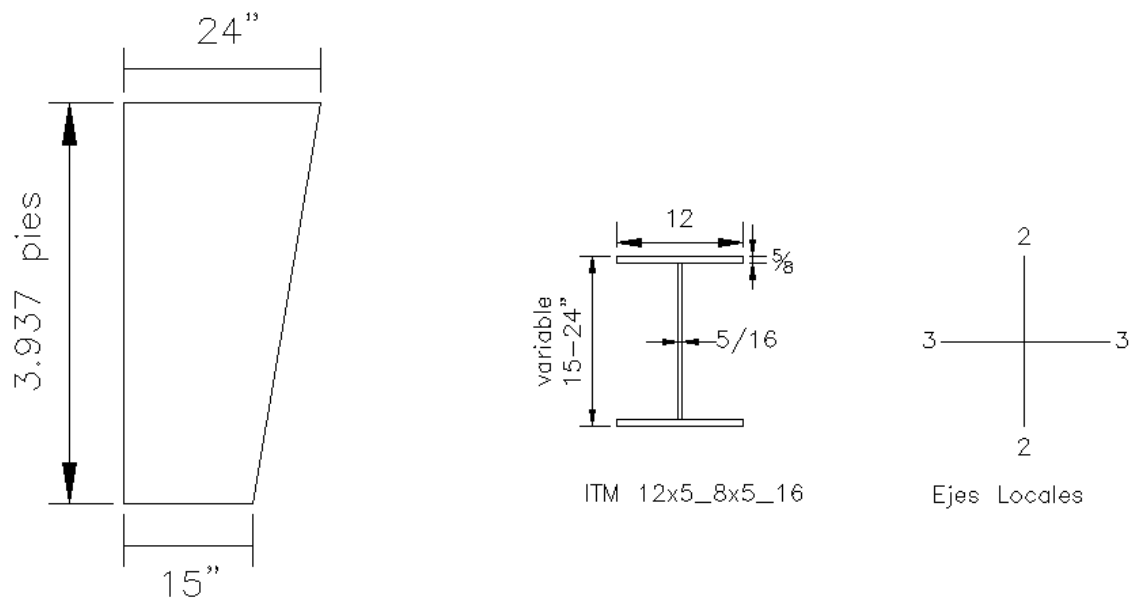


Tabla 20: Esfuerzos Principales actuantes en el miembro (columna 2)

	ESTACIÓN 0% (d=21in)	ESTACIÓN 100% (d=15in)
P (kips)	-15.063	-15.380
V (kips)	-17.393	-17.393
M (k-pie)	343.094	274.619

A continuación se presentan los datos necesarios de la sección (inercia, área, radios de giro, módulos de sección, etc.) para realizar los cálculos.

Tabla 21: Datos de la sección (columna 2)

	ESTACIÓN 0% (d =21in)	ESTACIÓN 100% (d =15in)
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	1,757.884	843.09
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	180.050	180.035
$A$ (in <sup>2</sup> )	21.172	19.297
$r_{33}$ (in)	9.112	6.610
$r_{22}$ (in)	2.916	3.054
$L$ (pies)	3.937	3.937
$Z_x$ (in <sup>3</sup> )	222.30	144.72
$S_x$ (in <sup>3</sup> )	167.42	112.41
$J$ (in <sup>4</sup> )	2.15	2.09
$L_b$ (pies)	3.937	3.937
$L_p$ (pies)	37.93	27.51
$L_r$ (pies)	41.99	35.76
$C_b$	1.09	1.09

### 1. Resistencia a compresión (Capítulo E, AISC, 13a edición):

#### ESTACIÓN 0%

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{Rep. Ec.22})$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = 28.85$$

$$P_n = 28.85 \times 21.172 = 610.812 \text{ kips}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{610.812}{1.67} = 365.75 \geq 15.063 \text{ "BIEN"}$$

#### ESTACIÓN 100%

$$P_n = 29.45 \times 19.531 = 575.2 \text{ kips}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{575.2}{1.67} = 344.42 \geq 15.38 \text{ "BIEN"}$$

### 2. Resistencia a flexión (Capítulo F.3, AISC, 13a edición):

### a. Fluencia del patín en compresión

#### ESTACIÓN 0%

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (\text{Rep.Ec.44})$$

$$M_n = 666.91k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{666.91}{1.67} = 399.34k - pie$$

#### ESTACIÓN 100%

$$M_n = 439.44k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{439.44}{1.67} = 263.14k - pie$$

En donde:

$R_{pc}$  = ecuación F4-9a (Manual AISC 13a edición)

$M_{yc}$  = ecuación F4-4 (Manual AISC 13 va edición)

### b. Pandeo lateral-torsional

No aplica, porque la longitud  $L_b < L_p$ .

### c. Pandeo local de patín en compresión

No aplica para patines compactos.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{12}{2 \times 0.625} = 9.6 \quad \lambda_p = 10.78$$

### d. Pandeo local de patín en tensión

No aplica ya que  $S_{xt} \geq S_{xc}$ , y esta condición se cumple siempre que la sección es simétrica.

### e. Estado límite gobernante

De los cuatro estados límite chequeados para flexión, el que gobierna es el menor valor obtenido (Fluencia del patín en compresión):

$$\text{ESTACIÓN 0\%} \quad \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{666.91}{1.67} = 399.34k - pie > 343.094 \text{ "BIEN"}$$

$$\text{ESTACIÓN 100\%} \quad \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{439.44}{1.67} = 263.14k - pie > 274.619 \text{ "BIEN"}$$

### 3. Resistencia a corte (Capítulo G, AISC, 13a edición)

ESTACIÓN 0%

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{Rep. Ec.39})$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{133.27}{1.67} = 79.8kips \geq 17.393 \text{ "BIEN"}$$

ESTACIÓN 100%

$$V_n = 0.6 \times 36 \times 4.29 \times 1 = 92.66kips$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{92.66}{1.67} = 55.5kips \geq 17.393 \text{ "BIEN"}$$

### 4. Esfuerzos combinados (Fuerza axial y flexión)

ESTACIÓN 0%

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Rep.Ec.46})$$

$$\frac{15.063}{2 \times 365.75} + \left( \frac{343.094}{399.34} \right) = 0.88 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

ESTACIÓN 100%

$$\frac{15.38}{2 \times 344.42} + \left( \frac{196.187}{263.14} + \frac{22.96}{263.14} \right) = 0.855 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

### 5. Revisión de deflexión máxima

El programa proporciona este dato:

$$\delta = 0.07 \text{ in}$$

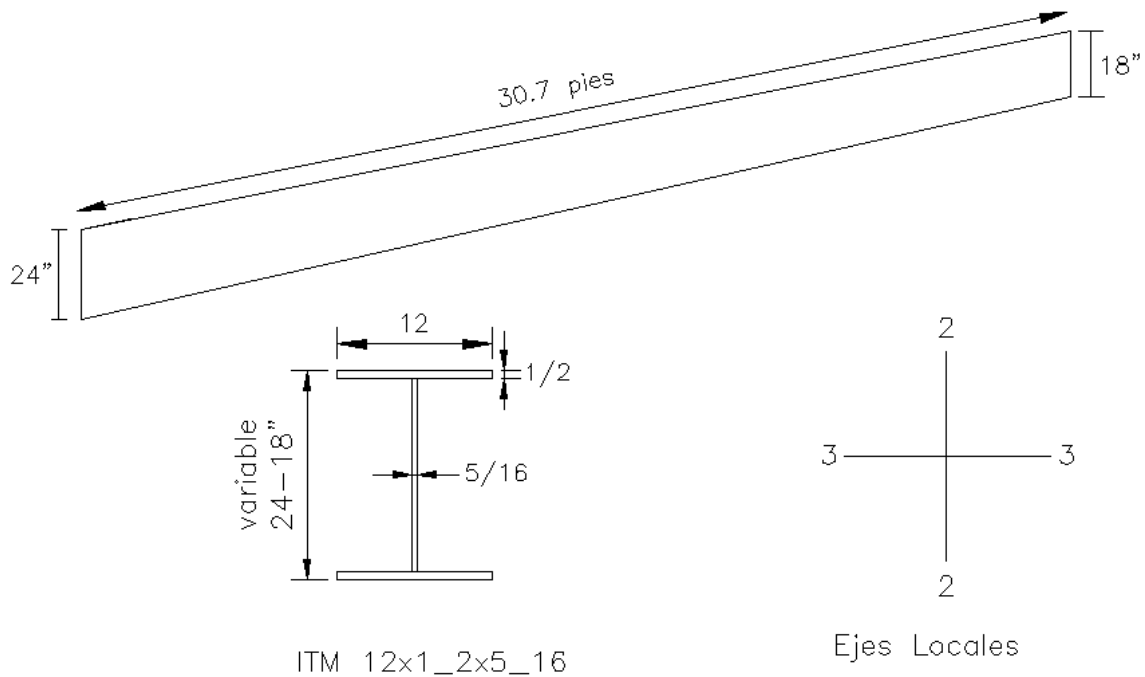
$$\delta_{\text{max, permitida}} = \frac{l}{240} = \frac{3.937 \times 12}{240} = 0.197 \text{ in}$$

$$\delta \leq \delta_{\text{max, permitida}} \text{ "BIEN"}$$

### D. DISEÑO PRELIMINAR DE VIGA TIPO 1

#### ITM 12x1\_2x5\_16

Figura 60. Geometría y sección de Viga 1



Para el diseño de esta viga, se tomará un peralte en la estación 0%, igual al de la estación 100% de la columna 2, ya que son los mismos extremos.

Tabla 22: Esfuerzos Principales actuantes en el miembro (viga 1)

	ESTACIÓN 0% (d=24in)	ESTACIÓN 100% (d=15in)
P (kips)	20.375	17.831
V (kips)	14.157	7.091
M (k-pie)	343.623	17.166

A continuación, la tabla de datos de la sección.

Tabla 23: Datos de la sección (viga 1)

	ESTACIÓN 0% (d =24in)	ESTACIÓN 100% (d =15in)
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	1,973.849	702.458
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	144.058	144.036
A (in <sup>2</sup> )	19.188	16.375
$r_{33}$ (in)	10.143	6.55
$r_{22}$ (in)	2.740	2.966
L (pies)	30.7	30.7
$Z_x$ (in <sup>3</sup> )	230.25	122.81
$S_x$ (in <sup>3</sup> )	164.49	93.66
J (in <sup>4</sup> )	1.233	1.14
$L_b$ (pies)	30.7	30.7
$L_p$ (pies)	42.22	27.26
$L_r$ (pies)	41.67	33.60
$C_b$	1.77	1.77

### 1. Resistencia a tensión (Capítulo E, AISC, 13a edición):

#### ESTACIÓN 0%

$$P_n = F_y A_g \quad (\text{Rep. Ec.22})$$

$$P_n = 36 \times 19.188 = 690.76 \text{ kips}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{690.76}{1.67} = 413.6 \geq 20.375 \text{ "BIEN"}$$

#### ESTACIÓN 100%

$$P_n = 36 \times 16.375 = 589.5 \text{ kips}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{589.5}{1.67} = 352.99 \geq 17.831 \text{ "BIEN"}$$

## 2. Resistencia a flexión (Capítulo F.3, AISC, 13a edición):

### a. Fluencia del patín en compresión

#### ESTACIÓN 0%

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (\text{Rep.Ec.44})$$

$$M_n = 690.75 \text{ k} - \text{pie}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{690.75}{1.67} = 413.62 \text{ k} - \text{pie}$$

#### ESTACIÓN 100%

$$M_n = 368.43 \text{ k} - \text{pie}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{368.43}{1.67} = 220.62 \text{ k} - \text{pie}$$

En donde:

$R_{pc}$  = ecuación F4-9a (Manual AISC 13a edición)

$M_{yc}$  = ecuación F4-4 (Manual AISC 13 va edición)

### b. Pandeo lateral-torsional

#### ESTACIÓN 0%

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \quad (\text{Ec.47})$$

$$M_n = 605.66 \text{ k} - \text{pie}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{605.66}{1.67} = 362.671k - pie$$

### ESTACIÓN 100%

$$M_n = 402.88k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{402.88}{1.67} = 241.25k - pie$$

### **c. Pandeo local de patín en compresión**

#### ESTACIÓN 0%

$$M_n = 653.22k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{653.22}{1.67} = 391.15k - pie$$

#### ESTACIÓN 100%

$$M_n = 353.61k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{353.61}{1.67} = 211.74k - pie$$

### **d. Pandeo local del patín en tensión**

No aplica ya que  $S_{xt} \geq S_{xc}$ , y esta condición se cumple siempre que la sección es simétrica.

### **e. Estado límite gobernante**

De los cuatro estados límite chequeados para flexión, el que gobierna es el menor valor obtenido (Pandeo Lateral-Torsional):

$$\text{ESTACIÓN 0\%} \quad \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{605.66}{1.67} = 362.671k - pie > 343.623 \text{ "BIEN"}$$

$$\text{ESTACIÓN 100\% } \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{353.61}{1.67} = 211.74k - pie > 17.166 \text{ "BIEN"}$$

### 3. Resistencia a corte (Capítulo G, AISC, 13a edición)

ESTACIÓN 0%

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{Rep. Ec.39})$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{155.08}{1.67} = 92.8kips \geq 14.157 \text{ "BIEN"}$$

ESTACIÓN 100%

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{94.5}{1.67} = 56.5kips \geq 7.091 \text{ "BIEN"}$$

### 4. Esfuerzos combinados (fuerza axial y flexión)

ESTACIÓN 0%

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Rep.Ec.46})$$

$$\frac{20.375}{2 \times 413.6} + \left( \frac{343.623}{362.71} \right) = 0.97 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

ESTACIÓN 100%

$$\frac{17.831}{2 \times 352.99} + \left( \frac{17.166}{211.74} \right) = 0.106 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

### 5. Revisión de deflexión máxima

El programa proporciona este dato:

$$\delta = 0.98in$$

$$\delta_{\max, permitida} = \frac{l}{360} = \frac{30.7 \times 12}{360} = 1.02in$$

$$\delta \leq \delta_{\max, permitida} \text{ "BIEN"}$$

### E. DISEÑO PRELIMINAR DE VIGA TIPO 2 ITM 10x3\_8x5\_16

Figura 61. Geometría y sección de viga 2

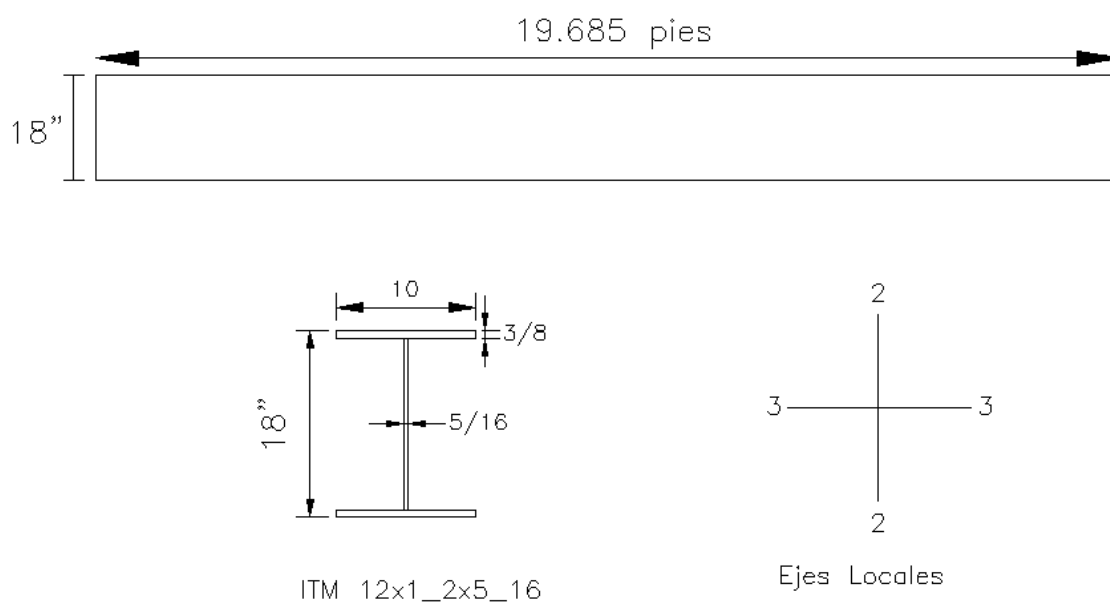


Tabla 24: Esfuerzos principales actuantes en el miembro (viga 2)

	ESTACIÓN 0% (d=18in)	ESTACIÓN 100% (d=18in)
P (kips)	14.984	16.679
V (kips)	1.697	-6.776
M (k-pie)	-125.123	-75.134

A continuación, la tabla de datos de la sección.

Tabla 25: Datos de la sección (viga 2)

	ESTACIÓN 0% (d =18in)
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	716.210
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	62.544
$A$ (in <sup>2</sup> )	12.891
$r_{33}$ (in)	7.454
$r_{22}$ (in)	2.203
$L$ (pies)	19.685
$Z_x$ (in <sup>3</sup> )	116.02
$S_x$ (in <sup>3</sup> )	79.58
$J$ (in <sup>4</sup> )	0.527
$L_b$ (pies)	19.685
$L_p$ (pies)	31.03
$L_r$ (pies)	32.06
$C_b$	1.07

### 1. Resistencia a tensión (Capítulo E, AISC, 13a edición):

ESTACIÓN 0%, 100%

$$P_n = F_y A_g \quad (\text{Rep. Ec.22})$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{464.07}{1.67} = 277.89 \geq 16.679 \text{ "BIEN"}$$

### 2. Resistencia a flexión (Capítulo F.3, AISC, 13a edición):

#### a. Fluencia del patín en compresión

ESTACIÓN 0%, 100%

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (\text{Rep.Ec.44})$$

$$M_n = 348.05k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{348.05}{1.67} = 208.41k - pie$$

### b. Pandeo lateral-torsional

ESTACIÓN 0%, 100%

$$M_n = 238.85k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{238.5}{1.67} = 143.02k - pie$$

### c. Pandeo local de patín en compresión

ESTACIÓN 0,100%

$$M_n = 312.14k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{312.14}{1.67} = 186.91k - pie$$

### d. Pandeo local de patín en tensión

No aplica ya que  $S_{xt} \geq S_{xc}$ , y esta condición se cumple siempre que la sección es simétrica.

### e. Estado límite gobernante

De los cuatro estados límite chequeados para flexión, el que gobierna es el menor valor obtenido (Pandeo Lateral-Torsional):

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{238.5}{1.67} = 143.02k - pie \geq 125.123 \text{ "BIEN"}$$

### 3. Resistencia a corte (Capítulo G, AISC, 13a edición)

ESTACIÓN 0%, 100%

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{Rep. Ec.39})$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{116.42}{1.67} = 69.7 \text{ kips} \geq 6.776 \text{ "BIEN"}$$

### 4. Esfuerzos combinados (Fuerza Axial y Flexión)

ESTACIÓN 0%, 100%

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Rep. Ec.46})$$

$$\frac{16.679}{2 \times 277.89} + \left( \frac{125.123}{143.02} \right) = 0.904 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

### 5. Revisión de deflexión máxima

El programa proporciona este dato:

$$\delta = 0.62 \text{ in}$$

$$\delta_{\text{max, permitida}} = \frac{l}{360} = \frac{19.685 \times 12}{360} = 0.65 \text{ in}$$

$$\delta \leq \delta_{\text{max, permitida}} \text{ "BIEN"}$$

**F. DISEÑO PRELIMINAR DE VIGA TIPO 3**  
**ITM 10x3\_8x5\_16**

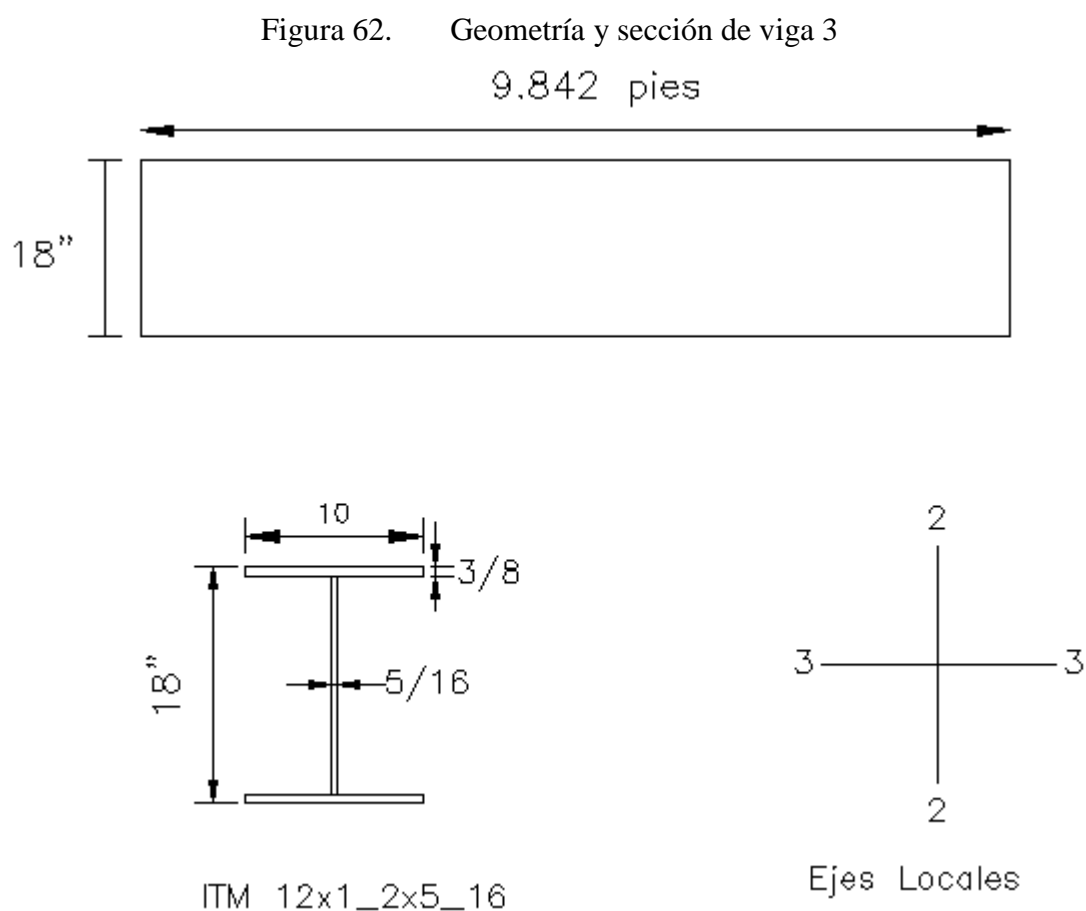


Tabla 26: Esfuerzos principales actuantes en el miembro (viga 3)

	ESTACIÓN 0% (d=18in)	ESTACIÓN 100% (d=18in)
P (kips)	14.142	14.984
V (kips)	5.907	1.697
M (k-pie)	-87.75	-125.123

A continuación, la tabla de datos de la sección.

Tabla 27: Datos de la sección (viga 3)

	ESTACIÓN 0% (d =18 in)
$I_{33}$ (in <sup>4</sup> )	716.210
$I_{22}$ (in <sup>4</sup> )	62.544
A (in <sup>2</sup> )	12.891
$r_{33}$ (in)	7.454
$r_{22}$ (in)	2.203
L (pies)	19.685
$Z_x$ (in <sup>3</sup> )	116.02
$S_x$ (in <sup>3</sup> )	79.58
J (in <sup>4</sup> )	0.527
$L_b$ (pies)	19.685
$L_p$ (pies)	31.03
$L_r$ (pies)	32.06
$C_b$	1.07

### 1. Resistencia a tensión (Capítulo E, AISC, 13a edición):

ESTACIÓN 0%, 100%

$$P_n = F_y A_g \quad (\text{Rep. Ec.22})$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{464.076}{1.67} = 277.89 \geq 14.984 \text{ "BIEN"}$$

### 2. Resistencia a flexión (Capítulo F.3, AISC, 13a edición):

#### a. Fluencia del patín en compresión

ESTACIÓN 0%, 100%

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (\text{Rep.Ec.44})$$

$$M_n = 348.05k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{348.05}{1.67} = 208.41k - pie$$

**b. Pandeo lateral-torsional**ESTACIÓN 0%, 100%

$$M_n = 238.85k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{238.5}{1.67} = 143.02k - pie$$

**c. Pandeo local de patín en compresión**

$$M_n = \left[ R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left( \frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{Rep.Ec.48})$$

$$M_n = 312.14k - pie$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{312.14}{1.67} = 186.91k - pie$$

**d. Pandeo local de patín en tensión**

No aplica ya que  $S_{xt} \geq S_{xc}$ , y esta condición se cumple siempre que la sección es simétrica.

**e. Estado límite gobernante**

De los cuatro estados límite chequeados para flexión, el que gobierna es el menor valor obtenido (Pandeo Lateral-Torsional):

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{238.5}{1.67} = 143.02k - pie \geq 125.123 \text{ "BIEN"}$$

**3. Resistencia a corte (Capítulo G, AISC, 13a edición)**ESTACIÓN 0%, 100%

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{Rep. Ec.39})$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{116.42}{1.67} = 69.7 \text{kips} \geq 5.907 \text{ "BIEN"}$$

#### 4. Esfuerzos combinados (Fuerza axial y flexión)

ESTACIÓN 0%, 100%

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Rep. Ec.46})$$

$$\frac{14.984}{2 \times 277.889} + \left( \frac{125.123}{143.02} \right) = 0.901 \leq 1.0 \text{ "BIEN"}$$

#### 5. Revisión de deflexión máxima

El programa proporciona este dato:

$$\delta = 0.09 \text{ in}$$

$$\delta_{\text{max, permitida}} = \frac{l}{360} = \frac{9.842 \times 12}{360} = 0.32 \text{ in}$$

$$\delta \leq \delta_{\text{max, permitida}} \text{ "BIEN"}$$

#### G. DISEÑO DE CONEXIÓN PERNADA VIGA – COLUMNA

Para este diseño, se utilizará como apoyo el Manual de la AISC (Sismic Design Manual), que toma en cuenta factores adicionales al manual de diseño AISC 13a edición, en condiciones en donde el sismo es un factor principal a tomar en cuenta. En este trabajo, se utilizará este manual mencionado, únicamente para el diseño de la conexión entre viga y columna, ya que son estas conexiones las que al momento de un sismo pueden fallar antes de que fallen los miembros principales.

Así también, para poder utilizar este manual de diseño sísmico, es necesario saber que coeficiente de modificación de respuesta sísmica sugieren los códigos, y para esto se consultó el código ASCE/SEI 7-05, que sugiere que

para estructuras de tipo “Moment-Resisting Frame Systems”, que en español significa Sistemas de Marcos resistentes a Momentos, sea utilizado un valor de  $R = 3.5$ .

Este valor nos sirve para guiarnos en el manual de diseño sísmico, y saber que sección del manual utilizar.

Luego, en la parte de especificaciones del manual de diseño sísmico, la sección 11.2 rige el diseño de las conexiones viga-columna, tanto de tipo “FR” (Fully Restrained) como “PR” (Partially Restrained), que en español significa FR (Totalmente restringida) y PR (Parcialmente restringida), que es la que se va a diseñar en este caso.

Según el manual, la conexión debe ser diseñada para un momento requerido de  $1.1R_yM_p$ , utilizando el  $M_p$  de la viga conectada, o el máximo momento desarrollado en la unión, el que sea menor de ambos; y en donde el valor de  $R_y$  está dado en la Tabla I.6.1 del mismo manual, y sugiere un valor de  $R_y = 1.3$ .

### 1. Determinar el momento requerido

Utilizando el  $M_p$  de la viga 1:

$$M = 1.1 \times 1.3 \times 230.25 \times 36 = 11,853.3 \text{ k-in}$$

$$M = 987.773 \text{ k-pie}$$

El mayor momento desarrollado en la unión:

$$\mathbf{M = 343.623 \text{ k-pie (GOBIERNA)}}$$

Otro requerimiento del manual de diseño sísmico, es que el momento nominal de la conexión,  $M_n$ , no debe ser menor al 50% de  $M_p$  de la viga.

$$50\%M_p = 0.5 \times 987.773 = 493.88 \text{ k-pie}$$

Por lo que se diseñará para un momento nominal de 493.88 k-pie.

Luego de que se ha utilizado el manual de diseño sísmico para las consideraciones previamente mencionadas, se utilizará el capítulo J del manual AISC 13a edición para diseñar la conexión.

## 2. Esfuerzos actuantes en conexión:

$$V = 17.393 \text{ kips}$$

$$M_n = 493.88 \text{ k-pie}$$

Para obtener la fuerza de tensión y compresión actuante, se descompone el momento dividiéndolo entre el peralte.

$$T = C = \frac{M}{d} = \frac{493.88 * 12}{24} = 246.94 \text{ kips}$$

## 3. Resistencia a tensión de pernos

$$R_n = F_{nt} A_b \quad (\text{Ec.49})$$

En donde,

$F_{nt}$  = Esfuerzo nominal a tensión

$A_b$  = Área del perno

De la Tabla J3-2 del manual AISC 13a edición, se tiene que los pernos A325 de  $\frac{3}{4}$ ":

$$F_{nt} = 90 \text{ ksi}$$

$$A_b = 0.442 \text{ in}^2$$

$$R_n = 90 \times 0.442 = 39.78 \text{ kips}$$

## 4. # de pernos necesarios (tensión-compresión):

$$\# = \frac{T}{T_\phi} = \frac{246.94}{39.78} = 6.20 \approx 7 \text{ pernos}$$

Se puede observar que se necesitan 7 pernos, pero por motivos ya antes mencionados, que los pernos se colocan en pares, serán necesarios 8 pernos.

Se observa que la cantidad de pernos para resistir tensión es 8, lo cual sería necesario también para compresión otros 8 pernos, y faltarían los pernos

a corte, lo cual podría dar un exceso de pernos en la placa, y por lo tanto, se probará aumentar de diámetro de perno a 7/8".

### 5. Resistencia a tensión de pernos (7/8")

De la Tabla J3-2 del manual AISC 13a edición, se tiene que los pernos A325 de 7/8":

$$F_{nt} = 90 \text{ksi}$$

$$A_b = 0.601 \text{ in}^2$$

$$R_n = 90 \times 0.601 = 54.09 \text{kips}$$

### 6. # de pernos necesarios (tensión-compresión):

$$\# = \frac{T}{T_\phi} = \frac{246.94}{54.09} = 4.56 \approx 5 \text{ pernos}$$

### 7. Resistencia a corte de pernos (7/8")

$$R_n = F_{nv} A_b \quad (\text{Rep.Ec.49})$$

En donde,

$F_{nv}$  = Esfuerzo nominal a tensión

$A_b$  = Área del perno

De la Tabla J3-2 del manual AISC 13a edición, se tiene que los pernos A325 de 7/8":

$$F_{nv} = 60 \text{ksi}$$

$$A_b = 0.601 \text{ in}^2$$

$$R_n = 60 \times 0.601 = 36.06 \text{kips}$$

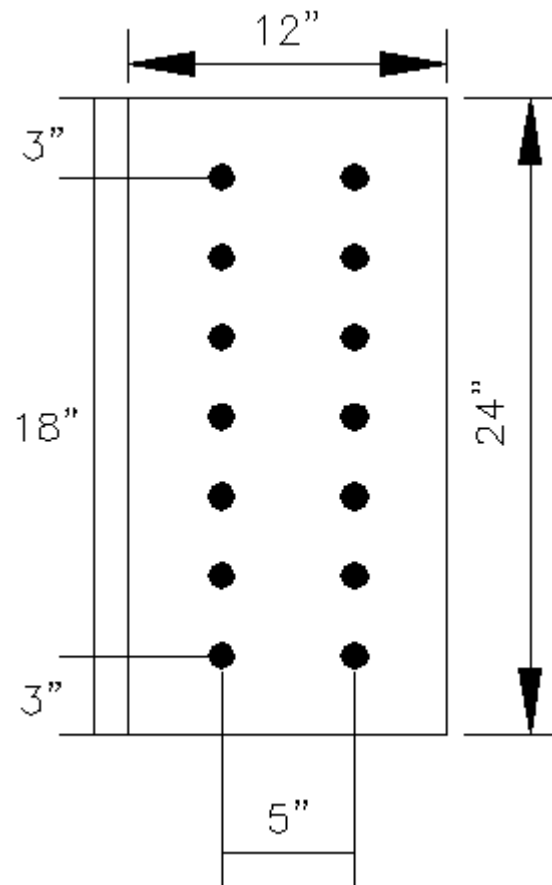
### 8. # de pernos necesarios (cortante):

$$\# = \frac{V}{V_\phi} = \frac{17.393}{36.06} = 0.48 \approx 1 \text{ perno}$$

Observar la Figura de distribución de pernos en la placa, se harán los chequeos para determinar si la separación asumida no causa desgarre de la placa debido a los pernos en cortante. El espesor de la placa se definirá del mismo espesor que los patines con mayor espesor de las partes unidas ( $t =$

5/8”), y se hará el chequeo de que dicho espesor sea adecuado para no causar ninguna falla en la unión.

Figura 63. Distribución de pernos en conexión



A continuación se muestran las Figuras 64 y 65, que presentan los dos casos posibles de desgarre de la placa, para los cuales se hará el chequeo respectivo para bloque cortante.

Figura 64. Desgarre en placa de unión pernada (Caso 1)

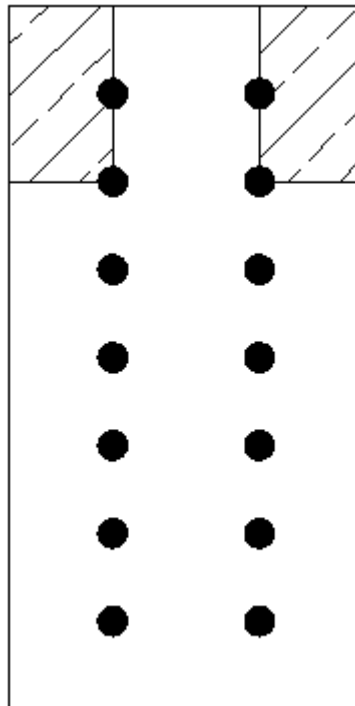
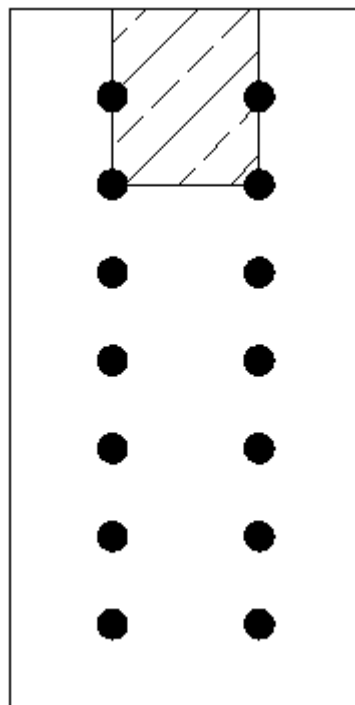


Figura 65. Desgarre de placa de unión pernada (Caso 2)



### 9. Resistencia a aplastamiento en agujeros de pernos

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (\text{Ec.50})$$

En donde,

$L_c$  = distancia libre entre 2 agujeros en dirección de la fuerza

$F_u$  = 58ksi

$d$  = diámetro nominal del perno

$t$  = espesor de la placa

$$R_n = 1.2 \times 2.125 \times 5 / 8 \times 58 = 92.43 \text{kips} \leq 2.4dt F_u = 2.4 \times 5 / 8 \times 58 = 87 \text{kips}$$

$$R_n = 87 \text{kips}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{87}{2.00} = 43.5 \text{kips} \geq 17.393 \text{ "BIEN"}$$

### 10. Resistencia de elementos en cortante

La resistencia disponible a fluencia por corte debe ser el menor valor obtenido de los estados límite de fluencia por corte y ruptura por corte.

a. Para fluencia por corte

$$R_n = 0.60 F_y A_g \quad (\text{Ec.51})$$

$$R_n = 0.60 \times 36 \times 5 / 8 \times 24 = 324 \text{kips}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{324}{1.50} = 216 \text{kips} \geq 17.393 \text{ "BIEN"}$$

b. Para ruptura por corte

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} \quad (\text{Ec.52})$$

$$R_n = 0.60 \times 58 \times (24 - 2(7/8 + 1/16)) \times 0.625 = 481.219 \text{kips}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{481.219}{2.00} = 240.60 \text{kips} \geq 17.393 \text{ "BIEN"}$$

A continuación se muestra el chequeo de bloque cortante para ambos modos de falla de la placa conectora.

### 11. Bloque cortante según Figura 64

a. Resistencia de bloque cortante

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (\text{Ec.53})$$

En donde,

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$A_{nv} = 0.625 \times (6 - 1.5(7/8 + 1/16)) = 2.87 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 0.625 \times (5 - (7/8 + 1/16)) = 2.54 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = 6 \times 0.625 = 3.75 \text{ in}^2$$

$$U_{bs} = 1.0$$

$$R_n = 0.6 \times 58 \times 2.87 + 1 \times 58 \times 2.54 \leq 0.6 \times 36 \times 3.75 + 1 \times 58 \times 2.54$$

$$R_n = 247.196 \leq 228.32 \text{ kips}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{228.32}{2.00} = 114.16 \text{ kips} \geq 17.393 \text{ "BIEN"}$$

### 12. Bloque cortante según Figura 65

a. Resistencia de bloque cortante

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (\text{Rep.Ec.53})$$

En donde,

$$F_u = 58 \text{ ksi}$$

$$A_{nv} = 0.625 \times (6 - 1.5(7/8 + 1/16)) = 2.87 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = 0.625 \times ((3.5 \times 2) - (7/8 + 1/16)) = 3.78 \text{ in}^2$$

$$A_{gv} = 6 \times 0.625 = 3.75 \text{ in}^2$$

$$U_{bs} = 1.0$$

$$R_n = 0.6 \times 58 \times 2.87 + 1 \times 58 \times 3.78 \leq 0.6 \times 36 \times 3.75 + 1 \times 58 \times 3.78$$

$$R_n = 319.116 \leq 300.24 \text{ kips}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{300.24}{2.00} = 150.12 \text{kips} \geq 17.393 \text{ "BIEN"}$$

## H. DISEÑO DE CONEXIÓN PERNADA ENTRE VIGAS DE CUMBRERA

### 1. Esfuerzos actuantes en conexión:

$$V = 5.907 \text{ kips}$$

$$M_n = 87.75 \text{ k-pie}$$

Para obtener la fuerza de tensión y compresión actuante, se descompone el momento dividiéndolo entre el peralte.

$$T = C = \frac{M}{d} = \frac{87.75 * 12}{18} = 58.5 \text{kips}$$

### 2. Resistencia a tensión de pernos

$$R_n = F_{nt} A_b \quad (\text{Rep.Ec.49})$$

En donde,

$F_{nt}$  = Esfuerzo nominal a tensión

$A_b$  = Área del perno

De la Tabla J3-2 del manual AISC 13a edición, se tiene que los pernos A325 de  $\frac{3}{4}$ ":

$$F_{nt} = 90 \text{ksi}$$

$$A_b = 0.442 \text{ in}^2$$

$$R_n = 90 \times 0.442 = 39.78 \text{kips}$$

### 3. # de pernos necesarios (tensión-compresión):

$$\# = \frac{T}{T_\phi} = \frac{58.5}{39.78} = 1.47 \approx 2 \text{ pernos}$$

#### 4. Resistencia a corte de pernos (3/4")

$$R_n = F_{nv} A_b \quad (\text{Rep.Ec.49})$$

En donde,

$F_{nv}$  = Esfuerzo nominal a tensión

$A_b$  = Área del perno

De la Tabla J3-2 del manual AISC 13a edición, se tiene que los pernos A325 de 3/4":

$$F_{nv} = 60\text{ksi}$$

$$A_b = 0.442 \text{ in}^2$$

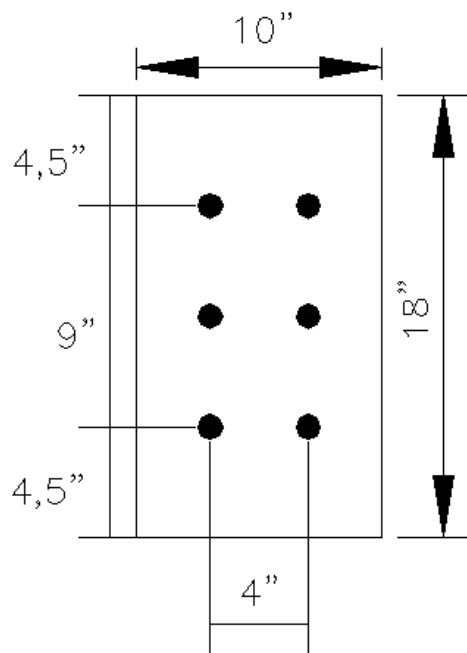
$$R_n = 60 \times 0.442 = 26.52 \text{ kips}$$

#### 5. # de pernos necesarios (cortante):

$$\# = \frac{V}{V_\phi} = \frac{5.907}{26.52} = 0.23 \approx 1 \text{ perno}$$

Se definirán 2 pernos para resistir la fuerza cortante.

Figura 66. Distribución de pernos en Conexión



### I. DISEÑO DE CONEXIÓN SOLDADA ENTRE VIGAS

Para unir las vigas, se diseñará una conexión de soldadura de filete con electrodo E70. El procedimiento para el diseño es elegir el tamaño de soldadura, que está dado por la tabla J2-4, del manual AISC 13a edición, y que depende del ancho del elemento con menor espesor que está siendo unido.

Los cordones de soldadura estarán sometidos a tensión, compresión y cortante. Para tensión y compresión, el eje de soldadura está perpendicular a la fuerza, mientras que el cordón de soldadura a cortante, está paralelo a la fuerza. Esta información es necesaria para poder aplicar correctamente la tabla J2-5 del manual AISC 13a edición, que proporciona los esfuerzos permisibles según el tipo de soldadura, y según la dirección de la fuerza en relación a la soldadura.

#### Datos:

Fuerza cortante actuante ( $V$ ) = 7.091 kips

$$\text{Fuerza de tensión y compresión} = \frac{M}{d} = \frac{125.123 * 12}{18} = 83.41 \text{ kips}$$

Tamaño de soldadura = 3/16" (tabla J2-4, Manual AISC 13a edición)

**Cálculos:**

Para los cordones de soldadura que van a resistir tensión y compresión, van a estar transversales a la fuerza, y los cordones de soldadura a corte, paralelos a la fuerza.

**1. Resistencia a tensión y compresión**

Ancho de garganta efectivo =  $0.707 \times 3/16'' = 0.133$  pulgadas

Determinar longitud necesaria para resistir tensión

$$\frac{R_n}{\Omega} = \left( \frac{0.928k / 1/16''}{1''} \right) (Longitud) (TamañoSoldadura)$$

$$83.41 = \left( \frac{0.928k / 1/16''}{1''} \right) (Longitud) (3'')$$

$$L = 29.9 \text{ pulgadas}$$

Se observa que la longitud máxima que podría soldarse para resistir esta fuerza de tensión, así como la de compresión, es el ancho completo de patín más el espesor de patín más el ancho del patín nuevamente sin tomar en cuenta el espesor del alma, dando esto una longitud total de 20.4 pulgadas. Por esta razón, se deberá aumentar de tamaño de soldadura para que la longitud requerida sea menor o igual a 20.4.

Se definirá un tamaño de soldadura de  $5/16''$ .

**2. Resistencia a tensión y compresión**

Ancho de garganta efectivo =  $0.707 \times 5/16'' = 0.221$  pulgadas

Determinar longitud necesaria para resistir tensión

$$\frac{R_n}{\Omega} = \left( \frac{0.928k}{1/16" / 1"} \right) (Longitud)(TamañoSoldadura)$$

$$83.41 = \left( \frac{0.928k}{1/16" / 1"} \right) (Longitud)(5")$$

$$L = 17.97 \text{ pulgadas}$$

$$F_w = 0.6 \times 70 = 42 \text{ ksi}$$

$$A_w = 0.22 \times 1" = 0.22 \text{ in}^2$$

$$R_n = F_w A_w = 42 \times 0.22 \times 18 = 166.32$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{166.32}{2.00} = 83.16 \text{ kips} \leq 83.41 \text{ "ERROR"}$$

Se puede observar que la resistencia permisible es ligeramente menor a la resistencia requerida, por lo que se diseñara la soldadura en todo lo ancho del patín, una longitud de 20.4 pulgadas.

### 3. Resistencia a corte

$$\text{Ancho de garganta efectivo} = 0.707 \times 5/16" = 0.22 \text{ pulgadas}$$

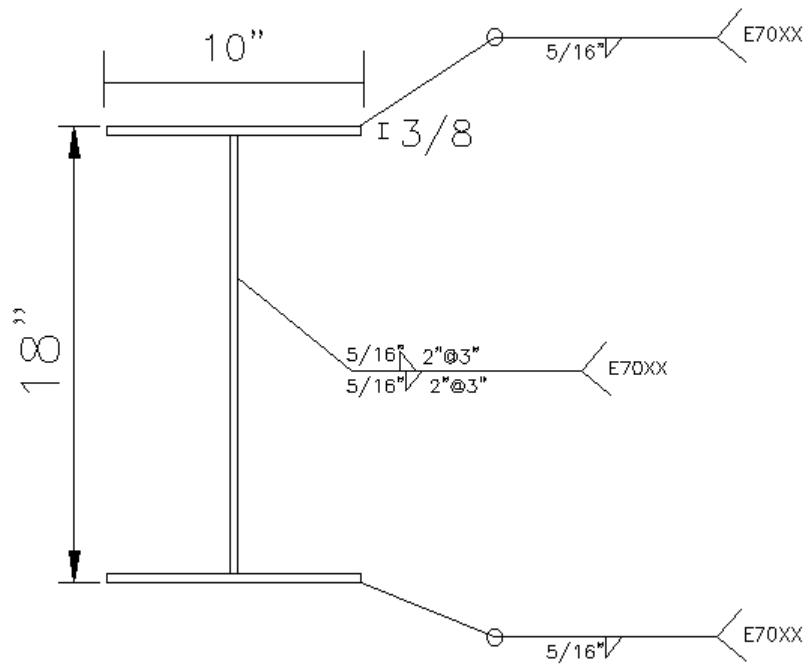
Determinar la longitud necesaria para resistir cortante

$$7.091 = \left( \frac{0.928k}{1/16" / 1"} \right) (Longitud)(5")$$

$$L = 1.53 \text{ pulgadas}$$

Se puede observar que la longitud requerida de soldadura para cortante es un valor demasiado pequeño, pero para evitar que los momentos torsionales causen separación del alma, se diseñará la soldadura como muestra la Figura.

Figura 67. Detalle de soldadura



## J. DISEÑO DE PLACA DE APOYO COLUMNA

El método de diseño para la placa de apoyo de la columna, es el mismo al utilizado anteriormente según las especificaciones AISC 9a edición.

### Datos:

$$P = 19.9 \text{ kips}$$

$$d = 9"$$

$$f'_c = 3 \text{ ksi}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$A_2 = 20 \times 20 \text{ in (área de concreto)}$$

Como primer paso, se calcula el área requerida de la placa, para soportar la carga axial transmitida.

$$A_{1(req)} = \frac{P\Omega_c}{0.85f'_c} = \frac{19.9 \times 2.50}{0.85 \times 3} = 19.5 \text{ in}^2$$

$$A_{1(req)} = b_f d = 12 \times 9 = 108 \text{ in}^2 \text{ (gobierna)}$$

Probar N=12 y B=12 pulgadas.

**1. Chequear las dimensiones de la placa**

Verificar que  $N \geq d + 2(2in)$  y que  $B \geq b_f + 2(2in)$

$$d + 2(2in) = 9 + 4 = 13in \geq 12in$$

$$b_f + 2(2in) = 12 + 4 = 16in \geq 12in$$

Utilizar  $N=13$  y  $B=16$  pulgadas.

Area de la placa,  $A_1 = NB = (13)(16) = 208 \text{ in}^2$

**2. Calcular el área de concreto**

$$A_2 = 20 \times 20 = 400 \text{ in}^2$$

**3. Verificar la resistencia soporte del concreto**

$$\frac{P_p}{\Omega_c} = \frac{0.85f'_c A_1}{\Omega_c} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \frac{0.85 \times 3 \times 208}{2.50} \sqrt{\frac{400}{208}} = 294.21 \text{ kips} \geq 19.9 \text{ kips} \text{ "BIEN"}$$

**4. Calcular el espesor de la placa**

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{13 - 0.95(9)}{2} = 2.225in$$

$$n = \frac{B - 0.8d}{2} = \frac{16 - 0.8(9)}{2} = 4.4in$$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} = \frac{\sqrt{9 \times 12}}{4} = 5.2in$$

$$l = \max(m, n, n') = 5.2in$$

$$f_{pa} = \frac{P_a}{BN} = \frac{19.9}{13 \times 16} = 0.095 \text{ ksi}$$

$$t_{p(req)} = l \sqrt{\frac{3.33f_{pa}}{F_y}} = 5.2 \sqrt{\frac{3.33 \times 0.095}{36}} = 0.487in \approx 1/2in$$

Usar una placa de  $1/2$  pulgada de espesor.

## VII. ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

La elección del tipo de cimentación depende especialmente de las propiedades mecánicas del terreno, como su cohesión, su ángulo de rozamiento interno, nivel freático y de la magnitud de las cargas existentes. A partir de todos esos datos se calcula la capacidad portante, que junto con la homogeneidad del terreno determinan el tipo de cimentación. Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar. Cuando por problemas con la capacidad portante o la homogeneidad del mismo no es posible usar cimentación superficial se valoran otros tipos de cimentaciones.

Para fines de este trabajo, se asume que las condiciones del terreno en donde se ubicará la estructura diseñada, son adecuadas para considerar una cimentación de tipo superficial, siendo la más recomendada de este tipo, la zapata aislada.

Este tipo de cimentación resulta adecuado, ya que debido al tipo de conexión que se diseñó se observa que los momentos en la base de las columnas es cero.

En la tabla siguiente se puede observar la comparación entre los nudos más críticos para cada diseño (AISC 9a y 13a edición), y en base a estos resultados se concluye si será necesario analizar una cimentación diferente para cada uno, debido a los esfuerzos actuantes.

AISC 9a EDICIÓN			AISC 13a EDICIÓN		
Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
-15.014	21.973	-0.976	-14.328	19.910	0.000

Se puede observar que las reacciones verticales, que son las cargas axiales que la zapata tendrá que resistir, no variaron significativamente (2 kips), y las fuerzas horizontales tampoco (1 kip), por lo que el diseño de la cimentación para ambos casos puede ser el mismo y no conviene analizar un

tipo de cimentación distinta o tomar consideraciones adicionales para ninguno de los dos casos.

### DETALLES FINALES DE DISEÑO

Figura 68. Detalle de miembros críticos según AISC 9a edición

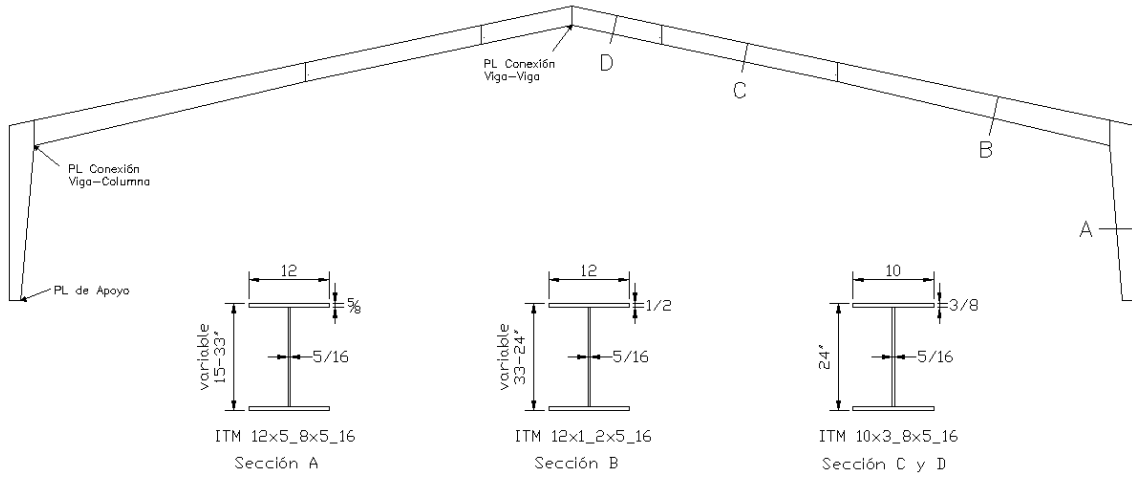
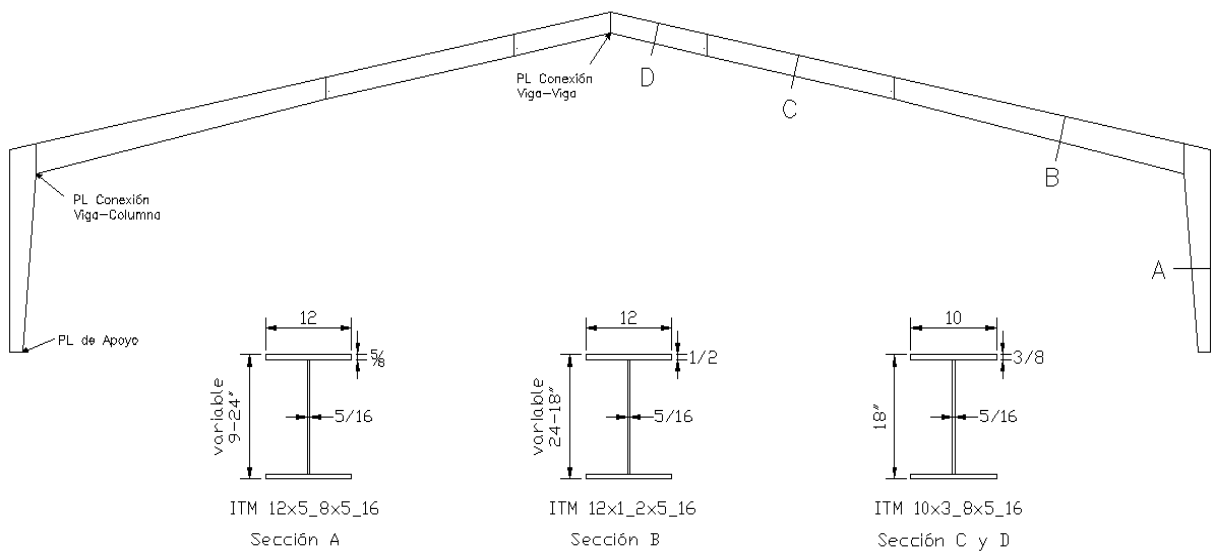


Figura 69. Detalle de miembros críticos según AISC 13a edición



### CUADRO COMPARATIVO ENTRE RELACIONES DE ESFUERZO

<b>Miembro</b>	<b>AISC 9a EDICIÓN</b>	<b>AISC 13a EDICIÓN</b>
Viga 1	0.995	0.97
Viga 2	0.864	0.904
Viga 3	0.675	0.901
Columna 1	0.985	0.879
Columna 2	0.928	0.88

### COMPARACIÓN ENTRE PESOS TOTALES

<b>AISC 9a EDICIÓN</b>	<b>AISC 13a EDICIÓN</b>
156.121 kips	134.964 kips



## VIII. CONCLUSIONES

1. Los límites de esbeltez para la clasificación de los miembros, varían entre los dos manuales, siendo los de la 13a edición, más amplio el rango entre el límite de compactas y no compactas.
2. El peralte de los miembros diseñados por las especificaciones AISC 13a edición resultaron entre un 20-40% menores a los peraltes de los miembros diseñados según la 9a edición de la AISC.
3. El espesor de la placa de apoyo diseñada según las especificaciones AISC 9a edición resultó en (1/16") menor a la placa diseñada por las normas AISC 13a edición.
4. Respecto al tamaño de garganta de la soldadura a utilizar, la variación fue de 1/4" a 5/16" según las especificaciones AISC 9a y 13a edición, respectivamente.
5. El análisis estructural aplicado al marco dio como resultado una envolvente de momento con momento negativo solamente en el extremo de la conexión a la columna, razón por la cual no se diseñó la sección de Viga 3 acartelada.
6. La conexión pernada viga-columna para las especificaciones AISC 13a edición resultó más crítica que con la 9a edición, debido a la aplicación de las normas del manual de diseño sísmico (Seismic Design Manual) de la AISC.



## IX. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda la utilización del manual de diseño en acero AISC 13a edición debido a la alta efectividad las secciones requeridas para el cumplimiento de los esfuerzos principales en marcos rígidos.
2. Se recomienda el uso del manual de diseño sísmico en conexiones de tipo parcialmente restringidas o totalmente restringidas, con el objeto de realizar diseños estructurales que satisfagan las cargas y sollicitaciones sísmicas propias de la región donde se edificará la estructura.
3. Consultar códigos y normas internacionales de diseño, como son IBC, publicaciones ASCE/SEI 7 u otros códigos de constante actualización ya que estos rigen valores unitarios de cargas y combinaciones de importante consideración en el diseño de estructuras de acero.



## X. BIBLIOGRAFÍA

- American Institute of Steel Construction. 1989. *Allowable Stress Design*. Ninth edition. Chicago, Illinois.
- American Institute of Steel Construction. 2005. *Steel Construction Manual*. Thirteenth edition. USA.
- American Institute of Steel Construction. 2006. *Seismic Design Manual*. USA.
- American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute. 2005. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. 388 págs.
- American Society of Civil Engineers / 1990. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. 94 págs.
- Chavarría, Mario A. 2002. *Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) de Edificio de Acero de Seis Niveles, con Combinación Cuadrática Completa (CQC) para Análisis Sísmico*. Tesis Universidad del Valle de Guatemala. 237 págs.
- González Cuevas, Óscar. 2006. *Análisis Estructural*. Editorial Limusa. México. 584 págs.
- Hibbeler, Russell C. 1997. *Análisis Estructural*. Tercera edición. Traducido por Ing. José de la Cera Alonso. México. Editorial Pearson Prentice Hall. 730 págs.
- McCormac, Jack. 1996. *Diseño de Estructuras Metálicas*. Método ASD. 4a. Edición. Editorial Alfaomega. México. 738 págs.
- Salmon, Charles; Johnson, John. 1996. *Steel Structures Design and Behavior. Emphasizing Load and Resistance Factor Design*. 4<sup>th</sup> Edition. Prentice Hall. New Jersey. 1024 págs.
- Uniform Building Code. 1997. Volume 2. 95 págs.

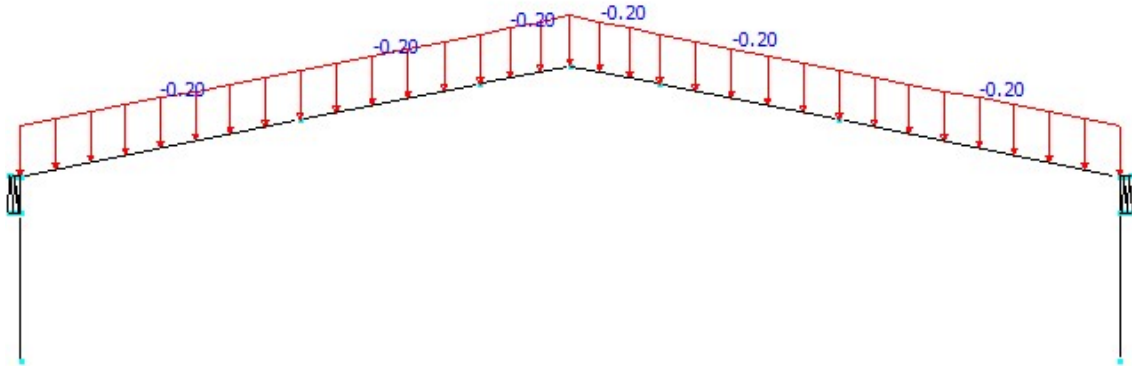


## XI. ANEXOS

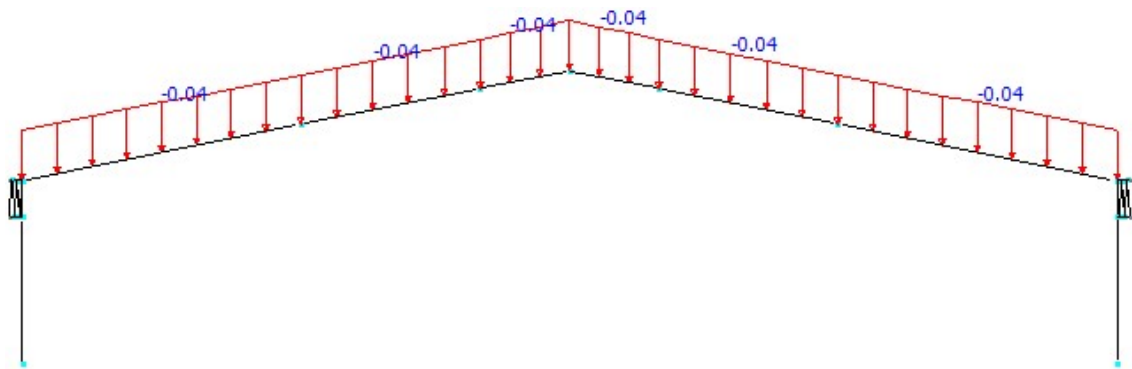
### A. INPUT DE DATOS

#### 1. AISC 9a edición

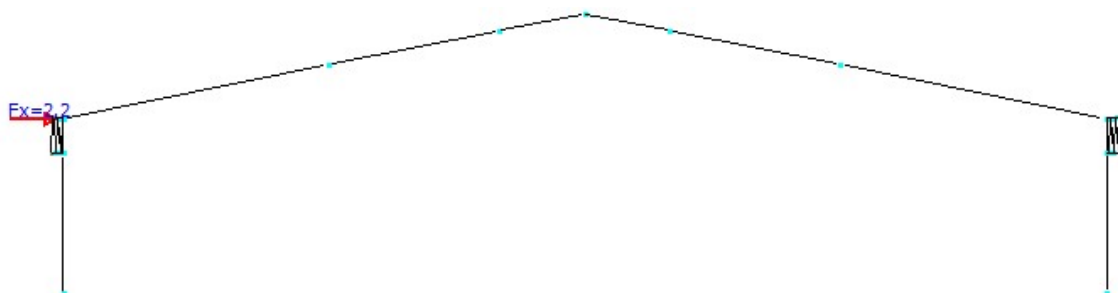
##### a. Carga viva

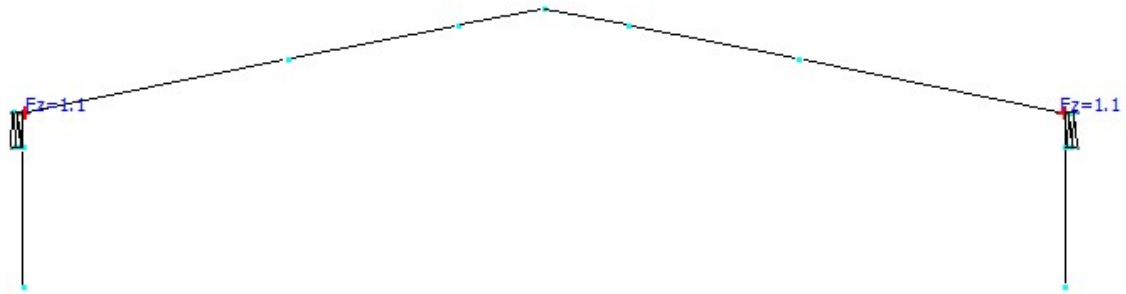
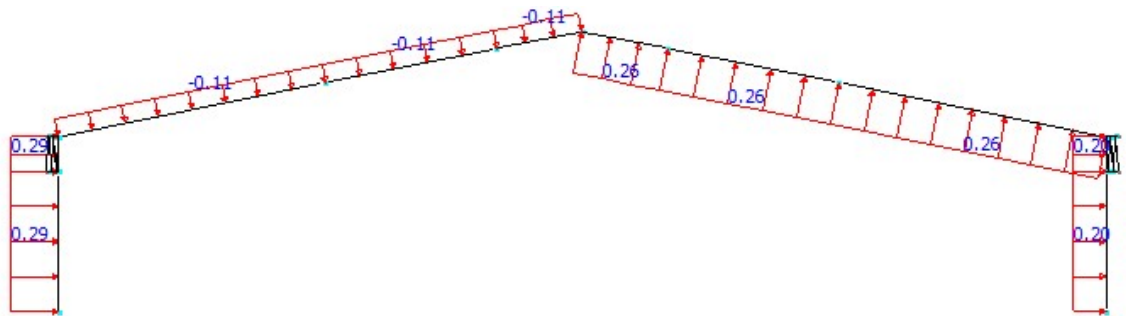
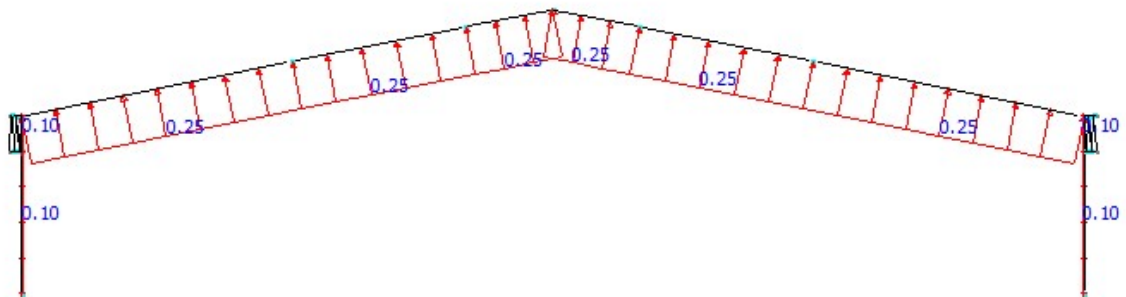
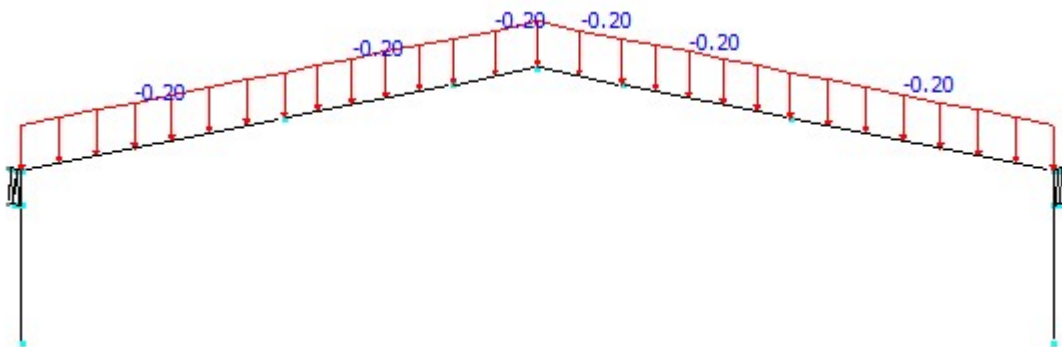


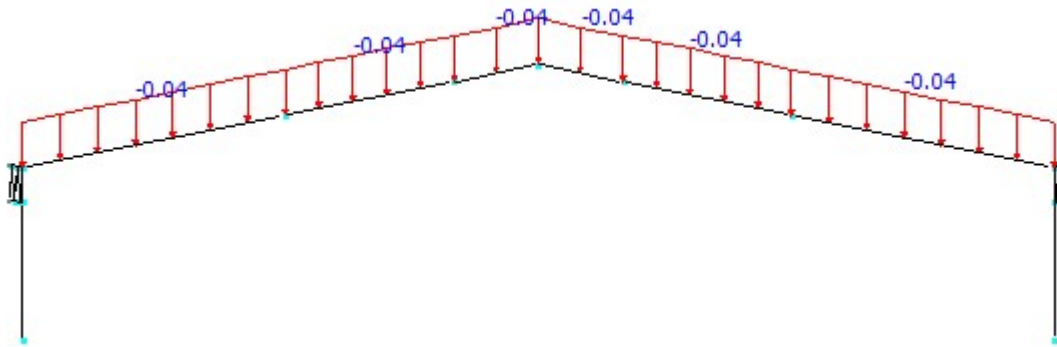
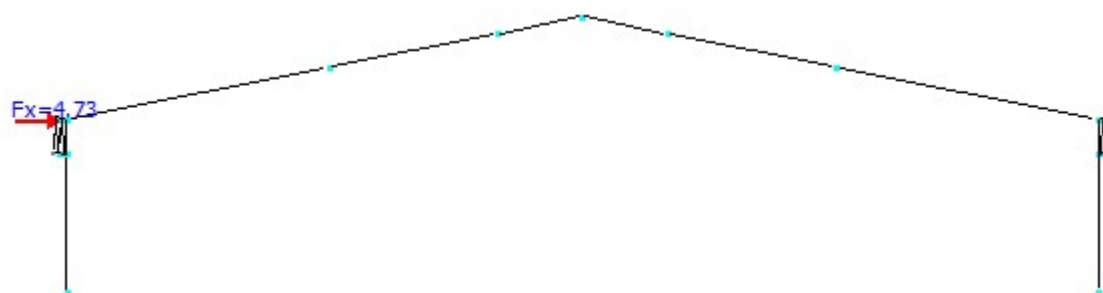
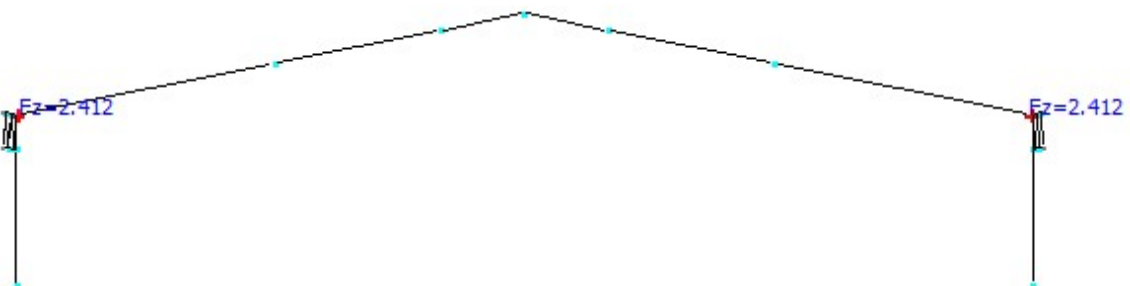
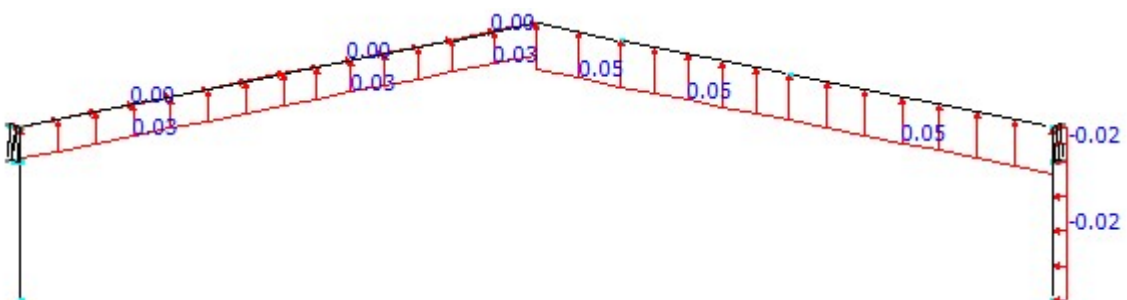
##### b. Carga muerta



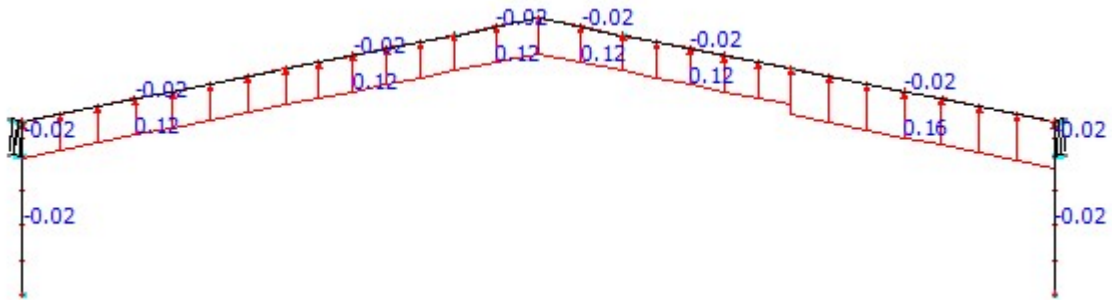
##### c. Sismo en x



**d. Sismo en z****e. Viento en x****f. Viento en z****2. AISC 13a edición****a. Carga viva**

**b. Carga muerta****c. Sismo en x****d. Sismo en z****e. Viento en x**

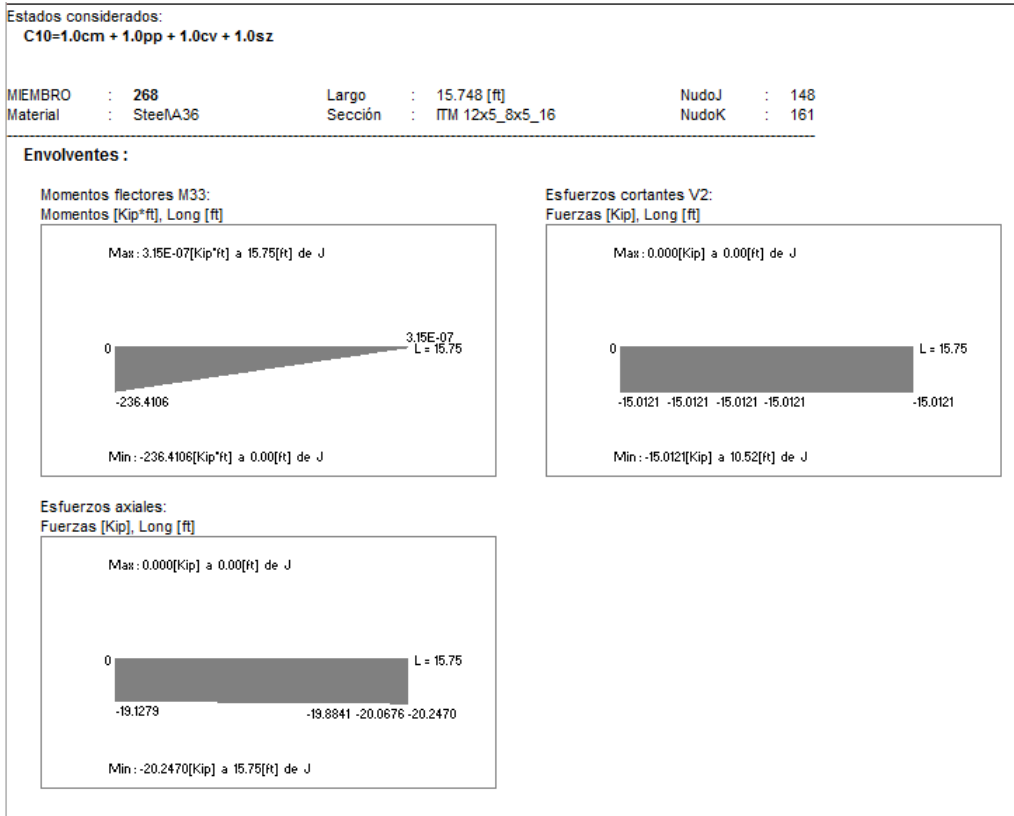
f. Viento en z



B. DIAGRAMAS DE ESFUERZOS PRINCIPALES

1. AISC 9a edición

a. Columna 1



## b. Columna 2

Estados considerados:

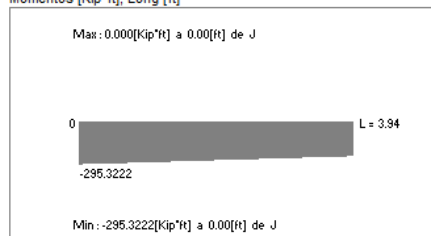
C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz

MIEMBRO : 256                      Largo : 3.937 [ft]                      NudoJ : 137  
 Material : SteelA36                      Sección : ITM 12x5\_8x5\_16                      NudoK : 149

Envoltentes :

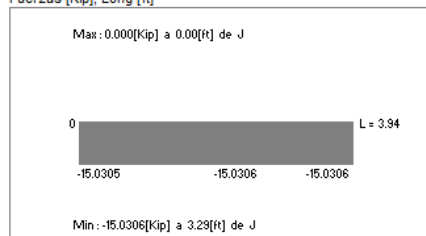
Momentos flectores M33:

Momentos [Kip\*ft], Long [ft]



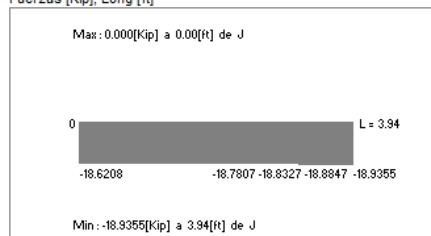
Esfuerzos cortantes V2:

Fuerzas [Kip], Long [ft]



Esfuerzos axiales:

Fuerzas [Kip], Long [ft]



## c. Viga 1

Estados considerados:

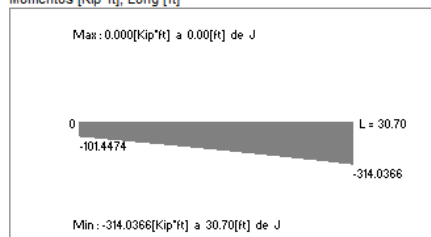
C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx

MIEMBRO : 8                      Largo : 30.697 [ft]                      NudoJ : 7  
 Material : SteelA36                      Sección : ITM 12x1\_2x5\_16                      NudoK : 8

Envoltentes :

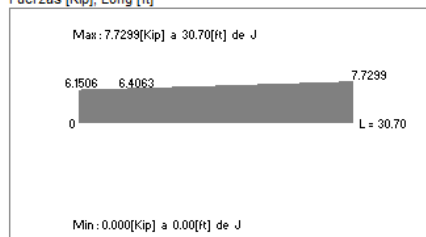
Momentos flectores M33:

Momentos [Kip\*ft], Long [ft]



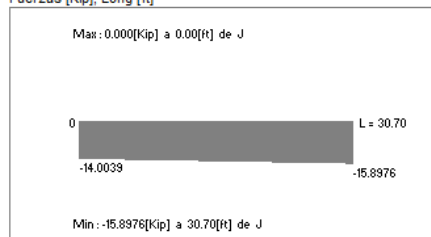
Esfuerzos cortantes V2:

Fuerzas [Kip], Long [ft]



Esfuerzos axiales:

Fuerzas [Kip], Long [ft]



### d. Viga 2

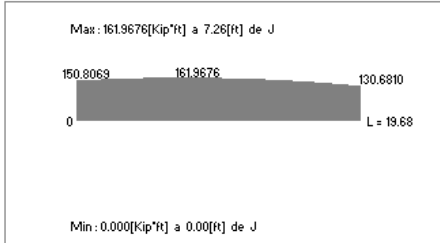
Estados considerados:

C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx

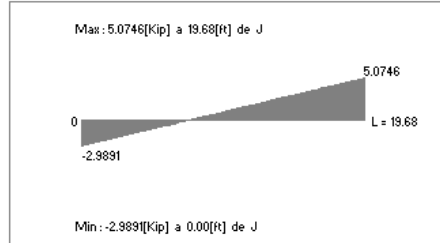
MIEMBRO	: 4	Largo	: 19.682 [ft]	NudoJ	: 3
Material	: SteelA36	Sección	: ITM 10x3_8x5_16	NudoK	: 4

Envolventes :

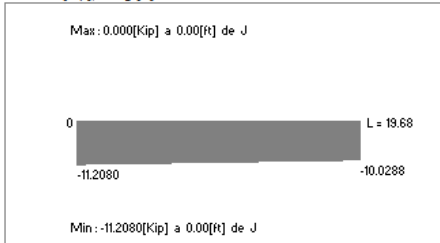
Momentos flectores M33:  
Momentos [Kip\*ft], Long [ft]



Esfuerzos cortantes V2:  
Fuerzas [Kip], Long [ft]



Esfuerzos axiales:  
Fuerzas [Kip], Long [ft]



### e. Viga 3

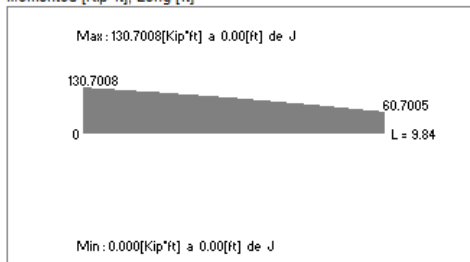
Estados considerados:

C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx

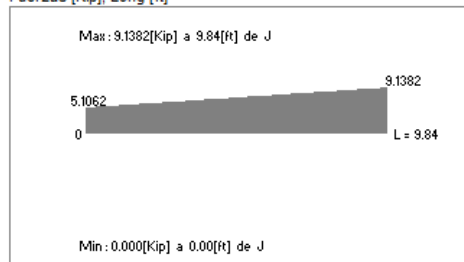
MIEMBRO	: 5	Largo	: 9.842 [ft]	NudoJ	: 4
Material	: SteelA36	Sección	: ITM 10x3_8x5_16	NudoK	: 5

Envolventes :

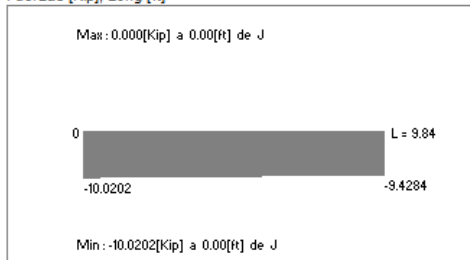
Momentos flectores M33:  
Momentos [Kip\*ft], Long [ft]



Esfuerzos cortantes V2:  
Fuerzas [Kip], Long [ft]



Esfuerzos axiales:  
Fuerzas [Kip], Long [ft]



## 2. AISC 13a edición

### a. Columna 1

Estados considerados:

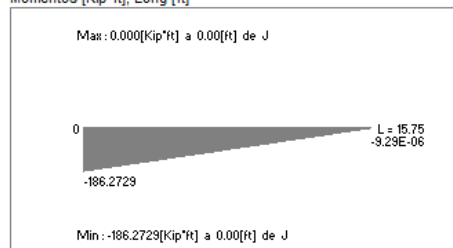
C11=1.0cm +1.0pp + 0.7sz + 0.75cv

MIEMBRO : 152                      Largo : 15.748 [ft]                      NudoJ : 20  
Material : SteelA36                      Sección : ITM 12x5\_8x5\_16                      NudoK : 150

Envoltentes :

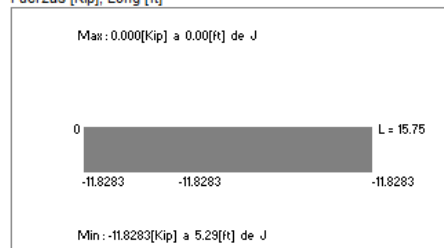
Momentos flectores M33:

Momentos [Kip\*ft], Long [ft]



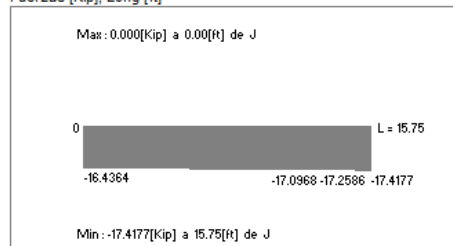
Esfuerzos cortantes V2:

Fuerzas [Kip], Long [ft]



Esfuerzos axiales:

Fuerzas [Kip], Long [ft]



### b. Columna 2

Estados considerados:

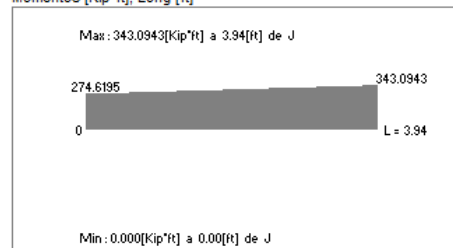
C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx

MIEMBRO : 60                      Largo : 3.937 [ft]                      NudoJ : 48  
Material : SteelA36                      Sección : ITM 12x5\_8x5\_16                      NudoK : 60

Envoltentes :

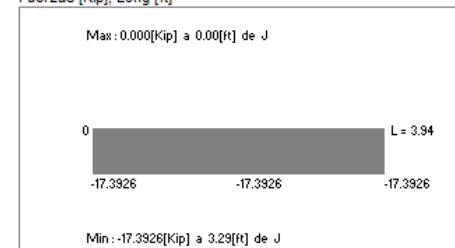
Momentos flectores M33:

Momentos [Kip\*ft], Long [ft]



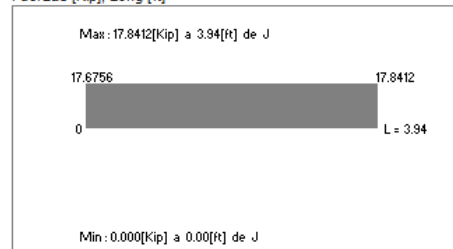
Esfuerzos cortantes V2:

Fuerzas [Kip], Long [ft]



Esfuerzos axiales:

Fuerzas [Kip], Long [ft]



### c. Viga 1

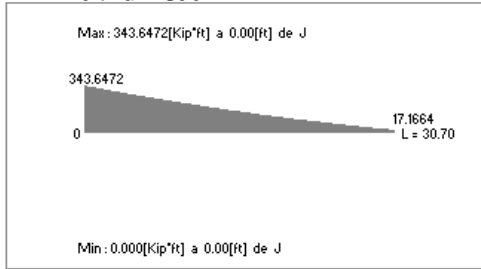
Estados considerados:

C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx

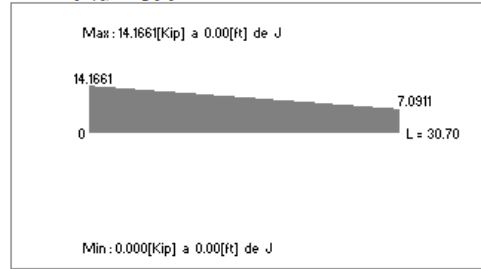
MIEMBRO	: 73	Largo	: 30.700 [ft]	NudoJ	: 60
Material	: SteelA36	Sección	: ITM 12x1_2x5_16	NudoK	: 73

Envolventes :

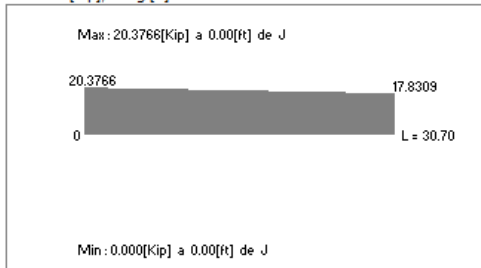
Momentos flectores M33:  
Momentos [Kip\*ft], Long [ft]



Esfuerzos cortantes V2:  
Fuerzas [Kip], Long [ft]



Esfuerzos axiales:  
Fuerzas [Kip], Long [ft]



### d. Viga 2

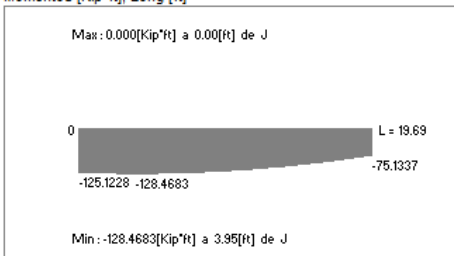
Estados considerados:

C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx

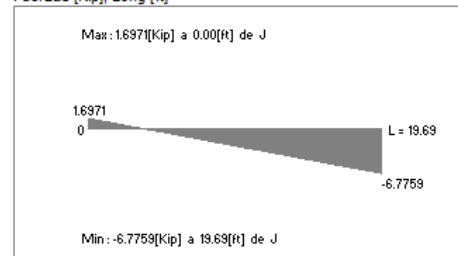
MIEMBRO	: 125	Largo	: 19.685 [ft]	NudoJ	: 112
Material	: SteelA36	Sección	: ITM 10x3_8x5_16	NudoK	: 125

Envolventes :

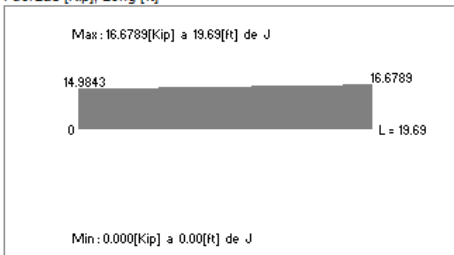
Momentos flectores M33:  
Momentos [Kip\*ft], Long [ft]



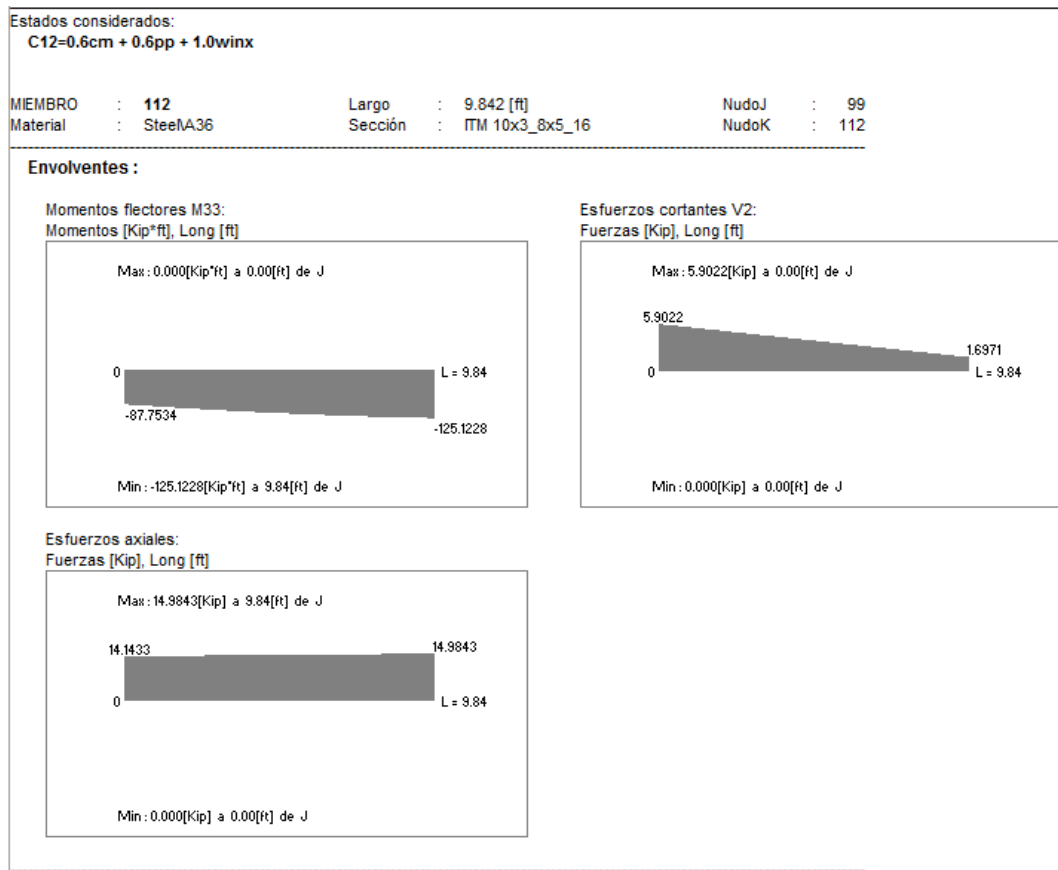
Esfuerzos cortantes V2:  
Fuerzas [Kip], Long [ft]



Esfuerzos axiales:  
Fuerzas [Kip], Long [ft]



## e. Viga 3



## C. REACCIONES EN NUDOS

## 1. AISC 9a edición

Nudo	Fuerzas [Kip]			Momentos [Kip*ft]		
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Estado C1=1.0cm+1.0pp						
1	5.27615	8.31859	0.00512	0.00000	0.00000	0.00000
9	-5.27615	8.31841	0.00508	0.00000	0.00000	0.00000
24	5.27653	8.66804	-0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
25	5.27675	8.62083	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
27	5.27669	8.62363	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
29	5.27669	8.62350	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	5.27670	8.62356	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	5.27671	8.62355	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
35	5.27673	8.62356	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
37	5.27674	8.62356	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
39	5.27669	8.62355	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
41	5.27668	8.62364	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
43	5.27674	8.62077	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
45	5.27654	8.66856	0.00034	0.00000	0.00000	0.00000
47	5.27728	8.31822	-0.00478	0.00000	0.00000	0.00000

150	-5.27650	8.66800	-0.00034	0.00000	0.00000	0.00000
151	-5.27671	8.62082	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
152	-5.27665	8.62354	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
153	-5.27669	8.62345	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
154	-5.27666	8.62347	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
155	-5.27668	8.62347	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
156	-5.27666	8.62344	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
157	-5.27665	8.62344	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
158	-5.27668	8.62345	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
159	-5.27667	8.62355	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
160	-5.27672	8.62076	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
161	-5.27652	8.66835	0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
162	-5.27732	8.31824	-0.00481	0.00000	0.00000	0.00000
-----						
SUM	0.00035	240.40594	0.00022	0.00000	0.00000	0.00000

## Estado C2=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv

1	15.01099	20.43225	0.00561	0.00000	0.00000	0.00000
9	-15.01098	20.43175	0.00550	0.00000	0.00000	0.00000
24	15.01207	20.78061	-0.00011	0.00000	0.00000	0.00000
25	15.01269	20.73375	0.00018	0.00000	0.00000	0.00000
27	15.01253	20.73660	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
29	15.01251	20.73642	0.00013	0.00000	0.00000	0.00000
31	15.01255	20.73659	0.00011	0.00000	0.00000	0.00000
33	15.01257	20.73658	0.00008	0.00000	0.00000	0.00000
35	15.01263	20.73659	0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
37	15.01268	20.73661	0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
39	15.01253	20.73657	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
41	15.01248	20.73664	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
43	15.01266	20.73368	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
45	15.01209	20.78109	0.00029	0.00000	0.00000	0.00000
47	15.01421	20.43197	-0.00542	0.00000	0.00000	0.00000
150	-15.01199	20.78049	-0.00022	0.00000	0.00000	0.00000
151	-15.01257	20.73374	0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
152	-15.01241	20.73638	0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
153	-15.01253	20.73630	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
154	-15.01244	20.73635	-0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
155	-15.01248	20.73637	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
156	-15.01243	20.73628	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
157	-15.01241	20.73628	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
158	-15.01250	20.73631	-0.00009	0.00000	0.00000	0.00000
159	-15.01247	20.73642	-0.00012	0.00000	0.00000	0.00000
160	-15.01262	20.73367	-0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
161	-15.01204	20.78052	0.00018	0.00000	0.00000	0.00000
162	-15.01431	20.43204	-0.00552	0.00000	0.00000	0.00000
-----						
SUM	0.00101	579.56884	0.00063	0.00000	0.00000	0.00000

## Estado C3=1.0cm + 1.0pp + 1.0winx

1	-5.56272	7.65202	0.00531	0.00000	0.00000	0.00000
---	----------	---------	---------	---------	---------	---------

9	-8.16711	0.24439	0.00448	0.00000	0.00000	0.00000
24	-4.76994	8.19306	-0.00011	0.00000	0.00000	0.00000
25	-5.53923	7.95567	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
27	-5.64795	7.92366	0.00014	0.00000	0.00000	0.00000
29	-5.63287	7.92458	0.00017	0.00000	0.00000	0.00000
31	-5.63287	7.92466	0.00016	0.00000	0.00000	0.00000
33	-5.63309	7.92465	0.00016	0.00000	0.00000	0.00000
35	-5.63305	7.92466	0.00017	0.00000	0.00000	0.00000
37	-5.63273	7.92474	0.00017	0.00000	0.00000	0.00000
39	-5.63309	7.92472	0.00018	0.00000	0.00000	0.00000
41	-5.63301	7.92474	0.00017	0.00000	0.00000	0.00000
43	-5.63299	7.92049	0.00017	0.00000	0.00000	0.00000
45	-5.63264	7.96964	0.00052	0.00000	0.00000	0.00000
47	-5.63375	7.61891	-0.00458	0.00000	0.00000	0.00000
150	-7.48604	0.40373	-0.00074	0.00000	0.00000	0.00000
151	-8.14460	0.54621	-0.00018	0.00000	0.00000	0.00000
152	-8.25175	0.58351	-0.00034	0.00000	0.00000	0.00000
153	-8.23718	0.58251	-0.00035	0.00000	0.00000	0.00000
154	-8.23714	0.58177	-0.00033	0.00000	0.00000	0.00000
155	-8.23718	0.58176	-0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
156	-8.23725	0.58200	-0.00028	0.00000	0.00000	0.00000
157	-8.23703	0.58188	-0.00028	0.00000	0.00000	0.00000
158	-8.23721	0.58196	-0.00026	0.00000	0.00000	0.00000
159	-8.23718	0.58205	-0.00022	0.00000	0.00000	0.00000
160	-8.23720	0.57920	-0.00024	0.00000	0.00000	0.00000
161	-8.23671	0.62722	0.00014	0.00000	0.00000	0.00000
162	-8.23820	0.27562	-0.00458	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-192.27172	118.04000	-0.00087	0.00000	0.00000	0.00000
-----	------------	-----------	----------	---------	---------	---------

**Estado C4=1.0cm + 1.0pp + 1.0winz**

1	-6.32343	-7.94123	-1.97046	0.00000	0.00000	0.00000
9	6.32342	-7.94138	-1.97046	0.00000	0.00000	0.00000
24	-6.32390	-5.57623	-2.04783	0.00000	0.00000	0.00000
25	-6.32415	-6.17967	-2.04232	0.00000	0.00000	0.00000
27	-6.32406	-6.13958	-2.04359	0.00000	0.00000	0.00000
29	-6.32406	-6.14115	-2.04458	0.00000	0.00000	0.00000
31	-6.32409	-6.14113	-2.04551	0.00000	0.00000	0.00000
33	-6.32409	-6.14107	-2.04639	0.00000	0.00000	0.00000
35	-6.32413	-6.14103	-2.04720	0.00000	0.00000	0.00000
37	-6.32418	-6.14098	-2.04797	0.00000	0.00000	0.00000
39	-6.32408	-6.14089	-2.04868	0.00000	0.00000	0.00000
41	-6.32414	-6.14218	-2.04934	0.00000	0.00000	0.00000
43	-6.32423	-6.10829	-2.04975	0.00000	0.00000	0.00000
45	-6.32389	-6.61085	-2.05449	0.00000	0.00000	0.00000
47	-6.32473	-4.94522	-1.98527	0.00000	0.00000	0.00000
150	6.32382	-5.57626	-2.04784	0.00000	0.00000	0.00000
151	6.32409	-6.17988	-2.04232	0.00000	0.00000	0.00000
152	6.32408	-6.13961	-2.04359	0.00000	0.00000	0.00000
153	6.32411	-6.14118	-2.04458	0.00000	0.00000	0.00000

154	6.32405	-6.14110	-2.04552	0.00000	0.00000	0.00000
155	6.32409	-6.14108	-2.04639	0.00000	0.00000	0.00000
156	6.32405	-6.14099	-2.04721	0.00000	0.00000	0.00000
157	6.32403	-6.14094	-2.04797	0.00000	0.00000	0.00000
158	6.32408	-6.14089	-2.04868	0.00000	0.00000	0.00000
159	6.32403	-6.14224	-2.04934	0.00000	0.00000	0.00000
160	6.32410	-6.10827	-2.04976	0.00000	0.00000	0.00000
161	6.32383	-6.61054	-2.05450	0.00000	0.00000	0.00000
162	6.32486	-4.94728	-1.98528	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-0.00050	-172.98113	-57.04685	0.00000	0.00000	0.00000
-----	----------	------------	-----------	---------	---------	---------

**Estado C5=1.0cm + 1.0pp + 1.0sx**

1	3.98770	7.99205	0.00539	0.00000	0.00000	0.00000
9	-6.01414	8.64493	0.00480	0.00000	0.00000	0.00000
24	5.08884	8.58904	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
25	4.01949	8.29563	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
27	3.88060	8.25528	0.00018	0.00000	0.00000	0.00000
29	3.90051	8.25622	0.00021	0.00000	0.00000	0.00000
31	3.90030	8.25697	0.00020	0.00000	0.00000	0.00000
33	3.90025	8.25686	0.00020	0.00000	0.00000	0.00000
35	3.90025	8.25686	0.00020	0.00000	0.00000	0.00000
37	3.90031	8.25688	0.00019	0.00000	0.00000	0.00000
39	3.90021	8.25687	0.00019	0.00000	0.00000	0.00000
41	3.90020	8.25695	0.00019	0.00000	0.00000	0.00000
43	3.90026	8.25390	0.00017	0.00000	0.00000	0.00000
45	3.90014	8.30196	0.00053	0.00000	0.00000	0.00000
47	3.90058	7.95123	-0.00458	0.00000	0.00000	0.00000
150	-5.45766	8.74706	-0.00061	0.00000	0.00000	0.00000
151	-5.98746	8.94605	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
152	-6.11708	8.99192	-0.00022	0.00000	0.00000	0.00000
153	-6.10065	8.99076	-0.00026	0.00000	0.00000	0.00000
154	-6.09998	8.99007	-0.00025	0.00000	0.00000	0.00000
155	-6.10026	8.99010	-0.00024	0.00000	0.00000	0.00000
156	-6.10020	8.99008	-0.00024	0.00000	0.00000	0.00000
157	-6.10019	8.99008	-0.00024	0.00000	0.00000	0.00000
158	-6.10023	8.99010	-0.00024	0.00000	0.00000	0.00000
159	-6.10022	8.99020	-0.00024	0.00000	0.00000	0.00000
160	-6.10027	8.98741	-0.00025	0.00000	0.00000	0.00000
161	-6.10002	9.03491	0.00010	0.00000	0.00000	0.00000
162	-6.10103	8.68504	-0.00502	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-28.59977	240.40542	0.00010	0.00000	0.00000	0.00000
-----	-----------	-----------	---------	---------	---------	---------

**Estado C6=1.0cm + 1.0pp + 1.0sz**

1	5.27615	6.84882	-0.94851	0.00000	0.00000	0.00000
9	-5.27615	6.84859	-0.94858	0.00000	0.00000	0.00000
24	5.27652	9.20497	-1.02860	0.00000	0.00000	0.00000
25	5.27674	8.51717	-1.02047	0.00000	0.00000	0.00000
27	5.27671	8.62764	-1.02383	0.00000	0.00000	0.00000

29	5.27669	8.62108	-1.02617	0.00000	0.00000	0.00000
31	5.27669	8.62157	-1.02835	0.00000	0.00000	0.00000
33	5.27671	8.62175	-1.03033	0.00000	0.00000	0.00000
35	5.27672	8.62192	-1.03212	0.00000	0.00000	0.00000
37	5.27671	8.62209	-1.03372	0.00000	0.00000	0.00000
39	5.27669	8.62227	-1.03513	0.00000	0.00000	0.00000
41	5.27661	8.62100	-1.03638	0.00000	0.00000	0.00000
43	5.27666	8.65622	-1.03723	0.00000	0.00000	0.00000
45	5.27654	8.13478	-1.04245	0.00000	0.00000	0.00000
47	5.27732	9.86121	-0.97581	0.00000	0.00000	0.00000
150	-5.27652	9.20510	-1.02868	0.00000	0.00000	0.00000
151	-5.27671	8.51723	-1.02054	0.00000	0.00000	0.00000
152	-5.27661	8.62769	-1.02390	0.00000	0.00000	0.00000
153	-5.27667	8.62120	-1.02625	0.00000	0.00000	0.00000
154	-5.27665	8.62165	-1.02843	0.00000	0.00000	0.00000
155	-5.27665	8.62181	-1.03041	0.00000	0.00000	0.00000
156	-5.27664	8.62196	-1.03220	0.00000	0.00000	0.00000
157	-5.27665	8.62213	-1.03379	0.00000	0.00000	0.00000
158	-5.27666	8.62232	-1.03521	0.00000	0.00000	0.00000
159	-5.27669	8.62104	-1.03646	0.00000	0.00000	0.00000
160	-5.27673	8.65644	-1.03731	0.00000	0.00000	0.00000
161	-5.27655	8.13487	-1.04253	0.00000	0.00000	0.00000
162	-5.27730	9.85992	-0.97588	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	0.00030	240.40446	-28.59929	0.00000	0.00000	0.00000
-----	---------	-----------	-----------	---------	---------	---------

**Estado C7=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winx**

1	4.17212	19.76568	0.00580	0.00000	0.00000	0.00000
9	-17.90195	12.35773	0.00490	0.00000	0.00000	0.00000
24	4.96560	20.30563	0.00008	0.00000	0.00000	0.00000
25	4.19671	20.06859	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
27	4.08789	20.03663	0.00028	0.00000	0.00000	0.00000
29	4.10296	20.03750	0.00029	0.00000	0.00000	0.00000
31	4.10298	20.03769	0.00027	0.00000	0.00000	0.00000
33	4.10278	20.03768	0.00025	0.00000	0.00000	0.00000
35	4.10285	20.03769	0.00023	0.00000	0.00000	0.00000
37	4.10320	20.03779	0.00021	0.00000	0.00000	0.00000
39	4.10275	20.03774	0.00020	0.00000	0.00000	0.00000
41	4.10279	20.03774	0.00017	0.00000	0.00000	0.00000
43	4.10293	20.03340	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
45	4.10291	20.08217	0.00048	0.00000	0.00000	0.00000
47	4.10317	19.73266	-0.00522	0.00000	0.00000	0.00000
150	-17.22153	12.51623	-0.00062	0.00000	0.00000	0.00000
151	-17.88046	12.65913	-0.00008	0.00000	0.00000	0.00000
152	-17.98751	12.69635	-0.00027	0.00000	0.00000	0.00000
153	-17.97302	12.69536	-0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
154	-17.97292	12.69465	-0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
155	-17.97299	12.69466	-0.00029	0.00000	0.00000	0.00000
156	-17.97303	12.69484	-0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
157	-17.97279	12.69472	-0.00031	0.00000	0.00000	0.00000

158	-17.97303	12.69482	-0.00031	0.00000	0.00000	0.00000
159	-17.97298	12.69491	-0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
160	-17.97310	12.69211	-0.00033	0.00000	0.00000	0.00000
161	-17.97223	12.73939	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
162	-17.97520	12.38942	-0.00528	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-192.27107	457.20290	-0.00046	0.00000	0.00000	0.00000
-----	------------	-----------	----------	---------	---------	---------

**Estado C8=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0winz**

1	3.41141	4.17243	-1.96997	0.00000	0.00000	0.00000
9	-3.41141	4.17196	-1.97004	0.00000	0.00000	0.00000
24	3.41164	6.53634	-2.04765	0.00000	0.00000	0.00000
25	3.41179	5.93325	-2.04216	0.00000	0.00000	0.00000
27	3.41178	5.97339	-2.04345	0.00000	0.00000	0.00000
29	3.41177	5.97178	-2.04446	0.00000	0.00000	0.00000
31	3.41175	5.97190	-2.04541	0.00000	0.00000	0.00000
33	3.41178	5.97196	-2.04631	0.00000	0.00000	0.00000
35	3.41178	5.97201	-2.04714	0.00000	0.00000	0.00000
37	3.41176	5.97206	-2.04793	0.00000	0.00000	0.00000
39	3.41175	5.97213	-2.04866	0.00000	0.00000	0.00000
41	3.41167	5.97082	-2.04934	0.00000	0.00000	0.00000
43	3.41169	6.00462	-2.04977	0.00000	0.00000	0.00000
45	3.41166	5.50168	-2.05454	0.00000	0.00000	0.00000
47	3.41219	7.16853	-1.98591	0.00000	0.00000	0.00000
150	-3.41166	6.53624	-2.04773	0.00000	0.00000	0.00000
151	-3.41177	5.93304	-2.04223	0.00000	0.00000	0.00000
152	-3.41167	5.97323	-2.04352	0.00000	0.00000	0.00000
153	-3.41173	5.97167	-2.04453	0.00000	0.00000	0.00000
154	-3.41172	5.97178	-2.04549	0.00000	0.00000	0.00000
155	-3.41172	5.97181	-2.04638	0.00000	0.00000	0.00000
156	-3.41172	5.97185	-2.04722	0.00000	0.00000	0.00000
157	-3.41173	5.97190	-2.04800	0.00000	0.00000	0.00000
158	-3.41173	5.97197	-2.04873	0.00000	0.00000	0.00000
159	-3.41177	5.97063	-2.04942	0.00000	0.00000	0.00000
160	-3.41180	6.00464	-2.04985	0.00000	0.00000	0.00000
161	-3.41169	5.50163	-2.05462	0.00000	0.00000	0.00000
162	-3.41214	7.16652	-1.98599	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	0.00016	166.18177	-57.04645	0.00000	0.00000	0.00000
-----	---------	-----------	-----------	---------	---------	---------

**Estado C9=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sx**

1	13.72254	20.10571	0.00588	0.00000	0.00000	0.00000
9	-15.74898	20.75827	0.00522	0.00000	0.00000	0.00000
24	14.82438	20.70161	0.00014	0.00000	0.00000	0.00000
25	13.75543	20.40855	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
27	13.61644	20.36825	0.00032	0.00000	0.00000	0.00000
29	13.63633	20.36914	0.00034	0.00000	0.00000	0.00000
31	13.63615	20.37001	0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
33	13.63611	20.36989	0.00028	0.00000	0.00000	0.00000
35	13.63615	20.36990	0.00026	0.00000	0.00000	0.00000

37	13.63624	20.36993	0.00023	0.00000	0.00000	0.00000
39	13.63605	20.36989	0.00021	0.00000	0.00000	0.00000
41	13.63601	20.36995	0.00019	0.00000	0.00000	0.00000
43	13.63618	20.36681	0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
45	13.63569	20.41449	0.00048	0.00000	0.00000	0.00000
47	13.63751	20.06498	-0.00522	0.00000	0.00000	0.00000
150	-15.19314	20.85955	-0.00049	0.00000	0.00000	0.00000
151	-15.72332	21.05898	0.00009	0.00000	0.00000	0.00000
152	-15.85284	21.10476	-0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
153	-15.83649	21.10362	-0.00021	0.00000	0.00000	0.00000
154	-15.83576	21.10296	-0.00022	0.00000	0.00000	0.00000
155	-15.83607	21.10299	-0.00024	0.00000	0.00000	0.00000
156	-15.83597	21.10292	-0.00026	0.00000	0.00000	0.00000
157	-15.83595	21.10292	-0.00027	0.00000	0.00000	0.00000
158	-15.83605	21.10296	-0.00029	0.00000	0.00000	0.00000
159	-15.83602	21.10307	-0.00032	0.00000	0.00000	0.00000
160	-15.83616	21.10032	-0.00035	0.00000	0.00000	0.00000
161	-15.83554	21.14707	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
162	-15.83802	20.79884	-0.00572	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-28.59911	579.56832	0.00051	0.00000	0.00000	0.00000
-----	-----------	-----------	---------	---------	---------	---------

**Estado C10=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv + 1.0sz**

1	15.01099	18.96248	-0.94802	0.00000	0.00000	0.00000
9	-15.01099	18.96193	-0.94816	0.00000	0.00000	0.00000
24	15.01206	21.31754	-1.02842	0.00000	0.00000	0.00000
25	15.01268	20.63009	-1.02030	0.00000	0.00000	0.00000
27	15.01255	20.74062	-1.02368	0.00000	0.00000	0.00000
29	15.01252	20.73400	-1.02605	0.00000	0.00000	0.00000
31	15.01254	20.73461	-1.02825	0.00000	0.00000	0.00000
33	15.01258	20.73477	-1.03025	0.00000	0.00000	0.00000
35	15.01263	20.73495	-1.03206	0.00000	0.00000	0.00000
37	15.01265	20.73514	-1.03368	0.00000	0.00000	0.00000
39	15.01252	20.73529	-1.03511	0.00000	0.00000	0.00000
41	15.01242	20.73400	-1.03638	0.00000	0.00000	0.00000
43	15.01258	20.76913	-1.03725	0.00000	0.00000	0.00000
45	15.01209	20.24731	-1.04250	0.00000	0.00000	0.00000
47	15.01424	21.97496	-0.97645	0.00000	0.00000	0.00000
150	-15.01201	21.31759	-1.02857	0.00000	0.00000	0.00000
151	-15.01257	20.63015	-1.02045	0.00000	0.00000	0.00000
152	-15.01236	20.74053	-1.02383	0.00000	0.00000	0.00000
153	-15.01250	20.73405	-1.02620	0.00000	0.00000	0.00000
154	-15.01242	20.73454	-1.02840	0.00000	0.00000	0.00000
155	-15.01246	20.73471	-1.03040	0.00000	0.00000	0.00000
156	-15.01242	20.73480	-1.03221	0.00000	0.00000	0.00000
157	-15.01240	20.73497	-1.03383	0.00000	0.00000	0.00000
158	-15.01248	20.73518	-1.03526	0.00000	0.00000	0.00000
159	-15.01249	20.73390	-1.03654	0.00000	0.00000	0.00000
160	-15.01263	20.76935	-1.03740	0.00000	0.00000	0.00000
161	-15.01207	20.24703	-1.04266	0.00000	0.00000	0.00000

162	-15.01429	21.97373	-0.97659	0.00000	0.00000	0.00000
SUM	0.00095	579.56736	-28.59888	0.00000	0.00000	0.00000

## 2. AISC 13a edición

Nudo	Fuerzas [Kip]			Momentos [Kip*ft]		
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
<b>Estado C1=1.0cm + 1.0pp</b>						
1	4.17823	6.64893	0.00511	0.00000	0.00000	0.00000
9	-4.17822	6.64882	0.00512	0.00000	0.00000	0.00000
24	4.18043	6.99795	-0.00033	0.00000	0.00000	0.00000
25	4.18124	6.95135	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
27	4.18110	6.95392	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
29	4.18112	6.95379	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
31	4.18111	6.95381	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
33	4.18112	6.95381	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
35	4.18112	6.95381	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
37	4.18112	6.95380	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
39	4.18112	6.95380	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
41	4.18110	6.95385	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
43	4.18125	6.95131	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
45	4.18050	6.99830	0.00028	0.00000	0.00000	0.00000
47	4.18433	6.64871	-0.00486	0.00000	0.00000	0.00000
150	-4.18043	6.99782	-0.00032	0.00000	0.00000	0.00000
151	-4.18124	6.95132	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
152	-4.18110	6.95383	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
153	-4.18112	6.95377	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
154	-4.18112	6.95376	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
155	-4.18112	6.95376	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
156	-4.18111	6.95376	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
157	-4.18111	6.95377	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
158	-4.18112	6.95377	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
159	-4.18110	6.95382	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
160	-4.18125	6.95121	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
161	-4.18050	6.99829	0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
162	-4.18433	6.64850	-0.00484	0.00000	0.00000	0.00000
SUM	0.00001	193.65334	-0.00024	0.00000	0.00000	0.00000

### Estado C2=1.0cm + 1.0pp + 1.0cv

1	14.32052	18.76260	0.00564	0.00000	0.00000	0.00000
9	-14.32051	18.76228	0.00569	0.00000	0.00000	0.00000
24	14.32805	19.11058	-0.00020	0.00000	0.00000	0.00000
25	14.33086	19.06445	0.00008	0.00000	0.00000	0.00000
27	14.33036	19.06716	0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
29	14.33042	19.06688	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
31	14.33042	19.06695	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000

33	14.33042	19.06693	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
35	14.33043	19.06692	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
37	14.33043	19.06691	-0.00010	0.00000	0.00000	0.00000
39	14.33044	19.06689	-0.00012	0.00000	0.00000	0.00000
41	14.33036	19.06693	-0.00015	0.00000	0.00000	0.00000
43	14.33088	19.06443	-0.00019	0.00000	0.00000	0.00000
45	14.32830	19.11048	0.00012	0.00000	0.00000	0.00000
47	14.34144	18.76286	-0.00579	0.00000	0.00000	0.00000
150	-14.32805	19.11020	-0.00014	0.00000	0.00000	0.00000
151	-14.33086	19.06443	0.00013	0.00000	0.00000	0.00000
152	-14.33036	19.06693	0.00009	0.00000	0.00000	0.00000
153	-14.33043	19.06686	0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
154	-14.33042	19.06686	0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
155	-14.33042	19.06686	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
156	-14.33041	19.06686	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
157	-14.33039	19.06687	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
158	-14.33043	19.06686	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
159	-14.33036	19.06689	-0.00010	0.00000	0.00000	0.00000
160	-14.33087	19.06419	-0.00013	0.00000	0.00000	0.00000
161	-14.32830	19.91050	0.00017	0.00000	0.00000	0.00000
162	-14.34145	18.76220	-0.00574	0.00000	0.00000	0.00000
-----						
SUM	0.00005	532.81976	-0.00084	0.00000	0.00000	0.00000

**Estado C3=1.0cm + 1.0pp + 0.75cv**

1	11.78495	15.73418	0.00550	0.00000	0.00000	0.00000
9	-11.78494	15.73392	0.00555	0.00000	0.00000	0.00000
24	11.79115	16.08242	-0.00023	0.00000	0.00000	0.00000
25	11.79345	16.03617	0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
27	11.79304	16.03885	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
29	11.79310	16.03861	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	11.79309	16.03866	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
33	11.79309	16.03865	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
35	11.79310	16.03864	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
37	11.79310	16.03863	-0.00008	0.00000	0.00000	0.00000
39	11.79311	16.03862	-0.00010	0.00000	0.00000	0.00000
41	11.79304	16.03866	-0.00012	0.00000	0.00000	0.00000
43	11.79347	16.03615	-0.00016	0.00000	0.00000	0.00000
45	11.79135	16.08244	0.00016	0.00000	0.00000	0.00000
47	11.80216	15.73432	-0.00556	0.00000	0.00000	0.00000
150	-11.79115	16.08210	-0.00019	0.00000	0.00000	0.00000
151	-11.79345	16.03616	0.00009	0.00000	0.00000	0.00000
152	-11.79305	16.03865	0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
153	-11.79311	16.03859	0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
154	-11.79310	16.03859	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
155	-11.79310	16.03859	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
156	-11.79309	16.03858	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
157	-11.79307	16.03860	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
158	-11.79310	16.03859	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
159	-11.79304	16.03862	-0.00008	0.00000	0.00000	0.00000

160	-11.79346	16.03594	-0.00011	0.00000	0.00000	0.00000
161	-11.79135	16.08245	0.00020	0.00000	0.00000	0.00000
162	-11.80217	15.73377	-0.00551	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	0.00004	448.02816	-0.00069	0.00000	0.00000	0.00000
-----	---------	-----------	----------	---------	---------	---------

**Estado C4=1.0cm + 1.0pp + 1.0winx**

1	2.14125	4.48606	0.00504	0.00000	0.00000	0.00000
9	-2.19756	4.14611	0.00498	0.00000	0.00000	0.00000
24	2.14229	4.83515	-0.00033	0.00000	0.00000	0.00000
25	2.14275	4.78850	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
27	2.14267	4.79106	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
29	2.14268	4.79094	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
31	2.14268	4.79095	-0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
33	2.14268	4.79095	-0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
35	2.14268	4.79095	-0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
37	2.14268	4.79094	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
39	2.14268	4.79094	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
41	2.14267	4.79100	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
43	2.14276	4.78844	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
45	2.14235	4.83560	0.00034	0.00000	0.00000	0.00000
47	2.14431	4.48562	-0.00466	0.00000	0.00000	0.00000
150	-2.19888	4.49545	-0.00038	0.00000	0.00000	0.00000
151	-2.19929	4.44879	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
152	-2.19921	4.45131	-0.00008	0.00000	0.00000	0.00000
153	-2.19923	4.45125	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
154	-2.19922	4.45124	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
155	-2.19922	4.45124	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
156	-2.19922	4.45124	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
157	-2.19922	4.45124	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
158	-2.19922	4.45124	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
159	-2.19921	4.45130	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
160	-2.19929	4.44870	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
161	-2.19891	4.49595	0.00030	0.00000	0.00000	0.00000
162	-2.20103	4.14585	-0.00469	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-0.79156	128.33803	-0.00008	0.00000	0.00000	0.00000
-----	----------	-----------	----------	---------	---------	---------

**Estado C5=1.0cm + 1.0pp + 1.0winz**

1	-1.56935	1.33084	1.21064	0.00000	0.00000	0.00000
9	1.57242	0.61447	1.32439	0.00000	0.00000	0.00000
24	-2.47776	-1.15932	1.29317	0.00000	0.00000	0.00000
25	-2.13279	-0.42400	1.28796	0.00000	0.00000	0.00000
27	-2.19917	-0.47172	1.28851	0.00000	0.00000	0.00000
29	-2.18930	-0.47019	1.28887	0.00000	0.00000	0.00000
31	-2.19064	-0.47022	1.28925	0.00000	0.00000	0.00000
33	-2.19047	-0.47025	1.28967	0.00000	0.00000	0.00000
35	-2.19052	-0.47027	1.29011	0.00000	0.00000	0.00000
37	-2.19034	-0.47030	1.29059	0.00000	0.00000	0.00000
39	-2.19167	-0.47030	1.29110	0.00000	0.00000	0.00000

41	-2.18186	-0.46866	1.29164	0.00000	0.00000	0.00000
43	-2.24794	-0.52098	1.29194	0.00000	0.00000	0.00000
45	-1.90734	0.30575	1.29926	0.00000	0.00000	0.00000
47	-2.80726	-2.88552	1.20382	0.00000	0.00000	0.00000
150	2.47760	-1.98934	1.41099	0.00000	0.00000	0.00000
151	2.13280	-1.22265	1.40556	0.00000	0.00000	0.00000
152	2.19915	-1.27227	1.40613	0.00000	0.00000	0.00000
153	2.18930	-1.27064	1.40650	0.00000	0.00000	0.00000
154	2.19064	-1.27060	1.40691	0.00000	0.00000	0.00000
155	2.19046	-1.27058	1.40734	0.00000	0.00000	0.00000
156	2.19050	-1.27055	1.40780	0.00000	0.00000	0.00000
157	2.19032	-1.27053	1.40830	0.00000	0.00000	0.00000
158	2.19166	-1.27048	1.40882	0.00000	0.00000	0.00000
159	2.18187	-1.26873	1.40939	0.00000	0.00000	0.00000
160	2.24791	-1.32293	1.40970	0.00000	0.00000	0.00000
161	1.90746	-0.46497	1.41730	0.00000	0.00000	0.00000
162	2.80414	-3.76972	1.31769	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-0.00018	-25.43466	37.45334	0.00000	0.00000	0.00000
-----	----------	-----------	----------	---------	---------	---------

**Estado C6=1.0cm + 1.0pp + 0.7sx**

1	2.45153	6.25587	0.00413	0.00000	0.00000	0.00000
9	-5.04432	7.04192	0.00613	0.00000	0.00000	0.00000
24	3.40553	6.68304	-0.00095	0.00000	0.00000	0.00000
25	2.47128	6.51422	-0.00166	0.00000	0.00000	0.00000
27	2.11116	6.43962	-0.00121	0.00000	0.00000	0.00000
29	2.08432	6.40614	-0.00086	0.00000	0.00000	0.00000
31	2.08286	6.40166	-0.00077	0.00000	0.00000	0.00000
33	2.08492	6.40171	-0.00074	0.00000	0.00000	0.00000
35	2.08528	6.40186	-0.00072	0.00000	0.00000	0.00000
37	2.08533	6.40189	-0.00070	0.00000	0.00000	0.00000
39	2.08533	6.40188	-0.00068	0.00000	0.00000	0.00000
41	2.08532	6.40193	-0.00067	0.00000	0.00000	0.00000
43	2.08553	6.39939	-0.00068	0.00000	0.00000	0.00000
45	2.08475	6.44593	-0.00033	0.00000	0.00000	0.00000
47	2.08648	6.09737	-0.00540	0.00000	0.00000	0.00000
150	-4.89975	7.31270	0.00032	0.00000	0.00000	0.00000
151	-5.06634	7.38857	0.00163	0.00000	0.00000	0.00000
152	-5.34747	7.46834	0.00117	0.00000	0.00000	0.00000
153	-5.40142	7.50157	0.00082	0.00000	0.00000	0.00000
154	-5.39818	7.50600	0.00073	0.00000	0.00000	0.00000
155	-5.39680	7.50595	0.00069	0.00000	0.00000	0.00000
156	-5.39635	7.50578	0.00067	0.00000	0.00000	0.00000
157	-5.39631	7.50574	0.00065	0.00000	0.00000	0.00000
158	-5.39632	7.50573	0.00063	0.00000	0.00000	0.00000
159	-5.39628	7.50580	0.00062	0.00000	0.00000	0.00000
160	-5.39635	7.50306	0.00060	0.00000	0.00000	0.00000
161	-5.39578	7.55070	0.00094	0.00000	0.00000	0.00000
162	-5.40090	7.19965	-0.00428	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-43.04295	193.65402	0.00009	0.00000	0.00000	0.00000
-----	-----------	-----------	---------	---------	---------	---------

## Estado C7=1.0cm + 1.0pp + 0.7sz

1	4.17823	4.44322	-1.42702	0.00000	0.00000	0.00000
9	-4.17823	4.44311	-1.42701	0.00000	0.00000	0.00000
24	4.18043	7.80050	-1.54474	0.00000	0.00000	0.00000
25	4.18125	6.79855	-1.53282	0.00000	0.00000	0.00000
27	4.18110	6.95947	-1.53779	0.00000	0.00000	0.00000
29	4.18112	6.95064	-1.54131	0.00000	0.00000	0.00000
31	4.18112	6.95125	-1.54457	0.00000	0.00000	0.00000
33	4.18112	6.95158	-1.54753	0.00000	0.00000	0.00000
35	4.18113	6.95189	-1.55020	0.00000	0.00000	0.00000
37	4.18113	6.95221	-1.55259	0.00000	0.00000	0.00000
39	4.18113	6.95249	-1.55471	0.00000	0.00000	0.00000
41	4.18111	6.95113	-1.55656	0.00000	0.00000	0.00000
43	4.18126	7.00281	-1.55787	0.00000	0.00000	0.00000
45	4.18051	6.20181	-1.56577	0.00000	0.00000	0.00000
47	4.18433	8.96407	-1.46285	0.00000	0.00000	0.00000
150	-4.18042	7.80030	-1.54472	0.00000	0.00000	0.00000
151	-4.18124	6.79850	-1.53280	0.00000	0.00000	0.00000
152	-4.18110	6.95927	-1.53777	0.00000	0.00000	0.00000
153	-4.18112	6.95044	-1.54129	0.00000	0.00000	0.00000
154	-4.18112	6.95096	-1.54455	0.00000	0.00000	0.00000
155	-4.18112	6.95123	-1.54751	0.00000	0.00000	0.00000
156	-4.18111	6.95148	-1.55018	0.00000	0.00000	0.00000
157	-4.18110	6.95174	-1.55257	0.00000	0.00000	0.00000
158	-4.18112	6.95197	-1.55469	0.00000	0.00000	0.00000
159	-4.18109	6.95055	-1.55654	0.00000	0.00000	0.00000
160	-4.18125	7.00215	-1.55785	0.00000	0.00000	0.00000
161	-4.18049	6.20115	-1.56575	0.00000	0.00000	0.00000
162	-4.18432	8.96321	-1.46283	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	0.00013	193.65768	-42.95235	0.00000	0.00000	0.00000
-----	---------	-----------	-----------	---------	---------	---------

## Estado C8=1.0cm + 1.0pp + 0.75winx + 0.75cv

1	10.25721	14.11203	0.00546	0.00000	0.00000	0.00000
9	-10.29944	13.85689	0.00544	0.00000	0.00000	0.00000
24	10.26255	14.46032	-0.00023	0.00000	0.00000	0.00000
25	10.26458	14.41404	0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
27	10.26422	14.41671	0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
29	10.26427	14.41647	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
31	10.26427	14.41652	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	10.26427	14.41651	-0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
35	10.26428	14.41650	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
37	10.26428	14.41649	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
39	10.26428	14.41647	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
41	10.26423	14.41652	-0.00009	0.00000	0.00000	0.00000
43	10.26460	14.41400	-0.00012	0.00000	0.00000	0.00000
45	10.26274	14.46041	0.00020	0.00000	0.00000	0.00000
47	10.27215	14.11200	-0.00541	0.00000	0.00000	0.00000

150	-10.30499	14.20532	-0.00024	0.00000	0.00000	0.00000
151	-10.30699	14.15926	0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
152	-10.30663	14.16176	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
153	-10.30668	14.16170	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
154	-10.30668	14.16170	-0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
155	-10.30668	14.16170	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
156	-10.30667	14.16169	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
157	-10.30665	14.16170	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
158	-10.30668	14.16170	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
159	-10.30663	14.16173	-0.00009	0.00000	0.00000	0.00000
160	-10.30700	14.15906	-0.00012	0.00000	0.00000	0.00000
161	-10.30516	14.20570	0.00020	0.00000	0.00000	0.00000
162	-10.31469	13.85678	-0.00540	0.00000	0.00000	0.00000
-----						
SUM	-0.59364	399.04168	-0.00057	0.00000	0.00000	0.00000

**Estado C9=1.0cm + 1.0pp + 0.75cv + 0.75winz**

1	7.47426	11.74562	0.90965	0.00000	0.00000	0.00000
9	-7.47195	11.20815	0.99500	0.00000	0.00000	0.00000
24	6.79751	9.96447	0.96989	0.00000	0.00000	0.00000
25	7.05793	10.50466	0.96604	0.00000	0.00000	0.00000
27	7.00784	10.46962	0.96643	0.00000	0.00000	0.00000
29	7.01528	10.47062	0.96668	0.00000	0.00000	0.00000
31	7.01427	10.47064	0.96695	0.00000	0.00000	0.00000
33	7.01441	10.47061	0.96724	0.00000	0.00000	0.00000
35	7.01438	10.47058	0.96755	0.00000	0.00000	0.00000
37	7.01451	10.47056	0.96789	0.00000	0.00000	0.00000
39	7.01352	10.47054	0.96825	0.00000	0.00000	0.00000
41	7.02083	10.47177	0.96864	0.00000	0.00000	0.00000
43	6.97158	10.43193	0.96884	0.00000	0.00000	0.00000
45	7.22547	11.06302	0.97439	0.00000	0.00000	0.00000
47	6.55847	8.58365	0.90095	0.00000	0.00000	0.00000
150	-6.79763	9.34173	1.05830	0.00000	0.00000	0.00000
151	-7.05792	9.90567	1.05427	0.00000	0.00000	0.00000
152	-7.00786	9.86908	1.05468	0.00000	0.00000	0.00000
153	-7.01529	9.87029	1.05494	0.00000	0.00000	0.00000
154	-7.01428	9.87032	1.05522	0.00000	0.00000	0.00000
155	-7.01441	9.87033	1.05553	0.00000	0.00000	0.00000
156	-7.01437	9.87035	1.05585	0.00000	0.00000	0.00000
157	-7.01450	9.87038	1.05620	0.00000	0.00000	0.00000
158	-7.01352	9.87041	1.05658	0.00000	0.00000	0.00000
159	-7.02082	9.87171	1.05699	0.00000	0.00000	0.00000
160	-6.97160	9.83034	1.05720	0.00000	0.00000	0.00000
161	-7.22538	10.48501	1.06296	0.00000	0.00000	0.00000
162	-6.56081	7.92011	0.98639	0.00000	0.00000	0.00000
-----						
SUM	-0.00010	283.71216	28.08950	0.00000	0.00000	0.00000

**Estado C10=1.0cm + 1.0pp + 0.7sx + 0.75cv**

1	10.05825	15.34112	0.00452	0.00000	0.00000	0.00000
---	----------	----------	---------	---------	---------	---------

9	-12.65103	16.12701	0.00655	0.00000	0.00000	0.00000
24	11.01625	15.76751	-0.00085	0.00000	0.00000	0.00000
25	10.08349	15.59905	-0.00158	0.00000	0.00000	0.00000
27	9.72310	15.52455	-0.00115	0.00000	0.00000	0.00000
29	9.69630	15.49095	-0.00082	0.00000	0.00000	0.00000
31	9.69483	15.48651	-0.00075	0.00000	0.00000	0.00000
33	9.69690	15.48655	-0.00074	0.00000	0.00000	0.00000
35	9.69726	15.48670	-0.00074	0.00000	0.00000	0.00000
37	9.69731	15.48672	-0.00074	0.00000	0.00000	0.00000
39	9.69731	15.48670	-0.00074	0.00000	0.00000	0.00000
41	9.69727	15.48673	-0.00075	0.00000	0.00000	0.00000
43	9.69775	15.48424	-0.00077	0.00000	0.00000	0.00000
45	9.69560	15.53007	-0.00046	0.00000	0.00000	0.00000
47	9.70432	15.18298	-0.00610	0.00000	0.00000	0.00000
150	-12.51047	16.39698	0.00045	0.00000	0.00000	0.00000
151	-12.67855	16.47340	0.00174	0.00000	0.00000	0.00000
152	-12.95942	16.55316	0.00125	0.00000	0.00000	0.00000
153	-13.01340	16.58639	0.00088	0.00000	0.00000	0.00000
154	-13.01016	16.59082	0.00077	0.00000	0.00000	0.00000
155	-13.00877	16.59077	0.00072	0.00000	0.00000	0.00000
156	-13.00832	16.59060	0.00068	0.00000	0.00000	0.00000
157	-13.00828	16.59057	0.00064	0.00000	0.00000	0.00000
158	-13.00830	16.59056	0.00060	0.00000	0.00000	0.00000
159	-13.00823	16.59060	0.00057	0.00000	0.00000	0.00000
160	-13.00856	16.58779	0.00053	0.00000	0.00000	0.00000
161	-13.00663	16.63486	0.00084	0.00000	0.00000	0.00000
162	-13.01874	16.28493	-0.00495	0.00000	0.00000	0.00000
-----						
SUM	-43.04292	448.02884	-0.00036	0.00000	0.00000	0.00000

**Estado C11=1.0cm + 1.0pp + 0.7sz + 0.75cv**

1	11.78495	13.52847	-1.42663	0.00000	0.00000	0.00000
9	-11.78494	13.52821	-1.42658	0.00000	0.00000	0.00000
24	11.79115	16.88497	-1.54463	0.00000	0.00000	0.00000
25	11.79346	15.88338	-1.53274	0.00000	0.00000	0.00000
27	11.79305	16.04440	-1.53773	0.00000	0.00000	0.00000
29	11.79310	16.03546	-1.54127	0.00000	0.00000	0.00000
31	11.79310	16.03610	-1.54455	0.00000	0.00000	0.00000
33	11.79310	16.03642	-1.54753	0.00000	0.00000	0.00000
35	11.79311	16.03673	-1.55022	0.00000	0.00000	0.00000
37	11.79311	16.03704	-1.55263	0.00000	0.00000	0.00000
39	11.79312	16.03731	-1.55477	0.00000	0.00000	0.00000
41	11.79305	16.03594	-1.55664	0.00000	0.00000	0.00000
43	11.79348	16.08765	-1.55797	0.00000	0.00000	0.00000
45	11.79136	15.28595	-1.56589	0.00000	0.00000	0.00000
47	11.80217	18.04968	-1.46355	0.00000	0.00000	0.00000
150	-11.79114	16.88458	-1.54458	0.00000	0.00000	0.00000
151	-11.79345	15.88333	-1.53269	0.00000	0.00000	0.00000
152	-11.79304	16.04410	-1.53768	0.00000	0.00000	0.00000
153	-11.79310	16.03527	-1.54122	0.00000	0.00000	0.00000

154	-11.79310	16.03578	-1.54450	0.00000	0.00000	0.00000
155	-11.79309	16.03605	-1.54748	0.00000	0.00000	0.00000
156	-11.79308	16.03630	-1.55017	0.00000	0.00000	0.00000
157	-11.79307	16.03657	-1.55258	0.00000	0.00000	0.00000
158	-11.79310	16.03679	-1.55472	0.00000	0.00000	0.00000
159	-11.79304	16.03536	-1.55659	0.00000	0.00000	0.00000
160	-11.79346	16.08687	-1.55792	0.00000	0.00000	0.00000
161	-11.79135	15.28531	-1.56584	0.00000	0.00000	0.00000
162	-11.80216	18.04849	-1.46351	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	0.00016	448.03250	-42.95280	0.00000	0.00000	0.00000
-----	---------	-----------	-----------	---------	---------	---------

**Estado C12=0.6cm + 0.6pp + 1.0winx**

1	0.46996	1.82649	0.00300	0.00000	0.00000	0.00000
9	-0.52627	1.48658	0.00293	0.00000	0.00000	0.00000
24	0.47012	2.03597	-0.00019	0.00000	0.00000	0.00000
25	0.47025	2.00796	-0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
27	0.47023	2.00949	-0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
29	0.47024	2.00943	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
31	0.47024	2.00942	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
33	0.47024	2.00943	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
35	0.47024	2.00943	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
37	0.47024	2.00942	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
39	0.47024	2.00942	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
41	0.47024	2.00946	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
43	0.47026	2.00792	0.00002	0.00000	0.00000	0.00000
45	0.47015	2.03628	0.00023	0.00000	0.00000	0.00000
47	0.47058	1.82614	-0.00272	0.00000	0.00000	0.00000
150	-0.52671	1.69632	-0.00026	0.00000	0.00000	0.00000
151	-0.52679	1.66827	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
152	-0.52677	1.66977	-0.00007	0.00000	0.00000	0.00000
153	-0.52678	1.66974	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
154	-0.52678	1.66974	-0.00006	0.00000	0.00000	0.00000
155	-0.52678	1.66974	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
156	-0.52678	1.66974	-0.00005	0.00000	0.00000	0.00000
157	-0.52678	1.66974	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
158	-0.52678	1.66974	-0.00004	0.00000	0.00000	0.00000
159	-0.52677	1.66978	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
160	-0.52679	1.66821	-0.00003	0.00000	0.00000	0.00000
161	-0.52671	1.69663	0.00018	0.00000	0.00000	0.00000
162	-0.52729	1.48645	-0.00275	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-0.79157	50.87670	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000
-----	----------	----------	---------	---------	---------	---------

**Estado C13=0.6cm + 0.6pp + 1.0winz**

1	-3.24064	-1.32873	1.20859	0.00000	0.00000	0.00000
9	3.24371	-2.04506	1.32234	0.00000	0.00000	0.00000
24	-4.14993	-3.95850	1.29330	0.00000	0.00000	0.00000
25	-3.80529	-3.20454	1.28797	0.00000	0.00000	0.00000
27	-3.87161	-3.25329	1.28852	0.00000	0.00000	0.00000

29	-3.86175	-3.25170	1.28888	0.00000	0.00000	0.00000
31	-3.86309	-3.25175	1.28927	0.00000	0.00000	0.00000
33	-3.86291	-3.25177	1.28969	0.00000	0.00000	0.00000
35	-3.86296	-3.25179	1.29013	0.00000	0.00000	0.00000
37	-3.86279	-3.25182	1.29061	0.00000	0.00000	0.00000
39	-3.86412	-3.25182	1.29111	0.00000	0.00000	0.00000
41	-3.85430	-3.25020	1.29166	0.00000	0.00000	0.00000
43	-3.92044	-3.30150	1.29196	0.00000	0.00000	0.00000
45	-3.57954	-2.49358	1.29914	0.00000	0.00000	0.00000
47	-4.48099	-5.54500	1.20576	0.00000	0.00000	0.00000
150	4.14977	-4.78847	1.41112	0.00000	0.00000	0.00000
151	3.80530	-4.00318	1.40557	0.00000	0.00000	0.00000
152	3.87159	-4.05380	1.40614	0.00000	0.00000	0.00000
153	3.86175	-4.05214	1.40651	0.00000	0.00000	0.00000
154	3.86309	-4.05211	1.40692	0.00000	0.00000	0.00000
155	3.86291	-4.05208	1.40735	0.00000	0.00000	0.00000
156	3.86295	-4.05205	1.40781	0.00000	0.00000	0.00000
157	3.86276	-4.05204	1.40831	0.00000	0.00000	0.00000
158	3.86411	-4.05198	1.40884	0.00000	0.00000	0.00000
159	3.85431	-4.05026	1.40940	0.00000	0.00000	0.00000
160	3.92041	-4.10341	1.40972	0.00000	0.00000	0.00000
161	3.57966	-3.26428	1.41718	0.00000	0.00000	0.00000
162	4.47788	-6.42912	1.31963	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-0.00018	-102.89599	37.45344	0.00000	0.00000	0.00000
-----	----------	------------	----------	---------	---------	---------

**Estado C14=0.6cm + 0.6pp + 0.7sx**

1	0.78024	3.59629	0.00208	0.00000	0.00000	0.00000
9	-3.37303	4.38239	0.00408	0.00000	0.00000	0.00000
24	1.73336	3.88386	-0.00081	0.00000	0.00000	0.00000
25	0.79878	3.73368	-0.00164	0.00000	0.00000	0.00000
27	0.43872	3.65805	-0.00119	0.00000	0.00000	0.00000
29	0.41187	3.62462	-0.00084	0.00000	0.00000	0.00000
31	0.41041	3.62014	-0.00075	0.00000	0.00000	0.00000
33	0.41248	3.62018	-0.00072	0.00000	0.00000	0.00000
35	0.41283	3.62034	-0.00070	0.00000	0.00000	0.00000
37	0.41288	3.62037	-0.00068	0.00000	0.00000	0.00000
39	0.41288	3.62036	-0.00067	0.00000	0.00000	0.00000
41	0.41288	3.62038	-0.00065	0.00000	0.00000	0.00000
43	0.41303	3.61887	-0.00065	0.00000	0.00000	0.00000
45	0.41255	3.64661	-0.00045	0.00000	0.00000	0.00000
47	0.41275	3.43789	-0.00346	0.00000	0.00000	0.00000
150	-3.22758	4.51357	0.00045	0.00000	0.00000	0.00000
151	-3.39384	4.60804	0.00164	0.00000	0.00000	0.00000
152	-3.67503	4.68680	0.00118	0.00000	0.00000	0.00000
153	-3.72897	4.72006	0.00083	0.00000	0.00000	0.00000
154	-3.72573	4.72449	0.00074	0.00000	0.00000	0.00000
155	-3.72435	4.72444	0.00071	0.00000	0.00000	0.00000
156	-3.72390	4.72427	0.00068	0.00000	0.00000	0.00000
157	-3.72387	4.72424	0.00066	0.00000	0.00000	0.00000

158	-3.72387	4.72423	0.00065	0.00000	0.00000	0.00000
159	-3.72385	4.72427	0.00063	0.00000	0.00000	0.00000
160	-3.72385	4.72258	0.00061	0.00000	0.00000	0.00000
161	-3.72358	4.75139	0.00082	0.00000	0.00000	0.00000
162	-3.72717	4.54025	-0.00234	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	-43.04295	116.19268	0.00018	0.00000	0.00000	0.00000
-----	-----------	-----------	---------	---------	---------	---------

**Estado C15=0.6cm + 0.6pp + 0.7sz**

1	2.50694	1.78365	-1.42907	0.00000	0.00000	0.00000
9	-2.50694	1.78358	-1.42906	0.00000	0.00000	0.00000
24	2.50826	5.00132	-1.54460	0.00000	0.00000	0.00000
25	2.50875	4.01801	-1.53281	0.00000	0.00000	0.00000
27	2.50867	4.17790	-1.53777	0.00000	0.00000	0.00000
29	2.50867	4.16913	-1.54129	0.00000	0.00000	0.00000
31	2.50867	4.16972	-1.54455	0.00000	0.00000	0.00000
33	2.50868	4.17005	-1.54751	0.00000	0.00000	0.00000
35	2.50868	4.17037	-1.55018	0.00000	0.00000	0.00000
37	2.50868	4.17068	-1.55257	0.00000	0.00000	0.00000
39	2.50868	4.17097	-1.55469	0.00000	0.00000	0.00000
41	2.50867	4.16959	-1.55654	0.00000	0.00000	0.00000
43	2.50876	4.22229	-1.55784	0.00000	0.00000	0.00000
45	2.50831	3.40249	-1.56588	0.00000	0.00000	0.00000
47	2.51060	6.30459	-1.46091	0.00000	0.00000	0.00000
150	-2.50825	5.00117	-1.54459	0.00000	0.00000	0.00000
151	-2.50874	4.01797	-1.53280	0.00000	0.00000	0.00000
152	-2.50866	4.17774	-1.53776	0.00000	0.00000	0.00000
153	-2.50867	4.16894	-1.54128	0.00000	0.00000	0.00000
154	-2.50867	4.16945	-1.54454	0.00000	0.00000	0.00000
155	-2.50867	4.16972	-1.54750	0.00000	0.00000	0.00000
156	-2.50867	4.16998	-1.55017	0.00000	0.00000	0.00000
157	-2.50866	4.17024	-1.55256	0.00000	0.00000	0.00000
158	-2.50867	4.17046	-1.55468	0.00000	0.00000	0.00000
159	-2.50866	4.16903	-1.55653	0.00000	0.00000	0.00000
160	-2.50875	4.22166	-1.55783	0.00000	0.00000	0.00000
161	-2.50830	3.40183	-1.56587	0.00000	0.00000	0.00000
162	-2.51059	6.30382	-1.46090	0.00000	0.00000	0.00000

---

SUM	0.00013	116.19635	-42.95226	0.00000	0.00000	0.00000
-----	---------	-----------	-----------	---------	---------	---------

## D. CUADROS COMPARATIVOS ENTRE AISC 9a Y 13a EDICIÓN

A continuación se presentan unas tablas comparativas entre las ecuaciones presentadas por AISC 9a y 13a edición. Estas fueron obtenidas de un documento titulado “**COMPARISON OF ANSI/AISC 360-05 TO 1989 ASD SPECIFICATION** (prepared by James Falls and Jie Zuo)”, el cual es un resumen de los cambios realizados en las especificaciones AISC 13a edición en comparación con la 9a edición.

### Clasificación de Miembros

Case	Width-thickness ratio	2005 Specification		1989 Specification	
		$\lambda_p$	$\lambda_r$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
1	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	$65/\sqrt{F_y}$	$95/\sqrt{F_y}$
2	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_L}$	$65/\sqrt{F_y}$	$95/\sqrt{F_y/k_c}$
3	$b/t$	—	$0.56\sqrt{E/F_y}$	—	$95/\sqrt{F_y}$
4	$b/t$	—	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$	—	$95/\sqrt{F_y/k_c}$
5	$b/t$	—	$0.45\sqrt{E/F_y}$	—	—
6	$b/t$	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	—	—
7	$b/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	—	—
8	$d/t$	—	$0.75\sqrt{E/F_y}$	—	$127/\sqrt{F_y}$
9	$h/t_w$	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	—	$760/\sqrt{F_b}$
10	$h/t_w$	—	$1.49\sqrt{E/F_y}$	—	—
11	$h_c/t_w$	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left( 0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09 \right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	—	—
12	$b/t$	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	$190/\sqrt{F_y}$	$238/\sqrt{F_y}$
13	$h/t$	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	—	—
14	$b/t$	—	$1.49\sqrt{E/F_y}$	—	$253/\sqrt{F_y}$
15 Compression Flexure	$d/t$	—	$0.11E/F_y$	$3300/F_y$	—
	$d/t$	$0.07E/F_y$	$0.31E/F$	$3300/F_y$	—

## Resistencia a Compresión

Case	1989 Specification	2005 Specification
Defined limit between elastic and inelastic buckling	$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} \quad \left( = 4.44 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right)$	$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
$\frac{KL}{r} \leq C_c$	$F_a = \frac{\left[ 1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}}$ (E2-1)	—
$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ or $F_e \geq 0.44F_y$	—	$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y$ (E3-2)
$\frac{KL}{r} > C_c$	$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2}$ (E2-2)	—
$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ or $F_e < 0.44F_y$	—	$F_{cr} = 0.877F_e$ (E3-3)

## 1989 Specification

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2$$

## 2005 Specification

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0$$

Factor de modificación de pandeo lateral-torsional

## Miembros a Corte

Case	1989 Specification	2005 Specification
For $\frac{h}{t} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$	$F_v = 0.40F_y$ (F4-1)	—
For $\frac{h}{t} > \frac{380}{\sqrt{F_y}}$	$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v \leq 0.40F_y$ (F4-2)	—
All	—	$V_n = 0.6F_y A_w C_v$ (G2-1)

## Esfuerzos Combinados

Case	1989 Specification Interaction Equations
All	$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}}\right)F_{bx}} + \frac{C_{my}f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}}\right)F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{H1-1})$
	<p style="text-align: center;">AND <math display="block">\frac{f_a}{0.60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{H1-2})</math></p>
If $\frac{f_a}{F_a} \leq 0.15$	$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (\text{H1-3})$
Case	2005 Specification Interaction Equations
For $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$	$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$
For $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$	$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$

## Resistencia de pernos en conexiones

Comparison of Table J3.2 between the 1989 and 2005 Specification				
	1989 Specification	2005 Specification	1989 Specification	2005 Specification
Description of Fasteners	Allowable Tension, $F_t$ , ksi	Allowable Tensile Stress, $F_{nt} / \Omega$ , ksi	Bearing Type Connections, $F_v$ , ksi	Allowable Shear Stress in Bearing-Type Connections, $F_{nv} / \Omega$ , ksi
A502, Gr. 1 hot-driven rivets	23	—	17.5	—
A502, Gr. 2 and 3, hot-driven rivets	29	—	22	—
A307 bolts	20	22.5	10	12
A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes	44	45	21	24
A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes	44	45	30	30
A490 or A490M bolts, when threads are not excluded from shear planes	54	56.5	28	30
A490 or A490M bolts, when threads are excluded from shear planes	54	56.5	40	37.5
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes	$0.33F_u$	$0.375F_u$	$0.17F_u$	$0.20F_u$
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes	$0.33F_u$	$0.375F_u$	$0.22F_u$	$0.25F_u$