UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

MONOGRAFÍA

TEMA:

"DISEÑO DE UNA EDIFICACIÓN INDUSTRIAL DE ACERO MEDIANTE EL MÉTODO LRFD, COMPARANDO LOS CÓDIGOS DEL AISC Y AISI"

PRESENTADO POR:

BR. ALEJANDRO ANTONIO MARÍN FERNÁNDEZ

BR. GABRIEL EDUARDO LEIVA HERDOCIA

TUTOR:

ING. LUIS MANUEL PADILLA LARIOS

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

LUNES 22 DE JULIO DE 2013
MANAGUA, NICARAGUA

DEDICATORIA

Dedico este documento principalmente a mi familia, a mis padres José Benito Marín Serrano y Josefa Elizabeth Fernández Palma, a mis hermanos Diana, José Carlos, Delvis, José Antonio y Luis Alejandro, sin duda alguna su amor, confianza y compañía han sido la motivación principal para llevar a cabo este documento. También me gustaría honrar con esta tesis a mis abuelos difuntos, mis abuelos paternos José Benito Marín Centeno y Olga María Serrano Tapia, y a mis abuelos maternos Leonardo Enrique Fernández Picado y Guadalupe del Carmen Palma Plazaola. Los principios y valores que inculcaron a mis padres serán reflejados en los logros de todas las generaciones venideras.

También dedico este documento a personas que hicieron posible la culminación del mismo, a Ekaterina por su incondicional cariño, confianza, paciencia y por haber estado a mi lado en los momentos más difíciles, al Doctor Víctor Moncada, por los constantes cuidados médicos de los últimos años, que hicieron posible la culminación de este y todos los trabajos por venir. Finalmente, dedico este documento a todas las personas que de una u otra manera, contribuyeron a mi desarrollo personal y profesional, a todos, (gracias)$^{\infty}$.

Alejandro Marín Fernández

Quiero dedicar el siguiente trabajo investigativo a mis padres, José León Leiva y María Cecilia Herdocia, por estar a mi lado en cada paso que doy, por el esfuerzo y la dedicación que han invertido en mi formación tanto académica como personal, por simplemente ser parte de mí, saber alentarme y apoyarme incondicionalmente.

A mis hermanas María Cecilia, María Alejandra y María Patricia que me han alentado durante todo el proceso de investigación.

A María Lourdes Sandino por su cariño, paciencia y apoyo incondicional en todo momento durante la realización del trabajo monográfico.

A todos, Gracias totales.

Gabriel Leiva Herdocia

AGRADECIMIENTOS

- Queremos agradecer especialmente al Ingeniero Luis Manuel Padilla Larios, por haber dedicado su tiempo a la revisión y seguimiento de este trabajo monográfico. Sus observaciones y recomendaciones fueron los ingredientes imprescindibles para el desarrollo del mismo.

- A nuestros padres y familiares, por todo el apoyo espiritual, moral y financiero que hicieron posible la realización de este trabajo.

- A las siguientes personas que hicieron posible la culminación de este trabajo:

  - Ing. Carlos Delgado
  - Ing. Valenzuela Feliz
  - Msc. Ing. Yader Jarquín
  - Ing. Yessica Morales
  - Arq. Adiana Alarcón
  - Arq. Enrique Blandón
  - Dr. Genner Villareal Castro
  - Dra. Cecilia Herdocia Balladares

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN 1

1.1. Generalidades 1

1.2. Antecedentes 3
1.2.1. Método LRFD y perfiles de acero conformados en frío 3
1.2.2. Método unificado 5
1.2.3. Investigaciones sobre el método LRFD y perfiles de acero conformados en frío en Nicaragua 6

1.3. Objetivos 7

1.4. Alcances 8

1.5. Metodología 8

1.6. Parámetros de carga 9
1.6.1. Materiales de construcción asumidos para el edificio..... 9
1.6.2. Pesos unitarios de cargas muertas. 9
1.6.3. Pesos unitarios de cargas vivas 10

CAPÍTULO 2 : GENERALIDADES DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL 11

2.1. Introducción 11

2.2. Concepto y propiedades físicas del acero 11

2.3. Puntos principales del diagrama esfuerzo-deformación para acero laminado en caliente y acero laminado en frío. 15

2.4. Tipos de acero contemplados por el AISC360-10 y AISI-S100-2007. 17

2.5. Ventajas el acero conformado en frío como material estructural. 18

2.6. Generalidades del acero A-36 y A-500 19

CAPÍTULO 3 : ANÁLISIS ESTRUCTURAL 21

3.1. Introducción 21

3.2. Análisis de viento 22

3.3. Tributación de cargas de entrepiso 27

3.4. Análisis sísmico estático 35
3.4.1. Sistemas estructurales de piso y techo: diafragmas horizontales 45
3.4.2. Revisión de desplazamientos laterales 52
3.4.2.1. Edificio diseñado según AISI-S100-2007 52
3.4.2.2. Edificio diseñado según AISC 360-10 59

CAPÍTULO 4 : DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 66

4.1. Diseño estructural de elementos para edificio de acero A-500 .. 66
4.1.1. Diseño de largueros de techo 67
4.1.2. Diseño de elementos de cerchas 72
4.1.2.1. Diseño de cuerdas de cerchas 72
4.1.2.2. Diseño de verticales y diagonales 76
4.1.3. Diseño de vigas de entrepiso 79
4.1.3.1. Diseño de vigas longitudinales 79
4.1.3.2. Diseño de vigas transversales 81
4.1.4. Diseño de arriostres 83
4.1.4.1. Diseño de arriostres de marcos transversales 83
4.1.4.2. Diseño de arriostres de marcos longitudinales 88
4.1.5. Diseño de columnas 92
4.1.6. Diseño de varillas de contra-viento 99
4.1.7. Diseño considerando esfuerzos residuales 101

4.2. Diseño estructural de elementos para edificio de acero A-36. . 103
4.2.1. Diseño de largueros de techo 103
4.2.2. Diseño de elementos de cerchas 111
4.2.2.1. Diseño de cuerdas de cerchas 111
4.2.2.2. Diseño de diagonales extremos 117
4.2.2.3. Diseño de diagonales medios 121
4.2.2.4. Diseño de diagonales centrales y verticales 125
4.2.3. Diseño de vigas de entrepiso 129
4.2.3.1. Diseño de vigas longitudinales 129
4.2.3.2. Diseño de vigas transversales 133
4.2.4. Diseño de arriostres 137
4.2.4.1. Diseño de arriostres de marcos transversales 137

4.2.4.2. Diseño de arriostres de marcos longitudinales 142
4.2.5. Diseño de columnas 147
4.2.6. Diseño de varillas de contra-viento 159
4.2.7. Diseño considerando esfuerzos residuales 161

CAPÍTULO 5 : DISEÑO DE CONEXIONES Y PLACAS DE BASE 163

5.1. Diseño de conexiones para edificio de acero A-500 163

5.2. Diseño de conexiones para edificio de acero A-36 198

5.3. Diseño de Placa de Base Resistente a Momentos Para Edificio de AceroA-500 254

5.4. Diseño de Placa de Base Resistente a Momento Para Edificio de Acero A-36 258
5.4.1. Diseño de placa de base para columna lateral crítica 258
5.4.2. Diseño de placa de base para columna central crítica 261

CAPÍTULO 6 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 264

6.1. Comparación de perfiles 264

6.2. Conclusiones 268

6.3. Recomendaciones 271

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA 273

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO II

GENERALIDADES DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

CAPÍTULO III

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

CAPÍTULO V

DISEÑO DE CONEXIONES Y PLACAS DE BASE

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

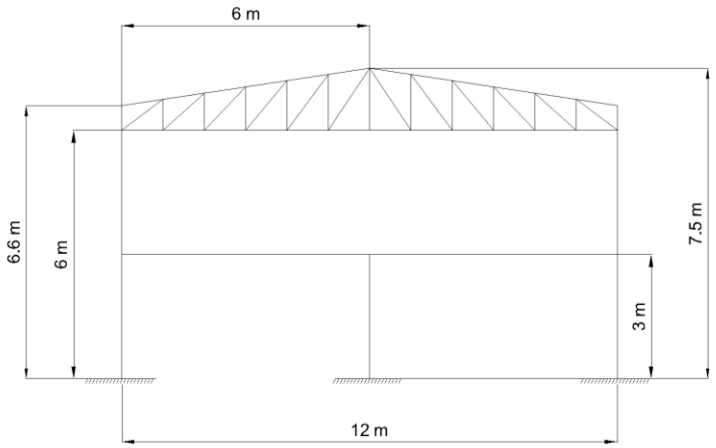
CAPÍTULO 1 : INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades

En este trabajo monográfico se aborda la comparación entre dos códigos de diseño ampliamente utilizados, aplicados al diseño de una estructura de acero mediante el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas en inglés). El primero es el código del Instituto Americano del Hierro y del Acero, edición 2007 (AISI-S100-2007) y el segundo es el código del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC 360-10). El método de diseño utilizado LRFD se encuentra especificado en ambas normas. El diseño por ambos códigos se aborda desde el punto de vista de los siguientes criterios: seguridad, eficiencia, rapidez de ejecución y economía.

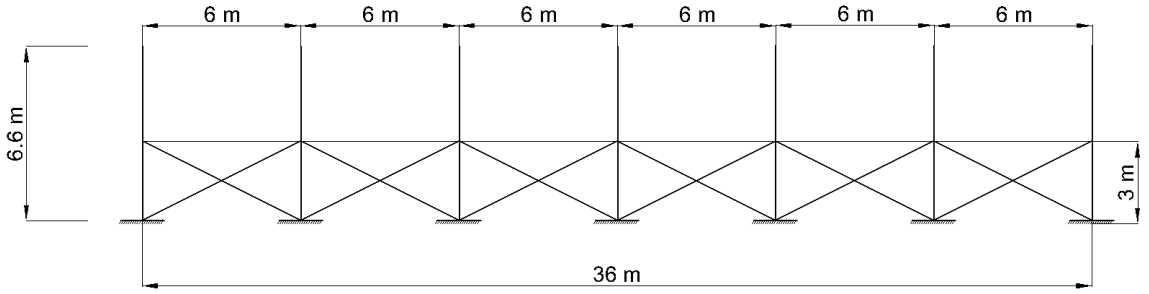
La dirección transversal de la estructura a diseñar consta de un marco no ortogonal con dos claros de seis metros cada uno en la primera planta y un claro de doce metros en la segunda planta. La dirección longitudinal consta de un marco ortogonal de seis claros cuya modulación es de seis metros. El techo está soportado por una cercha y el entrepiso está constituido por una losa compuesta, que consta de una placa de concreto reforzada fundida sobre una lámina colaborante (steeldeck). Los elementos estructurales principales serán perfiles de acero de acuerdo a especificaciones del código AISC 360-10 y perfiles de acero conformados en frío en el caso del diseño con el código AISI-S100-2007.

Vista transversal del edificio



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Vista longitudinal del edificio



El análisis estructural de la edificación se realizará en tres dimensiones y para el diseño estructural, se tomarán los elementos críticos y se diseñarán vigas, columnas, conexiones y placas de base. Además de los elementos principales se diseñarán la losa de entrepiso y la cercha de techo.

La localización propuesta del proyecto será en la ciudad de Managua, específicamente en Carretera Norte. Su uso será para una bodega de almacenamiento de carga pesada (ver Anexo 6). La ubicación y destino del edificio deben tomarse en cuenta ya que por su proximidad a la falla sísmica del aeropuerto, el diseño del edificio debe ser antisísmico y por el hecho de ser una bodega para almacenamiento de carga pesada, las cargas de diseño serán elevadas. Se tratará el análisis estructural del edificio estimando las cargas de servicio según el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).

Basados en los resultados obtenidos en el diseño estructural con ambos códigos, se presentarán conclusiones sobre las ventajas y desventajas, así como recomendaciones sobre cual método es el más indicado para una estructura de acero con características similares a la diseñada. Finalmente, se brindan algunas sugerencias para futuras investigaciones.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

1.2. Antecedentes

1.2.1. Método LRFD y perfiles de acero conformados en frío

Desarrollo histórico del método LRFD [1]

El método de diseño con mayor uso hasta la década de los 70 en Estados Unidos fue el denominado “ASD”, en el cual el proyectista estima las cargas de trabajo o servicio, y diseña los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles. Estos son, usualmente, cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero. Aunque el término “Diseño elástico” se usa comúnmente para describir este método, los términos “diseño por esfuerzos permisibles” o “diseño por esfuerzos de trabajo” son más apropiados.

La ductilidad del acero proporciona una reserva de resistencia, característica que constituye la base del diseño plástico. En este método, las cargas de trabajo se estiman y multiplican por ciertos factores de seguridad o de sobrecapacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso. Las investigaciones en la reserva de resistencia del acero eventualmente resultaron en un nuevo método de diseño.

En 1974 se comenzó a usar en Canadá el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD por sus siglas en inglés), bajo el nombre de Diseño por Estados Límites. Este método está basado en consideraciones probabilísticas y se difundió rápidamente en Europa hasta incorporarse al Instituto Americano de construcción en Acero (AISC por sus siglas en inglés). En 1986 el AISC publicó la primera edición de su manual conteniendo el método LRFD.

En Nicaragua, el uso del método LRFD no se encuentra muy extendido a nivel práctico, siendo el método ASD el de mayor utilización para diseñar estructuras de acero. Esto se debe, en parte, a cierta resistencia al cambio que ingenieros de experiencia han mostrado con relación a su uso. Sin embargo, las universidades han estado en una fase continua de impulso del método y se observa una tendencia hacia su mayor utilización, sobre todo por ingenieros estructurales jóvenes.

---

1 Págs. 42-43, McCormac, J. (1999)

Perfiles de acero conformados en frío [2]

En general, en una estructura completa de acero se puede encontrar una combinación entre perfiles conformados en caliente y perfiles conformados en frio. Es usual ver perfiles W conformados en caliente usados como columnas y perfiles canal, conformados en frio, usados como largueros en los techos de las edificaciones, o como vigas en claros cortos. En Nicaragua, la mayor parte de los proyectos de construcción de viviendas son relativamente pequeños y es común el uso de cajas de perlines conformados en frio como elementos estructurales principales.

Los perfiles de acero conformados en frío se producen a partir de láminas de acero de diferentes espesores o calibres, y pueden variar entre calibres 30 y 4. Las láminas de acero se doblan para obtener las formas de los perfiles deseados. Debido a la esbeltez y poco espesor de la sección transversal de elementos conformados en frío, los fenómenos de inestabilidad provenientes de pandeo local, pandeo flexo-torsional y pandeo distorsional constituyen aspectos importantes en el diseño de estos miembros estructurales.

Los perfiles laminados en frio pueden separarse en 2 grupos: **miembros estructurales y miembros de superficie**. Los miembros estructurales son los perfiles canales, zetas y con formas de sombrero, además se pueden fabricar perfiles en “I” al unir mediante puntos de soldadura 2 canales o un canal y 2 angulares. Por su parte, los miembros de superficie son perfiles que resisten cargas y también proporcionan una superficie útil de trabajo, se utilizan en la construcción de pisos, techos, muros y particiones debido a que suministran una resistencia y rigidez alta con respecto a su peso. La reducción de cargas muertas que se logra con el uso de este material es acumulativa en estructuras de múltiples pisos y representa un ahorro significativo de materiales en una estructura.

2 Págs. 28-29, Vinnakota, S. (2006)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

1.2.2. Método unificado[3]

La especificación AISC para el diseño de edificios de acero, desde su primera versión realizada el año 1923, basada en el método ASD, ha evolucionado a lo que hoy en día se denomina LRFD, metodología que fue introducida por primera vez en el año 1986.

En la versión del AISC del 2005, el comité de especificaciones del AISC realizó un esfuerzo especial por ofrecer un tratamiento unificado, de manera de incluir en la normativa el uso alternativo de ambos métodos de diseño: ASD y LRFD. Ese nuevo código reemplazó las anteriores especificaciones ASD 1989 y LRFD 1999 permitiendo al diseñador elegir discrecionalmente el uso de uno u otro método.

El principio que guió ese estándar nuevo del código AISC del 2005 es que se desconoce por qué método fueron diseñadas muchas estructuras de acero, y que el análisis de la resistencia de una estructura terminada es un resultado independiente del método utilizado para su diseño. Este código publicado por el AISC basa ambos métodos en la resistencia nominal de cada elemento, la cual es modificada por el factor establecido por el método a utilizar, para su posterior comparación con la resistencia de diseño o admisible, según corresponda. En toda la especificación, el diseño puede realizarse indistintamente de acuerdo a las disposiciones LRFD o ASD.

La especificación LRFD fue originalmente calibrada de modo de entregar la misma resistencia que el método ASD para una relación de carga viva – carga muerta de 3 en la combinación de carga dada por: 1.2D + 1.6L.

El código AISI de 1996 ya contenía un enfoque unificado, es decir que el diseñador podía escoger entre los métodos ASD y LRFD, sin combinarlos en ningún momento. El código AISI-S100-2007 todavía incluye dichas opciones para el diseñador, además de un nuevo método de diseño para miembros de acero conformados en frío denominado “método de resistencia directa” (Direct Strength Method), incluido como apéndice en dicha norma y que se proyecta como un método de diseño importante en el futuro.

---

3 Artículo por: Ing. Carlos Aguirre (www.arquitecturaenacero.org)

1.2.3. Investigaciones sobre el método LRFD y perfiles de acero conformados en frío en Nicaragua

A través de los últimos años se han realizado trabajos investigativos muy importantes en Nicaragua sobre el diseño de estructuras de acero por distintos métodos, específicamente en el método LRFD.

A partir de la revisión de literatura relacionada con el tema de esta monografía, se pudo identificar algunas características comunes en los trabajos consultados:

1- La mayoría de todos ellos han modelado las estructuras siguiendo solamente el código AISC.
2- Dichos trabajos abordan un solo método de diseño en su gran mayoría.
3- Todos han utilizado algún tipo de software para cotejar resultados con la memoria de cálculo.
4- Sus alcances se han limitado al diseño meramente estructural, dejando aparte presupuestos, cimientos, etc.
5- Existe amplia investigación sobre el diseño de conexiones en todas las investigaciones.
6- Durante los últimos años se ha incrementado la investigación en diseño en acero utilizando el código AISI y por tanto el uso de perfiles de acero conformados en frío.

1.3. Objetivos

Objetivo general:

Realizar el diseño estructural en acero de un edificio para bodegas utilizando el método LRFD, siguiendo las normas AISC 360-10 (AISC360-10) y AISI-S100-2007 (AISI-S100-2007), para fines comparativos.

Objetivos específicos:

1. Realizar análisis y diseño estructural utilizando el software “SAP 2000” versión 14 y comparar con revisiones manuales.

2. Diseñar elementos estructurales mediante el método LRFD, siguiendo códigos AISC360-10 y AISI-S100-2007, dichos elementos son: vigas, columnas, cerchas, conexiones, losa de entrepiso y placa base, mediante el uso de criterios de seguridad, eficiencia, rapidez de ejecución y economía.

3. Brindar recomendaciones sobre la elección de perfiles más adecuados, de acuerdo a criterios establecidos en el objetivo 2.

1.4. Alcances

Para realización de esta monografía se definen sus alcances:

a) Se diseñó la estructura de acero del edificio siguiendo las especificaciones de ambos códigos. Sin embargo, no se diseñaron las fundaciones, ya que éstas son de concreto reforzado y éste es un material no incluido dentro del tema a desarrollar.

b) Dado que el objetivo principal de este trabajo monográfico es comparar el diseño de la estructura mediante ambos códigos, se supusieron algunos detalles del proyecto tales como su ubicación, tipo de suelo, topografía del terreno, entre otros.

c) El análisis estructural del edificio se realizó en tres dimensiones utilizando el programa SAP 2000 versión 14.

1.5. Metodología

La metodología que se siguió en la elaboración de este trabajo es la siguiente:

1- Determinación de cargas de diseño sobre la estructura.

2- Idealización de la estructura mediante el programa SAP2000.

   a. Idealización del edificio compuesto enteramente de acero conformado en caliente.
   b. Idealización del edificio compuesto enteramente de acero conformado en frío.

3- Análisis estructural mediante el software “SAP2000 V. 14”.

4- Diseño de elementos estructurales mediante el software “SAP2000 V.14”.

   a. Propuesta de perfiles de acero conformados en caliente.
   b. Propuesta de perfiles de acero conformados en frío.

5- Revisión manual de elementos estructurales críticos propuestos por el software “SAP2000 V.14”.

a. Revisión de perfiles de acero conformados en caliente siguiendo el código AISC360-10.
b. Revisión de perfiles de acero conformado en frío siguiendo el código AISI-S100-2007.

6- Diseño de conexiones y Placas de Base, de acuerdo a los códigos correspondientes.

1.6. Parámetros de carga

1.6.1. Materiales de construcción asumidos para el edificio.

- Superestructura y elementos secundarios
  - Acero A-36 doblado en caliente.
    - Fy: 36KSI
    - Fu: 58 KSI
  - Acero A500, grado “A” doblado en frío.
    - Fy: 38.972 KSI
    - Fu: 44.9742 KSI
- Cubierta de techo: Lámina de zinc, calibre 26

- Entrepiso: Lámina troquelada con recubrimiento de ladrillo de cemento y capa de mortero de 2cm de espesor.

- Paredes exteriores de los dos niveles: Lámina troquelada con estructura de perlines.

1.6.2. Pesos unitarios de cargas muertas.

El peso de los componentes de cubiertas de techo, entrepiso y paredes se calcula con base en pesos volumétricos o de área, especificados por el anexo A del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07).

- Cubierta de techo
  - Lámina de zinc corrugado cal. 26 (RNC-07 tabla 1A): 5.4 Kg/m^2
- Entrepiso
  - Recubrimiento de ladrillo de cemento (RNC-07 tabla 3A): 83 Kg/m^2
  - Mortero (RNC-07 tabla 5A): 2,200 Kg/m^3

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Paredes exteriores de los dos niveles
    - Lámina troquelada con estructura de perlines (RNC-07 tabla 4A): 6 Kg/m^2

1.6.3. Pesos unitarios de cargas vivas

- Techo liviano (RNC-07, arto. 11) : 10 Kg/m^2
- Bodega tipo pesado (RNC-07, tabla 1 pág. 9): 650 Kg/m^2
- Carga concentrada de techo para perlín (RNC-07, arto. 11): 100 Kg.
- Carga concentrada para cercha: 200 Kg.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

CAPÍTULO 2 : GENERALIDADES DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

2.1. Introducción

El objetivo de este capítulo es exponer generalidades sobre el acero conformado en caliente y el acero conformado en frío, como materiales estructurales. La importancia de este análisis preliminar se debe a que en este trabajo monográfico se diseñó un edificio haciendo uso de ambos materiales.

Se abordarán primero las propiedades físicas y mecánicas del acero en general, haciendo énfasis en los aspectos fundamentales de las relaciones esfuerzo deformación del acero laminado en caliente. Luego se expondrán los aspectos fundamentales de las relaciones esfuerzo deformación del acero laminado en frío, junto con sus ventajas y desventajas. Finalmente, se especificarán los tipos de aceros seleccionados junto con sus esfuerzos relevantes de diseño.

2.2. Concepto y propiedades físicas del acero

Concepto[4]

El acero se define como una aleación formada en esencia de hierro, además de una pequeña cantidad de carbono y cantidades menores de otros elementos (Aluminio, Boro, Cobalto, Cromo, Molibdeno, Nitrógeno, Níquel, Plomo, Silicio, Tungsteno, Titanio, Manganeso, Cobre, Fósforo, Azufre y Vanadio.). El hierro en los depósitos naturales aparece principalmente en la forma de magnetita (Fe_3O_4) y hermatita (Fe_2O_3). Estos minerales contienen alrededor de 50% (o más) de hierro puro, mientras que las impurezas de la tierra y los rastros de otros elementos constituyen la porción remanente de los minerales. Por lo general, el hierro se extrae del mineral en altos hornos durante un proceso denominado fundición.

Propiedades físicas[5]

Las propiedades físicas del acero se pueden determinar mediante pruebas de rutina sobre perfiles de acero y probetas. Dichas pruebas se encuentran normadas por la American Society for Testing and Materials (ASTM). La sección

4 Pág. 17, Vinnakota, S (2006)

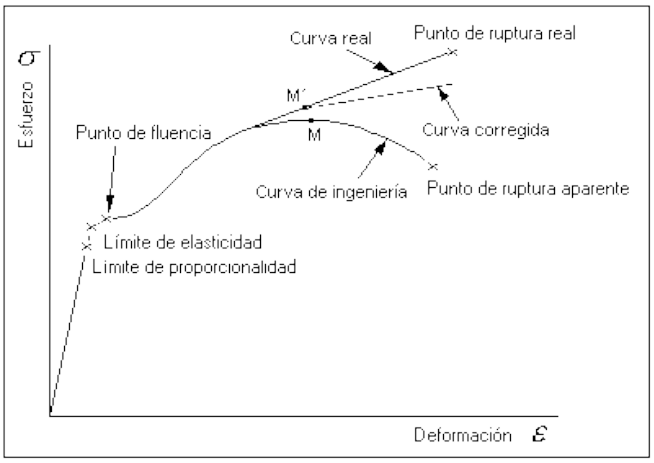
5 Págs. 34-43, Vinnakota, S (2006)

tres de las especificaciones ASTM A370 (ASTM 2003) describe varias pruebas para productos de acero.

Prueba de tensión

La prueba de tensión del ASTM se utiliza para determinar las características de un material cuando se somete a esfuerzos de tracción. Estas características pueden ser: la resistencia, la rigidez, la ductilidad y la tenacidad del acero.

En la prueba de tensión, se sujeta una probeta de acero entre las mordazas de una máquina de prueba y se tensan en forma axial hasta que ocurre la fractura. Esto permite determinar las características del material que se enumeran a continuación y que se muestran en la siguiente figura:



Límite elástico

Cuando se aplica una carga a la probeta de acero, la deformación inicial de la misma muestra un comportamiento lineal en función de la fuerza aplicada. Además, si se elimina dicha fuerza, la probeta vuelve a su longitud y forma inicial. Sin embargo, cuando la fuerza aumenta, la probeta alcanza un punto en el cual el comportamiento no es lineal, y por lo tanto las deformaciones en el material son permanentes. El límite elástico es el punto máximo del diagrama esfuerzo-deformación, en el cual el material puede volver a su estado original y por lo tanto, no fluye a su estado plástico (deformación permanente).

Cuando se diseña un edificio de acero por el método de diseño ASD, se calcula que las deformaciones máximas a las que va a ser sometido un elemento no alcancen el límite plástico, es decir que la estructura puede

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

deformarse pero siempre dentro del rango elástico. Por otro lado, cuando se diseña por LRFD, se calcula que las deformaciones alcancen el límite plástico. Es decir, se aprovecha la ductilidad del material.

Cuando un ingeniero estructural diseña una edificación, éste debe asegurarse que la estructura se deforme lo suficiente antes de llegar al colapso, permitiendo que los usuarios puedan evacuar la estructura con seguridad. Una edificación que ya alcanzó una deformación plástica no tiene una resistencia confiable, ya que luego de una gran deformación el siguiente paso es la ruptura del elemento.

Módulo de elasticidad, E

El módulo de elasticidad o módulo de Young, es la pendiente del diagrama esfuerzo-deformación de la región elástica y se determina con la siguiente ecuación:

$$\mathrm{E} = \frac{\mathrm{f}}{\varepsilon} = \frac{\text{esfuerzo}}{\text{deformación}}$$

Donde:

f: esfuerzo en ksi

ε: deformación en pulgada/pulgada

E: módulo de Young en ksi

El módulo de elasticidad es una medida de la rigidez del material en el dominio elástico, y se relaciona con la fuerza de atracción entre átomos adyacentes de material sólido. El código de diseño de acero conformado en caliente AISC360-10 utiliza un valor de 29,000 ksi para el módulo de elasticidad, mientras que el código de diseño de acero conformado en frío, AISI-S100-2007, utiliza un valor de 29,500 ksi para fines de diseño.

Resistencia de fluencia

Es el punto de la curva esfuerzo-deformación a partir del cual se produce un aumento pronunciado en la deformación en comparación a los esfuerzos. A partir de este punto, comienzan las deformaciones plásticas irreversibles para el acero.

Esfuerzo de fluencia F_y

El símbolo F_y se utiliza para designar el esfuerzo de fluencia. Los aceros estructurales están disponibles con esfuerzos de fluencia que varían de 32 ksi a 150 ksi.

Módulo tangente, E_t

La pendiente de la tangente sobre un punto de la curva esfuerzo-deformación por arriba del límite proporcional se define como el módulo tangente. Representa la rigidez del material en el intervalo inelástico.

Ductilidad

Cuando se somete una probeta de acero a tensión, el área de la sección transversal disminuye y la longitud del miembro aumenta. La ductilidad es la propiedad física del acero que representa la capacidad de deformación del mismo antes de la ruptura o falla.

Razón de Poisson, μ

Cuando se aplica una fuerza a un material, éste se deforma en la dirección de la fuerza. Por ejemplo, en el caso de la prueba de tensión de una probeta de acero, la probeta se deformará en la dirección transversal de la misma, sin embargo, dicha probeta también se deformará lateralmente. La razón de Poisson es la relación constante que existe entre estas deformaciones, pero solamente en el rango elástico de la cuerva esfuerzo-deformación.

Módulo de elasticidad por cortante, G

El módulo de elasticidad por cortante o módulo de rigidez es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación unitaria cortante dentro del límite elástico y se designa como G. Para aceros estructurales, los valores medidos para G varían de 11500 ksi a 12000 ksi. Un valor conservador de 11200 ksi se utiliza en los cálculos de diseño como módulo cortante para todos los aceros estructurales. G se calcula de la siguiente forma:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

2.3. Puntos principales del diagrama esfuerzo-deformación para acero laminado en caliente y acero laminado en frío.[6]

Las curvas esfuerzo-deformación de los aceros laminados en caliente se muestra en la sección 2.2 para explicar las propiedades físicas del acero. La figura 2.3a muestra la misma gráfica, pero para el acero conformado en frío. En esta figura, se muestra que el acero conformado en frío no tiene el "quiebre" característico del acero laminado en caliente, sino que se presenta una curva suave de transición a la parte plana horizontal, por lo que el valor del esfuerzo de fluencia no puede obtenerse directamente. Para estos casos, existen dos métodos para obtener el esfuerzo de fluencia: método de compensación (o método de la desviación) y método de deformación unitaria bajo carga.

En el método de compensación, se traza una línea paralela a la parte recta inicial de la curva, "desfasada" o compensada hacia la derecha, cuyo origen es un valor especificado de 0.2% de la deformación unitaria y se ubica en la intersección de la curva esfuerzo-deformación con dicha recta. El valor de esfuerzo en la intersección será el valor buscado de Fy. Este método se usa predominantemente en los trabajos de investigación y en las pruebas del fabricante para aceros de aleación. En el método de deformación unitaria bajo carga, el valor del esfuerzo de fluencia se obtiene directamente de la curva para un valor especificado de 0.5% para la deformación unitaria. Este método lo usan comúnmente los fabricantes, en pruebas para láminas y cintas de acero de carbono de baja aleación.

Se pueden obtener dos propiedades mecánicas relevantes de la curva esfuerzo-deformación: La Resistencia Última (*Fu*) y el Límite de Proporcionalidad (*fpr*). La resistencia última es el valor máximo de esfuerzo que puede ser inducido en un elemento antes de alcanzar la falla, es decir el valor de máximo esfuerzo de la curva ilustrada en la Fig. 2.3ª. La resistencia última prácticamente no tiene aplicación en el diseño de elementos estructurales, ya que los modos de falla de dichos elementos son controlados por los esfuerzos de fluencia o por los esfuerzos críticos de pandeo. Esto es particularmente cierto para elementos de pared delgada sujetos a compresión con relaciones ancho-espesor grandes y para miembros a compresión (columnas) con relaciones de esbeltez grandes. Sin embargo, en el caso del diseño de conexiones atornilladas y soldadas, donde es común que se presenten concentraciones de esfuerzos considerables que pueden alcanzar la resistencia última de algunas fibras del

6 Págs. 25-26, Peña, C "Diseño Básico de Perfiles Laminados En Frío". 1ra Edición

material, el valor de la resistencia última es crítico. Por consiguiente, la especificación AISI contiene criterios de diseño que garantizan la seguridad de la conexión bajo resistencia última.

El límite de proporcionalidad es el valor máximo de esfuerzo para el cual las deformaciones son directamente proporcionales a los esfuerzos, es decir dónde termina la parte recta de la curva, como se ilustra en la figura 2.3[b]. Aunque el límite de proporcionalidad no se aplica directamente en las ecuaciones de diseño del AISI, si ha influido hasta cierto punto en el establecimiento de los valores de los factores de seguridad de diseño. El límite de proporcionalidad puede ser obtenido por el método de compensación usando un desfase de 0.1%.

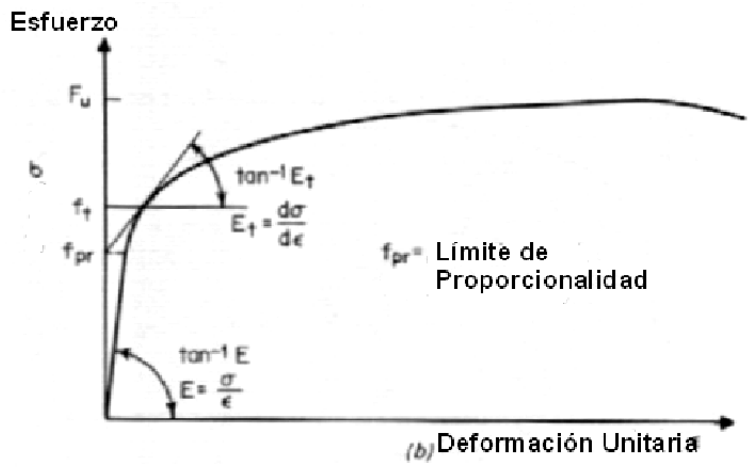


Figura 2.3a

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

2.4. Tipos de acero contemplados por el AISC360-10 y AISI-S100-2007.

a) Entre los aceros contemplados por el reglamento AISC360-10 se encuentran los siguientes:[7]

Perfiles Estructurales laminados en Caliente	Tubos Estructurales	Cañerías	Planchas	Barras	Láminas
ASTM A36/A36M	ASTM A500	ASTM A53/A53M, Gr. B	ASTM A36/A36M	ASTM A36/A36M	ASTM A606/A606M
ASTM A529/A529M	ASTM A501		ASTM A242/A242M	ASTM A529/A529M	ASTM A1011/A1011M SS, HSLAS, AND HSLAS-F
ASTM A572/A572M	ASTM A618/A618M		ASTM A283/A283M	ASTM A572/A572M	
ASTM A588/A588M	ASTM A847/A847M		ASTM A514/A514M	ASTM A709/A709M	
ASTM A709/A709M	ASTM A500		ASTM A529/A529M		
ASTM A913/A913M	ASTM A501		ASTM A572/A572M		
ASTM A992/A992M			ASTM A588/A588M		
			ASTM A709/A709M		
			ASTM A852/A852M		
			ASTM A1011/A1011M		
			ASTM A1043/A1043M		

7 Pág. 70, Especificación ANSI/AISC 360-10 Para Construcciones de Acero (AISC-360-10)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

b) Entre los aceros contemplados por el reglamento AISI-S100-2007 se encuentran los siguientes:[8]

ASTM A36/A36M	ASTM A653/A653M (SS Grados 33, 37, 40, 50 Clase 1,3, 4 y 55; HSLAS y HSLAS-F, Grados 40, 50, 55 Clase 1 y 2, 60, 70 y 80.
ASTM A242/A242M	ASTM A792/A792M (Grados 33, 37, 40 y 50 Clase 1 y Clase 4)
ASTM A283/A283M	ASTM A847/A847M
ASTM A500	ASTM A875/A875M (SS Grados 33, 37, 40 y 50 Clase 1 y 3; HSLAS y HSLAS-F, Grados 50, 60, 70, y 80
ASTM A529/A529M	ASTM A1003/A1003M (ST Grados 50 H, 40 H, 37 H, 33 H
ASTM A572/A572M	ASTM A1008/A1008M (SS Grados 25, 30, 33 Tipos 1 y 2, y 40 Tipos 1 y 2; HSLAS Clases 1 y 2, Grados 45, 50, 55, 60, 65, y 70; HSLAS-F Grados 50, 60, 70 y 80
ASTM A588/A588M	ASTM A1011/A1011M (SS Grados 30, 33, 36 Tipos 1 and 2, 40, 45, 50, y 55; HSLAS Clases 1 y 2, Grados 45, 50, 55, 60, 65, y 70; HSLAS-F Grados 50, 60, 70, y 80
ASTM A606	ASTM A1039/A1039M (SS Grados 40, 50, 55, 60, 70, y 80

2.5. Ventajas el acero conformado en frío como material estructural.[9]

La capacidad de carga de los perfiles laminados en frío proviene del material constitutivo y de la configuración del perfil. Una lámina delgada de acero no puede soportar una carga considerable, pero si ésta lámina se dobla, formando un perfil estructural, los dobleces actúan como atiesadores, incrementando considerablemente la capacidad de carga de la lámina original. Debido a que gran parte de la resistencia y rigidez de la sección depende de su configuración y no de su espesor, las relaciones de resistencia-peso pueden llegar a ser muy favorables.

En general, los perfiles laminados en frío proveen las siguientes ventajas:

1. Son más económicos para cargas livianas y/o claros cortos.

8 Págs. 7-8, AISI-S100-2007

9 Pág. 1, Peña, C "Diseño Básico de Perfiles Laminados En Frío". 1ra Edición

2. Se pueden producir económicamente secciones con configuraciones poco comunes para amoldarse a condiciones de uso muy particulares sin incremento en peso propio, obteniendo relaciones resistencia-peso más favorables.
3. Economía en el manejo y transporte.
4. Producción en masa y control de calidad.
5. Facilidad de uso en construcción prefabricada.
6. El uso de láminas corrugadas en sistemas de piso y cubierta provee una capacidad de carga aceptable que permite su uso como plataformas para los trabajos de construcción de dichos sistemas.
7. Facilidad de montaje.
8. Durabilidad. El acero laminado en frío no se contrae, no presenta flujo plástico, ni es susceptible al ataque de termitas.

2.6. Generalidades del acero A-36 y A-500[10]

Esta sección suministra la información básica de los dos tipos de acero estructural seleccionados para el diseño de la edificación.

A36/A36M-94

Esta especificación cubre perfiles, placas y barras de acero de carbono de calidad estructural para construcción remachada, atornillada o soldada de puentes y edificios y para aplicaciones estructurales generales.

Designación ASTM	Producto	Grado	Fy (min) kg/cm^2	Fu (min/max) kg/cm^2	% elongación en 5.08 cm (min)	Fu/Fy (min)
A36/A36M-94	Placas y barras	N/A	2,530	4,076/5,622	23	1.61

A500-93

Esta especificación cubre tubos estructurales soldados sin costuras redondas, cuadradas y de configuraciones especiales de acero de carbono laminado en frío para construcción remachada, atornillada y soldada de puentes y edificios y para aplicaciones estructurales generales. Estos tubos se producen

10 Pág. 20, Peña, C "Diseño Básico de Perfiles Laminados En Frío". 1ra Edición

soldados y sin costuras para diámetros máximos de 64 plg (1,626 mm) y un espesor máximo de 0.625 plg. (15.88 mm).

Designación ASTM	Producto	Grado	Fy (min) kg/cm^2	Fu (min/max) kg/cm^2	% elongación en 5.08 cm (min)	Fu/Fy (min)
A-500-93	Tubos redondos	A	2,319	3,162	25	1.36
		B	2,951	4,076	23	1.38
		C	3,232	4,357	21	1.35
		D	2,530	4,076	23	1.61
	Tubos cuadrados	A	2,740	3,162	25	1.15
		B	3,232	4,076	23	1.26
		C	3,514	4,357	21	1.24
		D	2,530	4,057	23	1.61

Nota: Para el presente trabajo comparativo, se utilizarán tubos rectangulares grado A.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

CAPÍTULO 3 : ANÁLISIS ESTRUCTURAL

3.1. Introducción

En su libro “Estructuras de acero: comportamiento y LRFD", Sriramulu Vinnakota define el análisis y diseño estructural de la siguiente manera:

“El análisis estructural es el proceso para determinar las fuerzas en cada elemento de una estructura cuando ya se conocen, la configuración de elementos y las cargas que actúan sobre la estructura, en tanto que el diseño estructural es el proceso de configuración de elementos de manera que resistan las fuerzas cuyos valores ya se conocen.” Esta cita recoge la importancia del proceso cíclico de diseño de una edificación.

El análisis estructural para los edificios propuestos en este trabajo monográfico se realizará con el programa de diseño SAP2000 V.14, el cual utiliza el método de elementos finitos para determinar los distintos desplazamientos y fuerzas de los elementos en un edificio. En el método de elementos finitos, se discretiza un material continuo en un número finito de sectores, con geometría más simple e interconectados entre sí a través de nudos.

Se procederá a realizar el análisis estructural mediante el método de análisis estático, de acuerdo al RNC-07. Es importante mencionar que este método puede utilizarse siempre y cuando la estructura a analizar no sea mayor de 40 metros de altura en caso de ser una estructura regular, o mayor de 30 metros en caso de ser una estructura irregular. La estructura que se propone en esta investigación tiene una altura de 7.5 metros y tiene diafragmas rígidos tanto en el entrepiso como en el techo, por lo que se optó por el método de análisis estático. Los desplazamientos y deformaciones resultantes del análisis con SAP2000 V.14 servirán de referencia para verificar las distintas disposiciones del RNC-07. Las fuerzas calculadas se utilizarán para revisar los distintos elementos siguiendo los códigos de diseño correspondientes.

3.2. Análisis de viento

El análisis de viento se realiza de acuerdo al Título IV del (RNC-07): Análisis por carga de viento[11].

Cálculo de la velocidad de diseño, según RNC-07:

$V_D = F_{TR}\, F_\alpha\, V_R$

Donde:

V_D = Velocidad de diseño

F_{TR} = Factor adimensional correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante

F_α = Factor adimensional que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura

V_R = Velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

- Determinación de la Velocidad Regional (V_R):

El proyecto se encuentra en la zona eólica 1 (Managua), por tanto le corresponde una velocidad regional de $V_R = 30$ m/s.

- Determinación del factor de variación por altura (F_α):

$F_\alpha = 1$ ya que la altura máxima del edificio es de 7.5 m, y se cumple el siguiente criterio:

$F_\alpha = 1$ si Z (altura) < 10 m.

- Determinación del factor correctivo por topografía y rugosidad (F_{TR})

El tipo de rugosidad del terreno se supone como R3, y topografía tipo T3, por tanto el factor de topografía y rugosidad del terreno es $F_{TR} = 0.88$.

Cálculo de la velocidad de diseño:

11 Págs. 41-47, RNC-07

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$V_D = F_{TR}\ F_{\alpha} V_R$

$V_D = 0.88 \text{ x } 1 \text{ x } 30$ m/s

$V_D = 26.4$ m/s

<u>Cálculo de la presión de diseño</u>

$$P_z = 0.0479\ C_p (V_D)^2 \frac{kg}{m^2}$$

Donde:

Pz = Presión de diseño

C_p = Coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura

V_D = Velocidad de diseño a la altura Z

Pared de barlovento:

$$P_z = 0.0479 \text{ x } 0.8 \text{ x}(26.4\ )^2 = 26.71\ \frac{kg}{m^2}$$

Pared de sotavento:

$$P_z = 0.0479 \text{ x}(-0.4)\text{x}\ (26.4\ )^2 = -13.35\ \frac{kg}{m^2}$$

Techo inclinado, lado de sotavento:

$$P_z = 0.0479 \text{ x}\ (-0.7)\text{x}(26.4\ )^2 = -23.37\ \frac{kg}{m^2}$$

Techo inclinado, lado de barlovento:

Determinación de Cp

Cp

$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$

$-0.8 < 0.04(8.531) - 1.6 < 1.8$

$-0.8 < -1.26 < 1.8$

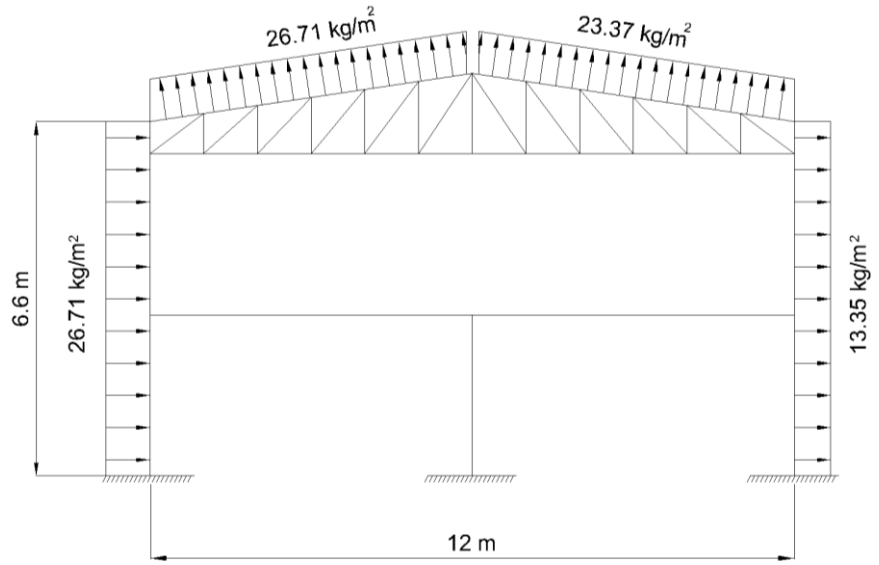
Usar -0.8

<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Por lo tanto:

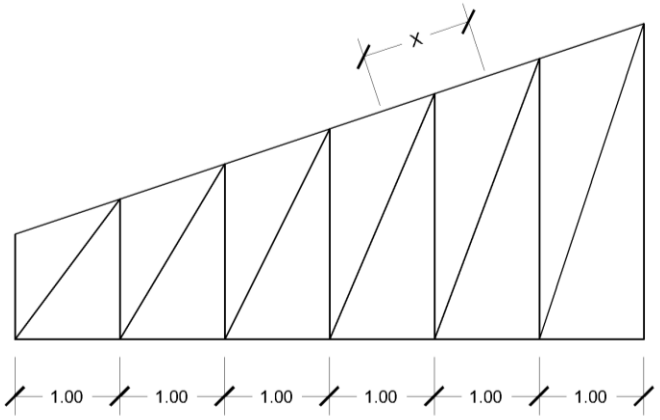
$$P_z = 0.0479 \text{ x } (-0.8) \text{ x } (26.4\ )^2 = -26.71\ \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Esquema de cargas de viento



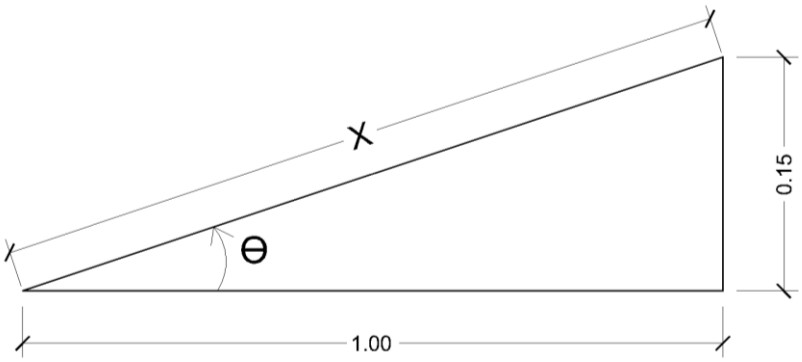
Cálculo de ancho tributario para los largueros de techo.

La figura que se muestra a continuación es un segmento de la cercha de techo, el ancho tributario para los largueros de techo es denominado “x”, y es la incógnita a encontrar.



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Tomando en cuenta que la pendiente es del 15% y que la distancia horizontal entre cada miembro vertical de la cercha es de 1 m, se puede calcular el ancho tributario “x” y el ángulo θ.



Cálculo del ángulo θ

$$\mathrm{Tan}\theta = 0.15$$

$$\theta = Tan^{-1}\,(0.15)$$

$$\theta = 8.531^{o}$$

Cálculo del ancho tributario “X”

$$X^2 = (1m)^2 + (0.15m)^2$$

$$X = \sqrt{(1m)^2 + (0.15m)^2}$$

$X = 1.011187$m

Se toma como ancho tributario <u>X = 1.02 m Ok.</u>

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Cálculo de cargas de techo

Carga muerta de cubierta de techo[12]

Zinc corrugado calibre 26: 5.4 kg/m^2

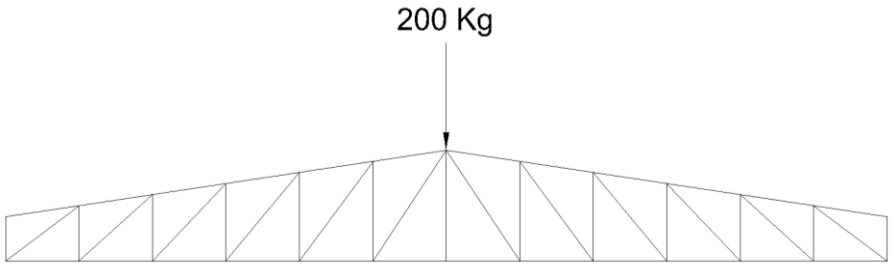
$$5.4\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2}\,\mathrm{x}\ 1.02\ \mathrm{m(anchotributario)} \approx \mathbf{5.51}\,\frac{\mathbf{kg}}{\mathbf{m}}$$

Carga Viva

Se utilizarán 10 Kg/m^2 (Página 12 RNC-07)

$$10\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2}\,\mathrm{x}\ 1.02\ \mathrm{m(anchotributario)} = \mathbf{10.2}\,\frac{\mathbf{kg}}{\mathbf{m}}$$

Se ensayará la cercha para una carga incidental de 200 Kg al centro del claro. (Página 12 RNC-07)



Carga de viento

$$26.71\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2}\,\mathrm{x}\ 1.02\ \mathrm{m(ancho\ tributario)} \approx \mathbf{27.25}\,\frac{\mathbf{kg}}{\mathbf{m}}$$

12 Pág. 114, RNC-07

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

3.3. Tributación de cargas de entrepiso

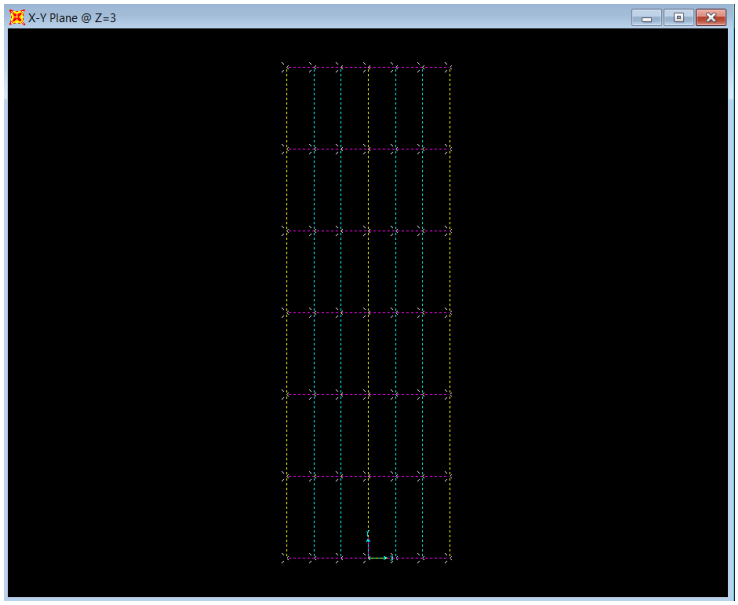
A continuación se describe la manera en que se abordó el tratamiento de cargas en el entrepiso de la estructura mediante SAP2000. En particular, se especifican el modelaje del entrepiso, cálculo de cargas, así como su asignación y distribución en el entrepiso. Este método es uno de los muchos que permite un programa tan complejo como lo es SAP2000 y se puede utilizar solamente si se cumplen las siguientes condiciones:

1- Se cuenta con tablas de **sobrecarga permisible** (facilitados por una empresa fabricante, cuyos materiales de construcción sean certificados) que permitan seleccionar el calibre de la lámina y el espesor de concreto, en función de la suma de la carga viva y la carga muerta (sin incluir el peso propio de la sección compuesta).

2- Previo al diseño se cuenta con las propiedades de la sección compuesta para un metro de ancho de la lámina colaborante (Steel deck), principalmente el **peso por unidad de área** que luego será sumado a la carga muerta que estipula el RNC-07.

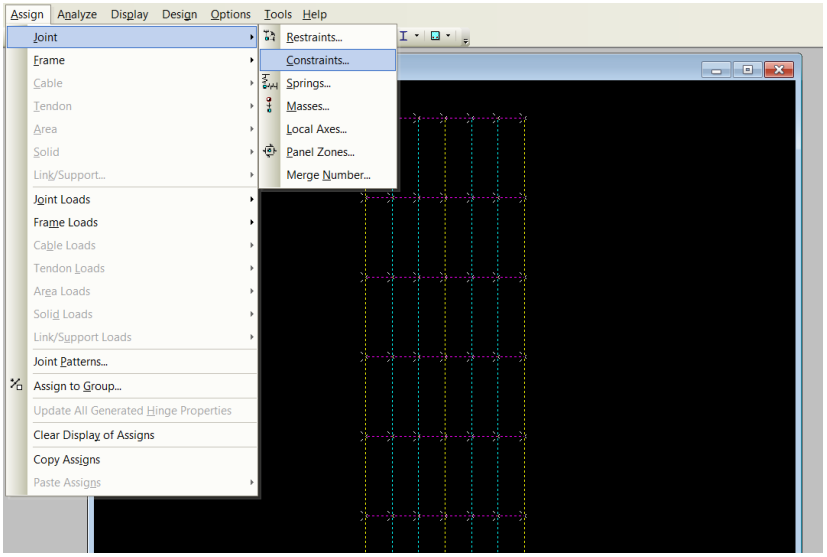
I. Modelaje del entrepiso

1. Seleccionar todos los nodos del entrepiso

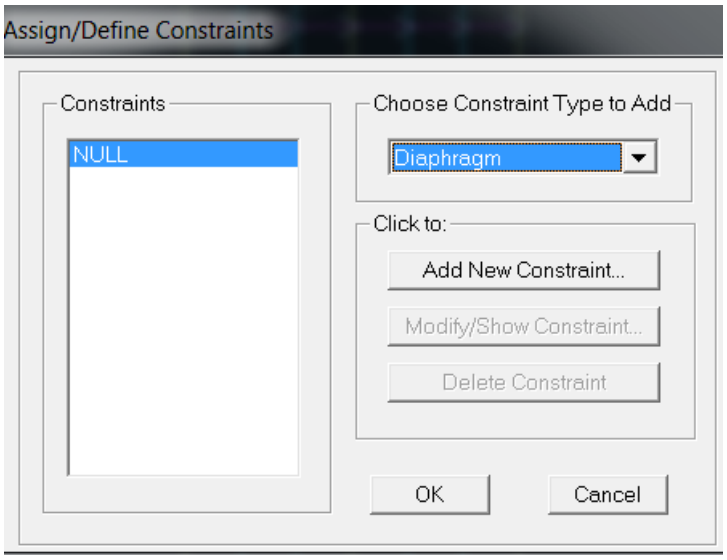


Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Acceder al menú Assign - - ->Joint - - -> Constraints

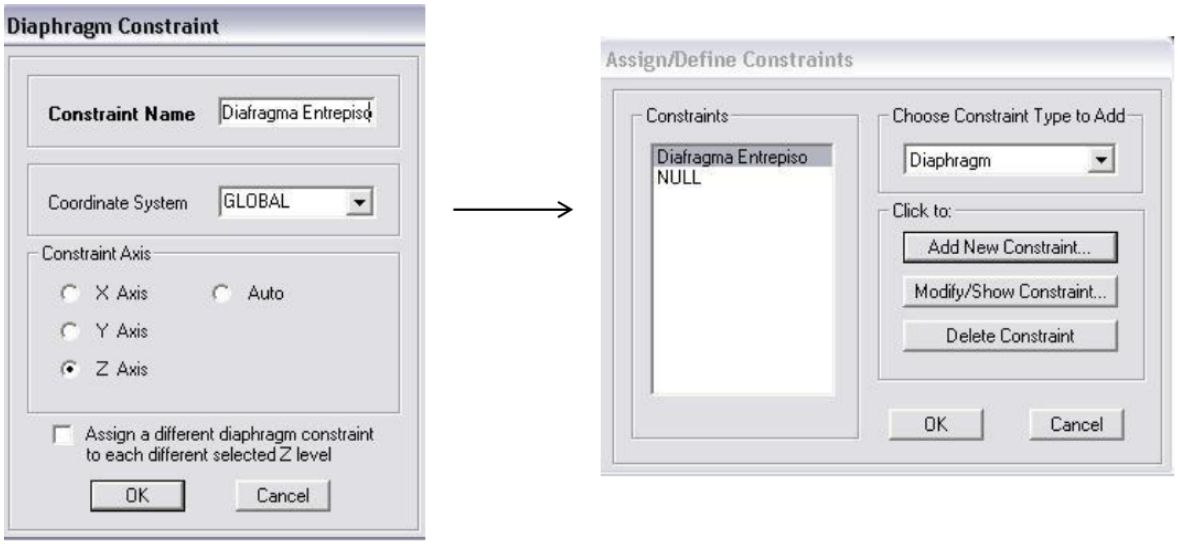


2. Seleccionar “Diaphragm” y luego “Add New Constraint”



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

3. Se elige el nombre “Diafragma Entrepiso” y se selecciona el eje “Z”. Finalmente se selecciona el comando “OK” dos veces.



II. Cálculo de cargas de diseño

Observación: En este acápite se utilizan las especificaciones del sistema de entrepiso “Galva-Deck” proporcionadas por la empresa Ferromax.

<u>Carga viva</u>

Se supone **650 kg/m^2**

(Página 09 RNC-07 – Bodegas tipo Pesado)

<u>Carga Muerta</u>

Ladrillo de cemento = 83 kg/m^2 (página 114 RNC-07)

Sistema eléctrico y accesorios = 15kg/m^2 (supuesto)

Capa de mortero de 2cm = 2200 kg/m^3 x 0.02 m = 44kg/m^2 (página 116 RNC-07)

Total de Carga Muerta (**sin incluir peso propio del sistema compuesto**) = **142 kg/m^2**

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Se calcula una carga total (mayorada según Reglamento Nacional de la Construcción) para comparar con tabla I.

CT = 650 kg/ m^2 (1.6) + 142 kg/ m^2 (1.2)

CT = 1,210.4 kg/ m^2

Tabla I Ferromax: Sobrecarga permisible (Kg/ m^2)

SOBRECARGA PERMISIBLE (KG/M2)						
CALIBRE	LONG. METROS	ESPESOR DE CONCRETO (CM)				
		5	6	8	10	12
22	1.8	1793	2171	28929	3688	4444
	2	1592	1930	2608	3285	3962
	2.2	1727	1728	2344	2956	3568
	2.4	1198	1414	1932	2624	3238

En el caso propuesto, la longitud entre vigas de soporte para la sección compuesta es de 2 metros, por lo tanto se selecciona calibre 22, con un espesor de 5 centímetros de concreto ya que :

1,592 kg/m^2>1,210.4 Kg/m^2

Cálculo de carga muerta total

Tabla II. Ferromax: Propiedades de la sección compuesta para un metro de ancho

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA PARA UN METRO DE ANCHO						
CALIBRE	ESPESOR DEL CONCRETO EN CM	PESO KG/M^2	ESFUERZO CORTANTE KG	Ixc Cm^4	Sxc (sup) Cm^3	Sxc (Inf) Cm^3
22	5	221	1809	560	135	65
	6	234	2170	695	153	76

La carga muerta total es igual a 142 kg/m^2 + 221 kg/m^2 = **363 kg/m^2**

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Tributación de cargas

Se tiene un ancho tributario de dos metros para las vigas centrales y un metro para las laterales, la disposición de cargas es la siguiente:

Cargas vivas

650 kg/m^2 X 2 m = 1,300 Kg/m para vigas centrales

650 kg/m^2 X 1 m = 650 Kg/m para vigas laterales

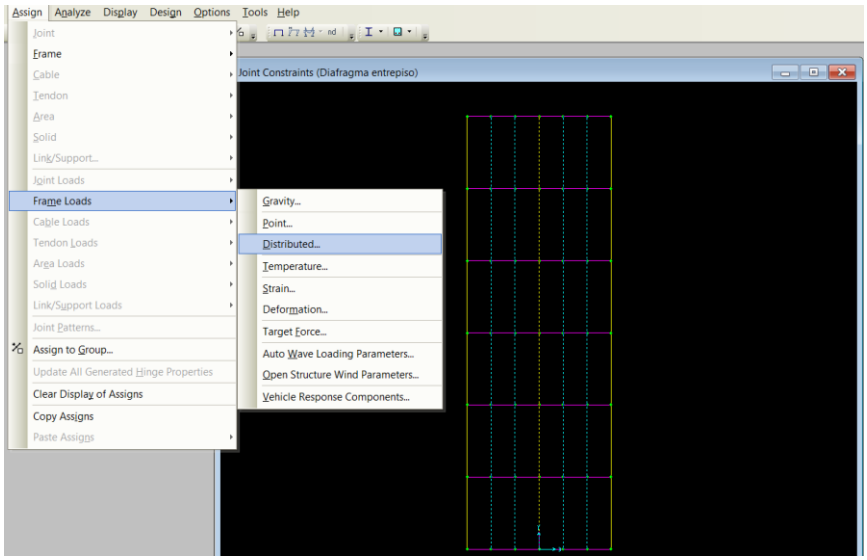
Cargas muertas

363 kg/m^2 X 2 m = 726 kg/m para vigas centrales

363 kg/m^2 X 1 m = 363 kg/m para vigas laterales

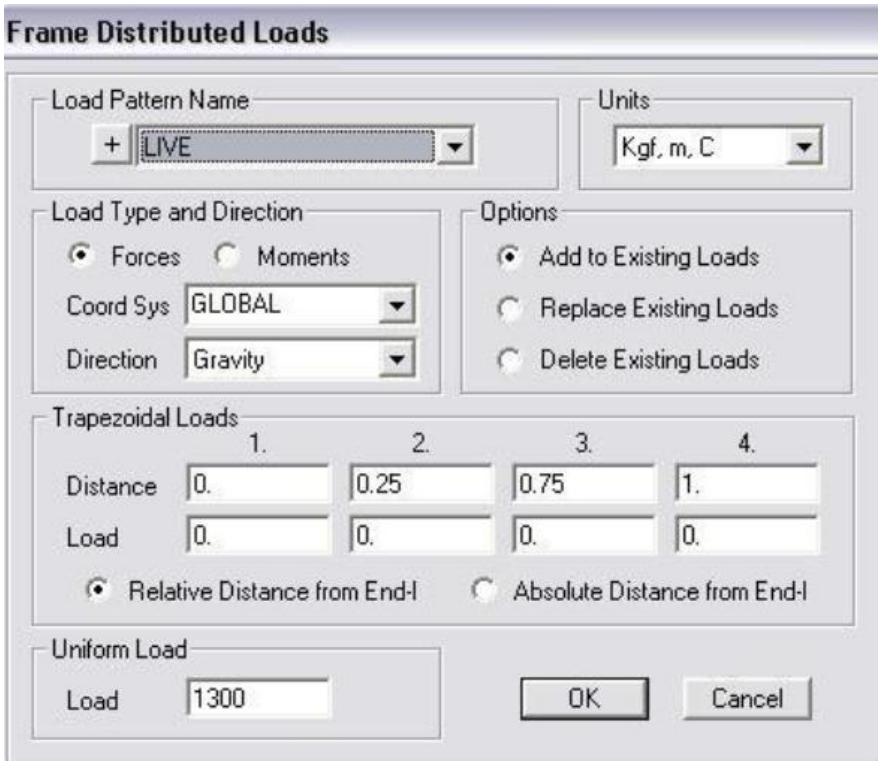
III. Asignación de cargas de diseño al modelo de entrepiso

1. Se seleccionan las vigas centrales y se asigna cargas distribuidas (Viva y Muerta) a como se muestra en la figura.

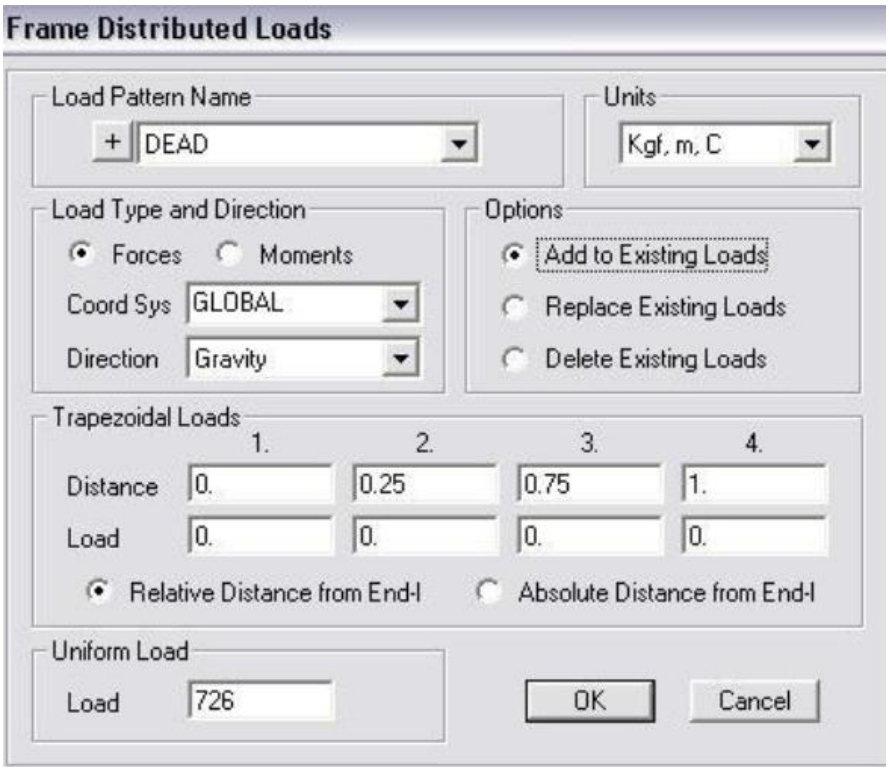


Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

1.1. Carga viva

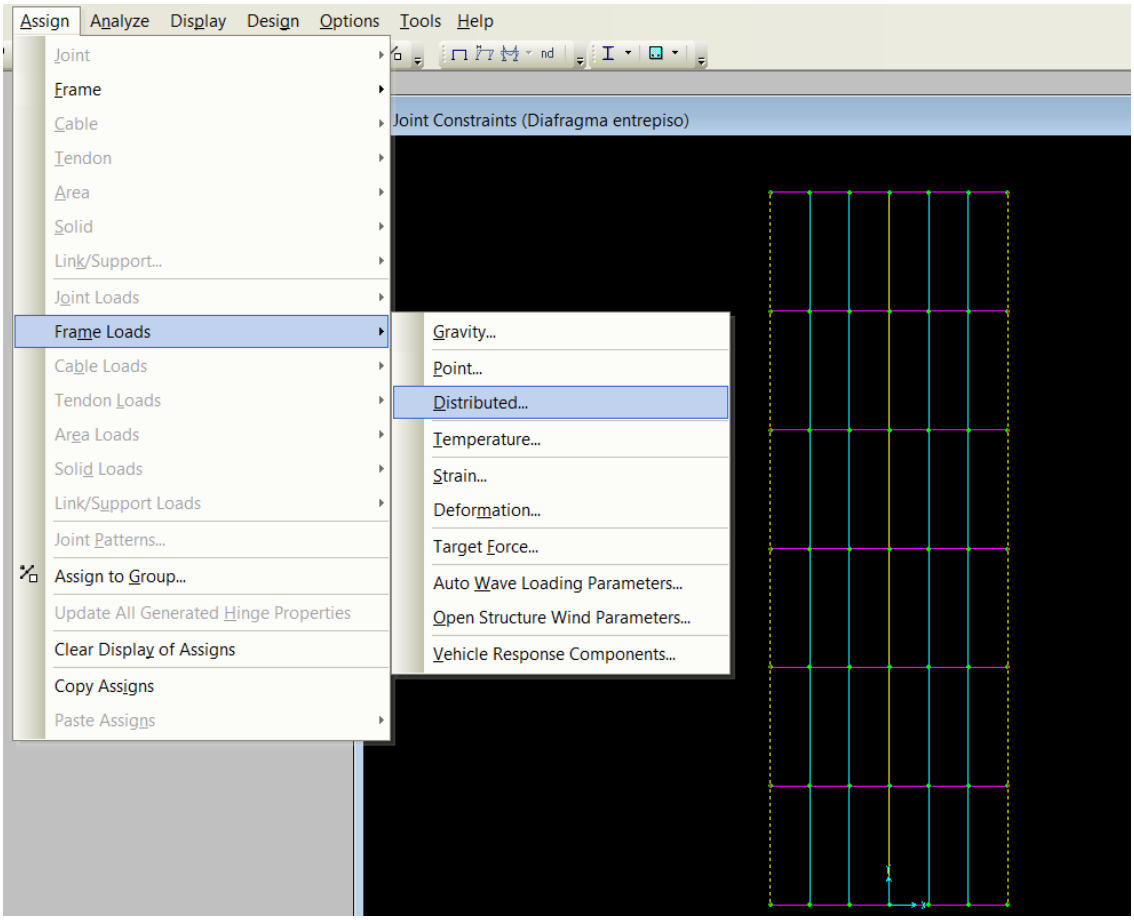


1.2. Carga Muerta



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

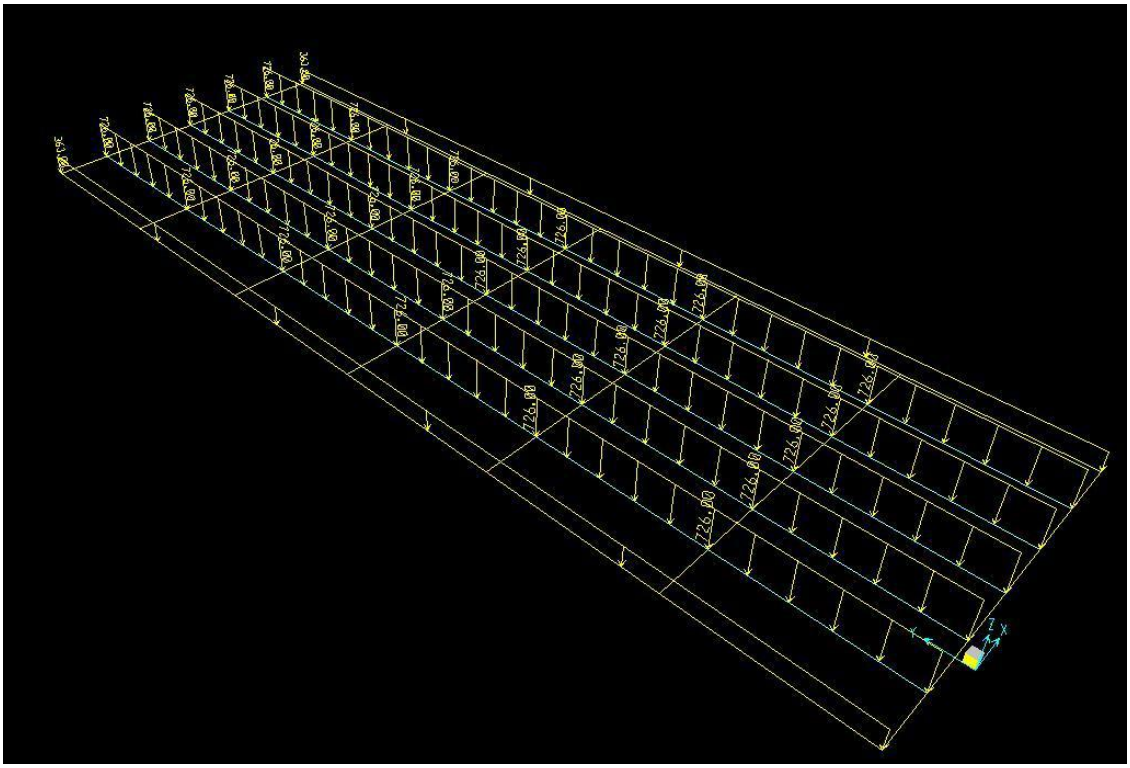
2. Se seleccionan vigas laterales y se asignan cargas (viva y muerta) a como se muestra en las figuras anteriores.



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

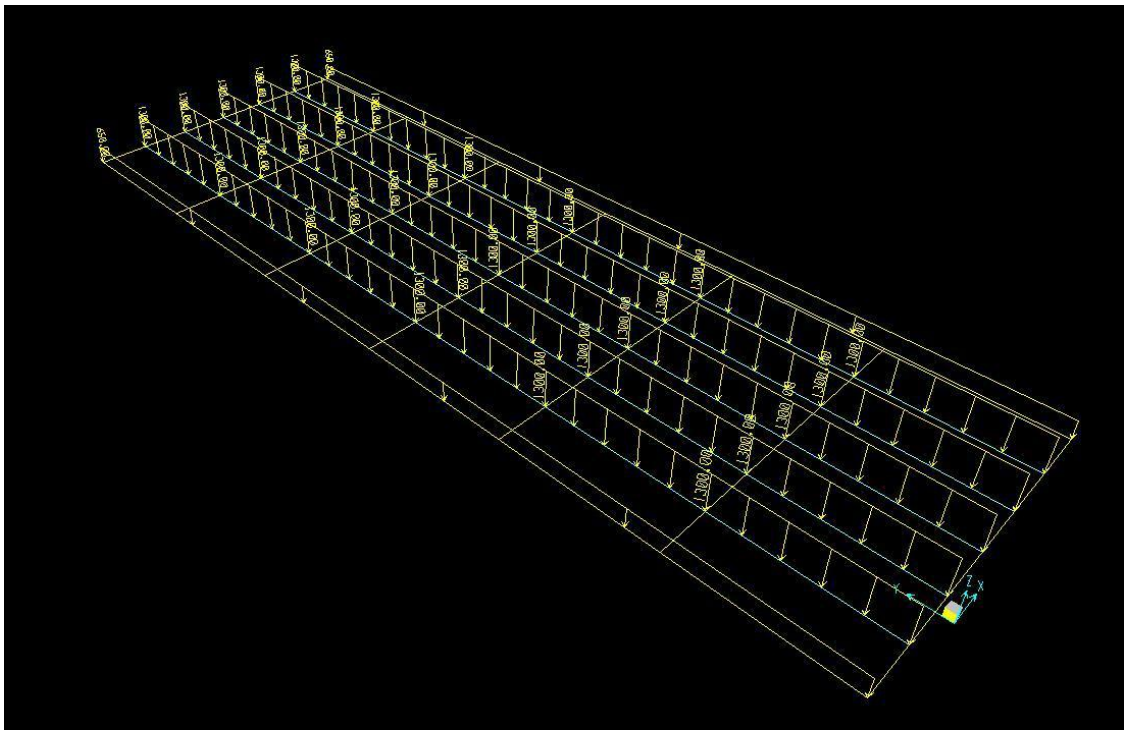
IV. Disposición Final de Cargas de Entrepiso

Carga muerta



Carga Viva

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



3.4. Análisis sísmico estático

El artículo 32 del RNC-07 permite el uso del método estático equivalente para el análisis de una estructura irregular de no más de 30 metros de altura, de acuerdo al artículo 30, inciso “b”, lo cual corresponde a la estructura bajo estudio. De acuerdo a este método, la fuerza sísmica basal es el peso total de la estructura multiplicada por un coeficiente “C” que se define en el artículo 24 del RNC-07, y de esta manera se determinan las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura. En general, las fuerzas sísmicas se distribuyen en cada nivel de una estructura mediante la siguiente fórmula:

$$Fs_i = c\, W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Donde:

W_i = peso de la i-ésima masa.

h_i = es la altura de la i-ésima masa sobre el desplante.

c = coeficiente sísmico definido en el artículo 24.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Opcionalmente a la fórmula anterior, pueden adoptarse fuerzas sísmicas menores, siempre y cuando se tome en cuenta el período fundamental calculado de la siguiente manera:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^{\,2}}{g \sum Fs_i X_i}}$$

Donde:

X_i = desplazamiento del nivel i, relativo a la base de la estructura, en la dirección de la fuerza calculados según la fuerza del artículo 32, inciso “a” del RNC-07.

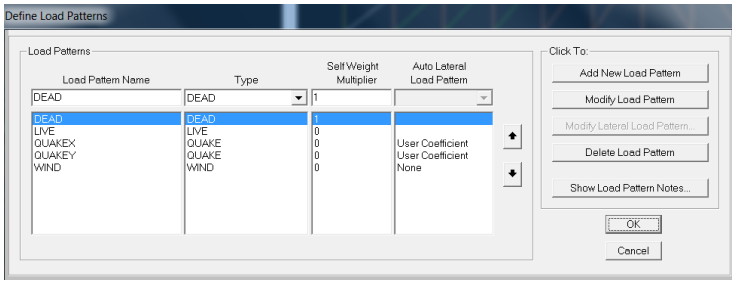
g = aceleración de la gravedad.

$FS_i = \frac{a}{\Omega Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{g \sum W_i h_i}$; “a” es la ordenada espectral definida en el artículo 27.

Para más detalles respecto a las normas mínimas para determinar cargas debido a sismo, se puede consultar el Título II del RNC-07.

Análisis sísmico con SAP2000

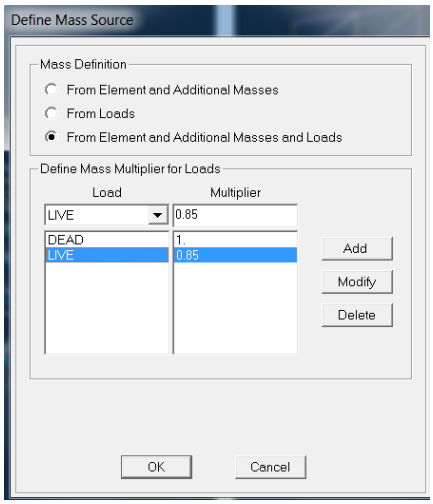
Con ayuda del SAP2000, se definen dos patrones de carga para la fuerza sísmica en la dirección de “X” y “Y”. De esta forma se puede introducir el coeficiente sísmico y simular de forma efectiva los efectos en un sismo en las direcciones correspondientes.



Luego de definir los patrones de carga (Load Patterns), se define la fuente de masa (Mass Source). En este caso, se seleccionó la opción de “Definición de

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

masa por elementos, masas adicionales y cargas” (From Element and Additional Masses and Loads).



Como se puede observar en el cuadro de diálogo anterior, el usuario tiene la opción de definir un multiplicador para los distintos patrones de carga. En este caso, la carga viva ha sido definida por el usuario al 85% de su valor total, lo que permitirá simular la permisividad de “carga viva reducida” que estipula el RNC-07 para cálculo de fuerzas sísmicas. La lógica de esta reducción de carga viva está en que la probabilidad de que una edificación esté completamente ocupada durante el evento de un sismo es baja, por tanto, el diseño mediante esta condición es conservador y está del lado de la seguridad.

El análisis de sismo se realiza de acuerdo al Título II del RNC-07.

Consideraciones para el cálculo del coeficiente sísmico[13]

Revisión del artículo 20:

- Clasificación de la estructura

Grupo B. Estructuras de normal importancia, aquellas en que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales

13 Págs. 17 – 23, RNC-07

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

comerciales, naves industriales, hoteles, depósitos y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.

Revisión del artículo 21:

- Factor de reducción de ductilidad

Se utiliza Q = 2 ya que cumple con los requisitos del inciso c) del artículo 21. Se determinará el valor de Q' de acuerdo a las disposiciones del artículo 23.

Revisión del artículo 22:

- Factor de reducción por sobre-resistencia

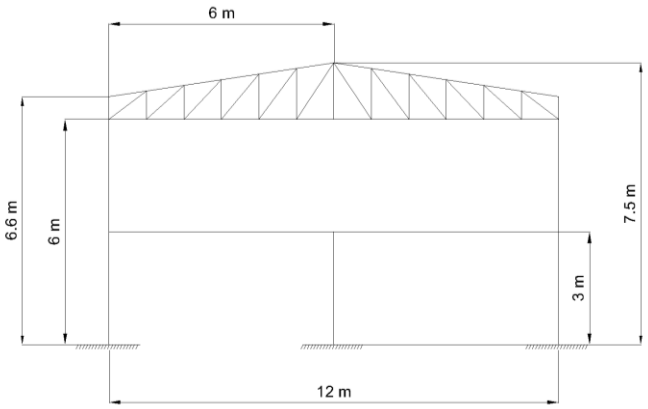
Este factor es constante y se define como Ω = 2

Revisión del artículo 23.

- Condiciones de regularidad

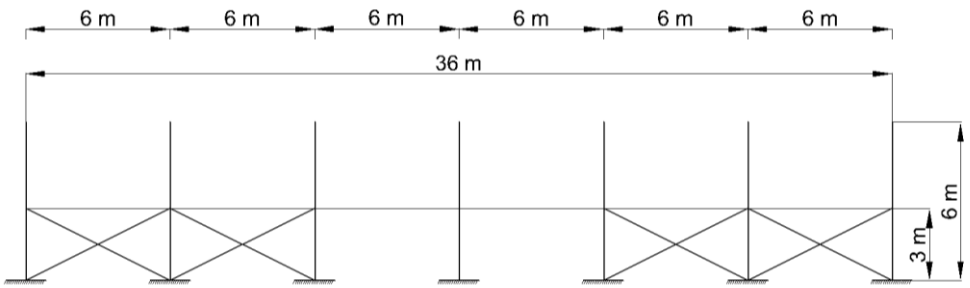
1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que corresponde a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

Eje transversal



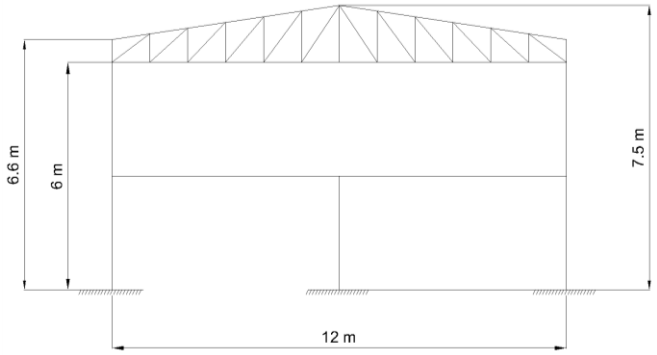
Eje longitudinal

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



El edificio es sensiblemente simétrico con respecto a dos ejes ortogonales, por lo tanto, **cumple**.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.



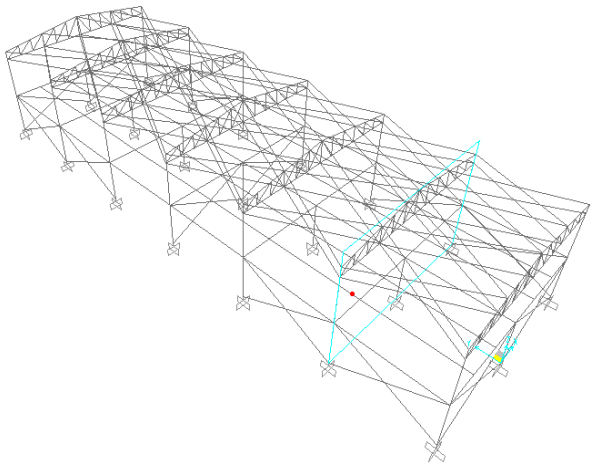
$$\frac{7.5\ \mathrm{m}}{12\ \mathrm{m}} = 0.625;\ \ 0.625\ \leq 2.5, \text{por lo tanto,} \qquad \textbf{cumple}.$$

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

   No cumple, ya que el largo es de 36 metros y el ancho es de 12 metros, por tanto la relación es de 3.

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

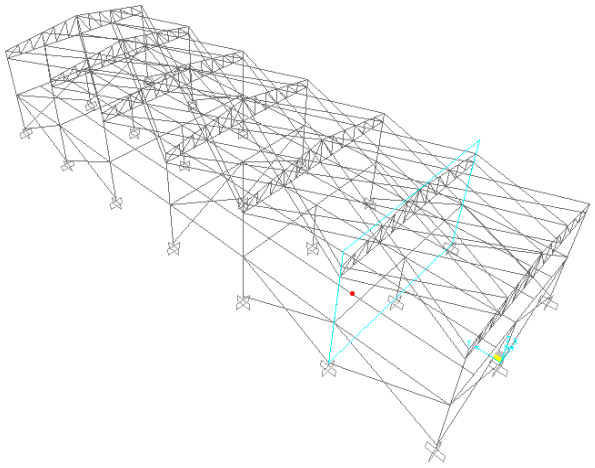


Ninguna de las entrantes o salientes del edificio excede el 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección a considerar, por lo tanto, el edificio cumple.

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

   Tanto el techo como el entrepiso son diafragmas rígidos, esto se comprobará en el análisis estructural.

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.



Ninguna de aberturas en el sistema de techo o piso del edificio excede el 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección a considerar, por lo tanto, el edificio cumple.

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior, ni excepción hecha del último nivel de la construcción, es mayor que 70 por ciento de dicho peso.

   Edificio en frío

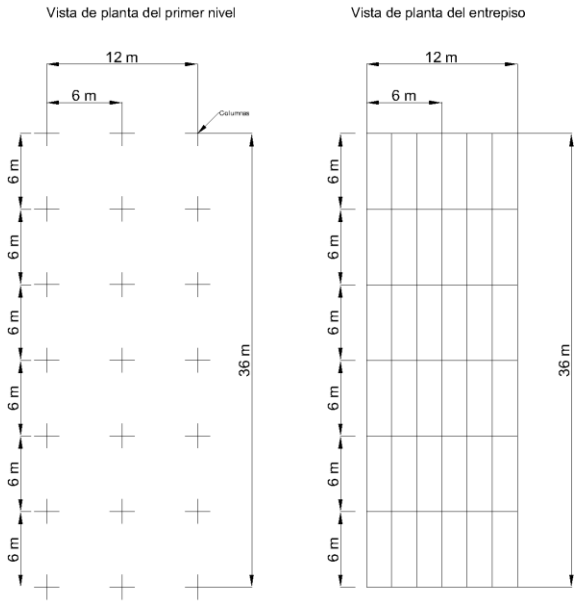
   Peso del entrepiso = 414.53 Ton
   Peso del techo = 14.55 Ton

   Edificio en caliente

   Peso del entrepiso = 455.61 Ton
   Peso del techo = 13.72 Ton

   Como puede observarse, el peso del entrepiso es mucho mayor que el peso del techo, para ambos edificios. Los edificios **cumplen**.

8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

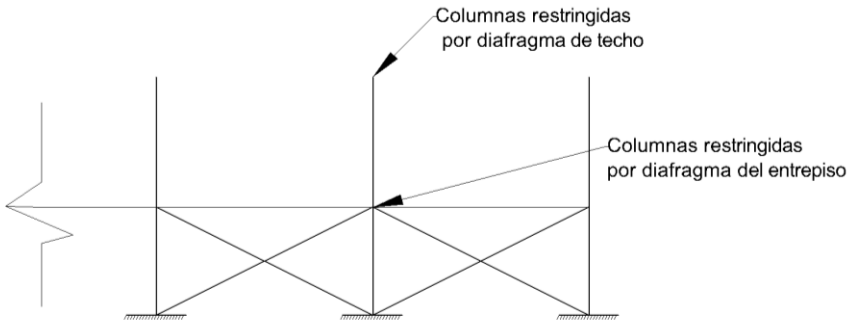


El entrepiso tiene la misma área que el nivel inferior, por lo tanto, **cumple**.

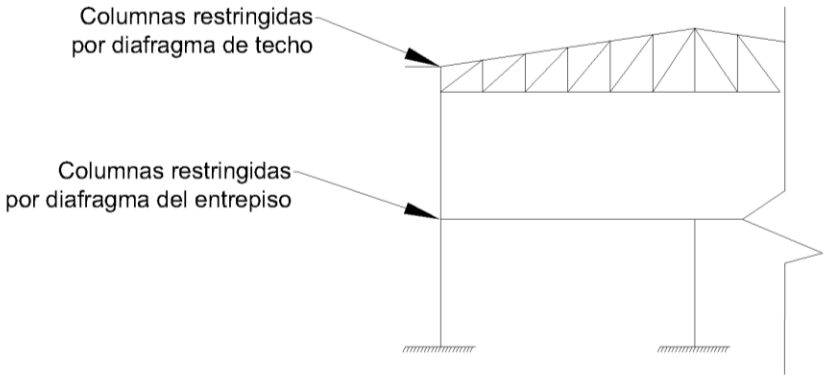
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

Vista de las columnas en la dirección longitudinal



Vista de las columnas en la dirección transversal



Las columnas se encuentran restringidas por diafragmas horizontales tanto en el entrepiso como en el techo, por lo tanto, **cumple**.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

10. La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso Inmediatamente inferior**.** El último entrepiso queda excluido de este requisito**.**

    Cumple, el edificio tiene solamente un entrepiso.

11. La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito**.**

    Cumple, el edificio tiene solamente un entrepiso.

12. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Debido a la simetría en las dos direcciones del edificio propuesto, el centro de torsión coincide con el centro de masa de la estructura, por lo que la excentricidad torsional será nula. Por tanto, la excentricidad torsional no excede de 10 por ciento de la dimensión en planta. **Cumple**.

Por tanto, luego de evaluar las condiciones de regularidad, se concluye que el edificio es irregular ya que no satisface uno de los requisitos del inciso a) del artículo 23.

Según el artículo 23, inciso d), el factor de reducción por ductilidad “Q’” se multiplicará por un factor de corrección igual a 0.9 cuando no se cumplan uno de los incisos mencionados anteriormente. Por tanto el factor Q’ a utilizarse para determinar el coeficiente sísmico será:

Q’ = 2 * 0.9 = 1.8

Revisión del artículo 24: Coeficientes de diseño sismo-resistente

- Factor por zonificación sísmica

El valor de aceleración máxima del terreno asignado a la zona de Managua (zona C) es a_0= 0.31.

- Factor por tipo de suelo:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Para el diseño planteado se supone un suelo tipo II (suelo firme con 360 < Vs < 750 m/s), el factor de amplificación seleccionado por el tipo de suelo es S=1.5.

Cálculo del coeficiente sísmico:

La siguiente fórmula propone un cálculo del coeficiente sísmico, si no se toma en cuenta el período fundamental de la estructura.

$$C = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S\ (2.7\ xa_0)}{Q'x\Omega} \geq Sa_0$$

Donde:

S = 1.5

a_0 = 0.31

Q' = 1.8

Ω = 2

C = 0.349 y S x a_0 = 0.465

0.465 > 0.349 por tanto se toma **C = 0.465.**

Una vez conocido el período fundamental de la estructura, se puede utilizar un procedimiento para disminuir de manera segura el coeficiente sísmico, resultando en un diseño más económico. En este trabajo monográfico, los periodos sísmicos se obtienen mediante el uso del software de diseño SAP2000 versión 14.

El primer modo de vibración y el más crítico resulta en la dirección "Y", el segundo modo de vibración resulta en la dirección "X" y el tercer modo de vibración es en dirección torsionante.

Edificio conformado en frio:

T1 = 0.255 ; T2 = 0.21 ; T3= 0.20

Edificio conformado en caliente:

T1= 0.259 ; T2 = 0.257; T3 = 0.24

Los periodos de vibración mostrados tienen valores entre 0.1 y 0.6, por lo tanto se determinará el valor de la ordenada espectral del espectro de diseño para Nicaragua y luego se calculará el coeficiente sísmico.

Cálculo de la ordenada espectral de los edificios

$a = \mathrm{Sd}; \mathrm{S} = 1.5; \mathrm{d} = 2.7 \text{ x } a_0$

$a = 1.5 \text{ x } 2.7 \text{ x } 0.31 = 1.2555$

$c = \frac{a}{Q'\Omega}$

Donde:

a= 1.2555

Q´= 1.8 (Q´= Q si T>0.1)

Ω= 2

Por lo tanto, **C = 0.3487**

3.4.1. Sistemas estructurales de piso y techo: diafragmas horizontales

La ciudad de Managua es considerada una zona altamente sísmica, por lo tanto se debe poner especial atención a los elementos principales, tales como columnas, muros, contravientos, vigas, y demás. Estos elementos restringen la rotación de los edificios y proveen rigidez a cargas laterales. Además de dichos elementos, los diafragmas distribuyen las fuerzas horizontales que se generan por la inercia de elementos verticales.

El RNC-07 define los tipos de diafragmas horizontales de la siguiente manera:

- Diafragma flexible

Es aquel sistema de techo o entrepiso que sólo tiene capacidad de transmitir fuerzas de corte directo tangenciales al plano del diafragma.

- Diafragma rígido

Sistema, ya sea de techo o entrepiso que pueda distribuir las cargas horizontales según las rigideces de los elementos resistentes de apoyo.

Para los edificios propuestos, se tiene un entrepiso de tipo “Steel deck”, por lo cual el entrepiso se comporta como un diafragma frígido. Sin embargo, en el techo se tienen cerchas cuya flexibilidad frente a los movimientos sísmicos podría representar un reto en el análisis estructural, ya que invalidaría el uso del método estático.

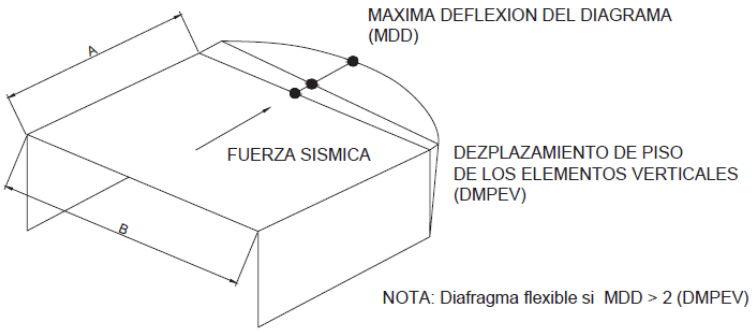
En su libro “Diseño sísmico de edificios”, página 194, Bazán y Meli definen algunos problemas asociados a la presencia de diafragmas flexibles en las estructuras, y luego plantean lo siguiente:

“…es recomendable formar diafragmas horizontales (rígidos) en cada nivel. En los sistemas de piso o techo que no lo sean en forma natural, deben colocarse elementos rigidizantes, como contravientos horizontales sobre vigas paralelas o firmes de concreto armado sobre elementos pre-colados. Cuando no sea factible lograr efecto de diafragma, deberán emplearse métodos de análisis que tengan en cuenta las deformaciones en su plano de los elementos de piso.”

De acuerdo a lo anterior, se proveerán contravientos horizontales para el techo de ambos edificios, para así rigidizar dichos diafragmas. Luego se verificará que los edificios cumplan con las consideraciones pertinentes del RNC-07.

- Consideraciones para un diafragma rígido

El RNC-07, en su artículo 7, inciso n) establece que un diafragma se considerará rígido siempre y cuando la máxima deflexión del diafragma (MDD) sea menor que dos veces el desplazamiento máximo de piso de los elementos verticales (DMPEV). De lo contrario, el diafragma deberá considerarse como un diafragma flexible.

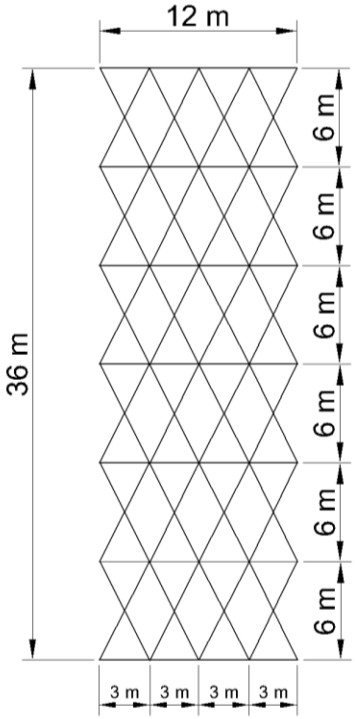


(Figura 1 del RNC-07)

<u>Contraviento propuesto</u>

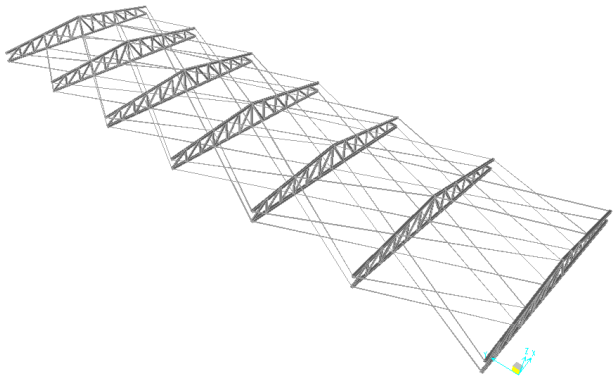
El contraviento de la estructura consiste en varillas de acero A-40, dispuestas en forma de “X”, las cuales amarran las cuerdas inferiores y superiores de las cerchas. La siguiente figura muestra una vista de planta de los contravientos que unen las cuerdas inferiores, la misma figura es válida para los contravientos en la cuerda superior, con la diferencia de que éstos últimos se colocaron siguiendo la pendiente del techo.

- Contravientos de la cuerda inferior y superior.



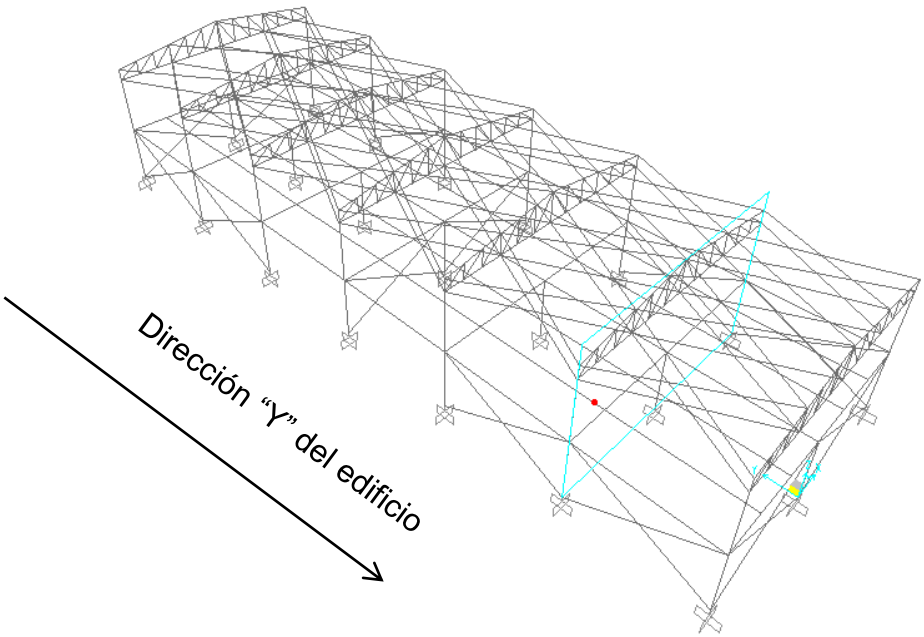
<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Vista en tres dimensiones del contraviento para el techo



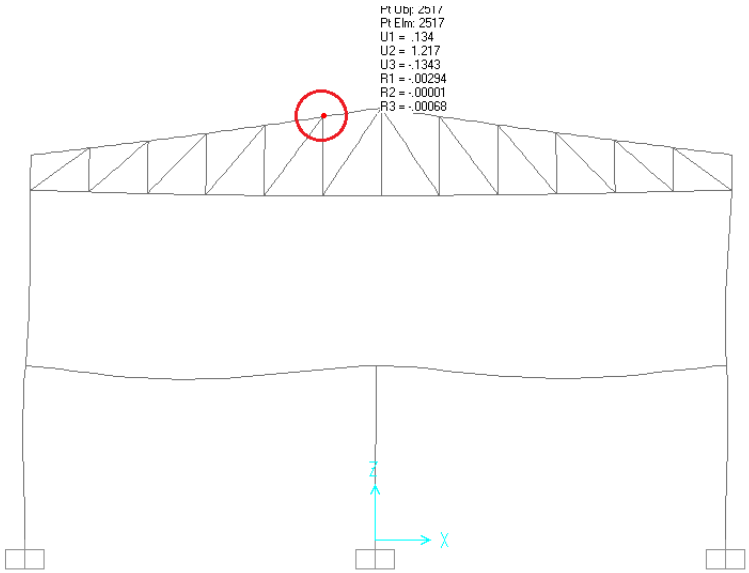
<u>Revisión del diafragma de techo para el edificio conformado en frío:</u>

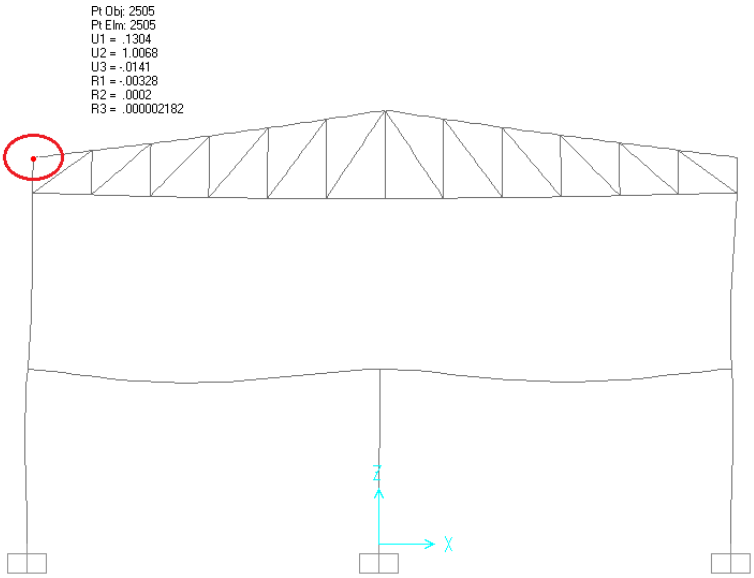
El desplazamiento crítico tanto del entrepiso como del techo está en la dirección “Y” del edificio, puesto que es la longitud larga del mismo.



En la siguiente figura se aprecia el desplazamiento mayor del techo (nodo X= -1 m, Y= 6 m, Z= 7.35 m), por la combinación de carga crítica ELAST-4 (CM + 0.71 Fsy + 0.213 Fsx). El valor del desplazamiento máximo en dirección “U2” (dirección “Y”) es de 1.217 cm, mientras que el valor del desplazamiento del elemento vertical resistente (la columna) es de 1.0068 cm.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia





Por lo tanto, se tiene que:

MDD: 1.217 cm

DMPEV: 1.0068 cm

2 x DMPEV = 2.0136 cm

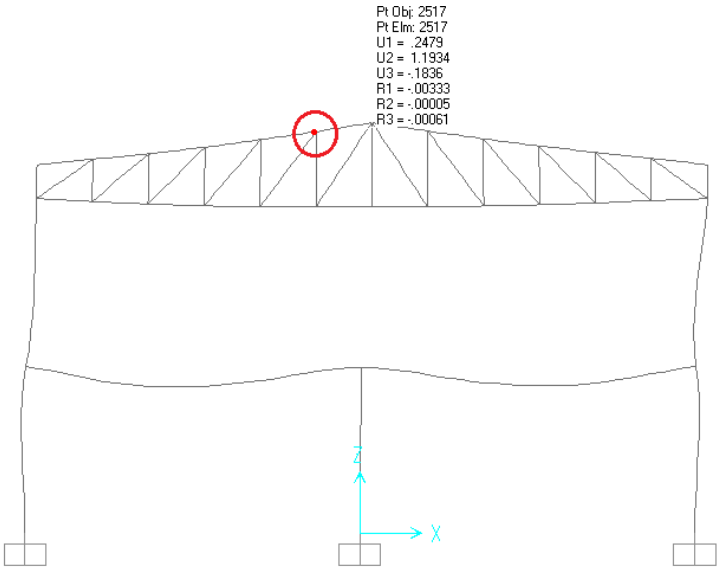
2 DMPEV > MDD; Cumple!

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

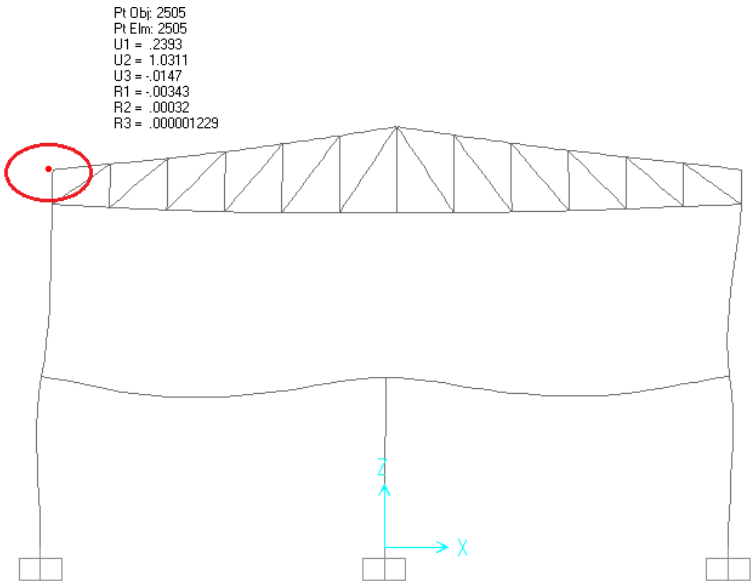
Revisión del diafragma de techo para el edificio conformado en caliente:

El desplazamiento crítico tanto del entrepiso como del techo está en la dirección “Y” del edificio, puesto que es la longitud larga del mismo.

En la siguiente figura se aprecia el desplazamiento mayor del techo (nodo X= -1 m, Y= 6 m, Z= 7.35 m), por la combinación de carga crítica ELAST-4 (CM + 0.71 Fsy + 0.213 Fsx). El valor del desplazamiento máximo en dirección “U2” (dirección “Y”) es de 1.1934 cm, mientras que el valor del desplazamiento del elemento vertical resistente (la columna) es de 1.0311 cm.



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Por lo tanto, se tiene que:

MDD: 1.1934 cm

DMPEV: 1.0311 cm

2 x DMPEV = 2.0622 cm

2 DMPEV > MDD; Cumple!

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

3.4.2. Revisión de desplazamientos laterales

Los desplazamientos a analizar serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas, y luego se multiplicarán por los factores correspondientes de acuerdo a los incisos a, b y c del artículo 34 del RNC-07.

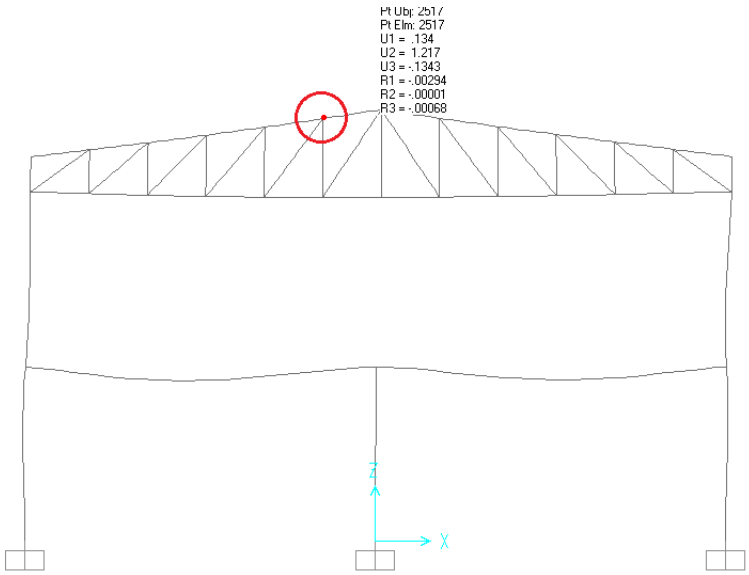
El desplazamiento a revisar de acuerdo al artículo 34, será el que resulte crítico de entre las siguientes combinaciones de carga:

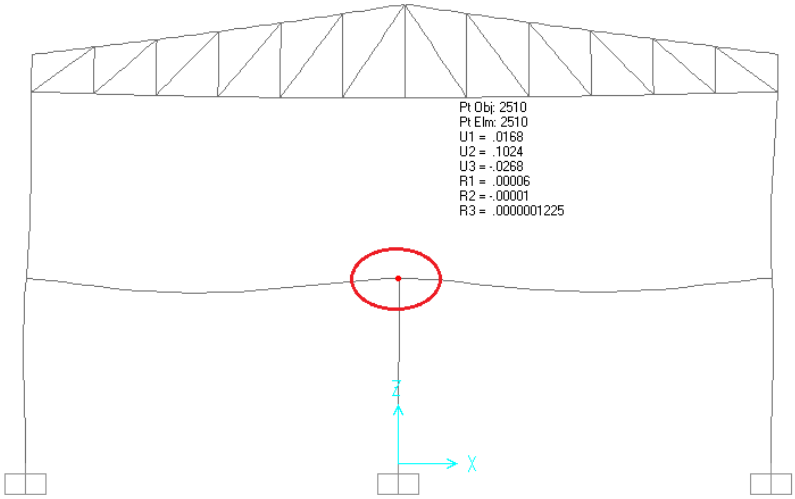
Combinaciones de carga elásticas	
ELAST-1	CM + CV + CZ
ELAST-2	CM + 0.71 Qx + 0.213 Qy
ELAST-3	CM - 0.71 Qx - 0.213 Qy
ELAST-4	CM + 0.71 Qy + 0.213 Qx
ELAST-5	CM -0.71 Qy - 0.213 Qx
ELAST-6	CM + Wx
ELAST-7	CM + Wy
ELAST-8	0.6 CM - 0.71 Qx + 0.213 Qy
ELAST-9	0.6 CM + 0.71 Qx - 0.213 Qy
ELAST-10	0.6 CM + 0.71 Qy + 0.213 Qx
ELAST-11	0.6 CM -0.71 Qy - 0.213 Qx
ELAST-12	0.6 CM + Wx
ELAST-13	0.6 CM + Wy

3.4.2.1. Edificio diseñado según AISI-S100-2007

En la siguiente figura se aprecia el desplazamiento mayor del techo (nodo X= -1 m, Y= 6 m, Z= 7.35 m), por la combinación de carga crítica ELAST-4 (CM + 0.71 Fsy + 0.213 Fsx). El valor del desplazamiento máximo en dirección “U2” (dirección “Y”) es de 1.217 cm, mientras que el valor del desplazamiento del nivel inferior (el entrepiso) es de 0.1024 cm.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia





<u>Calculo de los desplazamientos de servicio y colapso:</u>

- Desplazamientos en el estado límite de servicio en “Y”

Según el art.34 del RNC-07, si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del período estructural, tal como se prevé en el artículo 32 inciso b), los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor Q’Ω/2.5. El valor de Q’ se calculará para el período fundamental de la estructura, en este caso Q’= Q = 1.8.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Q'Ω/2.5 = 1.44

1.217 cm * 1.44 = 1.752 cm

0.1024 cm * 1.44 = 0.147 cm

- Desplazamientos en el estado límite de colapso en "Y"

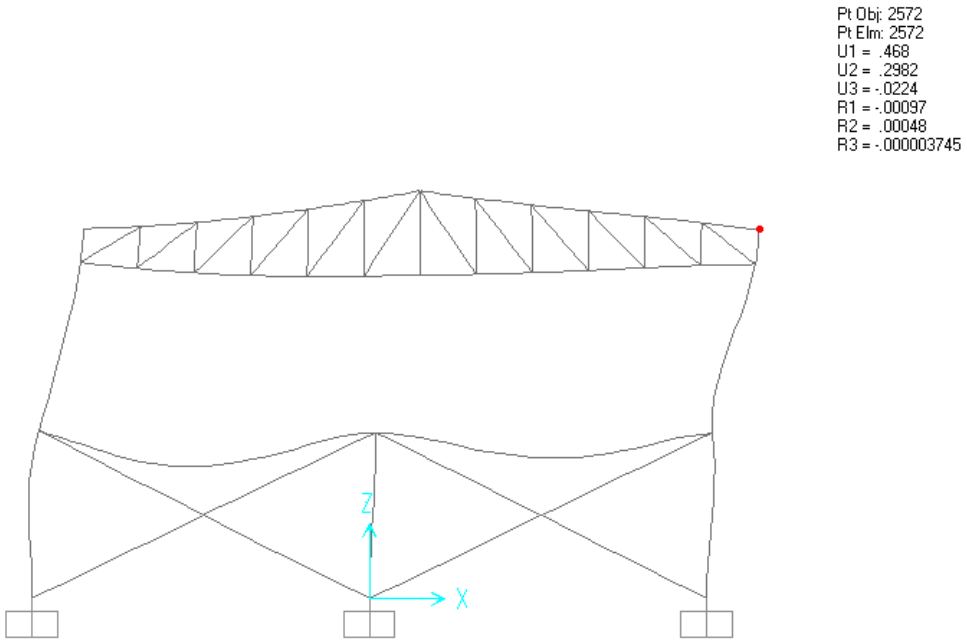
Los desplazamientos en este caso serán los que resulten de los análisis estructurales ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor QΩ, o sea 3.6 en este caso

1.217 cm * 3.6 = 4.381 cm

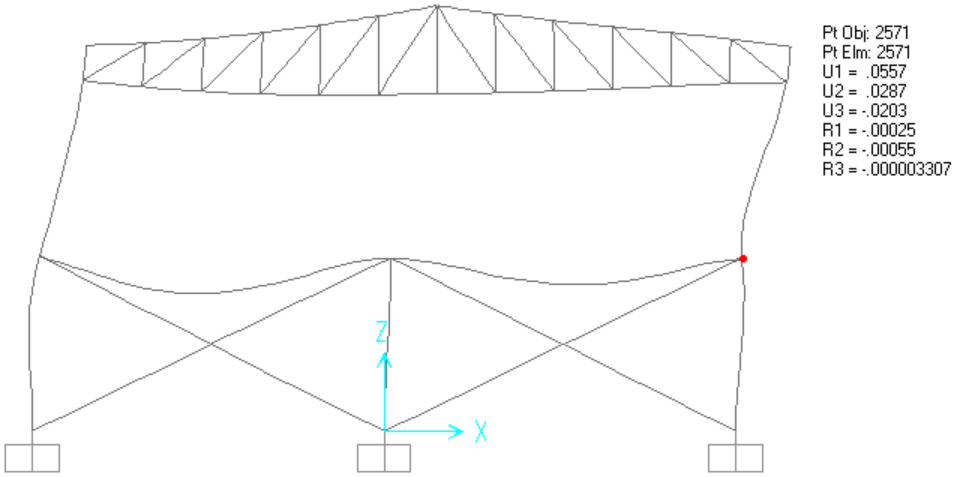
0.1024 cm * 3.6 = 0.369 cm

- Desplazamientos en el estado límite de servicio en "X"

En la siguiente figura de muestran los desplazamientos en la dirección "X" del marco crítico, en este caso el edificio se encuentra sometido a la combinación de carga ELAST – 2 (CM + 0.213 Fsy + 0.71 Fsx) el valor del desplazamiento en la dirección "X" es U1.



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Los desplazamientos en la dirección “X” se revisan de la misma forma que los anteriores:

0.468 cm * 1.44 = 0.6739 cm

0.0557 cm * 1.44 = 0.0802 cm

- Desplazamientos en el estado límite de colapso en “X”

0.468 cm * 3.6 = 1.685 cm

0.0557 cm * 3.6 = 0.201 cm

<u>Calculo de los desplazamientos permisibles: techo y entrepiso</u>

- Desplazamiento en el estado límite de servicio

Según el art.34 del RNC-07, la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el artículo 34, inciso a), no excederán 0.004 veces las diferencias de elevaciones correspondientes.

- Desplazamiento en el estado límite de servicio en la dirección “Y”

0.004 * 435 cm (diferencia de elevación) = 1.74 cm (Desplazamiento de servicio permisible no considerando elementos no estructurales)

<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Diferencia entre desplazamiento de pisos consecutivos = 1.752 cm – 0.147 cm = 1.605 cm

1.605 cm< 1.74 cm. **Cumple**

- Desplazamiento en el estado límite de servicio en la dirección “X”

0.004 * 360 cm = 1.44cm

Diferencia entre desplazamientos de pisos consecutivos = 0.6739 cm - 0.080 cm = 0.594 cm

0.594 cm < 1.44 cm. **Cumple**

- Desplazamiento de colapso:

La distorsión máxima permitida según la Tabla 4, para Q= 2 (marcos de acero con contravientos concéntricos) es de 0.015.

- Desplazamiento de colapso en la dirección “Y”

Considerando la altura entre el techo y entrepiso (4.35 m), y la diferencia de desplazamientos en el estado límite de colapso, la distorsión calculada es la siguiente:

$$\text{Distorsión calculada} = \frac{4.381\text{ cm} - 0.369\text{ cm}}{735\text{ cm} - 300\text{ cm}} = 0.0092$$

0.0092 < 0.015 cm. **Cumple**

- Desplazamiento de colapso en la dirección “X”

Considerando la diferencia de altura entre el extremo superior de la columna y el entrepiso (3.6 m), y la diferencia entre los desplazamientos límites de colapso, la distorsión se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Distorsión calculada} = \frac{1.685\text{ cm} - 0.201\text{ cm}}{660\text{ cm} - 300\text{ cm}} = 0.0041$$

0.0041 < 0.015 cm. **Cumple**

Calculo de los desplazamientos permisibles: entrepiso y primer nivel

Desplazamientos en el estado límite de servicio

- Desplazamiento en el estado límite de servicio en la dirección “Y”

0.004 * 300 cm (diferencia de elevación) = 1.2 cm (Desplazamiento de servicio permisible no considerando elementos no estructurales)

Diferencia entre desplazamiento de pisos consecutivos = 0.147cm – 0 cm = 0.147 cm

0.147 cm< 1.2 cm. **Cumple**

- Desplazamientos en el estado límite de servicio en la dirección “X”

0.004 * 300 cm = 1.2 cm

Diferencia entre desplazamiento de pisos consecutivos = 0.08cm – 0 cm = 0.08 cm

0.08 cm < 1.2 cm. **Cumple**

- Desplazamiento de colapso:

La distorsión máxima permitida según la Tabla 4, para Q= 2 (marcos de acero con contravientos concéntricos) es de 0.015.

- Desplazamiento de colapso en dirección “Y”

Considerando la altura entre el entrepiso y el primer nivel (3 m), y la diferencia de desplazamientos en el estado límite de colapso, la distorsión calculada es la siguiente:

$$\text{Distorsión calculada} = \frac{0.369\text{ cm} - 0\text{ cm}}{300\text{ cm} - 0\text{ cm}} = 0.00123$$

0.00123 < 0.015 cm. **Cumple**

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Desplazamiento de colapso en dirección “X”

Considerando la altura entre el entrepiso y el primer nivel (3 m), y la diferencia de desplazamientos en el estado límite de colapso, la distorsión calculada es la siguiente:

$$\text{Distorsión calculada} = \frac{0.201\text{ cm} - 0\text{ cm}}{300\text{ cm} - 0\text{ cm}} = 0.0007$$

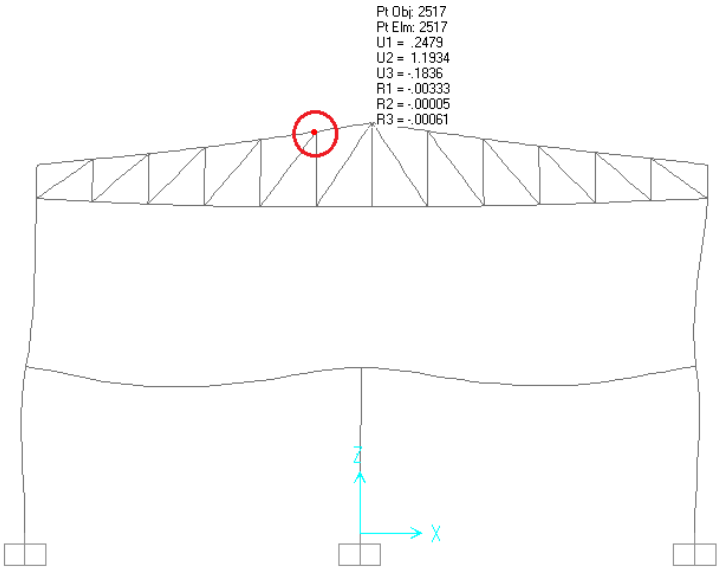
0.0007 < 0.015 cm. **Cumple**

Resumen de revisión de los desplazamientos para el edificio en frío:

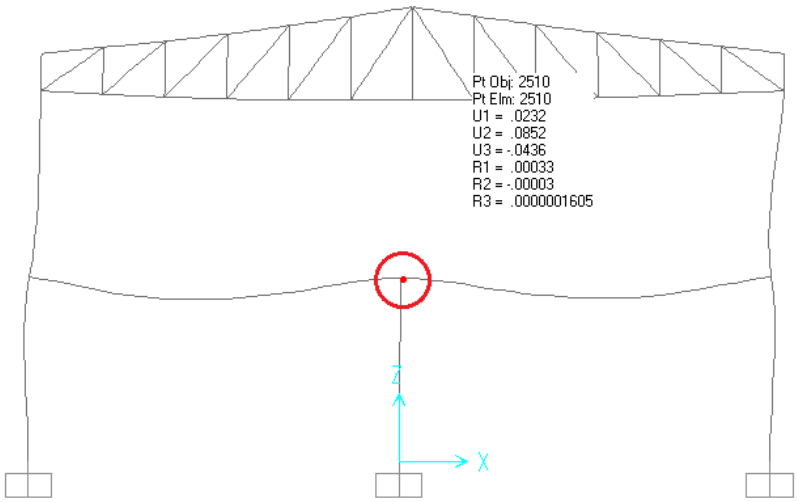
Revisión de desplazamiento lateral: techo y entrepiso			
Tipo	Calculado	Permisible	Cumple
Desplazamiento de servicio en “Y”	1.605 cm	1.74 cm	Si
Desplazamiento de servicio en “X”	0.594 cm	1.44 cm	Si
Distorsión máxima en “Y”	0.0092	0.015	Si
Distorsión máxima en “X”	0.0041	0.015	Si
Revisión de desplazamiento lateral: entrepiso y primer nivel			
Tipo	Calculado	Permisible	Cumple
Desplazamiento de servicio en “Y”	0.147 cm	1.2 cm	Si
Desplazamiento de servicio en “X”	0.08 cm	1.2cm	Si
Distorsión máxima en “Y”	0.00123	0.015	Si
Distorsión máxima en “X”	0.0007	0.015	Si

3.4.2.2. Edificio diseñado según AISC 360-10

En la siguiente figura se aprecia el desplazamiento mayor del techo (nodo X= -1 m, Y= 6 m, Z= 7.35 m), por la combinación de carga crítica ELAST-4 (CM + 0.71 Fsy + 0.213 Fsx). El valor del desplazamiento máximo en dirección “U2” (dirección “Y”) es de 1.1934 cm, mientras que el valor del desplazamiento del nivel inferior (el entrepiso) es de 0.0852 cm.



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Calculo de los desplazamientos servicio y colapso:

- Desplazamientos en el estado límite de servicio “Y”

Según el art.34 del RNC-07, si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del período estructural, tal como se prevé en el artículo 32 inciso b), los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor Q’Ω/2.5. El valor de Q’ se calculará para el período fundamental de la estructura, en este caso Q’= Q = 1.8.

Q’Ω/2.5 = 1.44

1.1934 cm * 1.44 = 1.718 cm

0.0852 cm * 1.44 = 0.123 cm

- Desplazamientos en el estado límite de colapso “Y”

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten de los análisis estructurales ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor QΩ, o sea 3.6 en este caso

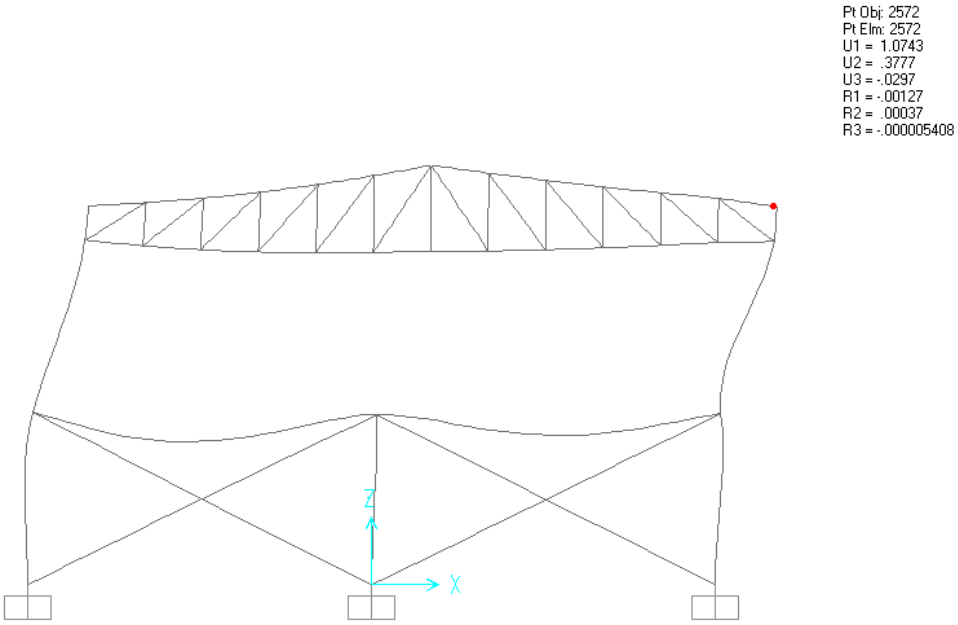
1.1934 cm * 3.6 = 4.296 cm

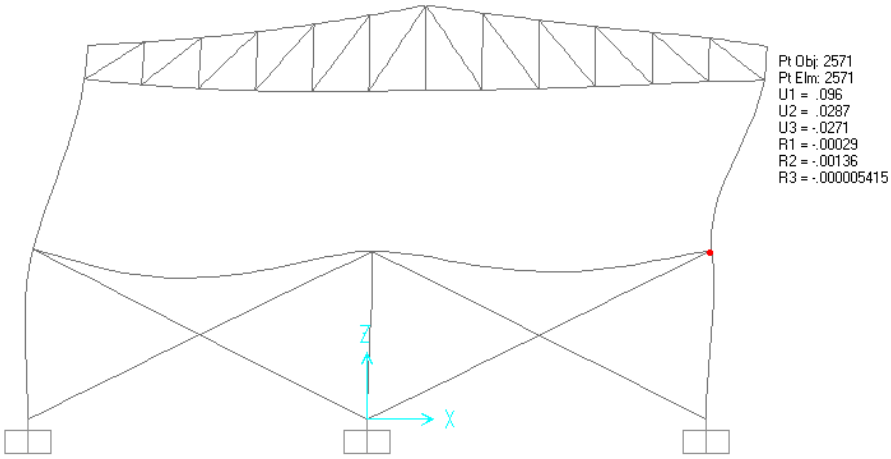
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

0.0852 cm * 3.6 = 0.307 cm

- Desplazamientos en el estado límite de servicio en “X”

En la siguiente figura de muestran los desplazamientos en la dirección “X” del marco crítico, en este caso el edificio se encuentra sometido a la combinación de carga ELAST – 2 (CM + 0.213 Fsy + 0.71 Fsx) el valor del desplazamiento en la dirección “X” es U1.





Los desplazamientos en la dirección “X” se revisan de la misma forma que los anteriores:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

1.074 cm * 1.44 = 1.546 cm

0.096 cm * 1.44 = 0.138 cm

- Desplazamientos en el estado límite de colapso en “X”

1.074 cm * 3.6 = 3.866 cm

0.096 cm * 3.6 = 0.346 cm

Calculo de los desplazamientos permisibles: techo y entrepiso

- Desplazamiento en el estado límite de servicio

Según el art.34 del RNC-07, la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el artículo 34, inciso a), no excederán 0.004 veces las diferencias de elevaciones correspondientes.

- Desplazamiento en el estado límite de servicio en la dirección “Y”

0.004 * 435 cm (diferencia de elevación) = 1.74 cm (Desplazamiento de servicio permisible no considerando elementos no estructurales)

Diferencia entre desplazamiento de pisos consecutivos = 1.718 cm – 0.123 cm = 1.595 cm

1.595 cm< 1.74 cm. **Cumple**

- Desplazamiento en el estado límite de servicio en la dirección “X”

0.004 * 360 cm = 1.44cm

Diferencia entre desplazamientos de pisos consecutivos = 1.546 cm - 0.138 cm = 1.408 cm

1.408 cm < 1.44 cm. **Cumple**

- Desplazamiento de colapso:

La distorsión máxima permitida según la Tabla 4, para Q= 2 (marcos de acero con contravientos concéntricos) es de 0.015.

- Desplazamiento de colapso en la dirección “Y”

Considerando la altura entre el techo y entrepiso (4.35 m), y la diferencia de desplazamientos en el estado límite de colapso, la distorsión calculada es la siguiente:

$$\text{Distorsión calculada} = \frac{4.296\text{ cm} - 0.307\text{ cm}}{735\text{ cm} - 300\text{ cm}} = 0.0092$$

0.0092 < 0.015 cm. **Cumple**

- Desplazamiento de colapso en la dirección “X”

Considerando la diferencia de altura entre el extremo superior de la columna y el entrepiso (3.6 m), y la diferencia entre los desplazamientos límites de colapso, la distorsión se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Distorsión calculada} = \frac{3.866\text{ cm} - 0.346\text{ cm}}{660\text{ cm} - 300\text{ cm}} = 0.0098$$

0.0098 < 0.015 cm. **Cumple**

<u>Calculo de los desplazamientos permisibles: entrepiso y primer nivel</u>

- Desplazamiento en el estado límite de servicio

- Desplazamiento en el estado límite de servicio en la dirección “Y”

0.004 * 300 cm (diferencia de elevación) = 1.2 cm (Desplazamiento de servicio permisible no considerando elementos no estructurales)

Diferencia entre desplazamiento de pisos consecutivos = 0.123 cm – 0 cm = 0.123 cm

0.123 cm< 1.2 cm. **Cumple**

- Desplazamientos en el estado límite de servicio en la dirección “X”

0.004 * 300 cm = 1.2 cm

<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Diferencia entre desplazamiento de pisos consecutivos = 0.138cm – 0 cm = 0.138 cm

0.138 cm < 1.2 cm. **Cumple**

- Desplazamiento de colapso:

La distorsión máxima permitida según la Tabla 4, para Q= 2 (marcos de acero con contravientos concéntricos) es de 0.015.

- Desplazamiento de colapso en dirección “Y”

Considerando la altura entre el entrepiso y el primer nivel (3 m), y la diferencia de desplazamientos en el estado límite de colapso, la distorsión calculada es la siguiente:

$$\text{Distorsión calculada} = \frac{0.307\text{ cm} - 0\text{ cm}}{300\text{ cm} - 0\text{ cm}} = 0.00102$$

0.00102 < 0.015 cm. **Cumple**

- Desplazamiento de colapso en dirección “X”

Considerando la altura entre el entrepiso y el primer nivel (3 m), y la diferencia de desplazamientos en el estado límite de colapso, la distorsión calculada es la siguiente:

$$\text{Distorsión calculada} = \frac{0.346\text{ cm} - 0\text{ cm}}{300\text{ cm} - 0\text{ cm}} = 0.0012$$

0.0012 < 0.015 cm. **Cumple**

<u>Resumen de revisión de los desplazamientos para el edificio en caliente:</u>

Revisión de desplazamiento lateral: techo y entrepiso			
Tipo	Calculado	Permisible	Cumple
Desplazamiento de servicio en “Y”	1.595 cm	1.74 cm	Si
Desplazamiento de servicio en “X”	1.408 cm	1.44 cm	Si
Distorsión máxima	0.0092	0.015	Si

en “Y”			
Distorsión máxima en “X”	0.0098	0.015	Si
Revisión de desplazamiento lateral: entrepiso y primer nivel			
Tipo	Calculado	Permisible	Cumple
Desplazamiento de servicio en “Y”	0.123 cm	1.2 cm	Si
Desplazamiento de servicio en “X”	0.138 cm	1.2 cm	Si
Distorsión máxima en “Y”	0.00102	0.015	Si
Distorsión máxima en “X”	0.0012	0.015	Si

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

CAPÍTULO 4 : DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1. Diseño estructural de elementos para edificio de acero A-500

En esta sección, se aborda el diseño de la edificación considerando elementos conformados en frío, y diseñando dichos elementos de acuerdo al código AISI-S100-2007. Se considerará el acero A-500 grado 93 conformado en frío como material para los distintos elementos.

Propiedades del acero A-500 grado 93 doblado en frío:

Módulo de elasticidad (E): 29500KSI

Esfuerzo de fluencia (Fy): 38.972 KSI

Esfuerzo último (Fu): 44.974 KSI

Las combinaciones de carga que se utilizarán tanto para el edificio en frío, como para el edifico en caliente serán las que se muestran a continuación:

Combinaciones de carga por método de resistencia última	
ULT-1	1.4 CM
ULT-2	1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ
ULT-3	1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ
ULT-4	1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ
ULT-5	1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy
ULT-6	1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy
ULT-7	1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx
ULT-8	1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx
ULT-9	0.9 CM + 1.6 Wx
ULT-10	0.9 CM + 1.6 Wy
ULT-11	0.90 CM + Qx + 0.30 Qy
ULT-12	0.90 CM – Qx – 0.30 Qy
ULT-13	0.90 CM + Qy + 0.30 Qx
ULT-14	0.90 CM – Qy – 0.30 Qx

4.1.1. Diseño de largueros de techo

Consideraciones del diseño:

- El larguero de techo se diseñó utilizando un archivo independiente del programa SAP2000, las reacciones por carga viva, muerta y de viento fueron posteriormente colocadas sobre los nodos de la cercha, para efectos del diseño del edificio completo (ver Anexo I para detalles).
- Se realizó una revisión por flexión siguiendo el código AISI-S100-2007.
- El diseño por flexión se puede realizar mediante el procedimiento I (basado en la iniciación de fluencia de la sección efectiva) o con el procedimiento II (basado en la capacidad de reserva inelástica). Se cumplen las condiciones del procedimiento II, por tanto se utilizó este procedimiento de diseño. Se realizó el diseño por flexión con base en la capacidad de reserva inelástica del perfil, debido a que se cumplen las condiciones del subcapítulo $C.3.1.1_{(b)}$ del código AISI-S100-2007.

La capacidad de reserva flexional inelástica se puede utilizar cuando se satisfacen las siguientes condiciones:

1. El miembro no está sujeto a torsión ni a pandeo lateral, torsional o torsional-flexional.

2. El efecto de la conformación en frío no se incluye al determinar el límite de fluencia Fy.

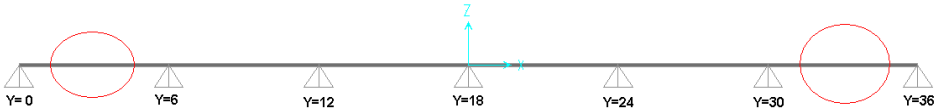
3. La relación entre la profundidad de la porción comprimida del alma y su espesor no es mayor que $\lambda 1$.

4. El esfuerzo de corte no es mayor que 0,35 Fy por la superficie del alma, h_t.

5. El ángulo entre cualquier alma y la vertical no es mayor que 30 grados.

- Las cargas vivas, muertas y de viento fueron tributadas sobre la longitud del larguero y posteriormente, se utilizaron las distintas combinaciones de carga de acuerdo al RNC-07 para determinar las fuerzas de diseño. Además, se ensayó el tramo crítico con una carga puntual de 100 Kg al centro el claro, de acuerdo al artículo 11 del RNC-07.

- En general, los perfiles de techo de una estructura se revisan por combinaciones de viento, carga muerta y viva, por lo cual no se incluyen las combinaciones de carga que incluyen carga de sismo en Fsx y Fsy.
- Localización del larguero crítico:



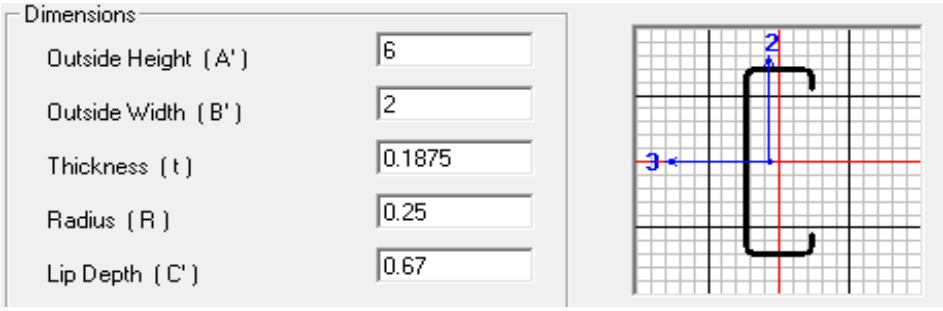
Larguero localizado desde Y=0 a Y=6

ó

Larguero localizado desde Y=30 a Y=36

Donde Y=0, Y=6, Y=12, Y=18, Y=24, Y=30, y Y=36 representan las ubicaciones de los marcos transversales (en la dirección X) del edificio.

Perfil propuesto: perfil C de 6x2x3/16''



Propiedades de la sección:

Área de sección transversal	1.875	In^2
Constante torsionante:	0.022	In^4
Momento de inercia alrededor del eje 3	9.328	In^4
Momento de inercia alrededor del eje 2	0.823	In^4
Área de cortante en dirección 2	0.961	In^2
Área de cortante en dirección 3	0.422	In^2
Módulo de sección en dirección 3	3.109	In^3
Módulo de sección en dirección 2	0.579	In^3

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Módulo plástico en dirección 3	3.109	In^3
Módulo plástico en dirección 2	0.579	In^3
Radio de giro en dirección 3	2.231	In
Radio de giro en dirección 2	0.662	In

Resultados del análisis estructural:

Combinación de carga	**Dirección**	**Momento máximo (Kip-in)**	**Momento máximo (Ton-m)**
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	3	24.124	0.278
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	2	-3.617	-0.042
1.2 CM + 1.6 Wx + CV	3	-28.769	-0.331
1.2 CM + 1.6 Wx + CV	2	-2.486	-0.029

- Cálculo de momento nominal (M_n).

Se calcula el momento nominal según el capítulo C, sección 3 – Miembros a flexión, del código AISI-S100-2007, donde:

$$M_n = Z_e F_y$$

Donde:

M_n= Momento nominal.

Z_e= Modulo plástico de la sección efectiva calculada, relativa al extremo en tensión o compresión.

F_y= Esfuerzo de fluencia de acuerdo a la sección A7.1 del reglamento AISI-S100-2007.

Para obtener un momento de diseño, el momento nominal se multiplica por un factor de resistencia, en este caso $\phi_b = 0.95$ para alas rigidizadas, que es el caso del perfil propuesto.

- Cálculo de momento de diseño en la dirección 3

$M_{n\,3}\,\phi_b = Z_3 F_y\,\phi_b = 3.109\ \text{in}^3 \text{ x } 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.95;\ \phi_b = 0.95$ (Ala parcialmente rigidizada)

$$M_{n\,3}\phi_b = 115.106\ \text{klb} - \text{in}$$

$$M_{n\,3}\phi_b = \mathbf{1.326\ Ton - m}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de momento de diseño en la dirección 3 considerando flexión biaxial (F_b = 0.6 F_y)

$M_{n\,3}\ \phi_b = Z_3 F_b\ \phi_b = 3.109\ \text{in}^3 \text{ x } 23.383\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.95;\ \phi_b = 0.95$ (Ala parcialmente rigidizada)

$$M_{n\,3}\phi_b = 69.063\ \text{klb} - \text{in}$$

$$M_{n\,3}\phi_b = \mathbf{0.796\ Ton - m}$$

- Cálculo de momento de diseño en la dirección 2

$M_{n\,2}\ \phi_b = Z_2 F_y\ \phi_b = 0.579\ \text{in}^3 \text{ x } 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.95;\ \phi_b = 0.95$ (Ala parcialmente rigidizada)

$$M_{n\,2}\phi_b = 21.436\ \text{klb} - \text{in}$$

$$M_{n\,2}\phi_b = \mathbf{0.247\ Ton - m}$$

- Cálculo de momento de diseño en la dirección 2 considerando flexión biaxial (F_b = 0.6 F_y)

$M_{n\,2}\ \phi_b = Z_2 F_y\ \phi_b = 0.579\ \text{in}^3 \text{ x } 23.383\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.95;\ \phi_b = 0.95$ (Ala parcialmente rigidizada)

$$M_{n\,2}\phi_b = 12.862\ \text{klb} - \text{in}$$

$$M_{n\,2}\phi_b = \mathbf{0.148\ Ton - m}$$

Revisión del diseño: 41.583 % de la capacidad del perfil

0.796 Ton-m > 0.331 Ton-m OK!

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

0.148 Ton-m > 0.042 Ton-m OK!

Usar el perfil seleccionado.

- <u>Diseño de sag-rod</u>

Carga puntual según RNC-07 = 100 kg

Carga viva = 10 kg/m^2

Peso del clavador = Peso lineal / ancho tributario = $\frac{9.15\,\frac{\text{kg}}{\text{m}}}{1.02\text{ m}} = 8.97\ \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Carga muerta (zinc corrugado calibre 26) = 5.4 kg/m^2

Longitud del claro del perlin: 6 m

Ancho tributario: 1.02 m

Carga total = CV + CM + PP = 24.37 kg/m^2

<u>Cálculo de componentes de carga</u>

Geometría del Techo			
Pendiente	En grados	sen θ	cos θ
15.0%	8.53	0.1483	0.9889

<u>Carga de diseño del sag-rod</u>

$$\text{Tmax.} = \underbrace{24.37\ \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\ \text{x sen}\ (8.53)}_{\text{Componente de la carga total}}\ \text{x}\ \underbrace{3\text{ m x}}_{\text{Longitud reducida}}\ \underbrace{6.07\text{ m}}_{\text{Longitud de la cuerda superior de cercha}}\ +\ \underbrace{[100\text{ kg x sen}\ (8.53)]}_{\text{Componente de la fuerza de 100 kg}}$$

$$\mathbf{Tmax.} = \mathbf{80.657\ kg}$$

- Carga máxima que recibirá el sag-rod: Pmax= N*P

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Donde N es el número de clavadores que serán sujetados por el sag-rod.

N= 9

Pt = 9 * 80.657 Kg

Pt = 725.913 Kg = 1.60 klb

- Área neta requerida de acero

$$F_b = \frac{Pt}{A\ req}$$

$$A\ req = \frac{Pt}{F_b}; \text{donde } F_b = 0.6\ F_y$$

Por lo tanto:

$$A_{req} = \frac{1.60\ klb}{21.6\ \frac{Klb}{in^2}};\ A_{req} = 0.074\ in^2$$

Diámetro propuesto: Varilla de 3/8''

$$A_{varilla\ de\ 3/8''} = \frac{\pi\ D^2}{4};\ A_{varilla\ de\ 3/8''} = 0.11\ in^2$$

$A_{varilla\ de\ 3/8''} > A_{req}$. **Cumple**!

4.1.2. Diseño de elementos de cerchas

4.1.2.1. Diseño de cuerdas de cerchas

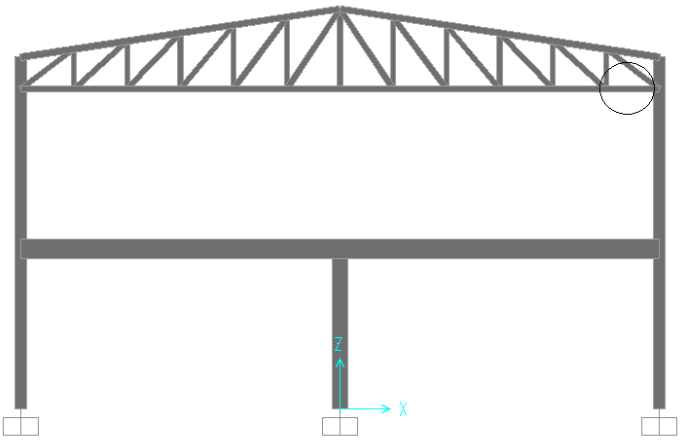
<u>Consideraciones del diseño:</u>

- Se realizó una revisión por compresión siguiendo el código AISI-S100-2007.
- Las cuerdas de cercha se revisaron utilizando las combinaciones de carga de acuerdo al RNC-07.
- Para la revisión por compresión, se tomará un valor para el coeficiente de longitud efectiva igual a la unidad (K=1), de acuerdo al capítulo C4.1.1 de reglamento AISI-S100-2007.
- Localización de la cuerda de cercha crítica: miembro extremo derecho de la cuerda inferior de la cercha.

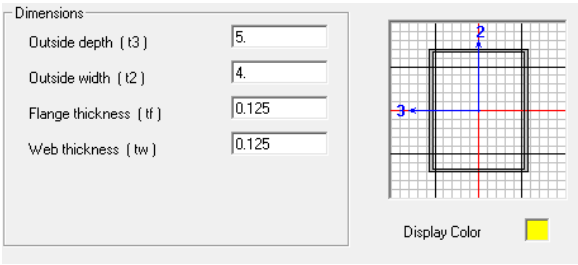
Marco localizado en Y=30

Nodo inicial: X=5, Y=30, Z=6

Nodo final: X=6, Y=30, Z=6



Perfil propuesto: tubo rectangular de 5x4x1/8''



Propiedades de la sección:

Área de sección transversal	2.1875	In^2
Constante torsionante:	10.1959	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	8.1755	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	5.7926	In^4
Área de cortante en dirección 2	1.25	In^2
Área de cortante en dirección 3	1	In^2
Módulo de sección en dirección 3	3.2702	In^3
Módulo de sección en dirección 2	2.8963	In^3
Módulo plástico en dirección 3	3.8477	In^3
Módulo plástico en dirección 2	3.3008	In^3
Radio de giro en dirección 3	1.9332	In
Radio de giro en dirección 2	1.6273	In

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Resultados del análisis estructural:

Combinación de carga	Fuerza axial (kips)	Fuerza axial (Ton)
1.4 CM	-2.110	-0.957
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-6.620	-3.003
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-6.130	-2.781
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-4.820	-2.186
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-11.140	-5.053
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	1.510	0.685
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-2.930	-1.329
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-6.710	-3.044
0.9 CM + 1.6 Wx	0.550	0.249
0.9 CM + 1.6 Wy	-1.360	-0.617
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	4.970	2.254
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-7.680	-3.484
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	0.530	0.240
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-3.250	-1.474

- Cálculo de resistencia axial nominal (P_n).

La resistencia axial nominal (P_n) se determinará de acuerdo a la sección C4.1 del código de diseño AISI-S100-2007.

$P_n = A_e F_n$ (Ecuación C4.1-1 AISI-S100-2007)

Donde:

A_e= Superficie efectiva sometida al esfuerzo F_n.

F_n= Tensión nominal de pandeo.

La tensión nominal de pandeo (F_n) se determina en función de un factor de esbeltez λ_c.

Si el valor de $\lambda_c \leq 1.5$, entonces:

$$F_n = 0.658^{\lambda_c^2} F_y$$ (Ecuación C4.1-2 AISI-S100-2007)

Si el valor de $\lambda_c > 1.5$, entonces:

$$F_n = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$ (Ecuación C4.1-3 AISI-S100-2007)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Determinación del factor de esbeltez:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$ (Ecuación C4.1-4 AISI-S100-2007)

Donde:

F_e = Tensión de pandeo elástico, que se determinará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del acero.

K = factor de longitud efectiva.

L= longitud del miembro.

r = radio de giro de la sección transversal total, no reducida.

- Revisión de relación de esbeltez KL/r.

El código de diseño de AISI de 1996, en su capítulo C4, incluía un inciso "c" en el cual se planteaba lo siguiente:

"Preferentemente la relación de esbeltez KL/r de todos los miembros comprimidos no debe ser mayor que 200, excepto que, exclusivamente durante la construcción, KL/r preferentemente no debe ser mayor que 300"

Este inciso no fue encontrado en el código AISI-S100-2007, sin embargo, para efectos de diseño se consideró la recomendación del código anterior, y por tanto, se procedió a la revisión de esta condición para todos los perfiles sometidos a compresión. Además, el factor de longitud efectiva se considera igual a la unidad, de acuerdo a la sección C.4.1.1 del reglamento AISI-S100-2007.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 39.37 \text{ in}}{1.627 \text{ in}} = 24.198$$

24.198 ≤ 200, cumple.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29500 \text{ ksi}}{(24.198)^2} = 497.236 \text{ ksi}$$

- Cálculo de λ_c

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{38.972 \text{ ksi}}{497.236 \text{ ksi}}} = 0.28$$

- Cálculo de F_n

Dado que $\lambda_c \leq 1.5$, entonces:

$$F_n = 0.658^{0.28^2} \text{x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 37.715 \text{ ksi}$$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 2.187 \text{ in}^2 \text{ x } 37.715 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 82.483 \text{ kip}$$

- Se multiplica P_n por un factor de resistencia para miembros con carga de compresión concéntrica ϕ_c= 0.85.

$P_n \text{ x } \phi_c = 82.483 \text{ kip x } 0.85$; $\mathbf{P_n \phi_c = 70.110 \text{ kips}}$ = 31.801 Ton

Revisión del diseño: 15.89% de la capacidad del perfil.

31.801 Ton > 5.053 Ton OK!

Usar el perfil seleccionado.

4.1.2.2. Diseño de verticales y diagonales

<u>Consideraciones del diseño:</u>

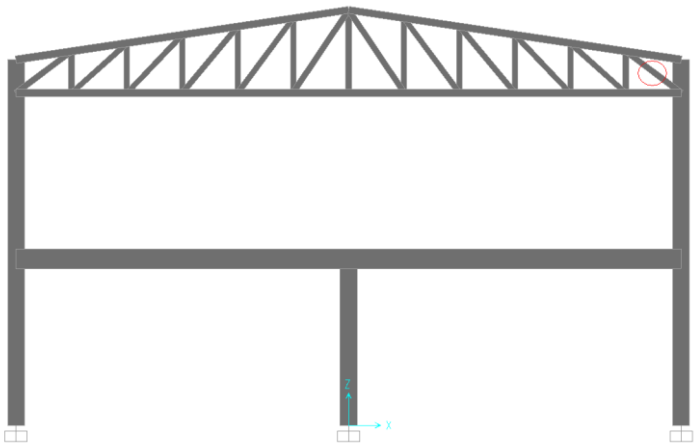
- Se utilizaron los mismos criterios de diseño explicados en la sección 4.1.2.1.
- Los miembros diagonales y verticales de la cercha propuesta son secciones iguales.
- El elemento crítico es el diagonal extremo con la siguiente ubicación:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

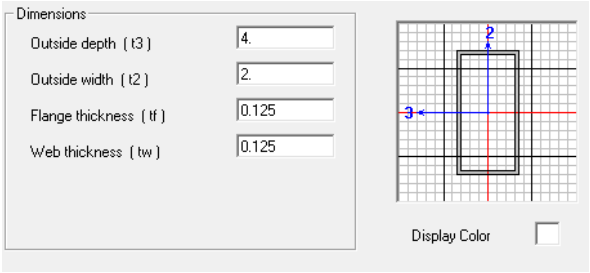
Marco localizado en Y=30

Nodo inicial: X=6, Y=30, Z=6

Nodo final: X=5, Y=30, Z=6.75



Perfil propuesto: tubo rectangular de 4x2x1/8''



Propiedades de la sección:

Área de sección transversal	1.4375	In^2
Constante torsionante:	2.2952	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	2.9762	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	0.9919	In^4
Área de cortante en dirección 2	1	In^2
Área de cortante en dirección 3	0.5	In^2
Módulo de sección en dirección 3	1.4881	In^3
Módulo de sección en dirección 2	0.9919	In^3
Módulo plástico en dirección 3	1.8477	In^3
Módulo plástico en dirección 2	1.1289	In^3
Radio de giro en dirección 3	1.4389	In
Radio de giro en dirección 2	0.8307	In

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Resultados del análisis estructural:

Combinación de carga	Fuerza axial (kips)	Fuerza axial (Ton)
1.4 CM	-5.170	-2.345
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-8.290	-3.760
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-14.210	-6.446
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-6.840	-3.103
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-3.180	-1.442
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-10.510	-4.767
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-7.870	-3.570
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-5.810	-2.635
0.9 CM + 1.6 Wx	-10.700	-4.853
0.9 CM + 1.6 Wy	-3.330	-1.510
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-6.990	-3.171
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	0.390	0.177
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-4.360	-1.978
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-2.300	-1.043

- Revisión de relación de esbeltez.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 49.213 \text{ in}}{1.439 \text{ in}} = 34.199$$

34.202 ≤ 200, cumple.

- Cálculo de F_e.

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29500 \text{ ksi}}{(34.199)^2} = 248.940 \text{ ksi}$$

- Cálculo de λ_c.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{38.972 \text{ ksi}}{248.940 \text{ ksi}}} = 0.396$$

- Cálculo de F_n.

Dado que $\lambda_c \leq 1.5$, entonces:

$$F_n = 0.658^{0.396^2} \text{x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 36.496 \text{ ksi}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de $P_{n.}$

$$P_n = 1.437\ in^2 \text{ x } 36.496\ \frac{klb}{in^2} = 52.445\ kip$$

- Se multiplica P_n por un factor de resistencia para miembros con carga de compresión concéntrica ϕ_c= 0.85.

$$P_n \text{ x } \phi_c = 52.445\ kip \text{ x } 0.85\ ;\ \mathbf{P_n \phi_c = 44.578\ kip = 20.220\ Ton}$$

Revisión del diseño: 31.88% de la capacidad del perfil.

20.220 Ton > 6.446 Ton OK!

Usar el perfil seleccionado.

4.1.3. Diseño de vigas de entrepiso

4.1.3.1. Diseño de vigas longitudinales

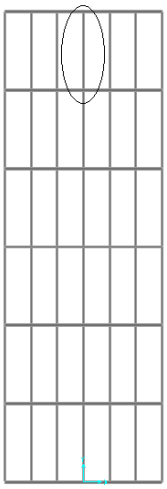
<u>Consideraciones del diseño:</u>

- Para detalles de la tributación de cargas sobre el entrepiso, se puede revisar la sección 3.3.
- Se realizó una revisión por flexión siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.1.1.
- La viga de entrepiso crítica se localiza en :

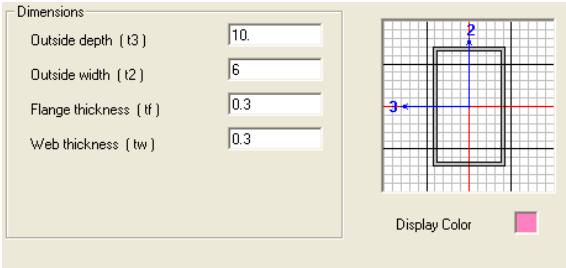
Nodo inicial: X=0, Y=36, Z=3

Nodo final: X=0, Y=30, Z=3

<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Perfil propuesto: tubo rectangular de 10x6x0.3’’



Propiedades de la sección:

Área de sección transversal	9.24	In^2
Constante torsionante:	119.1033	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	126.2372	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	56.6532	In^4
Área de cortante en dirección 2	6	In^2
Área de cortante en dirección 3	3.6	In^2
Módulo de sección en dirección 3	25.2474	In^3
Módulo de sección en dirección 2	18.8844	In^3
Módulo plástico en dirección 3	30.714	In^3
Módulo plástico en dirección 2	21.474	In^3
Radio de giro en dirección 3	3.6962	In
Radio de giro en dirección 2	2.4761	In

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Resultados del análisis estructural:

Combinación de carga	Dirección	Momento máximo (Kip-in)	Momento máximo (Ton-m)
1.4 CM	3	-322.39	-3.714
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	3	-896.05	-10.324
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	3	-663.6	-7.646
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	3	-663.66	-7.646
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	3	-655.52	-7.552
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	3	-671.79	-7.740
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	3	-690.76	-7.958
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	3	-636.55	-7.334
0.9 CM + 1.6 Wx	3	-207.2	-2.387
0.9 CM + 1.6 Wy	3	-207.25	-2.388
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	3	-215.38	-2.481
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	3	-215.38	-2.481
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	3	-234.36	-2.700
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	3	-180.15	-2.076

- Cálculo de Momento de diseño en la dirección 3.

$M_{n\,3}\,\phi_b = Z_3 F_y\,\phi_b = 30.714\ \text{in}^3 \text{ x } 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.90\ ;\ \phi_b = 0.90$;(ala no rigidizada)

$M_{n\,3}\,\phi_b = 1077.287\ \text{klb} - \text{in} = \mathbf{12.412\ Ton - m}$

Revisión del diseño: 83.18% de la capacidad del perfil

12.412 Ton-m > 10.324 Ton-m OK!

Usar el perfil seleccionado.

4.1.3.2. Diseño de vigas transversales

<u>Consideraciones del diseño:</u>

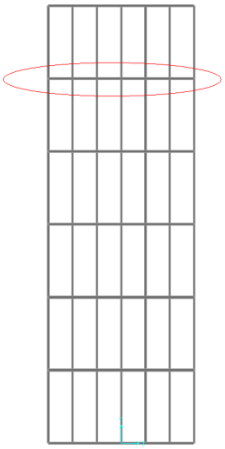
- Se realizó una revisión por flexión siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.1.1.
- La viga de entrepiso transversal crítica se localiza en :

Marco Y =30

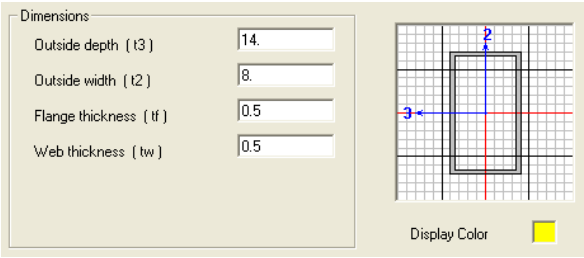
<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Nodo inicial: X=-6, Y=30, Z=3

Nodo final: X=6, Y=30, Z=3



Perfil propuesto: tubo rectangular de 14x8x1/2''



Propiedades de la sección:

Área de sección transversal	21	In^2
Constante torsionante:	488.1696	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	547.75	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	225.75	In^4
Área de cortante en dirección 2	14	In^2
Área de cortante en dirección 3	8	In^2
Módulo de sección en dirección 3	78.25	In^3
Módulo de sección en dirección 2	56.4375	In^3
Módulo plástico en dirección 3	96.25	In^3
Módulo plástico en dirección 2	64.75	In^3
Radio de giro en dirección 3	5.1072	In

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Radio de giro en dirección 2	3.2787	In

Resultados del análisis estructural:

Combinación de carga	Dirección	Momento máximo (Kip-in)	Momento máximo (Ton-m)
1.4 CM	3	-1024.98	-11.809
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	3	-2765.67	-31.864
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	3	-2057.4	-23.704
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	3	-2058	-23.711
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	3	-2125.3	-24.486
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	3	-2122.49	-24.454
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	3	-2072.12	-23.873
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	3	-2081.51	-23.982
0.9 CM + 1.6 Wx	3	-658.31	-7.585
0.9 CM + 1.6 Wy	3	-658.92	-7.592
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	3	-723.4	-8.334
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	3	-724.03	-8.342
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	3	-673.04	-7.754
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	3	-682.43	-7.862

- Cálculo de momento de diseño en la dirección 3.

$M_{n\,3}\ \phi_b = Z_3 F_y = 96.25\ \text{in}^3 \text{ x } 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.90;\ \ \phi_b = 0.90$ (ala no rigidizada)

$M_{n\,3}\ \phi_b = 3375.95\ \text{klb} - \text{in} = \mathbf{38.895\ Ton - m}$

Revisión del diseño: 81.92% de la capacidad del perfil.

38.895 Ton-m > 31.864 Ton-m OK!

Usar el perfil seleccionado.

4.1.4. Diseño de arriostres

4.1.4.1. Diseño de arriostres de marcos transversales

<u>Consideraciones del diseño:</u>

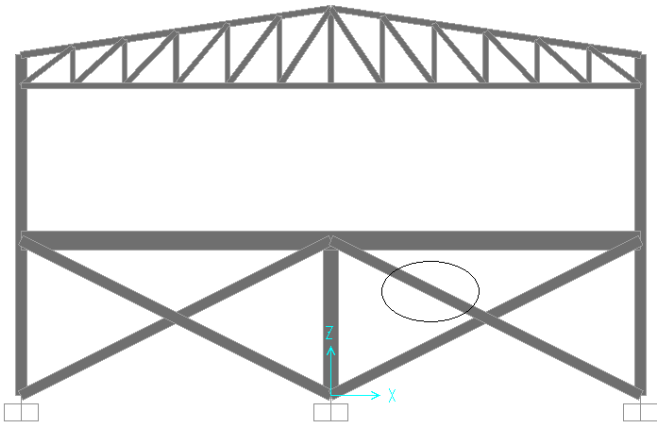
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Los arriostres, al igual que los elementos de la cercha, fueron liberados de momento en los extremos, por lo cual no se diseñarán a flexión.
- Los arriostres funcionan como tensores en un edificio, sin embargo, en combinaciones por sismo, se pueden producir inversiones de fuerzas, por lo que se realizó una revisión por compresión siguiendo el código AISI-S100-2007, como un estado de mayor riesgo en comparación con un estado de tensión.
- Se revisará la resistencia a tensión de los miembros, considerando el área efectiva de los miembros.
- Los arriostres se revisarán siguiendo el mismo procedimiento de diseño de la sección 4.1.2.1.
- Localización del arriostre crítico:

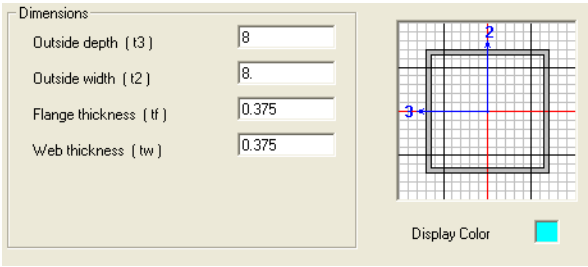
Marco localizado en Y=18 (marco central)

Nodo inicial: X=0, Y=18, Z=3

Nodo final: X=6, Y=18, Z=0



Perfil propuesto: tubo rectangular de 8x8x3/8''



Propiedades de la sección:

Área de sección transversal	11.4375	In^2

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Constante torsionante:	166.2458	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	111.0986	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	111.0986	In^4
Área de cortante en dirección 2	6	In^2
Área de cortante en dirección 3	6	In^2
Módulo de sección en dirección 3	27.7747	In^3
Módulo de sección en dirección 2	27.7747	In^3
Módulo plástico en dirección 3	32.7305	In^3
Módulo plástico en dirección 2	32.7305	In^3
Radio de giro en dirección 3	3.1167	In
Radio de giro en dirección 2	3.1167	In

Resultados del análisis estructural:

Combinación de carga	**Fuerza axial (kips)**	**Fuerza axial (Ton)**
1.4 CM	-8.040	-3.647
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-19.590	-8.886
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-17.820	-8.083
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-14.830	-6.727
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	20.460	9.280
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-50.120	-22.734
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-25.420	-11.530
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-4.240	-1.923
0.9 CM + 1.6 Wx	-8.160	-3.701
0.9 CM + 1.6 Wy	-5.170	-2.345
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-40.460	-18.352
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	30.120	13.662
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-15.760	-7.149
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	5.420	2.458

- Revisión de relación de esbeltez para elemento crítico.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 264.102 \text{ in}}{3.117 \text{ in}} = 84.729$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

84.729 ≤ 200, cumple.

- Cálculo de F_e.

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29500 \text{ ksi}}{(84.729)^2} = 40.556 \text{ ksi}$$

- Cálculo de λ_c.

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{38.972 \text{ ksi}}{40.556 \text{ ksi}}} = 0.98$$

- Cálculo de F_n.

Dado que $\lambda_c \leq 1.5$, entonces:

$$F_n = 0.658^{0.98^2} \text{x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 26.072 \text{ ksi}$$

- Cálculo de P_n.

$$P_n = 11.437 \text{ in}^2 \text{ x } 26.072 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 298.185 \text{ kip}$$

- Se multiplica P_n por un factor de resistencia para miembros con carga de compresión concéntrica ϕ_c= 0.85.

$$P_n \text{ x } \phi_c = 298.185 \text{ kip x } 0.85 \text{ ; } \mathbf{P_n \phi_c = 253.457 \text{ kip} = 114.966 \text{ Ton}}$$

Revisión del diseño: 19.77% de la capacidad del perfil

114.966 Ton > 22.734 Ton OK!

- Resistencia en tracción

La resistencia de diseño en tracción φ P_n de miembros traccionados debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción bruta y ruptura en tracción calculado en la sección neta.

a) Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$P_n = F_y A_g$ (Ecuación C2-1 AISI S100-2007)

Donde:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

A_g = Área bruta de la sección transversal

φ = 0.90

b) Para ruptura en tracción en la sección neta:

$P_n = F_u A_n$ (Ecuación C2-2 AISI S100-2007)

A_e = Área neta de la sección transversal

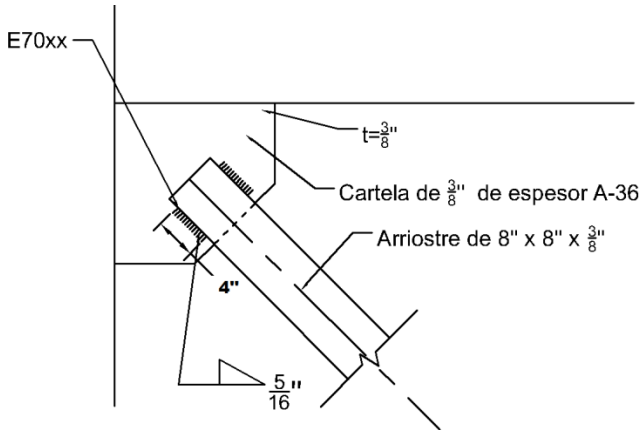
φ = 0.75

Para un tercer caso, se deben seguir las disposiciones de la sección E2.7 del reglamento, en las cuales el área neta es sustituida por un área efectiva (A_e). El área efectiva se calcula utilizando un factor de reducción "U", que toma los efectos de los distintos tipos de conexiones, multiplicado por el área bruta de la conexión.

c) $P_n = F_u A_e$ (Ecuación E2.7-1 AISI S100-2007).

- Resistencia a tracción del arriostre 8x8x3/8''

En el caso de los arriostres de acero conformado en frío, las cargas de tracción se transmiten a una cartela por medio de soldaduras longitudinales, por lo tanto, la sección E2.7 define el valor de φ = 0.60 y el valor de U = 1.



a) $P_n\Phi = 0.90 \text{ x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 11.4375 \text{ in}^2 = 401.168 \text{ klb} = \mathbf{181.936 \ Ton}$

b) $P_n\Phi = 0.75 \text{ x } 44.974 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 11.4375 \text{ in}^2 = 385.793 \text{ klb} = \mathbf{174.963 \ Ton}$

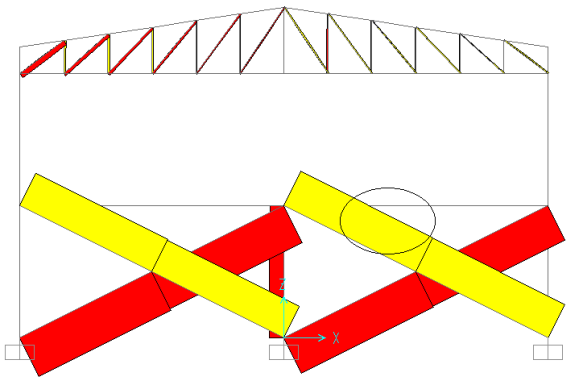
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Cálculo del área efectiva

$$A_e = 4\ \text{in}\ \text{x}\frac{3}{8}\ \text{in}\ \text{x}\ 2\ \text{cordones} = 3\ \text{in}^2$$

$$\text{c)}\ P_n\Phi = 0.60\ \text{x}\ 44.974\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 3\ \text{in}^2 = 80.953\ \text{klb} = \mathbf{36.71\ Ton}$$

La fuerza de tensión crítica se encuentra en el arriostre ubicado en el marco transversal de y = 36m, y se señala en la siguiente figura:



Dicha fuerza resulta de la combinación 0.90 CM – Qx – 0.30 Qy, y es igual a 38.052 klb = 17.26 Ton

$\mathbf{181.936Ton} > \mathbf{17.26\ Ton}$. Cumple!

$\mathbf{174.963\ Ton} > \mathbf{17.26\ Ton}$. Cumple!

$\mathbf{36.71\ Ton} > \mathbf{17.26\ Ton}$. Cumple!

Usar el perfil seleccionado.

4.1.4.2. Diseño de arriostres de marcos longitudinales

<u>Consideraciones del diseño:</u>

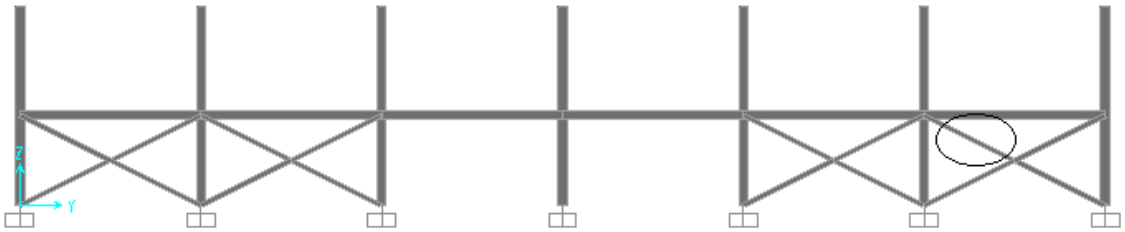
- Para los arriostres, se toman en cuenta las mismas consideraciones de diseño planteados en la sección 4.1.4.1.

- Localización del arriostre crítico:

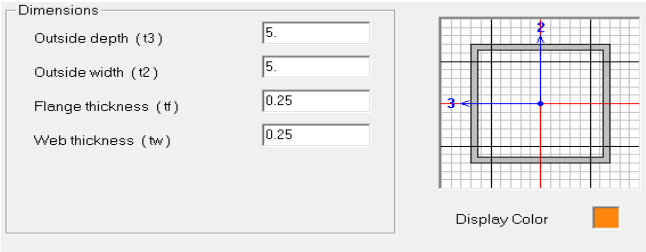
Nodo inicial: X=-6, Y=36, Z=0

<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Nodo final: X=-6, Y=30, Z=3



Perfil propuesto: tubo rectangular de 5x5x2/8''



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	4.75	In^2
Constante torsionante:	26.793	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	17.9115	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	17.9115	In^4
Área de cortante en dirección 2	2.5	In^2
Área de cortante en dirección 3	2.5	In^2
Módulo de sección en dirección 3	7.1646	In^3
Módulo de sección en dirección 2	7.1646	In^3
Módulo plástico en dirección 3	8.4688	In^3
Módulo plástico en dirección 2	8.4688	In^3
Radio de giro en dirección 3	1.9419	In
Radio de giro en dirección 2	1.9419	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de Carga	**Fuerza axial (kips)**	**Fuerza axial (Ton)**
1.4 CM	-2.040	-0.925

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Combinación de Carga	Fuerza axial (kips)	Fuerza axial (Ton)
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-4.280	-1.941
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-3.560	-1.615
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-3.330	-1.510
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	5.780	2.622
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-11.800	-5.352
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-30.180	-13.689
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	24.120	10.941
0.9 CM + 1.6 Wx	-1.540	-0.699
0.9 CM + 1.6 Wy	-1.310	-0.594
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-9.780	-4.436
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-8.880	-4.028
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-28.170	-12.778
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	25.970	11.780

- Revisión de relación de esbeltez para elemento crítico

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 264.102 \text{ in}}{1.942 \text{ in}} = 135.995$$

135.995 ≤ 200, **cumple.**

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29500 \text{ ksi}}{(135.995)^2} = 15.743 \text{ ksi}$$

- Cálculo de λ_c

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{38.972 \text{ ksi}}{15.743 \text{ ksi}}} = 1.573$$

- Cálculo de F_n

Dado que $\lambda_c > 1.5$, entonces:

$$F_n = \frac{0.877}{1.573^2} \text{x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 13.813 \text{ ksi}$$

- Cálculo de P_n

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$P_n = 4.750\ in^2 \text{ x } 13.813\ \frac{klb}{in^2} = 65.612\ kip$$

- Se multiplica P_n por un factor de resistencia para miembros con carga de compresión concéntrica ϕ_c= 0.85.

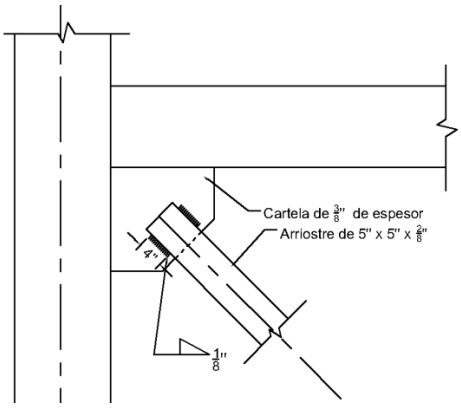
$$P_n \text{ x } \phi_c = 65.612\ kip \text{ x } 0.85\ ;\ \mathbf{P_n \phi_c = 55.77\ kip = 25.297\ Ton}$$

Revisión del diseño: 54.11% de la capacidad del perfil

25.297 Ton > 13.689 Ton OK!

- Resistencia a tracción del arriostre 5x5x2/8''

En el caso de los arriostres de acero conformado en frío, las cargas de tracción se transmiten a una cartela por medio de soldaduras longitudinales, por lo tanto, la sección E2.7 define el valor de φ = 0.60 y el valor de U = 1.



a) $P_n\Phi = 0.90 \text{ x } 38.972\ \frac{klb}{in^2} \text{ x } 4.75\ in^2 = 166.605\ klb = \mathbf{75.558\ Ton}$

b) $P_n\Phi = 0.75 \text{ x } 44.974\ \frac{klb}{in^2} \text{ x } 4.75\ in^2 = 160.22\ klb = \mathbf{72.662\ Ton}$

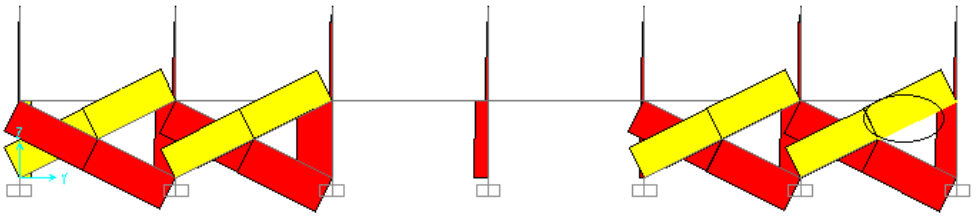
Cálculo del área efectiva

$$A_e = 4\ in \text{ x} \frac{3}{8}\ in \text{ x } 2\ cordones = 3\ in^2$$

c) $P_n\Phi = 0.60 \text{ x } 44.974\ \frac{klb}{in^2} \text{ x } 3\ in^2 = 80.953\ klb = \mathbf{36.71\ Ton}$

La fuerza de tensión crítica se encuentra en el arriostre ubicado en el marco longitudinal de X = -6 m, y se señala en la siguiente figura:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Dicha fuerza resulta de la combinación 0.90 CM – Qx – 0.30 Qy, y es igual a 26.045 klb = 11.81 Ton

$\mathbf{75.558\ Ton} > \mathbf{11.81\ Ton}$. Cumple!

$\mathbf{72.662\ Ton} > \mathbf{11.81\ Ton}$. Cumple!

$\mathbf{36.71\ Ton} > \mathbf{11.81\ Ton}$. Cumple!

Usar el perfil seleccionado.

4.1.5. Diseño de columnas

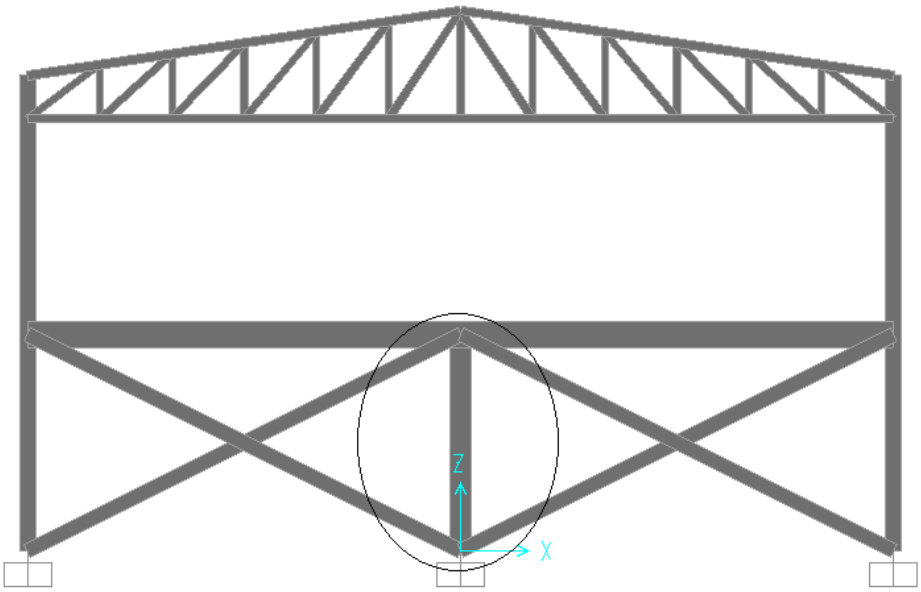
<u>Consideraciones del diseño:</u>

- Las columnas se diseñarán por la combinación de flexión y fuerza axial, de acuerdo a la sección C5.2.2 del código AISI-S100-2007.
- Para el cálculo del momento nominal (M_n) se revisaron las secciones $C3.1.1_{(a)}$ y $C3.1.1_{(b)}$ del reglamento AISI-S100-2007. Al no cumplirse una de las condiciones establecidas en la sección $C3.1.1_{(b)}$, se optó por calcular el momento nominal de acuerdo a la sección $C3.1.1_{(a)}$. La resistencia axial nominal (P_n) se determinará de acuerdo a la sección 4.1.2.1.
- Se revisó la relación de esbeltez para las columnas que alcanzan una altura de 6.6 metros, puesto que, aunque estos perfiles no resultan ser críticos, son los de mayor longitud por lo que la condición de pandeo resulta ser crítica.

Localización de la columna crítica:

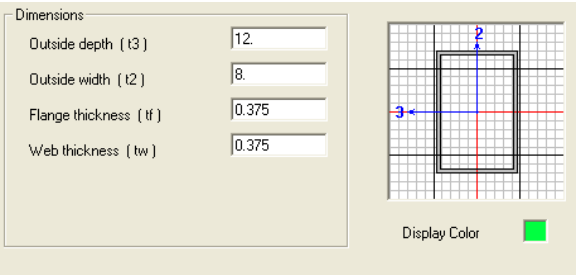
Marco localizado en Y=36
Nodo inicial: X=0, Y=36, Z=0
Nodo final: X=0, Y=36, Z=3

<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Perfil propuesto: tubo rectangular de 12x8x3/8”



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	14.4375	In^2
Constante torsionante:	306.1231	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	291.7705	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	154.7393	In^4
Área de cortante en dirección 2	9	In^2
Área de cortante en dirección 3	6	In^2
Módulo de sección en dirección 3	48.6284	In^3
Módulo de sección en dirección 2	38.6848	In^3
Módulo plástico en dirección 3	58.6055	In^3
Módulo plástico en dirección 2	44.168	In^3
Radio de giro en dirección 3	4.4955	In
Radio de giro en dirección 2	3.2738	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Fuerza axial / P_u (Kip)**	**Momento 2-2 / M_{yu} (Kip-in)**	**Momento 3-3 / M_{xu} (Kip-in)**
1.4 CM	-22.349	-306.753	0.000
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-54.702	-852.584	0.000
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-41.286	-631.213	-19.887
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-41.373	-631.464	0.000
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-41.177	-618.090	125.640
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-41.568	-644.838	-125.640
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-42.025	-676.045	-34.916
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-40.720	-586.883	34.916
0.9 CM + 1.6 Wx	-14.280	-196.947	-19.887
0.9 CM + 1.6 Wy	-14.367	-197.199	0.000
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-14.563	-210.573	-125.640

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Combinación de carga	Fuerza axial / P_u (Kip)	Momento 2-2 / M_{yu} (Kip-in)	Momento 3-3 / M_{xu} (Kip-in)
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-14.563	-210.573	127.471
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-15.020	-241.780	-34.916
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-13.741	-152.617	34.916
Combinación de carga	**Fuerza axial / P_u (Ton)**	**Momento 2-2 / M_{yu} (Ton-m)**	**Momento 3-3 / M_{xu} (Ton-m)**
1.4 CM	-10.137	-3.534	0.000
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-24.812	-9.823	0.000
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-18.727	-7.272	-0.229
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-18.766	-7.275	0.000
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-18.678	-7.121	1.448
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-18.855	-7.429	-1.448
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-19.062	-7.789	-0.402
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-18.470	-6.762	0.402
0.9 CM + 1.6 Wx	-6.477	-2.269	-0.229
0.9 CM + 1.6 Wy	-6.517	-2.272	0.000
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-6.606	-2.426	-1.448
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-6.606	-2.426	1.469
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-6.813	-2.786	-0.402
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-6.233	-1.758	0.402

- Ecuación de interacción

Según la sección C5.2.2 del reglamento AISI S100-2007, se deben satisfacer las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} \leq 1 \text{ (Ecuación C5.2.2-1)}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{no}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1 \text{ (Ecuación C5.2.2-2)}$$

Cuando en una combinación de carga se cumple que $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.15$, se puede utilizar la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1 \text{ (Ecuación C5.2.2-3)}$$

Donde:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

P_u = fuerza axial requerida

M_{xu}= Momento requerido en la dirección x

M_{yu}= Momento requerido en la dirección y

M_{nx}= Momento nominal en la dirección x

M_{ny}= Momento nominal en la dirección y

α_x = Factor de amplificación en X

α_y = Factor de amplificación en Y

C_{mx} = Coeficiente de momento de extremo en "X"

C_{my} = Coeficiente de momento de extremo en "Y"

P_{no} = resistencia nominal a compresión calculada con $F_n = F_y$

- Revisión de relación de esbeltez para elemento crítico

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 118.110 \text{ in}}{3.274 \text{ in}} = 36.075$$

36.075 ≤ 200, cumple.

- Revisión de relación de esbeltez para columna con h=6.6 m

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 259.842 \text{ in}}{3.274 \text{ in}} = 79.365$$

79.365 ≤ 200, cumple.

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29500 \text{ ksi}}{(36.075)^2} = 223.722 \text{ ksi}$$

- Cálculo de λ_c

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{38.972 \text{ ksi}}{223.722 \text{ ksi}}} = 0.417$$

- Cálculo de F_n

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Dado que $\lambda_c \leq 1.5$, entonces:

$$F_n = 0.658^{0.417^2} x\ 38.972\ \frac{klb}{in^2} = \mathbf{36.236\ ksi}$$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 14.437\ in^2\ x\ 36.236\ \frac{klb}{in^2} = 523.139\ kip$$

- Se multiplica P_n por un factor de resistencia para miembros con carga de compresión concéntrica ϕ_c= 0.85.

$$P_n\ x\ \phi_c = 523.139\ kip\ x\ 0.85\ ;\ \mathbf{P_n x\ \phi_c = 444.668\ kip = 201.698\ Ton}$$

Se revisa la razón de $\frac{P_u}{\phi_c P_n}$ para determinar la ecuación de la sección H del reglamento a utilizar.

Combinación de carga	**Fuerza axial / P_u (Kip)**	**Fuerza axial de diseño / $P_n\ \phi_c$ (Kip)**	$\frac{P_u}{\phi_c P_n}$
1.4 CM	-22.349	444.668	-0.050
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-54.702		-0.123
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-41.286		-0.093
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-41.373		-0.093
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-41.177		-0.093
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-41.568		-0.093
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-42.025		-0.095
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-40.720		-0.092
0.9 CM + 1.6 Wx	-14.280		-0.032
0.9 CM + 1.6 Wy	-14.367		-0.032
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-14.563		-0.033
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-14.563		-0.033
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-15.020		-0.034
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-13.741		-0.031

En todas las combinaciones de cargas se cumple que $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 0.15$, por lo tanto, se utilizará la ecuación C5.2.2-3.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Cálculo de momento de diseño en la dirección 3 (M_{nx})

$$M_{nx}\,\phi_b = S_3 F_y\,\phi_b = 48.628\ \text{in}^3 \text{ x } 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.95;$$

(Ecuación C3.1.1-1 AISI-S100-2007)

$$M_{nx}\,\phi_b = 1800.374\ \text{klb} - \text{in} = \mathbf{20.743\ Ton - m}$$

- Cálculo de momento de diseño en la dirección 2 (M_{ny})

$$M_{ny}\,\phi_b = S_2 F_y\,\phi_b = 38.685\ \text{in}^3 \text{ x } 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.95$$

$$M_{ny}\,\phi_b = 1432.250\ \text{klb} - \text{in} = \mathbf{16.501Ton - m}$$

Revisión del diseño: 75% de la capacidad del perfil

Combinación de carga	Ratio	¿Cumple?
1.4 CM	0.276	Si
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	0.750	Si
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	0.568	Si
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	0.557	Si
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	0.620	Si
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	0.641	Si
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	0.612	Si
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	0.543	Si
0.9 CM + 1.6 Wx	0.188	Si
0.9 CM + 1.6 Wy	0.177	Si
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	0.261	Si
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	0.262	Si
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	0.232	Si
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	0.163	Si

Usar el perfil seleccionado.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

4.1.6. Diseño de varillas de contra-viento

Consideraciones del diseño:

- Para el diseño de las varillas de contra-viento, se tomarán en cuentas solamente esfuerzos a tensión, por tanto la fuerza nominal a tensión del elemento se calculará de la siguiente forma:

$T_n = A_g F_y$ (Ecuación C2-2 AISI-S100-2007)

Donde:

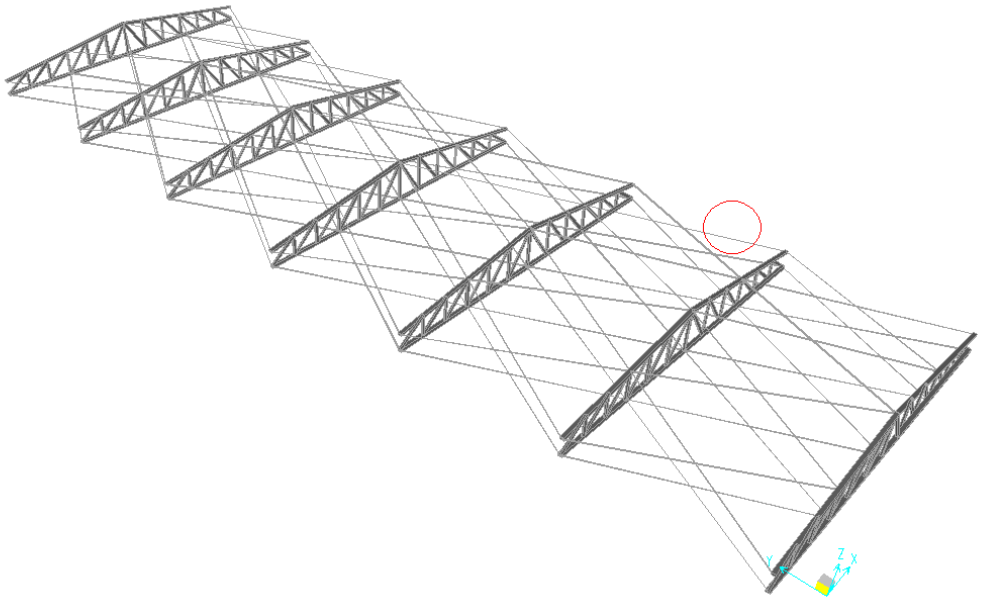
T_n= Fuerza nominal del miembro cargado a tensión
A_g = Área bruta de la sección transversal.

Este valor luego su multiplicará por un factor de resistencia por fuerza a tensión ϕ_t = 0.90.

- Localización del elemento crítico:

Nodo inicial: X= 3, Y= 12, Z= 7.05

Nodo final: X= 6, Y= 6, Z= 6.6



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

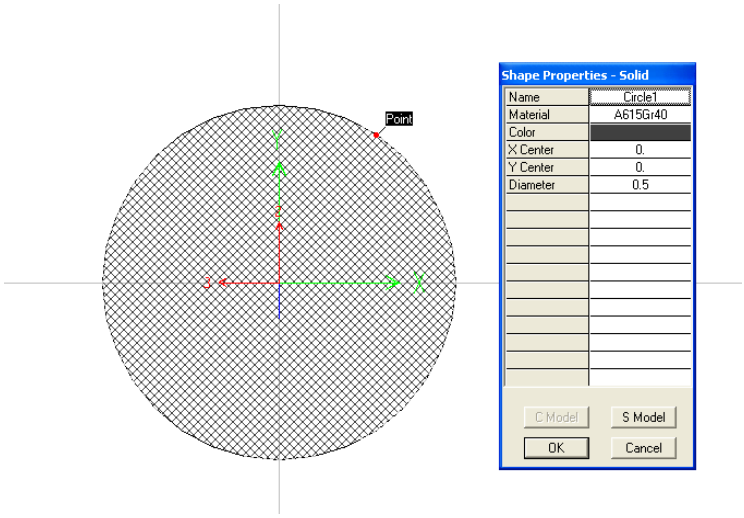
Perfil propuesto: varilla de 1/2'' de diámetro

Propiedades constantes del acero A-615 grado 40:

Módulo de elasticidad (E): 29000 KSI

Esfuerzo de fluencia (Fy): 40 KSI

Esfuerzo último (Fu): 60 KSI



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	0.1951	In^2
Constante torsionante:	6.06E-03	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	3.03E-03	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	3.03E-03	In^4
Área de cortante en dirección 2	0.1761	In^2
Área de cortante en dirección 3	0.1761	In^2
Módulo de sección en dirección 3	0.0121	In^3
Módulo de sección en dirección 2	0.0121	In^3
Módulo plástico en dirección 3	0.0206	In^3
Módulo plástico en dirección 2	0.0206	In^3
Radio de giro en dirección 3	0.1246	In
Radio de giro en dirección 2	0.1246	In

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	Fuerza axial (Kip)	Fuerza axial (Ton)
1.2CM + Fsy + CV	1.835	0.832

- Cálculo de fuerza de Diseño a tensión T_n.

$$T_n = A_g F_y = 0.195\ \text{in}^2 \text{ x } 40\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 7.8\ \text{kip}$$

$$T_n \phi_t = 7.8\ \text{kip} * 0.90 = 7.02\ \text{kip} = 3.184\ \text{Ton}$$

Revisión del diseño: 26.1% de la capacidad del perfil

3.184 Ton > 0.832 Ton OK!

Usar el perfil seleccionado.

4.1.7. Diseño considerando esfuerzos residuales

En una pieza no sometida a carga externa y expuesta a una temperatura uniforme, las tensiones internas existentes se conocen como tensiones o esfuerzos residuales.

Dichos esfuerzos existen como consecuencia de procesos a los cuales se somete dicha pieza, tales como soldadura, laminado, tratamiento térmico, etc. Estos procesos pueden ser beneficiosos o perjudiciales. Muchas veces se pretende que la pieza tenga esfuerzos residuales de compresión, ya que al someter la pieza a tensión, ésta soportará los esfuerzos de manera más efectiva (muy parecido al principio del concreto pre-tensado).

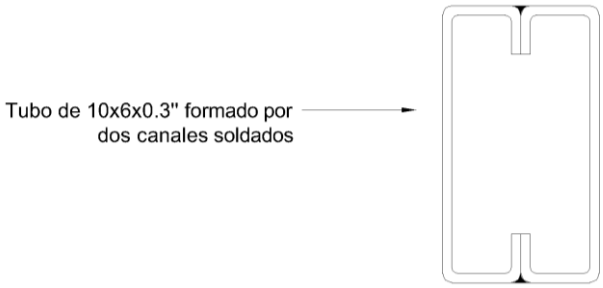
Existe amplia investigación respecto al efecto de los esfuerzos residuales en los perfiles de acero conformados en frío. La mayoría de trabajos investigativos define los esfuerzos residuales como un porcentaje del esfuerzo de fluencia, que varía de acuerdo al tipo de perfil que se analice. En su libro “Diseño básico de perfiles laminados en frío”, el ingeniero Carlos Peña plantea que el código AISI considera de manera implícita la presencia de esfuerzos

residuales al considerar un límite de proporcionalidad menor que el valor de F_y del acero virgen.

En esta tesis, se supuso que los perfiles de acero en frío son elaborados en fábrica y se realizará un ejemplo de cómo debería realizarse el diseño en caso que el perfil sea fabricado in situ. Para esto, se tomará la recomendación del capítulo F2 del AISC360-10, en la cual el esfuerzo de fluencia se multiplica por un factor igual 0.7, es decir, la resistencia del acero se disminuye en 70 por ciento. Esta penalización de la resistencia da como resultado, un elemento de mayores dimensiones y de mayor costo, en comparación al perfil elaborado en fábrica.

A continuación se muestra un ejemplo donde se muestra la necesidad de diseñar tomando en cuenta esfuerzos residuales en perfiles soldados o con procesos adicionales, elaborados in situ. Diseño de viga de entrepiso del edificio de acero A-500

Perfil propuesto: Tubo rectangular de 10x6x0.3’’



$\mathrm{Fy} = 38.972\ \mathrm{KSI}$

Tomando en cuenta esfuerzos residuales el Fy se multiplica por el factor 0.7

$\mathrm{Fy} = 38.972\ \mathrm{KSI} * 0.7 = 27.28\mathrm{KSI}$

$$\mathrm{M_{n\,3}}\ \phi_b = \mathrm{Z_3 F_y}\ \phi_b = 30.714\ \mathrm{in}^3\ \mathrm{x}\ 27.28\ \frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in}^2}\ \mathrm{x}\ 0.90\ ;\ \phi_b = 0.90$$

$$\mathrm{M_{n\,3}}\ \phi_b = 754.09\ \mathrm{klb} - \mathrm{in} = \mathbf{8.69\ Ton - m}$$

8.69 ton-m < 10.324 ton-m

El perfil propuesto no pasa la revisión. El Z_3 requerido es = 36.50 in^3 por lo que se debe aumentar el tamaño de la sección.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

4.2. Diseño estructural de elementos para edificio de acero A-36.

En esta sección, se aborda el diseño de la edificación considerando elementos conformados en caliente, y diseñando dichos elementos de acuerdo al código AISC 360-10. Se considerará el acero A-36 conformado en caliente como material para los distintos elementos.

Propiedades constantes del acero A-36 doblado en caliente:

Módulo de elasticidad (E): 29000 KSI

Esfuerzo de fluencia (Fy): 36 KSI

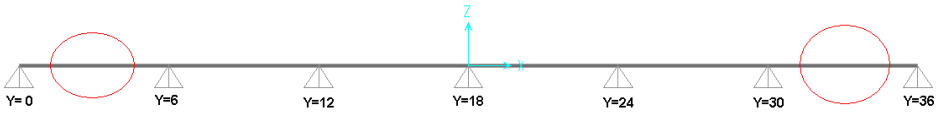
Esfuerzo último (Fu): 58 KSI

4.2.1. Diseño de largueros de techo

<u>Consideraciones del diseño:</u>

- El larguero de techo se diseñó siguiendo las mismas consideraciones de la sección 4.1.1, excepto que en este caso se realizó una revisión por flexión siguiendo el código AISC 360-10.
- Debido a la igualdad de condiciones geométricas y de carga, se utilizará el mismo sag-rog diseñado en la sección 4.1.1.

- Localización del larguero crítico:



Larguero localizado desde Y=0 a Y=6

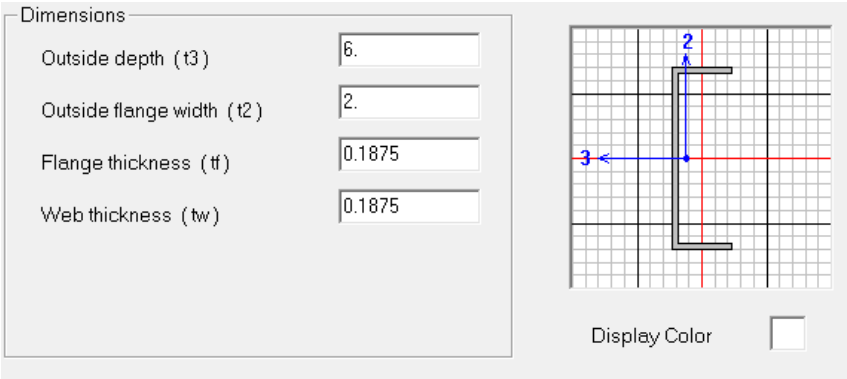
Ó

Larguero localizado desde Y=30 a Y=36

Donde Y=0, Y=6, Y=12, Y=18, Y=24, Y=30, y Y=36 representan las ubicaciones de los marcos transversales (En dirección X) del edificio.

<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Perfil propuesto: perfil C de 6x2x3/16’’



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	1.8047	In^2
Constante torsionante:	0.0204	In^4
Momento de inercia alrededor del eje 3	9.1178	In^4
Momento de inercia alrededor del eje 2	0.6131	In^4
Área de cortante en dirección 2	1.125	In^2
Área de cortante en dirección 3	0.75	In^2
Módulo de sección en dirección 3	3.0393	In^3
Módulo de sección en dirección 2	0.4008	In^3
Módulo plástico en dirección 3	3.6628	In^3
Módulo plástico en dirección 2	0.7132	In^3
Radio de giro en dirección 3	2.2477	In
Radio de giro en dirección 2	0.5828	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Dirección**	**Momento máximo (Kip-in)**	**Momento máximo (Ton-m)**
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	3	24.024	0.277
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	2	-3.602	-0.041
1.2 CM + 1.6 W + CV	3	-28.641	-0.330
1.2 CM + 1.6 W + CV	2	-2.472	-0.028

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de momento nominal (M_n)

Los elementos a flexión se diseñan siguiendo el capítulo F del reglamento AISC 360-10. Previo a la selección del procedimiento de diseño, se debe clasificar el perfil como compacto, no-compacto o esbelto, utilizando la sección B4 del reglamento, específicamente la ayuda de la tabla B4.1b.

En este caso, se selecciona el caso número 10 de la tabla B4.1b (Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes), y se revisa cuál de las siguientes condiciones se cumple:

a) $\frac{b}{t} \leq \lambda_p$; el elemento se considera compacto
b) $\lambda_p < \frac{b}{t} \leq \lambda_r$; el elemento se considera no-compacto
c) $\frac{b}{t} > \lambda_r$; el elemento se considera esbelto

Donde:

$\frac{b}{t}$ = Razón ancho-espesor

λ_p= parámetro limitante de esbeltez para elementos compactos

λ_r = parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos

- Cálculo de razón “ancho-espesor”.

$$\text{Razón Ancho} - \text{espesor} = \frac{b}{t} = \frac{2}{3/16} = 10.667$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos compactos (λ_p).

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos (λ_r).

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.382$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Se cumple la condición a) ya que $\frac{b}{t} \leq \lambda_p$, el elemento se clasifica como compacto.

Se diseñará el perlín según la sección F2 del reglamento AISC 360-10: Miembros compactos de sección I de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor.

Esta sección del reglamento establece que el momento de diseño será el valor menor obtenido de dos condiciones: el análisis del momento plástico y pandeo lateral torsional (PLT).

Para obtener un momento de diseño, el momento nominal se multiplica por un factor de resistencia, en este caso $\phi_b = 0.90$.

Análisis por fluencia

$M_n = Z_x F_y$ (Ecuación F2-1)

Donde:

M_n= Momento Nominal

Zx= Modulo de sección plástico en torno al eje X

F_y= Esfuerzo de fluencia.

Análisis por pandeo lateral torsional (PLT)

Para determinar el momento nominal, se revisan las siguientes condiciones:

a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica.

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7F_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_p$ (Ecuación F2-2)

c) Cuando $L_b > L_r$

$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$ (Ecuación F2-3)

Donde:

L_p = Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de fluencia. Se calcula de la siguiente manera:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$L_p = 1.76\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$ (Ecuación F2-5)

- L_b = Longitud entre los puntos que ya estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o atiesados contra el giro de la sección transversal.
- M_p = Momento de flexión plástico (como se calcula en el análisis por fluencia).
- S_x = Módulo de sección elástico en torno al eje x.
- L_r = Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico. Se calcula de la siguiente manera:

$$L_r = 1.95\, r_{ts} \frac{E}{0.7\, F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7\, F_y}{E}\right)^2}}$$ (Ecuación F2-6)

Donde:

r_{ts} = Radio de giro efectivo. Se calcula de la siguiente forma:

$$r_{ts}{}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

h_o = Distancia entre los centroides de las alas.

El coeficiente “c” se calcula de la siguiente forma:

Para canales:

$$c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$ (Ecuación F2-8b)

Donde:
C_w = constante de deformación o constante de alabeo.

Para vigas “I” de doble simetría c es igual a la unidad.

- F_{cr} = Tensión crítica, y se calcula con la siguiente ecuación.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078\, \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$ (Ecuación F2-4)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Nota: El término del radical puede tomarse conservadoramente igual a la unidad.

Donde:

C_b = Factor de modificación del pandeo lateral torsional.

J = Constante torsional.

- Cálculo de momento de diseño plástico en dirección 3

$$M_{n\,3}\,\phi_b = Z_x F_y\,\phi_b = 3.663\ \text{in}^3\ \text{x}36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.90$$

$$M_{n\,3}\phi_b = 118.681\ \text{klb} - \text{in}$$

$$M_{n\,3}\phi_b = \mathbf{1.367\ Ton - m}$$

- Cálculo de momento de diseño plástico en dirección 3 considerando flexión biaxial (F_b = 0.6 F_y)

$$M_{n\,3}\,\phi_b = Z_x F_y\,\phi_b = 3.663\ \text{in}^3\ \text{x}\ 21.6\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.90$$

$$M_{n\,3}\phi_b = 71.209\ \text{klb} - \text{in}$$

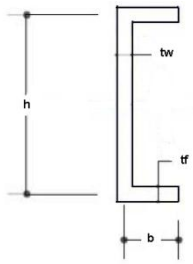
$$M_{n\,3}\phi_b = \mathbf{0.82\ Ton - m}$$

- Cálculo de momento de diseño por PLT.

Cálculo de L_p y L_r:

- $L_p = 1.76\text{x}\ 0.583\sqrt{\frac{29000}{36}} = 29.122\ \text{in}$
- $c = \frac{h_0}{2}\sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$
- Determinación de C_w para un perfil tipo canal[14]

14 Bendito, A. "Introducción al Comportamiento y al Diseño de Estructuras de Acero: Método de los estados límites"



$$C_w = \frac{t_f b^3 h^2}{12}\left(\frac{3bt_f + 2ht_w}{6bt_f + ht_w}\right)$$

$$C_w = \frac{0.1875 \text{ in x } (1.91 \text{ in})^3 \text{x } (5.812 \text{ in})^2}{12}\left(\frac{3 \text{ x } 1.91 \text{ in x } 0.1875 \text{ in} + 2 \text{ x } 5.812 \text{ in x } 0.1875 \text{ in}}{6 \text{ x } 1.91 \text{ in x } 0.1875 \text{ in} + 5.812 \text{ in x } 0.1875 \text{ in}}\right)$$

$$C_w = 3.701 \text{ in}^6$$

Por lo tanto,

$$c = \frac{5.812}{2}\sqrt{\frac{0.6131}{3.701}} = 1.183$$

Determinación del radio de giro efectivo

$$r_{ts}{}^2 = \frac{\sqrt{0.6131 \text{ x } 3.701}}{3.0393} = 0.496 \text{ in}^2$$

$$r_{ts} = 0.704 \text{ in}$$

- $L_r = 1.95 \text{ x } 0.704 \text{ x } \frac{29000}{0.7 \text{ x } 36}\sqrt{\frac{0.0204 \text{ x } 1.183}{3.0393 \text{ x } 5.812} + \sqrt{\left(\frac{0.0204 \text{ x } 1.183}{3.0393 \text{ x } 5.812}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7 \text{ x } 36}{29000}\right)^2}}$

  $L_r = 99.529 \text{ in}$

- L_b = 3m = 118.11 in.

La longitud total del canal es 6 m, pero en el punto medio del perfil se tiene un sag-rod (ver sección 4.1.1), por tanto la longitud sin arriostre es de 3 m.

Se cumple que $L_b > L_r$, por lo tanto se utiliza la ecuación F2-3:

$$M_n = F_{cr}S_x \leq M_p$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de la tensión crítica

C_b= 1.30 (tomado de Vinnakota, figura 10.4.3, pág. 556, caso b)

$$F_{cr} = \frac{1.30 \text{ x } \pi^2 \text{x } 29000}{(\frac{118.11}{0.704})^2} \sqrt{1 + 0.078(\frac{0.0204 \text{ x } 1.183}{3.0393 \text{ x } 5.812})(\frac{118.11}{0.704})^2}$$

$$F_{cr} = 22.893 \text{ ksi}$$

- Cálculo del momento de diseño por PLT

$$M_n \, \phi_b = 22.893 \, \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 3.0393 \text{ in}^3 \text{x } 0.90 = 62.621 \text{ kip} - \text{in} = 0.721 \text{ Ton} - \text{m}$$

- Comparación del momento de diseño por fluencia y el momento de diseño por PLT.

$$0.721 \text{ Ton} - \text{m} < 0.82 \text{ Ton} - \text{m}$$

Por lo tanto, 0.721 Ton- m será el momento de diseño.

Revisión del diseño

0.721 Ton-m > 0.33 Ton-m OK!

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 93.20%

Revisión manual: 45.77%

En la revisión manual se ensayó el perfil por flexión solamente, SAP2000 ensaya el perfil para otro tipo de cargas como torsión y axial, por lo tanto, es lógico que el porcentaje de la revisión del programa sea mayor.

Usar el perfil seleccionado.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

4.2.2. Diseño de elementos de cerchas

4.2.2.1. Diseño de cuerdas de cerchas

Consideraciones del diseño:

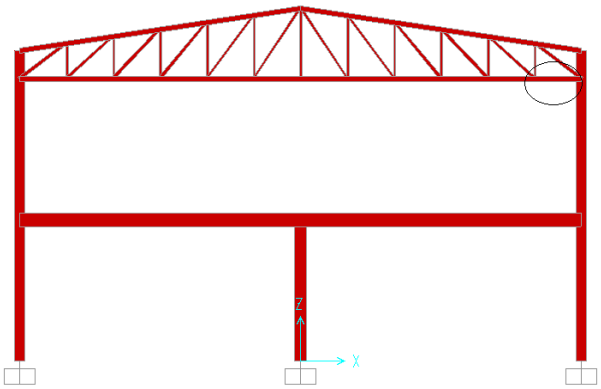
- Se realizó una revisión por compresión siguiendo el código AISC 360-10.
- Las cuerdas de cercha se revisaron utilizando las combinaciones de carga de acuerdo al RNC-07.
- Para la revisión por compresión, se tomará un valor para el coeficiente de longitud efectiva igual a la unidad (K=1), de acuerdo al Anexo 7, sección 7.2, punto (3), inciso (a) de, reglamento AISC 360-10. El cual establece lo siguiente:

  "En sistemas de marcos arriostrados, sistemas de muros de corte, y otros sistemas estructurales donde la estabilidad lateral y la resistencia a las cargas laterales no recae en la rigidez a flexión de las columnas, el factor de longitud efectiva, k, de miembros sujetos a compresión debe ser tomado como 1.0, a menos que un análisis racional indique que un valor menor sea apropiado".
- Para seguir las fórmulas propuesta por este diseño, se debe asegurar que el elemento esté atiesado en dirección paralela a la fuerza de compresión (caso número 6 de la tabla B4.1a AISC 360-10, esto será considerado en la sección 5.2.
- Localización de la cuerda de cercha crítica: Miembro extremo derecho de la cuerda inferior.

Marco localizado en Y=30

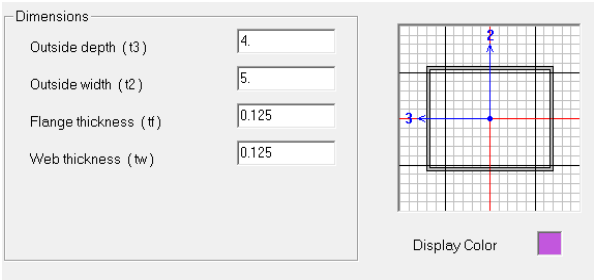
Nodo inicial: X=5, Y=30, Z=6

Nodo final: X=6, Y=30, Z=6



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Perfil propuesto: tubo rectangular de 5x4x1/8’’



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	2.1875	In^2
Constante torsionante:	10.1959	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	5.7926	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	8.1755	In^4
Área de cortante en dirección 2	1	In^2
Área de cortante en dirección 3	1.25	In^2
Módulo de sección en dirección 3	2.8963	In^3
Módulo de sección en dirección 2	3.2702	In^3
Módulo plástico en dirección 3	3.3008	In^3
Módulo plástico en dirección 2	3.8477	In^3
Radio de giro en dirección 3	1.6273	In
Radio de giro en dirección 2	1.9332	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Fuerza axial (kips)**	**Fuerza axial (Ton)**
1.4 CM	2.606	1.182
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-3.488	-1.582
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	9.276	4.208
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-2.345	-1.064
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-8.067	-3.659
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-8.083	-3.666
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-4.09	-1.855
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-4.034	-1.830
0.9 CM + 1.6 Wx	8.793	3.988
0.9 CM + 1.6 Wy	1.675	0.760
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-6.068	-2.752
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-6.052	-2.745

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Combinación de carga	Fuerza axial (kips)	Fuerza axial (Ton)
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	2.213	1.004
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	2.393	1.085

Cálculo de resistencia axial nominal (P_n)

Los elementos a compresión se diseñarán siguiendo el capítulo E del reglamento AISC 360-10. Previo a la selección del procedimiento de diseño adecuado, se debe clasificar el perfil como no-esbelto o esbelto, utilizando la sección B4 del reglamento, específicamente la ayuda de la tabla B4.1a.

En este caso, se selecciona el caso número 6 de la tabla B4.1a (Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme). Siguiendo el procedimiento, se revisa cuál de las siguientes condiciones se cumple:

a) $\frac{b}{t} \leq \lambda_r$; el elemento se considera no-esbelto
b) $\frac{b}{t} > \lambda_r$; el elemento se considera esbelto

Donde:

$\frac{b}{t}$ = Razón ancho-espesor

λ_r = limitante de esbeltez para elementos no-compactos

- Cálculo de razón “ancho-espesor”.

$$\text{Razón Ancho} - \text{espesor} = \frac{b}{t} = \frac{4.75}{0.125} = 38$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos (λ_r).

$$\lambda_r = 1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 39.735$$

Se cumple la condición a) ya que $\boldsymbol{\frac{b}{t} \leq \lambda_r}$, el elemento se clasifica como no-esbelto.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

La resistencia axial nominal (P_n) se determinará de acuerdo a la sección E3 del código de diseño AISC 360-10, basada en el estado límite de pandeo por flexión.

$P_n = A_g F_{cr}$ (Ecuación E3-1 AISC 360-10)

Donde:

A_g= Área total de la sección transversal del miembro.

F_{cr}= Tensión de pandeo por flexión.

La tensión de pandeo por flexión (F_{cr}) se determina de la siguiente manera:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$; entonces:

$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}})F_y$ (Ecuación E3-2 AISC 360-10)

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$; entonces:

$F_{cr} = 0.877\ F_e$ (Ecuación E3-3 AISC 360-10)

Donde:

F_e = Tensión de pandeo elástico determinado en la sección E3-4 del reglamento AISC 360-10.

A su vez, la tensión de pandeo elástico (F_e) se determinará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$F_e = \frac{\pi^2\ E}{(\frac{KL}{r})^2}$ (Ecuación E3-4 AISC 360-10)

Donde:

E = módulo de elasticidad del acero.

K = factor de longitud efectiva.

L= longitud del miembro

r = radio de giro de la sección transversal total, no reducida

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Revisión de relación de esbeltez KL/r

La sección E2 del AISC 360-10 recomienda que la relación de esbeltez KL/r no sea mayor de 200 para elementos diseñados solamente a compresión.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 39.37 \text{ in}}{1.627 \text{ in}} = 24.198$$

24.198 ≤ 200, cumple.

- Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.681$$

Se cumple el criterio $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ por tanto,

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{Fy}{Fe}})F_y$$

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29000 \text{ ksi}}{(24.198)^2} = 488.808 \text{ ksi}$$

- Cálculo de F_{cr}

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{36}{488.808}})36;\ F_{cr} = 34.907 \text{ ksi}$$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 2.187 \text{ in}^2 \text{ x } 34.907 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 76.342 \text{ klb}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de $P_n\varphi_c$

Se multiplica P_n por un factor de resistencia para miembros con carga de compresión concéntrica ϕ_c= 0.90 (sección E1 AISC 360-10).

$$P_n\varphi_c = 76.342 \text{ klb x } 0.90 = 68.708 \text{ kip} = \mathbf{31.165 \ Ton}$$

Revisión del diseño

31.165 Ton > 4.208 Ton OK!

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 14%

Revisión manual: 13.50%

Usar el perfil seleccionado.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

4.2.2.2. Diseño de diagonales extremos

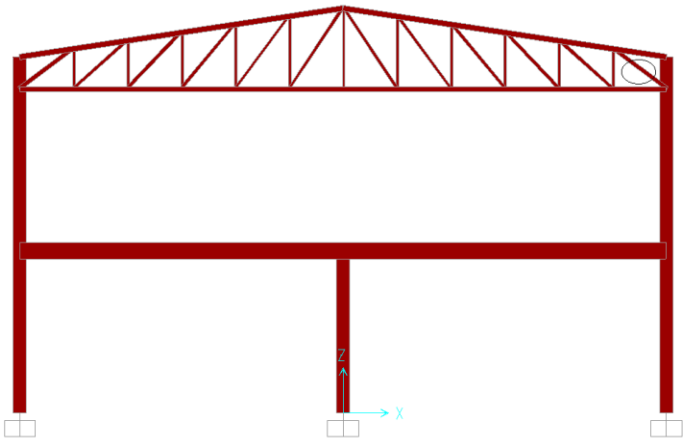
Consideraciones del diseño:

- Se utilizaron los mismos criterios de diseño explicados en la sección 4.2.2.1.
- El elemento crítico es el diagonal extremo con la siguiente ubicación: Diagonal extremo derecho

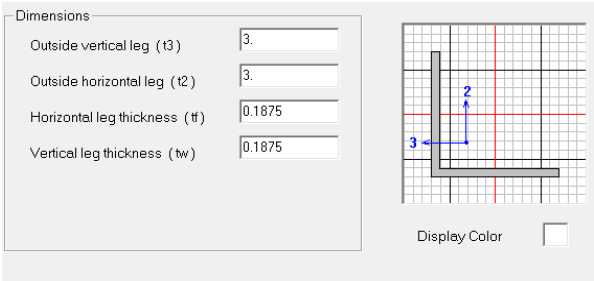
Marco localizado en Y=30

Nodo inicial: X=6, Y=30, Z=6

Nodo final: X=5, Y=30, Z=6.75



Perfil propuesto: angular de 3x3x3/16''



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Propiedades de la sección

Área de sección transversal	1.0898	In^2
Constante torsionante:	0.0125	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	0.9617	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	0.9617	In^4
Área de cortante en dirección 2	0.5625	In^2
Área de cortante en dirección 3	0.5625	In^2
Módulo de sección en dirección 3	0.441	In^3
Módulo de sección en dirección 2	0.441	In^3
Módulo plástico en dirección 3	0.7942	In^3
Módulo plástico en dirección 2	0.7942	In^3
Radio de giro en dirección 3	0.9394	In
Radio de giro en dirección 2	0.9394	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Fuerza axial (kips)**	**Fuerza axial (Ton)**
1.4 CM	-4.543	-2.061
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-7.671	-3.480
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-13.359	-6.060
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-6.255	-2.837
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-2.834	-1.285
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-9.676	-4.389
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-7.227	-3.278
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-5.282	-2.396
0.9 CM + 1.6 Wx	-10.025	-4.547
0.9 CM + 1.6 Wy	-2.92	-1.324
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-6.342	-2.877
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	0.509	0.231
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-3.893	-1.766
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-1.948	-0.884

- Cálculo de resistencia axial nominal (P_n)

- Cálculo de razón “Ancho-espesor”.

$$\text{Razón Ancho} - \text{espesor} = \frac{b}{t} = \frac{3}{0.1875} = 16$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos (λ_r). (Caso 3 tabla B4.1a).

$$\lambda_r = 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.772$$

Se cumple la condición que $\boldsymbol{\frac{b}{t} > \lambda_r}$, el elemento se clasifica como esbelto.

La resistencia de compresión nominal "P_n" se determinará de acuerdo a la sección E7 del reglamento AISC360-10: "Miembros con Elementos Esbeltos".

$P_n = A_g F_{cr}$ (Ecuación E7-1)

Para la determinación de F_{cr}, se debe encontrar un factor de reducción neto que toma en cuenta todos los elementos esbeltos a compresión. Este factor se representa con la letra "Q" y es igual a 1 para elementos no-esbeltos en compresión uniforme, e igual a "$Q_s Q_a$" para miembros con secciones de elementos esbeltos en compresión uniforme. En este caso, el factor Q_a es igual a 1 ya que la sección está compuesta de elementos esbeltos no atiesados, entonces resulta que Q = Qs.

Revisión de las condiciones para la determinación de Q_s.

- $0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.772$
- $\frac{b}{t} = 16$
- $0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 25.828$

Se cumple que $0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por tanto:

$$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{3}{0.1875}\right)\sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.912 \text{ (Ecuación E7-11)}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Revisión de relación de esbeltez KL/r

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 49.213 \text{ in}}{0.94 \text{ in}} = 52.354$$

52.354 ≤ 200, cumple.

- Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$4.71\sqrt{\frac{E}{QFy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{0.912 * 36}} = 139.982$$

Se cumple el criterio $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{QFy}}$ por tanto,

$$F_{cr} = Q(0.658^{\frac{QF_y}{F_e}})F_y$$

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29000 \text{ ksi}}{(52.354)^2} = 104.423 \text{ ksi}$$

- Cálculo de F_{cr}

$$F_{cr} = 0.912\ (0.658^{\frac{0.912*36}{104.423}})\ 36;\ F_{cr} = 28.784 \text{ ksi}$$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 1.09 \text{ in}^2 \text{ x } 28.784\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 31.375 \text{ klb}$$

- Cálculo de $P_n\varphi_c$

$$P_n\varphi_c = 31.375 \text{ klb x } 0.90 = 28.237 \text{ kip} = \mathbf{12.808\ Ton}$$

Revisión del diseño

12.808 Ton > 6.060 Ton OK!

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 55.4%

Revisión manual: 47.31%

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Usar el perfil seleccionado.

4.2.2.3. Diseño de diagonales medios

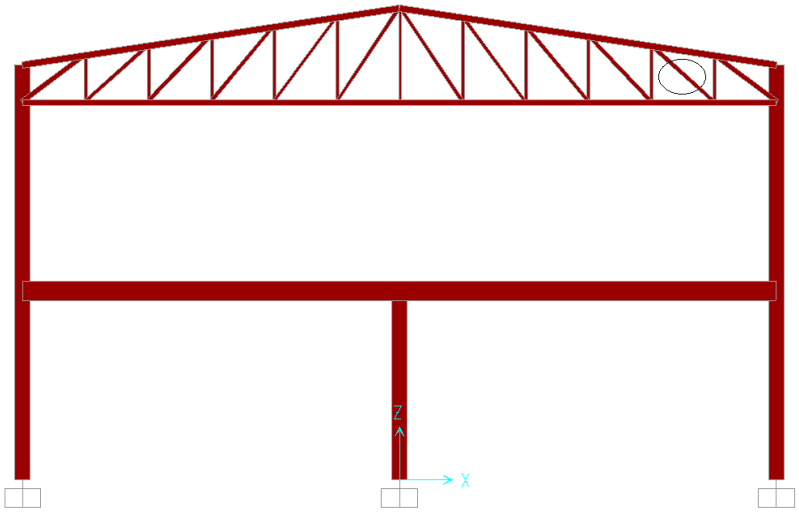
Consideraciones del diseño:

- Se utilizaron los mismos criterios de diseño explicados en la sección 4.2.2.1.
- El elemento crítico es el diagonal con la siguiente ubicación: Segundo diagonal extremo derecho.

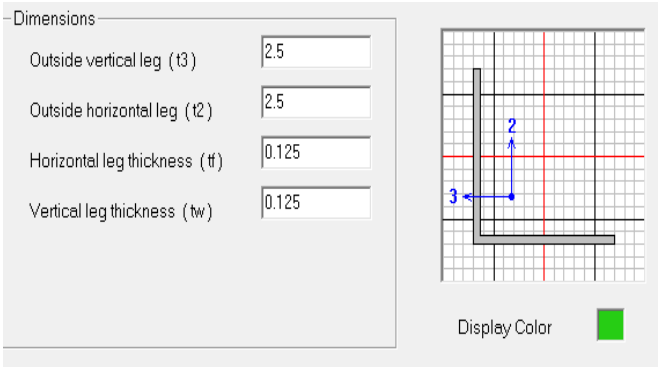
Marco localizado en Y=30

Nodo inicial: X=5, Y=30, Z=6

Nodo final: X=4, Y=30, Z=6.9



Perfil propuesto: angular de 2.5x2.5x1/8''



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Propiedades de la sección

Área de sección transversal	0.6094	In^2
Constante torsionante:	3.11E-03	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	0.3778	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	0.3778	In^4
Área de cortante en dirección 2	0.3125	In^2
Área de cortante en dirección 3	0.3125	In^2
Módulo de sección en dirección 3	0.2066	In^3
Módulo de sección en dirección 2	0.2066	In^3
Módulo plástico en dirección 3	0.372	In^3
Módulo plástico en dirección 2	0.372	In^3
Radio de giro en dirección 3	0.7874	In
Radio de giro en dirección 2	0.7874	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Fuerza axial (kips)**	**Fuerza axial (Ton)**
1.4 CM	-2.463	-1.117
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-4.244	-1.925
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-7.312	-3.317
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-3.444	-1.562
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-1.209	-0.548
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-5.679	-2.576
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-4.078	-1.850
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-2.81	-1.275
0.9 CM + 1.6 Wx	-5.451	-2.473
0.9 CM + 1.6 Wy	-1.583	-0.718
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-3.819	-1.732
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	0.657	0.298
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-2.218	-1.006
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-0.949	-0.430

- Cálculo de resistencia axial nominal (P_n)

- Cálculo de razón “Ancho-espesor”.

$$\text{Razón Ancho} - \text{espesor} = \frac{b}{t} = \frac{2.5}{0.125} = 20$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos (λ_r). (Caso 3 tabla B4.1a).

$$\lambda_r = 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.772$$

Se cumple la condición que $\boldsymbol{\frac{b}{t} > \lambda_r}$, el elemento se clasifica como esbelto.

La resistencia axial nominal (P_n) se determinará de acuerdo a la sección E7.

$P_n = A_g F_{cr}$ (Ecuación E7-1)

Revisión de las condiciones para determinar Q_s.

- $0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.772$
- $\frac{b}{t} = 20$
- $0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 25.828$

Se cumple que $0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por tanto:

$$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{2.5}{0.125}\right)\sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.804$$

- Revisión de relación de esbeltez KL/r

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 52.967 \text{ in}}{0.787 \text{ in}} = 67.302$$

67.302 ≤ 200, cumple.

- Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$4.71\sqrt{\frac{E}{QFy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{0.804 * 36}} = 149.087$$

Se cumple el criterio $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{QFy}}$ por tanto,

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$F_{cr} = Q(0.658^{\frac{QF_y}{F_e}})F_y$$

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29000 \text{ ksi}}{(67.302)^2} = 63.189 \text{ ksi}$$

- Cálculo de F_{cr}

$$F_{cr} = 0.804\ (0.658^{\frac{0.804*36}{63.189}})\ 36;\ F_{cr} = 23.894 \text{ ksi}$$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 0.609 \text{ in}^2 \text{ x } 23.894\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 14.551 \text{ klb}$$

- Cálculo de $P_n\varphi_c$

$$P_n\varphi_c = 14.551 \text{ klb x } 0.90 = 13.096 \text{ kip} = \mathbf{5.940\ Ton}$$

Revisión del diseño

5.940 Ton > 3.317 Ton OK!

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 67.8%

Revisión manual: 55.84%

Usar el perfil seleccionado.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

4.2.2.4. Diseño de diagonales centrales y verticales

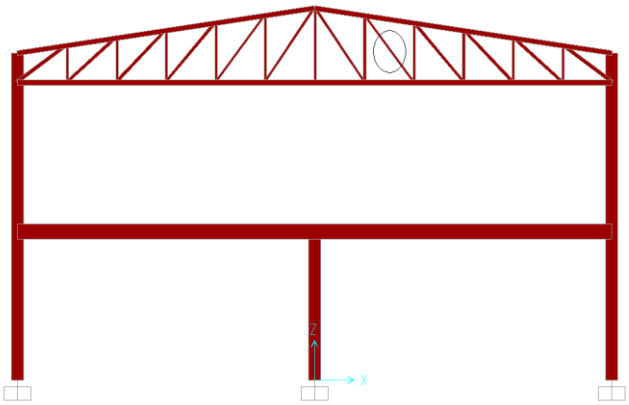
Consideraciones del diseño:

- Se utilizaron los mismos criterios de diseño explicados en la sección 4.2.2.1.
- Los Diagonales centrales y verticales de la cercha propuesta consisten del mismo perfil.
- El elemento crítico es el diagonal con la siguiente ubicación: Quinto diagonal de derecha a izquierda.

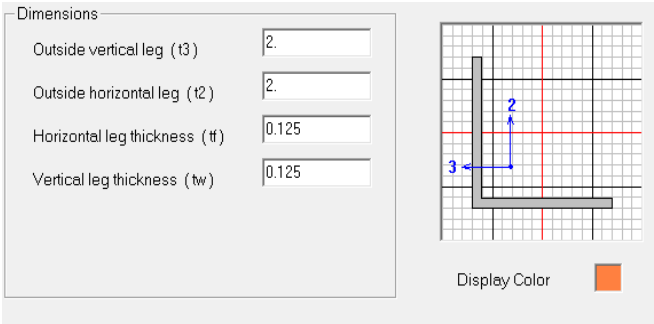
Marco localizado en Y=30

Nodo inicial: X=2, Y=30, Z=6

Nodo final: X=1, Y=30, Z=7.35



Perfil propuesto: angular de 2x2x1/8''



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Propiedades de la sección

Área de sección transversal	0.4844	In^2
Constante torsionante:	2.46E-03	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	0.19	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	0.19	In^4
Área de cortante en dirección 2	0.25	In^2
Área de cortante en dirección 3	0.25	In^2
Módulo de sección en dirección 3	0.1307	In^3
Módulo de sección en dirección 2	0.1307	In^3
Módulo plástico en dirección 3	0.2353	In^3
Módulo plástico en dirección 2	0.2353	In^3
Radio de giro en dirección 3	0.6262	In
Radio de giro en dirección 2	0.6262	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Fuerza axial (kips)**	**Fuerza axial (Ton)**
1.4 CM	0.035	0.016
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-3.48E-01	-0.158
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-0.224	-0.102
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-0.21	-0.095
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	1.17	0.531
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-1.581	-0.717
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-0.601	-0.273
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	0.191	0.087
0.9 CM + 1.6 Wx	7.63E-03	0.003
0.9 CM + 1.6 Wy	0.022	0.010
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-1.355	-0.615
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	1.393	0.631854
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-0.376	-0.17055
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	0.414	0.187787

- Cálculo de resistencia axial nominal (P_n)

- Cálculo de razón “Ancho-espesor”.

$$\text{Razón Ancho} - \text{espesor} = \frac{b}{t} = \frac{2}{0.125} = 16$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos (λ_r). (Caso 3 tabla B4.1a).

$$\lambda_r = 0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.772$$

Se cumple la condición que $\boldsymbol{\frac{b}{t} > \lambda_r}$, el elemento se clasifica como esbelto.

La resistencia axial nominal (P_n) se determinará de acuerdo a la sección E7.

$P_n = A_g F_{cr}$ (Ecuación E7-1)

Revisión de las condiciones para determinar Q_s.

- $0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.772$
- $\frac{b}{t} = 16$
- $0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 25.828$

Se cumple que $0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ por tanto:

$$Q_s = 1.34 - 0.76\left(\frac{2}{0.125}\right)\sqrt{\frac{36}{29000}} = 0.912$$

- Revisión de relación de esbeltez KL/r

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 66.143 \text{ in}}{0.626 \text{ in}} = 105.66$$

105.66 ≤ 200, cumple.

- Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$4.71\sqrt{\frac{E}{QFy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{0.912 * 36}} = 139.982$$

Se cumple el criterio $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{QFy}}$ por tanto,

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$F_{cr} = Q(0.658^{\frac{QF_y}{F_e}})F_y$$

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29000 \text{ ksi}}{(105.66)^2} = 25.637 \text{ ksi}$$

- Cálculo de F_{cr}

$$F_{cr} = 0.912\ (0.658^{\frac{0.912*36}{25.637}})\ 36;\ F_{cr} = 19.209 \text{ ksi}$$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 0.484 \text{ in}^2 \text{ x } 19.209\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 9.297 \text{ klb}$$

- Cálculo de $P_n\varphi_c$

$$P_n\varphi_c = 9.297 \text{ klb x } 0.90 = 8.367 \text{ kip} = \mathbf{3.795\ Ton}$$

Revisión del diseño

3.795 Ton > 0.717 Ton OK!

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 41.4%

Revisión manual: 18.89%

Usar el perfil seleccionado.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

4.2.3. Diseño de vigas de entrepiso

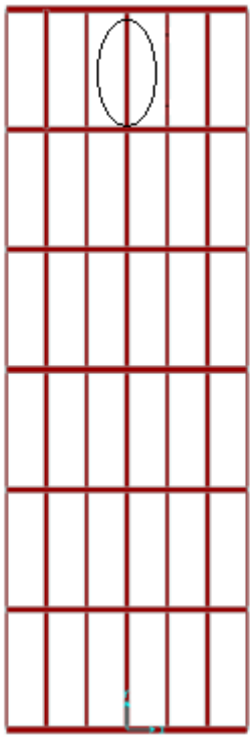
4.2.3.1. Diseño de vigas longitudinales

Consideraciones del diseño:

- Para detalles de la tributación de cargas sobre el entrepiso, se puede revisar la sección 3.3.
- Se realizó una revisión por flexión siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.2.1.
- La viga de entrepiso longitudinal crítica se localiza en :

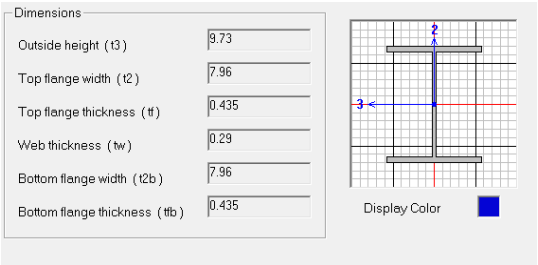
Nodo inicial: X=0, Y=36, Z=3

Nodo final: X=0, Y=30, Z=3



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Perfil propuesto: viga W10x33



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	9.71	In^2
Constante torsionante:	0.583	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	171	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	36.6	In^4
Área de cortante en dirección 2	2.8217	In^2
Área de cortante en dirección 3	5.771	In^2
Módulo de sección en dirección 3	35.149	In^3
Módulo de sección en dirección 2	9.196	In^3
Módulo plástico en dirección 3	38.8	In^3
Módulo plástico en dirección 2	14	In^3
Radio de giro en dirección 3	4.1965	In
Radio de giro en dirección 2	1.9415	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Dirección**	**Momento máximo (Kip-in)**	**Momento máximo (Ton-m)**
1.4 CM	3	-338.613	-3.901
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	3	-939.144	-10.820
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	3	-695.818	-8.017
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	3	-695.805	-8.017
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	3	-699.172	-8.055
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	3	-692.438	-7.978
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	3	-684.582	-7.887
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	3	-707.028	-8.146
0.9 CM + 1.6 Wx	3	-217.694	-2.508
0.9 CM + 1.6 Wy	3	-217.68	-2.508
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	3	-214.313	-2.469
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	3	-221.047	-2.547

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Combinación de carga	Dirección	Momento máximo (Kip-in)	Momento máximo (Ton-m)
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	3	-206.457	-2.379
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	3	-228.903	-2.637

- Cálculo de momento nominal (M_n)

- Cálculo de razón "ancho-espesor".

$$\text{Razón Ancho} - \text{espesor} = \frac{b}{t} = \frac{3.98}{0.435} = 9.149$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos compactos (λ_p).

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos (λ_r).

$$\lambda_r = 1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.382$$

Se cumple que $\frac{\boldsymbol{b}}{\boldsymbol{t}} \leq \boldsymbol{\lambda_p}$, el elemento se clasifica como compacto.

- Cálculo de Momento de diseño en la dirección 3

$$M_{n\,3}\,\phi_b = Z_x F_y\,\phi_b = 38.8\,\text{in}^3 \text{ x } 36\,\frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.90$$

$$M_{n\,3}\phi_b = 1257.12\,\text{klb} - \text{in}$$

$$M_{n\,3}\phi_b = \mathbf{14.484\ Ton - m}$$

- Cálculo de Momento de Diseño por PLT.

Propiedades de la sección W10x33[15]:

- $c = 1$ (vigas I de doble simetría)
- r_{ts} = 2.20 in

15 **AISC.** "AISC Shapes Database Versions 14.0 and 14.0H"

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Cálculo de L_p y L_r:

- $L_p = 1.76 \text{ x } 1.9415 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 96.983 \text{ in}$
- $L_r = 1.95 \text{ x } 2.20 \text{ x } \frac{29000}{0.7 \text{ x } 36} \sqrt{\frac{0.583\ x\ 1}{35.149\ x\ 9.30} + \sqrt{(\frac{0.583\ x\ 1}{35.149\ x\ 9.30})^2 + 6.76\ (\frac{0.7 \text{ x } 36}{29000})^2}}$

  $L_r = 337.140 \text{ in}$
- L_b = 6 m = 236.22 in.

La longitud total del claro, sin soporte lateral es de 6 m = 236.22 in.

Se cumple que$L_p < L_b \leq L_r$, por lo tanto se utiliza la ecuación F2-2:

$$M_n = C_b \left[M_p - \left(M_p - 0.7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_p$$

- Cálculo del momento nominal

C_b= 1.14 (tomado de Vinnakota, figura 10.4.3, pág. 556, caso a)

$$M_n = 1.14 \left[36 \text{ x}38.8 - (36 \text{ x } 38.8 - 0.7 \text{ x } 36 \text{ x } 35.149)\left(\frac{236.22 - 96.983}{337.140 - 96.983}\right)\right] \leq M_p$$

$$M_n = 1254.58 \text{ kip} - \text{in}$$

- Cálculo del momento de diseño por PLT

$$M_n\ \phi_b = 1254.58 \text{ kip} - \text{in x } 0.90 = 1129.122 \text{ kip} - \text{in} = \mathbf{13.009\ Ton - m}$$

➢ Comparación del momento de diseño por fluencia y el momento de diseño por PLT.

$$13.009 \text{ Ton} - \text{m} < 14.484\ Ton - m$$

Por lo tanto, 13.009 Ton- m será el momento de diseño.

Revisión del Diseño

13.009 Ton-m > 10.820 Ton-m OK!

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 74.7%

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Revisión manual: 83.17%

Usar el perfil seleccionado.

4.2.3.2. Diseño de vigas transversales

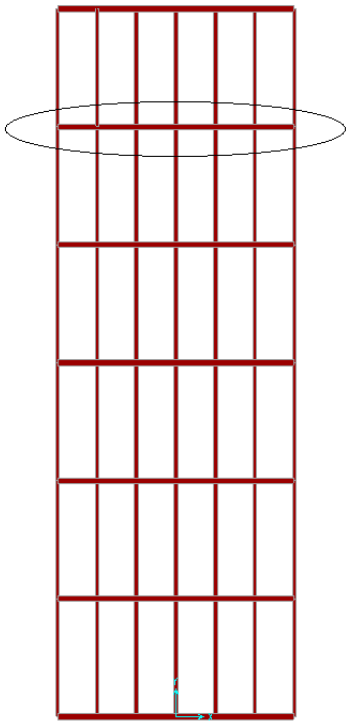
Consideraciones del diseño:

- Se realizó una revisión por flexión siguiendo el mismo procedimiento de la sección 4.2.1.
- La viga de entrepiso longitudinal crítica se localiza en :

Marco Y=30

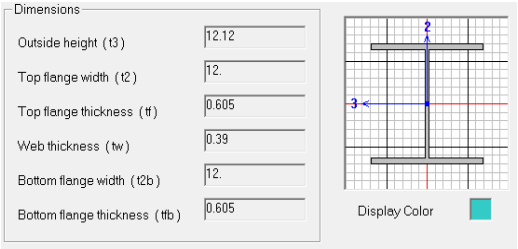
Nodo inicial: X=-6, Y=30, Z=3

Nodo final: X=6, Y=30, Z=3



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Perfil propuesto: viga W12x65



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	19.1	In^2
Constante torsionante:	2.18	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	533	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	174	In^4
Área de cortante en dirección 2	4.7268	In^2
Área de cortante en dirección 3	12.1	In^2
Módulo de sección en dirección 3	87.9538	In^3
Módulo de sección en dirección 2	29	In^3
Módulo plástico en dirección 3	96.8	In^3
Módulo plástico en dirección 2	44.1	In^3
Radio de giro en dirección 3	5.2826	In
Radio de giro en dirección 2	3.0183	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Dirección**	**Momento máximo (Kip-in)**	**Momento máximo (Ton-m)**
1.4 CM	3	-1159.202	-13.355
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	3	-3130.233	-36.064
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	3	-2330.42	-26.849
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	3	-2328.996	-26.833
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	3	-2382.957	-27.455
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	3	-2382.894	-27.454
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	3	-2344.322	-27.010
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	3	-2344.531	-27.012
0.9 CM + 1.6 Wx	3	-746.625	-8.602

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Combinación de carga	Dirección	Momento máximo (Kip-in)	Momento máximo (Ton-m)
0.9 CM + 1.6 Wy	3	-745.201	-8.586
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	3	-799.099	-9.207
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	3	-799.162	-9.207
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	3	-760.527	-8.762
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	3	-760.736	-8.765

- Cálculo de momento nominal (M_n)

- Cálculo de razón "ancho-espesor".

$$\text{Razón Ancho} - \text{espesor} = \frac{\mathrm{b}}{\mathrm{t}} = \frac{6}{0.605} = 9.917$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos compactos (λ_p).

$$\lambda_{\mathrm{p}} = 0.38\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{F_y}}} = 10.785$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos (λ_r).

$$\lambda_{\mathrm{r}} = 1.0\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{F_y}}} = 28.382$$

Se cumple que $\boldsymbol{\frac{b}{t} \leq \lambda_p}$, el elemento se clasifica como compacto.

- Cálculo de momento de diseño en la dirección 3

$$\mathrm{M_{n\,3}}\ \phi_{\mathrm{b}} = \mathrm{Z_x F_y}\ \phi_b = 96.8\ \mathrm{in^3}\ \mathrm{x}\ 36\ \frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in^2}}\ \mathrm{x}\ 0.90$$

$$\mathrm{M_{n\,3}}\phi_b = 3136.32\ \mathrm{klb} - \mathrm{in}$$

$$\mathrm{M_{n\,3}}\phi_b = \mathbf{36.134Ton - m}$$

- Cálculo de momento de diseño por PLT.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Propiedades de la sección W12x65[16]:

- $c = 1$ (vigas I de doble simetría)
- r_{ts} = 3.38 in

Cálculo de L_p y L_r:

- $L_p = 1.76 \text{ x } 3.0183 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 150.773 \text{ in}$
- L_b = 2 m = 78.74 in.

La longitud total del claro, sin soporte lateral es de 2 m = 78.74 in.

Se cumple que $L_b \leq L_p$, por lo tanto, el estado límite de pandeo lateral-torsional **no aplica.**

Revisión del diseño

36.134 Ton-m > 36.064 Ton-m OK!

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 99.8%

Revisión manual: 99.8%

Usar el perfil seleccionado.

16 **AISC.** "AISC Shapes Database Versions 14.0 and 14.0H"

4.2.4. Diseño de arriostres

4.2.4.1. Diseño de arriostres de marcos transversales

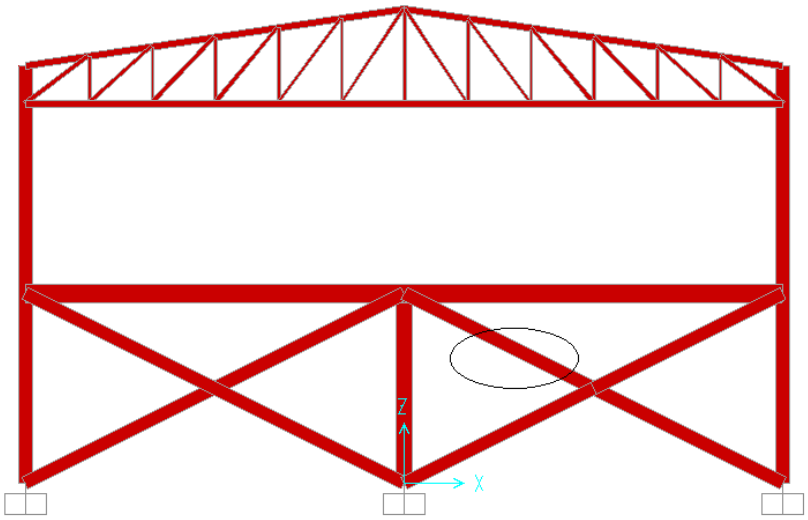
Consideraciones del diseño:

- Los arriostres, al igual que los elementos de la cercha, fueron liberados de momento en los extremos, por lo cual no se diseñarán a flexión.
- Los arriostres funcionan como tensores en un edificio, sin embargo, en combinaciones por sismo, se pueden producir inversiones de fuerzas, por lo que se realizó una revisión por compresión siguiendo el código AISC 360-10 como un estado de mayor riesgo en comparación con un estado de tensión.
- Se revisará la resistencia a tensión de los miembros, considerando el área efectiva de los miembros.
- Los arriostres se revisarán siguiendo el mismo procedimiento de diseño de la sección 4.2.2.1.
- Localización del arriostre crítico:

Marco localizado en Y=18 (marco central)

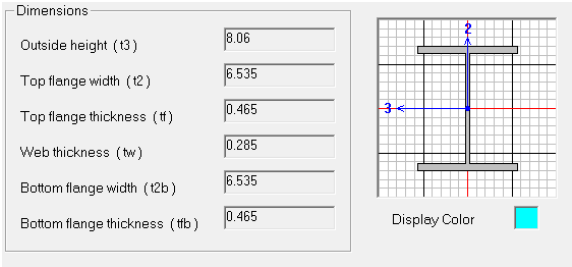
Nodo inicial: X=0, Y=18, Z=3

Nodo final: X=6, Y=18, Z=0



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Perfil propuesto: perfil W8x28



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	8.25	In^2
Constante torsionante:	0.54	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	98	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	21.7	In^4
Área de cortante en dirección 2	2.2971	In^2
Área de cortante en dirección 3	5.0646	In^2
Módulo de sección en dirección 3	24.3176	In^3
Módulo de sección en dirección 2	6.6412	In^3
Módulo plástico en dirección 3	27.2	In^3
Módulo plástico en dirección 2	10.1	In^3
Radio de giro en dirección 3	3.4466	In
Radio de giro en dirección 2	1.6218	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Fuerza axial (kips)**	**Fuerza axial (Ton)**
1.4 CM	-8.507	-3.859
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-21.43	-9.720
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-18.992	-8.615
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-16.128	-7.316
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	19.428	8.812
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-50.693	-22.994
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-26.497	-12.019
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-5.758	-2.612
0.9 CM + 1.6 Wx	-8.333	-3.780
0.9 CM + 1.6 Wy	-5.469	-2.481
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-40.034	-18.159
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	29.818	13.525
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-15.838	-7.184

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	5.716	2.593

- Cálculo de resistencia axial nominal (P_n)

- Cálculo de razón "ancho-espesor".

$$\text{Razón ancho} - \text{espesor} = \frac{b}{t} = \frac{3.267}{0.465} = 7.026$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos (λ_r). (Caso No. 1 de tabla B4.1a)

$$\lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.894$$

Se cumple que $\frac{b}{t} \leq \lambda_r$, el elemento se clasifica como no-esbelto.

La resistencia axial nominal (P_n) se determinará de acuerdo a la sección E3 del código de diseño AISC 360-10.

$P_n = A_g F_{cr}$ (Ecuación E3-1)

- Revisión de relación de esbeltez KL/r

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 264.1025 \text{ in}}{1.622 \text{ in}} = 162.825$$

162.825 ≤ 200, cumple.

- Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.681$$

Se cumple el criterio $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ por tanto,

$$F_{cr} = 0.877\ F_e$$

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29000 \text{ ksi}}{(162.825)^2} = 10.796 \text{ ksi}$$

- Cálculo de F_{cr}

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$F_{cr} = 0.877 \text{ x } 10.796 \text{ ksi}; F_{cr} = 9.468 \text{ ksi}$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 8.25 \text{ in}^2 \text{ x } 9.468 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 78.111 \text{ klb}$$

- Cálculo de $P_n\varphi_c$

$$P_n\varphi_c = 78.111 \text{ klb x } 0.90 = 70.3 \text{ kip} = \mathbf{31.882 \text{ Ton}}$$

Revisión del diseño

31.882 Ton > 22.994 Ton OK!

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 72.7%

Revisión manual: 72.122%

- Resistencia en tracción

La resistencia de diseño en tracción $\varphi_1 P_n$ de miembros traccionados debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción bruta y ruptura en tracción calculado en la sección neta.

- Para fluencia en tracción en la sección bruta:

$P_n = F_y A_g$ (Ecuación D2-1 AISC360-1)

Donde:

A_g = Área bruta de la sección transversal

$\varphi_1 = 0.90$

- Para ruptura en tracción en la sección neta:

$P_n = F_u A_e$ (Ecuación D2-2 AISC360-1)

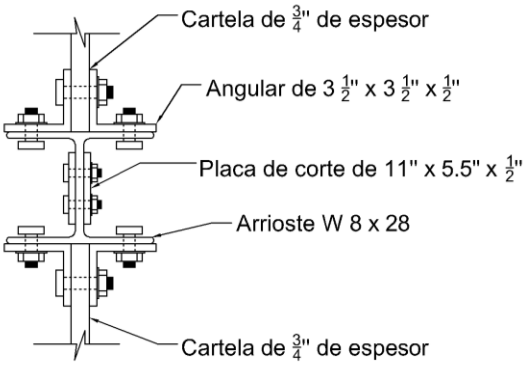
A_e = Área efectiva de la sección transversal

$\varphi_1 = 0.75$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Resistencia a tracción del arriostre W8x28

Para un miembro que presenta agujeros en la sección transversal, el subcapítulo D2 del reglamento AISC360-10 obliga al diseñador a utilizar la ecuación D2-2 para el diseño del mismo. Por lo tanto, para revisar el arriostre W8X28, se considerarán el total de agujeros de la sección transversal, los cuales provienen de la conexión de dicho miembro con una cartela (gusset). Esto se verá con detalle en la sección 5.2.



$$A_g = 8.25\ \text{in}^2$$

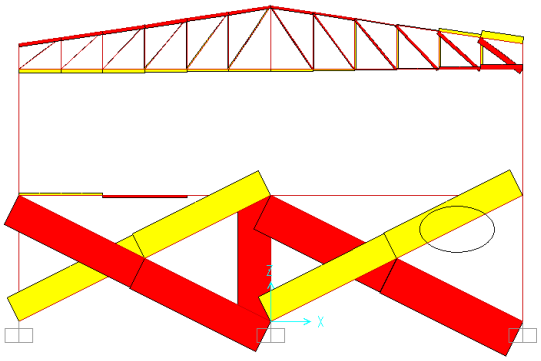
$$A_e = \underbrace{8.25\ \text{in}^2 - (2)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)(0.285\ \text{in})}_{\text{Agujeros debido a placa de corte}} - \underbrace{(4)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)(0.465\ \text{in})}_{\text{Agujeros debido a angulares de ala}} = 6.427\ \text{in}^2$$

$$R_n\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 8.25\ \text{in}^2 = 267.3\ \text{klb} = \mathbf{121.224\ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ \text{x}\ 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 6.427\ \text{in}^2 = 279.574\ \text{klb} = \mathbf{126.791\ Ton}$$

La fuerza de tensión crítica se encuentra en el arriostre ubicado en el marco transversal de y = 36m, y se señala en la figura de abajo:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Dicha fuerza resulta de la combinación 1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy, y es igual a 33.610 klb = 15.243 Ton

$\mathbf{121.224\ Ton} > \mathbf{15.243\ Ton}$. Cumple!

$\mathbf{126.791\ Ton} > \mathbf{15.243\ Ton}$. Cumple!

Usar el perfil seleccionado.

4.2.4.2. Diseño de arriostres de marcos longitudinales

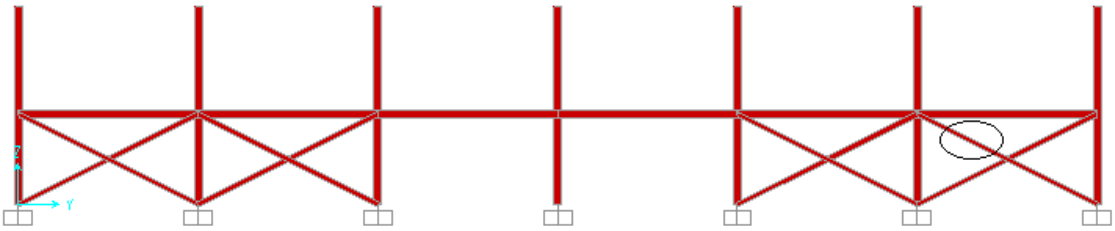
<u>Consideraciones del diseño:</u>

- Los arriostres se revisarán siguiendo el mismo procedimiento de diseño de las secciones 4.2.2.1 y 4.2.4.2.
- Localización del arriostre crítico:

Nodo inicial: X=-6, Y=36, Z=0

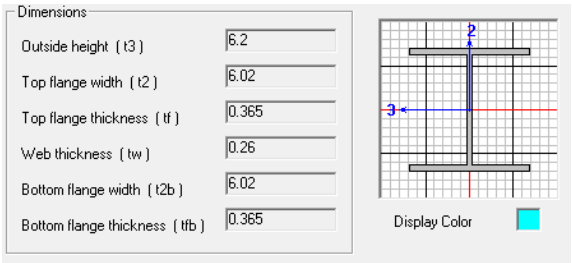
Nodo final: X=-6, Y=30, Z=3

-



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Perfil propuesto: perfil W6x20



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	5.87	In^2
Constante torsionante:	0.24	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	41.4	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	13.3	In^4
Área de cortante en dirección 2	1.612	In^2
Área de cortante en dirección 3	3.6622	In^2
Módulo de sección en dirección 3	13.3548	In^3
Módulo de sección en dirección 2	4.4186	In^3
Módulo plástico en dirección 3	15	In^3
Módulo plástico en dirección 2	6.72	In^3
Radio de giro en dirección 3	2.6557	In
Radio de giro en dirección 2	1.5052	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Fuerza axial (kips)**	**Fuerza axial (Ton)**
1.4 CM	-2.582	-1.171
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-5.446	-2.470
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-4.592	-2.083
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-4.234	-1.921
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	4.068	1.845
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-11.748	-5.329
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-31.6	-14.334
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	23.857	10.821
0.9 CM + 1.6 Wx	-2.018	-0.915
0.9 CM + 1.6 Wy	-1.66	-0.753
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-9.174	-4.161
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	6.439	2.921
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-29.026	-13.166

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	26.228	11.897

- Cálculo de resistencia axial nominal (P_n)

- Cálculo de razón "Ancho-espesor".

$$\text{Razón Ancho} - \text{espesor} = \frac{b}{t} = \frac{3.01}{0.365} = 8.247$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos no-compactos (λ_r). (Caso No. 1 de tabla B4.1a)

$$\lambda_r = 0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.894$$

Se cumple que $\frac{b}{t} \leq \lambda_r$, el elemento se clasifica como no-esbelto.

La resistencia axial nominal (P_n) se determinará de acuerdo a la sección E3 del código de diseño AISC 360-10.

$P_n = A_g F_{cr}$ (Ecuación E3-1)

- Revisión de relación de esbeltez KL/r

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 264.103 \text{ in}}{1.5052 \text{ in}} = 175.46$$

175.46 ≤ 200, cumple.

- Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.681$$

Se cumple el criterio $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ por tanto,

$$F_{cr} = 0.877\ F_e$$

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29000 \text{ ksi}}{(175.46)^2} = 9.297 \text{ ksi}$$

- Cálculo de F_{cr}

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$F_{cr} = 0.877 \text{ x } 9.297 \text{ ksi};\ F_{cr} = 8.154 \text{ ksi}$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 5.87 \text{ in}^2 \text{ x } 8.154 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 47.864 \text{ klb}$$

- Cálculo de $P_n\varphi_c$

$$P_n\varphi_c = 47.864 \text{ klb x } 0.90 = 43.078 \text{ kip} = \mathbf{19.536 \ Ton}$$

Revisión del diseño
19.536 Ton > 14.334 Ton OK!

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 74.3%

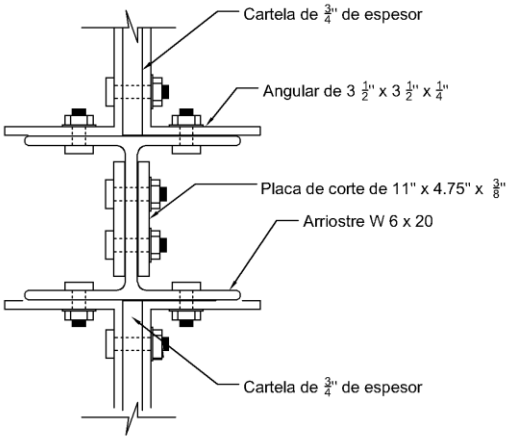
Revisión manual: 73.37%

Usar el perfil seleccionado.

- Resistencia en tracción

- Resistencia a tracción del arriostre W6x20

Para revisar el arriostre W6X28, se considerarán el total de agujeros de la sección transversal, los cuales provienen de la conexión de dicho miembro con una cartela (gusset). Esto se verá con detalle en la sección 5.2.



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

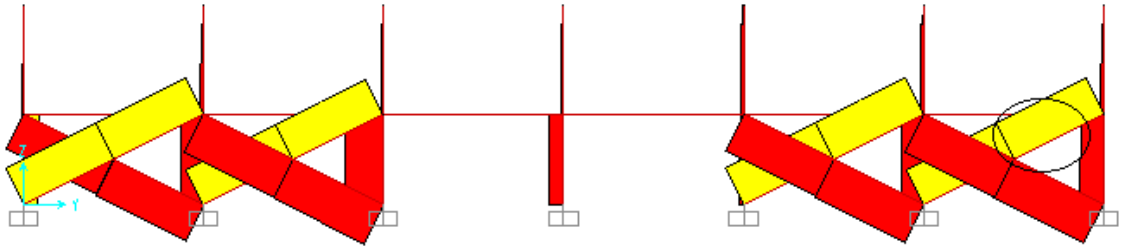
$$A_g = 5.87\ \text{in}^2$$

$$A_e = 5.87\ \text{in}^2 \underbrace{-(2)\left(\tfrac{3}{4}\ \text{in}\right)(0.26\ \text{in})}_{\text{Agujeros debido a placa de corte}} \underbrace{-(4)\left(\tfrac{3}{4}\ \text{in}\right)(0.365\ \text{in})}_{\text{Agujeros debido a angulares de ala}} = 4.385\ \text{in}^2$$

$$R_n\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 5.87\ \text{in}^2 = 190.188\ \text{klb} = \mathbf{86.253\ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\text{x}\ 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 4.385\ \text{in}^2 = 190.747\ \text{klb} = \mathbf{86.507\ Ton}$$

La fuerza de tensión crítica se encuentra en el arriostre ubicado en el marco longitudinal de X = -6 m, y se señala en la figura de abajo:



Dicha fuerza resulta de la combinación 0.90 CM + Qy + 0.30 Qx, y es igual a 26.144 klb = 11.857 Ton

$\mathbf{86.253\ Ton} > \mathbf{11.857\ Ton}$. Cumple!

$\mathbf{86.507\ Ton} > \mathbf{11.857\ Ton}$. Cumple!

Usar el perfil seleccionado.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

4.2.5. Diseño de columnas

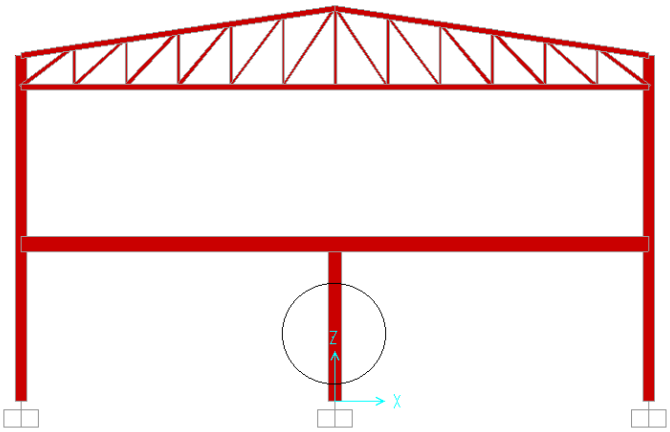
Consideraciones del diseño:

- Se diseñarán las columnas según el capítulo H del reglamento AISC 360-10: Diseño de miembros para solicitaciones combinadas y torsión.
- Para flexión se utilizará el capítulo F del AISC 360-10, específicamente la sección F2: Miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flexionados en torno a su eje mayor.
- Para compresión se utilizará el capítulo E del AISC 360-10, específicamente la sección E3: Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos. Se utilizará un valor de K=1, al igual que en la sección 4.2.2.1.
- Localización de la columna central crítica:

Marco localizado en Y=30

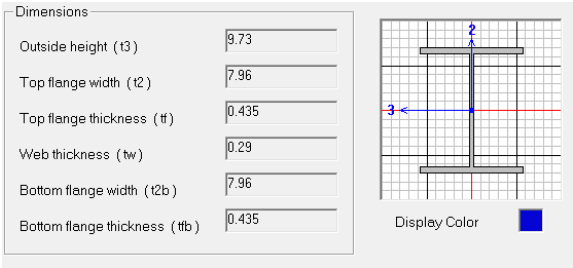
Nodo inicial: X=0, Y=30, Z=0

Nodo final: X=0, Y=30, Z=3



Perfil propuesto: perfil W10x33

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	9.71	In^2
Constante torsionante:	0.583	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	171	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	36.6	In^4
Área de cortante en dirección 2	2.8217	In^2
Área de cortante en dirección 3	5.771	In^2
Módulo de sección en dirección 3	35.149	In^3
Módulo de sección en dirección 2	9.196	In^3
Módulo plástico en dirección 3	38.8	In^3
Módulo plástico en dirección 2	14	In^3
Radio de giro en dirección 3	4.1965	In
Radio de giro en dirección 2	1.9415	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Fuerza axial / P_u (Kip)**	**Momento 2-2 / M_{yu} (Kip-in)**	**Momento 3-3 / M_{xu} (Kip-in)**
1.4 CM	-57.531	18.575	2.91E-13
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-154.828	51.481	7.72E-13
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-115.051	38.15	-17.603
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-115.26	38.146	5.76E-13
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-115.273	43.926	107.858
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-115.246	32.367	-107.858
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-115.215	18.88	-30.86
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-115.305	57.412	30.86
0.9 CM + 1.6 Wx	-36.776	11.945	-17.603
0.9 CM + 1.6 Wy	-36.984	11.941	1.87E-13
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-36.971	6.161	-107.858

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-36.998	17.721	107.858
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-36.939	14.392	-30.86
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-37.029	31.207	30.86

Combinación de Carga	**Fuerza Axial / P_u (Ton)**	**Momento 2-2 / M_{yu} (Ton-m)**	**Momento 3-3 / M_{xu} (Ton-m)**
1.4 CM	-26.096	0.214	0.000
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-70.229	0.593	0.000
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-52.186	0.440	-0.203
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-52.281	0.439	0.000
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-52.287	0.506	1.243
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-52.275	0.373	-1.243
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-52.261	0.218	-0.356
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-52.301	0.661	0.356
0.9 CM + 1.6 Wx	-16.681	0.138	-0.203
0.9 CM + 1.6 Wy	-16.776	0.138	0.000
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-16.770	0.071	-1.243
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-16.782	0.204	1.243
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-16.755	0.166	-0.356
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-16.796	0.360	0.356

- Ecuación de interacción

Según la sección H1 del reglamento AISC 360-10, se debe analizar la relación entre la fuerza axial requerida "P_r", y la fuerza axial nominal "P_n", esta última multiplicada por un factor de compresión "ϕ_c" igual a 0.90.

Cuando en una combinación de carga se cumple que $\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$, se debe utilizar la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}}\right) \leq 1$$ (Ecuación H1-1ª AISC360-10)

Cuando en cada combinación de carga se cumple que $\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$, se puede utilizar la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_r}{2\,\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}}\right) \leq 1$$ (Ecuación H1-1b AISC360-10)

Donde:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

P_r = fuerza axial requerida

M_{rx}= Momento requerido en la dirección x

M_{ry}= Momento requerido en la dirección y

M_{cx}= Momento nominal en la dirección x

M_{cy}= Momento nominal en la dirección y

- Revisión de relación de esbeltez para elemento crítico

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 118.11 \text{ in}}{1.941 \text{ in}} = 60.850$$

60.850 ≤ 200, cumple.

- Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.681$$

Para el elemento crítico, se cumple el criterio $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ por tanto,

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{Fy}{Fe}})F_y$$

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29000 \text{ ksi}}{(60.850)^2} = 77.299 \text{ ksi}$$

- Cálculo de F_{cr}

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{36}{77.299}})36; \; F_{cr} = 29.624 \text{ ksi}$$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 9.71 \text{ in}^2 \text{ x } 29.624 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 287.649 \text{ klb}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de $P_n\varphi_c$

$$P_n\varphi_c = 287.649 \text{ klb x } 0.90 = 258.884 \text{ kip} = \mathbf{117.428 \ Ton}$$

Se revisa la razón de $\frac{P_u}{\phi_c P_n}$ para determinar la ecuación de la sección H del reglamento a utilizar.

Combinación de Carga	**Fuerza Axial / P_u (Kip)**	**Fuerza Axial de Diseño / $P_n\,\phi_c$ (Kip)**	$\frac{P_u}{\phi_c P_n}$
1.4 CM	-57.531	258.884	0.222
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-154.828		0.598
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-115.051		0.444
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-115.26		0.445
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-115.273		0.445
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-115.246		0.445
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-115.215		0.445
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-115.305		0.445
0.9 CM + 1.6 Wx	-36.776		0.142
0.9 CM + 1.6 Wy	-36.984		0.143
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-36.971		0.143
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-36.998		0.143
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-36.939		0.143
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-37.029		0.143

Se utilizará la fórmula H1-1a para las siguientes combinaciones de carga: (porque el ratio $\frac{P_u}{\phi_c P_n}$ es mayor que 0.2).

- 1.4 CM
- 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ
- 1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ
- 1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ
- 1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy
- 1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy
- 1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx
- 1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Se utilizará la fórmula H1-1b para las siguientes combinaciones de carga: (porque el ratio $\frac{P_u}{\phi_c P_n}$ es menor que 0.2).

- 0.9 CM + 1.6 Wx
- 0.9 CM + 1.6 Wy
- 0.90 CM + Qx + 0.30 Qy
- 0.90 CM – Qx – 0.30 Qy
- 0.90 CM + Qy + 0.30 Qx
- 0.90 CM – Qy – 0.30 Qx

➢ Cálculo de momento de diseño en la dirección 3 (M_{cx})

$$\mathrm{M_{cx}}\ \phi_b = \mathrm{Z_3 F_y}\ \phi_b = 38.8\ \mathrm{in^3}\ \mathrm{x}\ 36\ \frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in^2}}\ \mathrm{x}\ 0.90$$

$\mathrm{M_{cx}}\ \phi_b = 1257.12\ \mathrm{klb-in}$ = $\mathbf{14.484\ Ton-m}$

➢ Cálculo de momento de diseño en la dirección 2 (M_{cy})

$$\mathrm{M_{cy}}\ \phi_b = \mathrm{Z_2 F_y} = 14\ \mathrm{in^3}\ \mathrm{x}\ 36\ \frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in^2}}\ \mathrm{x}\ 0.90$$

$\mathrm{M_{cy}}\ \phi_b = 453.6\ \mathrm{klb-in}$ = $\mathbf{5.226Ton-m}$

Revisión del diseño

Combinación de Carga	Ratio	¿Cumple?
1.4 CM	0.259	Si
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	0.699	Si
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	0.532	Si
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	0.520	Si
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	0.608	Si
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	0.585	Si
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	0.504	Si
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	0.580	Si
0.9 CM + 1.6 Wx	0.111	Si
0.9 CM + 1.6 Wy	0.098	Si
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	0.171	Si
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	0.196	Si
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	0.128	Si

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	0.165	Si

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 69.7 %

Revisión manual: 69.9 %

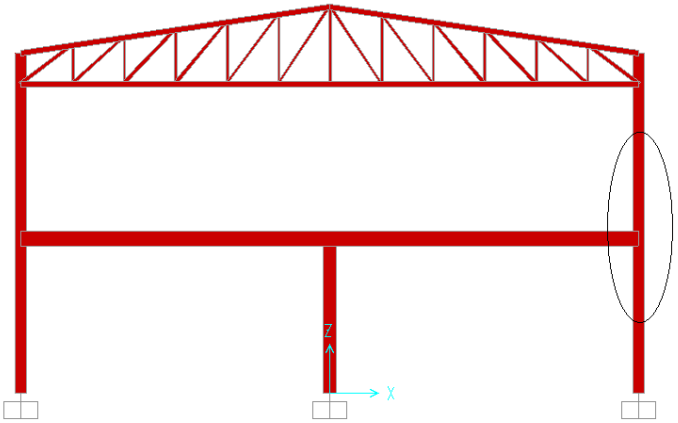
Usar el perfil seleccionado.

- Localización de la columna lateral crítica:

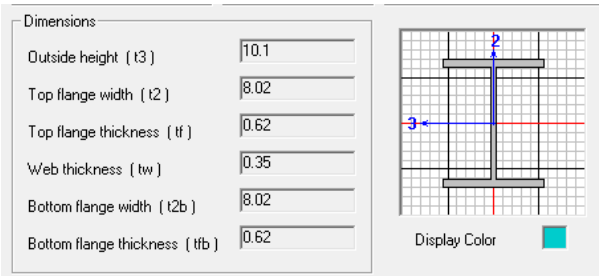
Marco localizado en Y=30

Nodo inicial: X=6, Y=30, Z=0

Nodo final: X=6, Y=30, Z=6.6



Perfil propuesto: perfil W10x45



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Propiedades de la sección

Área de sección transversal	13.3	In^2
Constante torsionante:	1.51	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	248	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	53.4	In^4
Área de cortante en dirección 2	3.535	In^2
Área de cortante en dirección 3	8.2873	In^2
Módulo de sección en dirección 3	49.1089	In^3
Módulo de sección en dirección 2	13.3167	In^3
Módulo plástico en dirección 3	54.9	In^3
Módulo plástico en dirección 2	20.3	In^3
Radio de giro en dirección 3	4.3182	In
Radio de giro en dirección 2	2.0038	In

Resultados del análisis estructural

Combinación de carga	**Fuerza axial / P_u (Kip)**	**Momento 2-2 / M_{yu} (Kip-in)**	**Momento 3-3 / M_{xu} (Kip-in)**
1.4 CM	-24.309	131.899	5.894
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-57.482	359.014	15.612
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-47.797	-338.711	11.726
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-43.74	266.78	11.652
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-42.004	274.473	-138.642
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-45.476	-426.941	123.662
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-44.119	-305.102	385.693
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-43.36	269.633	-400.673
0.9 CM + 1.6 Wx	-19.685	-169.68	3.863
0.9 CM + 1.6 Wy	-15.627	84.792	3.789
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-17.363	-257.91	128.761
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-13.891	-108.366	-133.543
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-16.007	-136.071	390.793
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-15.248	87.645	-395.574

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Combinación de carga	Fuerza axial / P_u (Ton)	Momento 2-2 / M_{yu} (Ton-m)	Momento 3-3 / M_{xu} (Ton-m)
1.4 CM	-11.026	1.520	0.068
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-26.073	4.136	0.180
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-21.680	-3.902	0.135
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-19.840	3.074	0.134
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-19.053	3.162	-1.597
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-20.628	-4.919	1.425
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-20.012	-3.515	4.444
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-19.668	3.107	-4.616
0.9 CM + 1.6 Wx	-8.929	-1.955	0.045
0.9 CM + 1.6 Wy	-7.088	0.977	0.044
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-7.876	-2.971	1.483
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-6.301	-1.249	-1.539
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-7.261	-1.568	4.502
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-6.916	1.010	-4.558

- Ecuación de interacción

Según la sección H1 del reglamento AISC 360-10, se debe analizar la relación entre la fuerza axial requerida "P_r", y la fuerza axial nominal "P_n", esta última multiplicada por un factor de compresión "ϕ_c" igual a 0.90.

Cuando en una combinación de carga se cumple que $\frac{P_r}{\phi_c P_n} \geq 0.2$, se debe utilizar la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_r}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}}\right) \leq 1$$ (Ecuación H1-1ª AISC360-10)

Cuando en cada combinación de carga se cumple que $\frac{P_r}{\phi_c P_n} < 0.2$, se puede utilizar la siguiente ecuación de interacción:

$$\frac{P_r}{2\,\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{rx}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{\phi_b M_{cy}}\right) \leq 1$$ (Ecuación H1-1b AISC360-10)

Donde:

P_r = fuerza axial requerida

M_{rx}= Momento requerido en la dirección x

M_{ry}= Momento requerido en la dirección y

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

M_{cx}= Momento nominal en la dirección x

M_{cy}= Momento nominal en la dirección y

- Revisión de relación de esbeltez para elemento crítico

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \text{ x } 259.8425 \text{ in}}{2.0038 \text{ in}} = 129.675$$

129.675 ≤ 200, cumple.

- Revisión de criterios para determinar F_{cr}

$$4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}} = 4.71\sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.681$$

Para el elemento crítico, se cumple el criterio $\frac{KL}{r} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{Fy}}$ por tanto,

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{Fy}{Fe}})F_y$$

- Cálculo de F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 \text{ x } 29000 \text{ ksi}}{(129.675)^2} = 17.021 \text{ ksi}$$

- Cálculo de F_{cr}

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{36}{17.021}})36;\ F_{cr} = 14.854 \text{ ksi}$$

- Cálculo de P_n

$$P_n = 13.3 \text{ in}^2 \text{ x } 14.854 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 197.558 \text{ klb}$$

Cálculo de $P_n\varphi_c$

$$P_n\varphi_c = 197.558 \text{ klb x } 0.90 = 177.802 \text{ kip} = \mathbf{80.636\ Ton}$$

Se revisa la razón de $\frac{P_u}{\phi_c P_n}$ para determinar la ecuación de la sección H del reglamento a utilizar.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Combinación de carga	Fuerza axial / P_u (Kip)	Fuerza axial de diseño / $P_n\,\phi_c$ (Kip)	$\frac{P_u}{\phi_c P_n}$
1.4 CM	-24.309	177.802	-0.137
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	-57.482		-0.323
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	-47.797		-0.269
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	-43.74		-0.246
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	-42.004		-0.236
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	-45.476		-0.256
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	-44.119		-0.248
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	-43.36		-0.244
0.9 CM + 1.6 Wx	-19.685		-0.111
0.9 CM + 1.6 Wy	-15.627		-0.088
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	-17.363		-0.098
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	-13.891		-0.078
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	-16.007		-0.090
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	-15.248		-0.086

Se utilizará la fórmula H1-1a para las siguientes combinaciones de carga:

- 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ
- 1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ
- 1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ
- 1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy
- 1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy
- 1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx
- 1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx

Se utilizará la fórmula H1-1b para las siguientes combinaciones de carga:

- 1.4 CM
- 0.9 CM + 1.6 Wx
- 0.9 CM + 1.6 Wy
- 0.90 CM + Qx + 0.30 Qy
- 0.90 CM – Qx – 0.30 Qy
- 0.90 CM + Qy + 0.30 Qx
- 0.90 CM – Qy – 0.30 Qx

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Cálculo de momento de diseño en la dirección 3 (M_{cx})

$$M_{cx}\,\phi_b = Z_3 F_y\,\phi_b = 54.9\ \text{in}^3\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.90$$

$$M_{cx}\,\phi_b = 1778.76\ \text{klb} - \text{in} = \mathbf{20.494\ Ton - m}$$

- Cálculo de momento de diseño en la dirección 2 (M_{cy})

$$M_{cy}\,\phi_b = Z_2 F_y = 20.3\ \text{in}^3\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.90$$

$$M_{cy}\,\phi_b = 657.72\ \text{klb} - \text{in} = \mathbf{7.578\ Ton - m}$$

Revisión del diseño

Combinación de Carga	Ratio	¿Cumple?
1.4 CM	0.272	Si
1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ	0.816	Si
1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ	0.732	Si
1.2 CM + 1.6 Wy + CV + CZ	0.612	Si
1.2 CM + CV – Qx – 0.30 Qy	0.676	Si
1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy	0.895	Si
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	0.853	Si
1.2 CM + CV – Qy – 0.30 Qx	0.808	Si
0.9 CM + 1.6 Wx	0.316	Si
0.9 CM + 1.6 Wy	0.175	Si
0.90 CM + Qx + 0.30 Qy	0.513	Si
0.90 CM – Qx – 0.30 Qy	0.279	Si
0.90 CM + Qy + 0.30 Qx	0.472	Si
0.90 CM – Qy – 0.30 Qx	0.399	Si

Porcentaje de uso de capacidad del perfil

Revisión con SAP2000: 72.6 %

Revisión manual: 89.5 %

Usar el perfil seleccionado.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

4.2.6. Diseño de varillas de contra-viento

Consideraciones del diseño:

- Para el diseño de las varillas de contra-viento, se tomarán en cuentas solamente esfuerzos a tensión, por tanto la fuerza nominal a tensión del elemento se calculará de la siguiente forma:

$$P_n = A_g F_y \quad \text{(Ecuación D2-1)}$$

Donde:

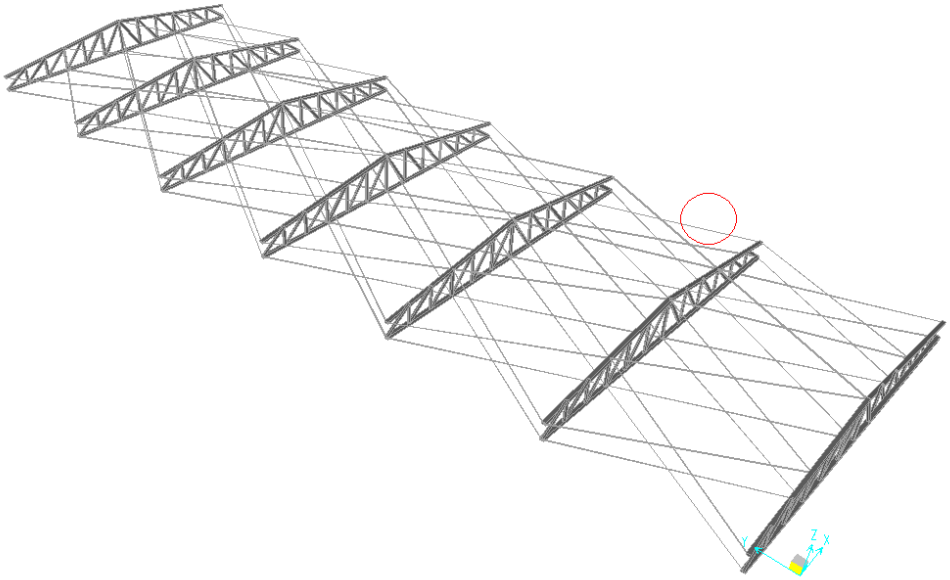
P_n= Fuerza nominal del miembro cargado a tensión
A_g = Área bruta del miembro.

Este valor luego su multiplicará por un factor de resistencia por fuerza a tensión ϕ_t = 0.90.

- Localización del elemento crítico:

Nodo inicial: X= 3, Y= 12, Z= 7.05

Nodo final: X= 6, Y= 6, Z= 6.6



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

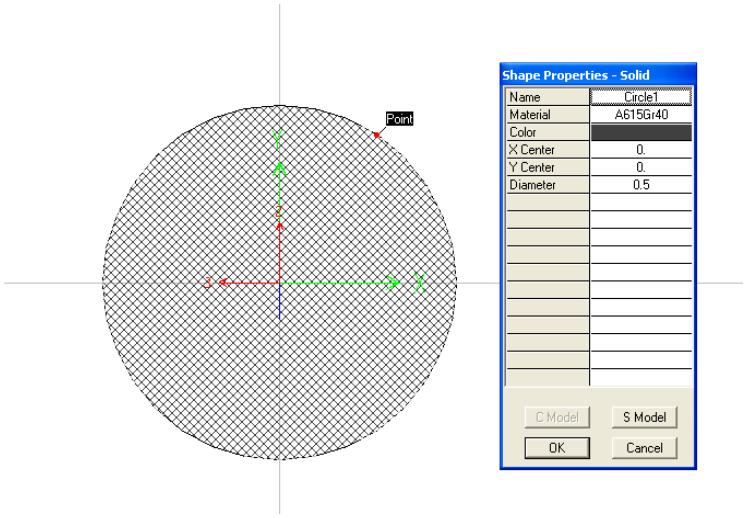
Perfil propuesto: varilla de 1/2'' de diámetro

Propiedades constantes del acero A-615 grado 40:

Módulo de elasticidad (E): 29000 KSI

Esfuerzo de fluencia (Fy): 40 KSI

Esfuerzo último (Fu): 60 KSI



Propiedades de la sección

Área de sección transversal	0.1951	In^2
Constante torsionante:	6.06E-03	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 3	3.03E-03	In^4
Momento de Inercia alrededor del eje 2	3.03E-03	In^4
Área de cortante en dirección 2	0.1761	In^2
Área de cortante en dirección 3	0.1761	In^2
Módulo de sección en dirección 3	0.0121	In^3
Módulo de sección en dirección 2	0.0121	In^3
Módulo plástico en dirección 3	0.0206	In^3
Módulo plástico en dirección 2	0.0206	In^3
Radio de giro en dirección 3	0.1246	In
Radio de giro en dirección 2	0.1246	In

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Resultados del análisis estructural: combinación de carga crítica

Combinación de carga	Fuerza Axial (Kip)	Fuerza Axial (Ton)
1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx	1.003	0.455

- Cálculo de fuerza de Diseño a tensión T_n.

$$P_n = A_g F_y = 0.1951\ \text{in}^2 \text{ x } 40\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 7.8\ \text{kip}$$

$$T_n \phi_t = 7.8\ \text{kip} * 0.90 = 7.02\ \text{kip} = 3.184\ \text{Ton}$$

Revisión del diseño: 14.29 %de la capacidad del perfil

3.184 Ton > 0.455 Ton OK!

Usar el perfil seleccionado.

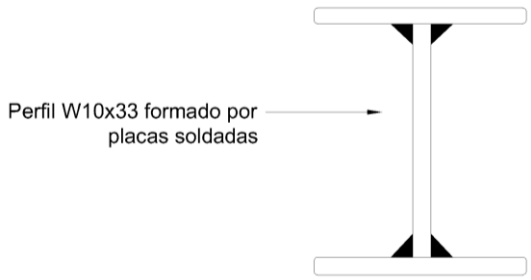
4.2.7. Diseño considerando esfuerzos residuales

El capítulo F2 del reglamento AISC 360-10 exige la consideración de esfuerzos residuales en aceros sometidos a los procesos mencionados anteriormente. En el diseño realizado con acero A-36 no se tomó en cuenta el efecto de los esfuerzos residuales, ya que se supone que los elementos estructurales utilizados son elaborados en fábrica y no han sido sometidos a procesos adicionales a los de su fabricación.

A continuación se muestra un ejemplo donde se muestra la necesidad de diseñar tomando en cuenta esfuerzos residuales. En este caso un perfil W10x33 se ha formado mediante unión de placas.

Diseño de viga de entrepiso del edificio de acero A-36

Perfil propuesto: viga W10x33



$\mathrm{Fy} = 36\ \mathrm{KSI}$

Tomando en cuenta esfuerzos residuales el Fy se multiplica por el factor 0.7

$\mathrm{Fy} = 36\ \mathrm{KSI} * 0.7 = 25.2\mathrm{KSI}$

- Cálculo de razón “ancho-espesor”.

$$\text{Razón Ancho} - \text{espesor} = \frac{\mathrm{b}}{\mathrm{t}} = \frac{3.98}{0.435} = 9.149$$

- Cálculo de parámetro limitante de esbeltez para elementos compactos (λ_p).

$$\lambda_p = 0.38\sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{F_y}}} = 12.89$$

Se cumple que $\boldsymbol{\frac{b}{t} \leq \lambda_p}$, el elemento se clasifica como compacto.

$$\mathrm{M_{n\,3}}\ \phi_b = \mathrm{Z_3F_y}\ \phi_b = 38.8\ \mathrm{in^3}\ \mathrm{x}\ 25.2\ \frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in^2}}\ \mathrm{x}\ 0.90\ ;\ \phi_b = 0.90$$

$\mathrm{M_{n\,3}}\ \phi_b = 879.98\ \mathrm{klb} - \mathrm{in}$ = $\mathbf{10.14\ Ton - m}$

10.14 ton-m < 10.82 ton-m

Revisión de diseño: 106.71% de la capacidad del perfil

El Z_3 requerido es = 41.41in^3 por lo tanto se debe aumentar el tamaño de la sección transversal.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

CAPÍTULO 5 : DISEÑO DE CONEXIONES Y PLACAS DE BASE

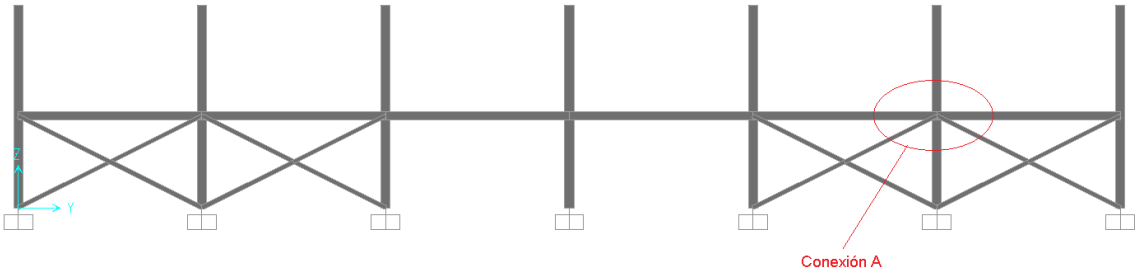
5.1. Diseño de conexiones para edificio de acero A-500

Localización de conexiones:

Conexión A:

Nodo localizado en X= -6, Y= 30, Z= 3

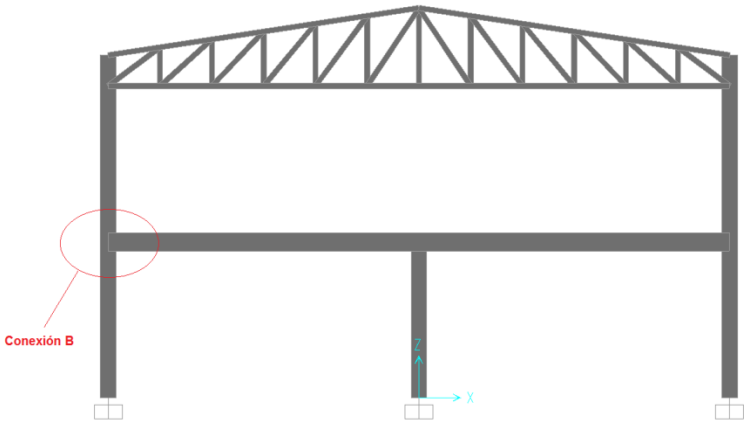
Descripción: Columna, vigas y arriostres



Conexión B:

Nodo localizado en X= -6, Y=30, Z=3

Descripción: Columna a viga transversal

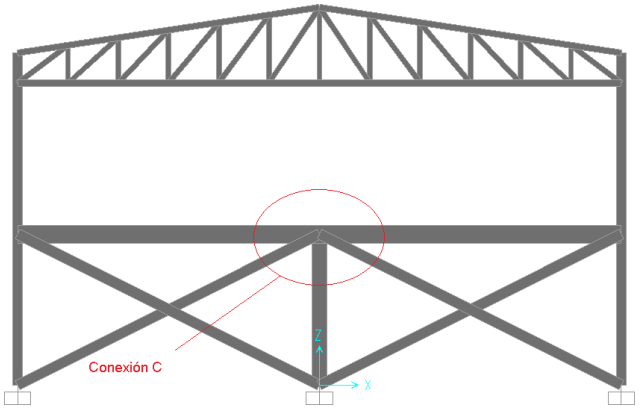


Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión C:

Nodo localizado en X=0, Y=36, Z=3

Descripción: Viga continua (transversal 14x8x0.5) a columna + arriostres

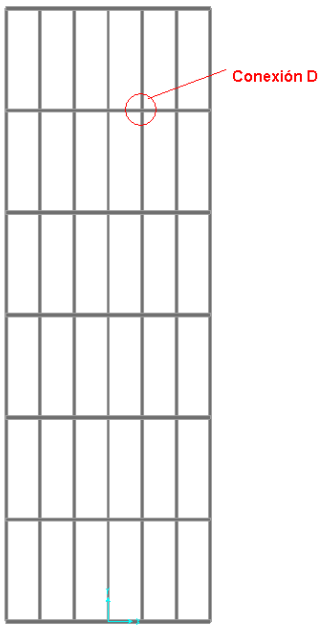


Conexión D:

Nodo localizado en X=2, Y=30, Z=3

Descripción: Viga de entrepiso con Viga transversal

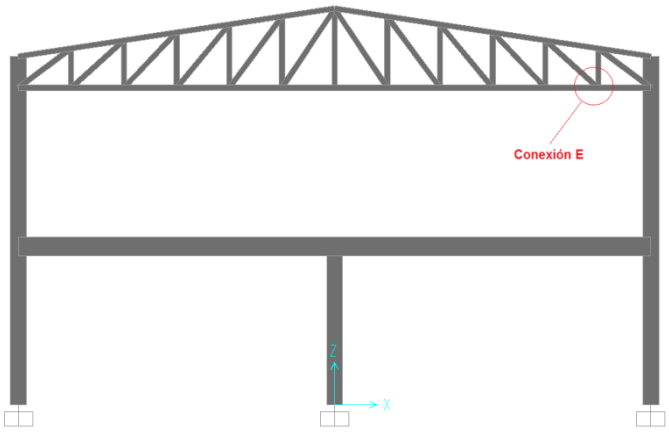
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Conexión E:

Nodo localizado en X=5, Y=30, Z=6

Descripción: Conexión de cercha



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Consideraciones de diseño

Conexiones soldadas:

- De acuerdo a la sección E del reglamento AISI-S100-2007, para las soldaduras en las cuales el espesor del material más delgado excede 3/16'', se utilizarán las disposiciones del código AISC 360-10.

- Para todas las soldaduras, se considerará el proceso de soldadura de arco protegido (SMAW por sus siglas en inglés).

- Para conexiones de tubos, el código AISC 360-10 incluye una serie de tablas en el capítulo K del mismo. Sin embargo, el acero que se propone en el diseño del edificio de acero conformado en frío tiene una ductilidad (Fy/Fu) mayor a 0.8, por lo tanto, las disposiciones del capítulo K no aplican. Además, el capítulo K no especifica las disposiciones que deben utilizarse para diseñar conexiones de este tipo de perfiles cuando dicha condición de ductilidad no se cumple.

  Debido a lo mencionado anteriormente, se realizó una consulta al departamento de asistencia técnica del AISC, para determinar si el capítulo J del código es válido para diseñar conexiones con este tipo de material. (Ver **Anexo III**, consulta y respuesta)

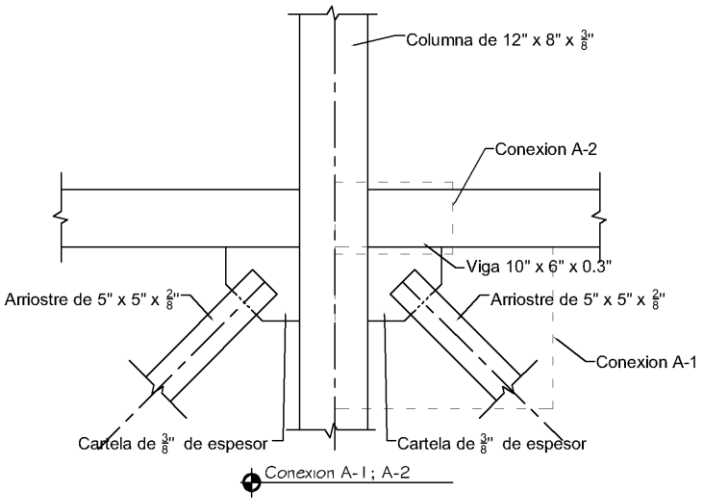
- De acuerdo a la respuesta del AISC, se procederá a revisar las conexiones soldadas de acuerdo al capítulo J2 del código AISC 360-10 y se reforzarán las conexiones con angulares y/o placas según sea necesario.

- El tipo de soldadura seleccionado será E70XX, que es válido en aceros cuya fluencia se encuentra entre 36 y 60 ksi. (Tabla 3.1 de la American Welding Society D 1.1.)[17]

- Los dibujos de conexiones mostrados en esta sección y la sección 5.2 incluyen vistas esquemáticas, por lo tanto, no tienen la intención de mostrar las dimensiones a escala.

17 Sección J2-6, **AISC**. "Specification for Structural Steel Buildings".2010 Edition

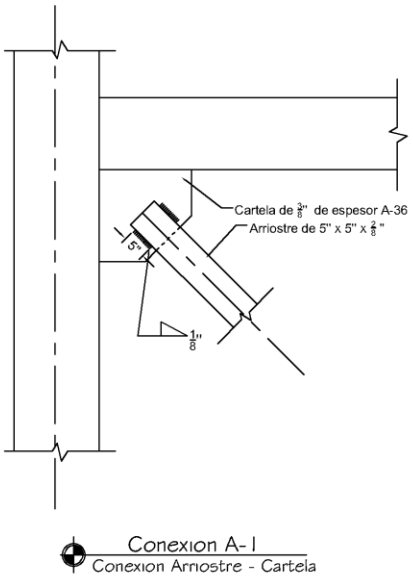
Diseño de conexión A



Diseño de Conexión A-1

Conexión arriostre-cartela

- Diseño de soldadura de filete



- Consideraciones para soldadura:

Diseñada siguiendo AISC 360-10

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Tamaño mínimo de soldadura= 1/8''

Tamaño máximo de soldadura= 3/8'' – 1/16'' = 5/16''

Soldadura a ensayar = 1/8''

Longitud de la soldadura = 5''

Cartela de acero A-36

Se utilizará electrodo E70xx

- Resistencia de la soldadura

$R_n = F_{nw}A_{we}$ (Ecuación J2-2 AISC 360-10)

Φ se obtiene de la tabla J2.5 del mismo reglamento.

Donde:

R_n = Resistencia de la soldadura

F_{nw} = Tensión Nominal del Metal de Soldadura. Obtenido de la tabla J2.5 del reglamento AISC 360-10.

A_{we} = Área efectiva de soldadura

Cálculo de la garganta efectiva

$$0.707 \text{ x } \frac{1}{8}\text{in} = 0.088 \text{ in}$$

Capacidad de la soldadura por pulgada (ΦF_{nw})

$$0.75 \text{ x } 0.60 \text{ x } 70 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.088 \text{ in x } 1 = 2.772 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

Capacidad total de la soldadura

$$2.772 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}} \text{ x } 5 \text{ in} = 13.86 \text{ klb} = \mathbf{6.286 \ Ton \ x \ 4 \ cordones = 25.144 \ Ton}$$

- Resistencia a tracción de la cartela

La resistencia a la tracción de la cartela se determinará de acuerdo a la sección J4 del reglamento AISC 360-10. La resistencia de diseño debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción y ruptura en tracción.

a) Para fluencia en tracción de la cartela

$R_n = F_y A_g$ (Ecuación J4-1 AISC360-1)

φ = 0.90

b) Para ruptura en tracción de la cartela

$R_n = F_u A_e$ (Ecuación J4-2 AISC360-10)

φ = 0.75

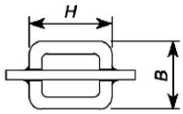
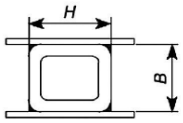
Donde:

A_e = área neta efectiva como se define en la sección D3.3, cm^2 (mm^2).

- Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n U$

Donde U, el factor de corte diferido, es un coeficiente de reducción que toma en cuenta la distribución no uniforme de esfuerzos y se determina como se muestra en la tabla D3.1 del reglamento AISC360-10. En este caso el valor del factor de corte diferido corresponde al caso No. 6 de la tabla D3.1.

6	Tubo Rectangular	con sólo una plancha gusset concéntrica	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

Donde:

H: altura de la sección transversal

B: base de la sección transversal

l : longitud total de la soldadura

$\bar{x}$: excentricidad de la conexión

- Cálculo del factor de corte diferido

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$U = 1 - \frac{\frac{(5\text{ in})^2 + (2x5inx5in)}{4\,(5\text{ in}+5\text{ in})}}{5\text{ in}}\ ; U = 0.625$$

Cálculo de A_n

$$A_n = 5\text{ in x } 0.375\text{ in} = 1.875\text{ in}^2$$

Por lo tanto,

$$A_e = 1.875\text{ in}^2 \text{ x } 0.625 = 1.172\text{ in}^2$$

a) Cálculo de fluencia en tracción de la cartela

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } (5\text{ in x } 0.375\text{ in}) = 60.75\text{ klb} = \mathbf{27.551\ Ton}$$

b) Cálculo de ruptura en tracción de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75 \text{ x } 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 1.172\text{ in}^2 = 50.982\text{ klb}$$

$$= \mathbf{23.121\ Ton}$$

La fuerza máxima de tensión es de 11.81 Ton (ver sección 4.1).

23.121 Ton > 11.81 Ton, por lo tanto la cartela cumple por tensión.

- Resistencia de bloque de corte del arriostre

A fin de revisar condiciones de desgarramiento, el capítulo J.4 del reglamento AISC360-10 establece que la resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de la trayectoria de falla de corte y una trayectoria perpendicular por falla por tracción debe tomarse como:

$$R_n\Phi = 0.75\ (0.6\ F_uA_{nv} + U_{bs}\ F_uA_{nt}) \ \leq 0.75\ (0.6\ F_yA_{gv} + U_{bs}\ F_uA_{nt}\ )$$

(Ecuación J4-5 AISC360-10)

Donde:

A_{nv} = área neta solicitada a corte

A_{nt} = área neta solicitada a tensión

A_{gv} = área bruta solicitada a corte

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

U_{bs} = coeficiente de reducción y es igual a 1 para tracción uniforme, e igual a 0.5 para tracción no uniforme.

Cálculo de la resistencia de bloque de corte del arriostre

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(44.974\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(5\ \text{in x}\ 4\ \text{x}\frac{5}{16}\text{in}\right) + (1)\left(44.974\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 126.489\ \text{klb} = 57.365\ \text{Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(5\ \text{in x}\ 4\ \text{x}\frac{5}{16}\text{in}\right) + (1)\left(44.974\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 109.609\ \text{klb} = 49.709\ \text{Ton}$$

49.709 Ton < 57.365 Ton, por lo tanto 49.709 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 11.81 Ton.

49.709 Ton > 11.81 Ton, cumple.

- Resistencia de bloque de corte de la cartela

Cálculo de la resistencia de bloque de corte de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(5\ \text{in x}\ 2\ \text{x}\frac{3}{8}\text{in}\right) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 97.875\ \text{klb} = 44.388\ \text{Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(5\ \text{in x}\ 2\ \text{x}\frac{3}{8}\text{in}\right) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 60.75\ \text{klb} = 27.551\ \text{Ton}$$

27.551 Ton < 44.388 Ton, por lo tanto 27.551 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 11.81 Ton.

27.551 Ton > 11.81 Ton, cumple.

Conexión cartela-viga y conexión cartela-columna

- Diseño de soldadura de filete

- Consideraciones para soldadura:

Diseñada siguiendo AISC 360-10

Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

Tamaño máximo de soldadura= 3/8'' – 1/16''= 5/16''

Soldadura a ensayar = 5/16''

Longitud de la soldadura = 10''

- Resistencia de la soldadura

$R_n = F_{nw}A_{we}$ (Ecuación J2-2 AISC 360-10)

Φ se obtiene de la tabla J2.5 del mismo reglamento.

Donde:

R_n = Resistencia de la soldadura

F_{nw} = Tensión Nominal del Metal de Soldadura. Obtenido de la tabla J2.5 del reglamento AISC 360-10.

A_{we} = Área efectiva de soldadura

Cálculo de la garganta efectiva

$$0.707 \text{ x } \frac{5}{16} \text{in} = 0.221 \text{ in}$$

Capacidad de la soldadura por pulgada (ΦF_{nw})

$$0.75 \text{ x } 0.60 \text{ x } 70 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.221 \text{ in x } 1 = 6.9615 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

Capacidad total de la soldadura

$$6.9615 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}} \text{ x } 10 \text{ in} = 69.615 \text{ klb} = \mathbf{31.574 \ Ton \ x \ 2 \ cordones = 63.148 \ Ton}$$

Revisiones de conexión A-1 para fuerza axial resultante de la combinación de carga crítica: 1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx

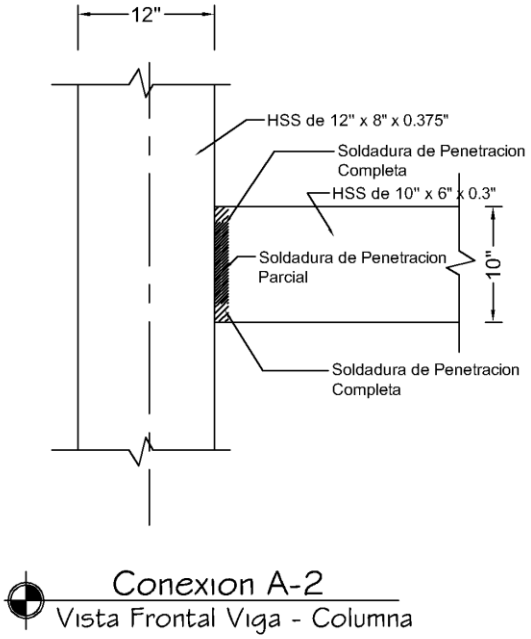
Fuerza requerida: Fuerza axial del arriostre	**Resistencia de diseño:** Resistencia de soldadura arriostre-cartela	**¿Cumple?**
-13.689 Ton	25.144 Ton	Si

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Diseño de Conexión A-2

Conexión viga longitudinal - columna

- Diseño de soldadura de penetración parcial a lo largo de la viga para resistir cortante, y un cordón de penetración completa a lo ancho de la misma para resistir el momento.



- Consideraciones para soldadura:

Diseñada siguiendo AISC 360-10

Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

Tamaño máximo de soldadura= 3/8''- 1/16''= 5/16''

Soldadura a ensayar = 5/16''

Soldadura de penetración parcial: (Calculado de acuerdo a tabla J2.5 AISC 360-10)

- Resistencia de la soldadura

$R_n = F_{nw}A_{we}$ (Ecuación J2-2 AISC 360-10)

Φ se obtiene de la tabla J2.5 del mismo reglamento.

Donde:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

R_n = Resistencia de la soldadura

F_{nw} = Tensión Nominal del Metal de Soldadura. Obtenido de la tabla J2.5 del reglamento AISC 360-10.

A_{we} = Área efectiva de soldadura

Cálculo de la garganta efectiva

$$0.707 \text{ x } \frac{5}{16} \text{in} = 0.221 \text{ in}$$

Capacidad de la soldadura por pulgada (ΦF_{nw})

$$0.75 \text{ x } 0.60 \text{ x } 70 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.221 \text{ in x } 1 = 6.9615 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

Capacidad total de la soldadura para el cordón de 10''

$$6.9615 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}} \text{ x } 10 \text{ in} = 69.615 \text{ klb} = \mathbf{31.571 \ Ton \ x \ 2 \ cordones = 63.142 \ Ton}$$

- Resistencia de Tracción del metal base

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.90 \text{ x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.3 \text{ in x } 10 \text{ in} = 105.224 \text{ klb} = \mathbf{47.721 \ Ton}$$

- Resistencia a corte del metal base

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.60 \text{ x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.3 \text{ in x } 10 \text{ in} = 70.15 \text{ klb} = \mathbf{31.814 Ton}$$

Revisiones de conexión A-2 para fuerza de cortante resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ.

Fuerza requerida: Cortante máximo de la viga longitudinal critica	**Resistencia de diseño:** Resistencia a corte del metal base	**¿Cumple?**
5.06 Ton	31.814 Ton	Si

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Diseño de conexión resistente a momento[18]

El momento que debe ser resistido se dividirá entre la distancia entre los centros de gravedad de las partes superior e inferior del par (C y T) y luego se seleccionan soldaduras que proporcionen las resistencias de diseño necesarias.

Se utilizará una soldadura de penetración completa, y se soldará la viga a la columna.

Para una HSS 10x6x0.3'' se tiene: d=10 in, t= 0.3 in.

$$C = T = \frac{M}{d - t}\ ;$$

$$C = T = \frac{439.176\ \text{Kip} - \text{in}}{10\ \text{in} - 0.3\ \text{in}} = 45.276\ \text{klb} = 20.533\ \text{Ton}$$

$$\text{Área de la soldadura de ranura requerida} = \frac{45.276\ \text{klb}}{(0.9)(38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2})} = 1.291\ \text{in}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{1.291\ \text{in}^2}{0.3\ \text{in}} = 4.303\ \text{in}$$

Se utilizará la soldadura a lo ancho del perfil (6 in).

$$R_n\Phi = 0.9\ \text{x}\ 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 6\ \text{in}\ \text{x}\ 0.3\ \text{in} = 63.135\ \text{klb} = \mathbf{28.632\ Ton}$$

Revisiones de conexión A-2 para par de fuerzas de momento resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ.

Fuerza requerida: Par de fuerzas resultante del momento máximo actuante	**Resistencia de diseño:** Resistencia de soldadura de penetración completa	**¿Cumple?**
20.533 Ton	28.632 Ton	Si

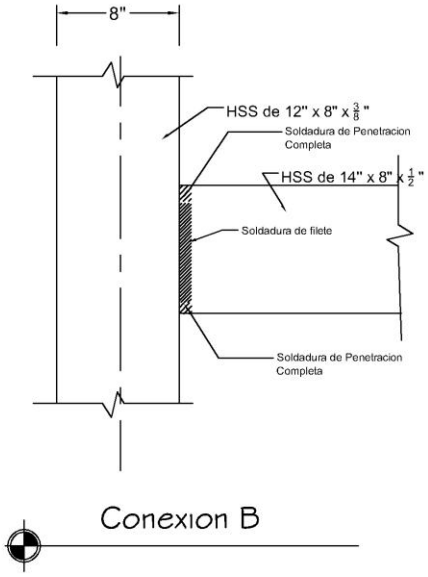
18 Págs. 516-520, McCormac, J. (1999)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Diseño de Conexión B

Conexión viga transversal - columna

- Diseño de soldadura de filete para resistir cortante y soldadura de penetración completa para resistir momento.



- Consideraciones para soldadura:

Diseñada siguiendo AISC 360-10

Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

Tamaño máximo de soldadura= 1/2''- 1/16''= 7/16''

Soldadura a ensayar = 5/16''

Soldadura de filete:

- Resistencia de la soldadura

Capacidad total de la soldadura para el cordón de 14''

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 14\ \text{in} = 97.461\ \text{klb} = \mathbf{44.200\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{88.4\ Ton}$$

- Resistencia de Tracción del metal base

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.90\ \text{x}\ 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.375\ \text{in}\ \text{x}\ 14\ \text{in} = 184.143\ \text{klb} = \mathbf{83.512\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Resistencia a corte del metal base

$$R_n\Phi = 0.60 \text{ x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.375 \text{ in x } 14 \text{ in} = 122.762 \text{ klb} = \mathbf{55.674 \ Ton}$$

Revisiones de conexión B para fuerza de cortante resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ.

Fuerza requerida: Fuerza cortante de la viga transversal en la conexión	**Resistencia de diseño:** Resistencia a corte del metal base	**¿Cumple?**
16.534 Ton	55.674 Ton	Si

- Diseño de conexión resistente a momento[19]

El momento que debe ser resistido se dividirá entre la distancia entre los centros de gravedad de las partes superior e inferior del par (C y T) y luego se seleccionan soldaduras que proporcionen las resistencias de diseño necesarias.

Se utilizará una soldadura de penetración completa, y se soldará el ancho de la viga a la columna.

Para una HSS 14x8x0.5'' se tiene: d=14 in, t= 0.5 in.

$$C = T = \frac{M}{d - t} \ ;$$

$$C = T = \frac{1181.962 \ \text{Kip} - \text{in}}{14 \text{ in} - 0.5 \text{ in}} = 87.553 \text{ klb} = \mathbf{39.707 \ Ton}$$

$$\text{Área de la soldadura de ranura requerida} = \frac{87.553 \text{ klb}}{(0.9)(38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2})} = 2.496 \text{ in}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{2.496 \text{ in}^2}{0.5 \text{ in}} = 4.992 \text{ in}$$

Se utilizará la soldadura a lo ancho del perfil (8 in).

$$R_n\Phi = 0.9 \text{ x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 8 \text{ in x } 0.5 \text{ in} = 140.299 \text{ klb} = \mathbf{63.628 \ Ton}$$

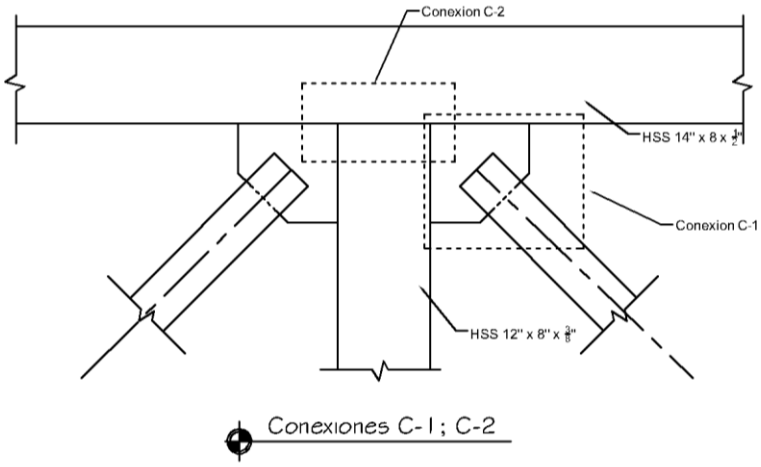
19 Págs.516-520, McCormac, J. (1999)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Revisiones de conexión B para par de fuerzas de momento resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ.

Fuerza requerida: Par de fuerzas resultante del momento máximo	**Resistencia de diseño:** Resistencia de soldadura de penetración completa	**¿Cumple?**
39.707 Ton	63.628 Ton	Si

Diseño de conexión C

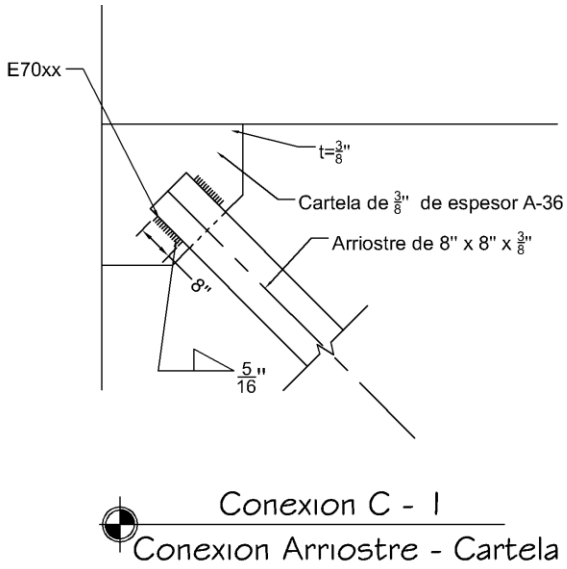


Diseño de Conexión C-1

Conexión arriostre-cartela

- Diseño de soldadura de filete

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



- Consideraciones para soldadura:

  Diseñada siguiendo AISC 360-10

  Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

  Tamaño máximo de soldadura= 3/8'' – 1/16'' = 5/16''

  Soldadura a ensayar = 5/16''

  Longitud de la soldadura =8''

  Cartela de acero A-36

  Se utilizará electrodo E70xx

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 8\ \text{in} = 55.692\ \text{klb} = \mathbf{25.257\ Ton\ x\ 4\ cordones} = \mathbf{101.028\ Ton}$$

- Resistencia a tracción de la cartela

La resistencia a la tracción de la cartela se determinará de acuerdo a la sección J4 del reglamento AISC 360-10. La resistencia de diseño debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción y ruptura en tracción.

a) Para fluencia en tracción de la cartela

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$R_n = F_y A_g$ (Ecuación J4-1 AISC360-1)

φ = 0.90

b) Para ruptura en tracción de la cartela

$R_n = F_u A_e$ (Ecuación J4-2 AISC360-10)

φ = 0.75

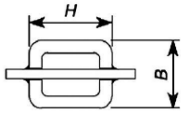
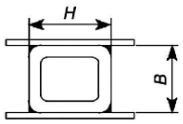
Donde:

A_e = área neta efectiva como se define en la sección D3.3, cm^2 (mm^2).

- Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n U$

Donde U, el factor de corte diferido, es determinado como se muestra en la tabla D3.1 del reglamento AISC360-10. En este caso el valor del factor de corte diferido corresponde al caso No. 6 de la tabla D3.1.

6	Tubo Rectangular	con sólo una plancha gusset concéntrica	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

Donde:

H: altura de la sección transversal

B: base de la sección transversal

l : longitud total de la soldadura

x: excentricidad de la conexión

- Cálculo del factor de corte diferido

$$U = 1 - \frac{\frac{(8\text{ in})^2 + (2x8inx8in)}{4\,(8\text{ in} + 8\text{ in})}}{8\text{ in}}\ ; U = 0.625$$

Cálculo de A_n

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$A_n = 8 \text{ in x } 0.375 \text{ in} = 3 \text{ in}^2$

Por lo tanto,

$A_e = 3 \text{ in}^2 \text{ x } 0.625 = 1.875 \text{ in}^2$

a) Cálculo de fluencia en tracción de la cartela

$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } (8 \text{ in x } 0.375 \text{ in}) = 97.2 \text{ klb} = \mathbf{44.082 \ Ton}$

b) Cálculo de ruptura en tracción de la cartela

$R_n\Phi = 0.75 \text{ x } 58 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 1.875 \text{ in}^2 = 81.562 \text{ klb}$

$= \mathbf{36.989 \ Ton}$

La fuerza máxima de tensión es de 17.26 Ton (ver sección 4.1).

36.989 Ton > 17.26 Ton, por lo tanto la cartela cumple por tensión.

- Resistencia de bloque de corte del arriostre

Cálculo de la resistencia de bloque de corte del arriostre

$R_n\Phi = 0.75 \ [0.6 \left(44.974 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(8 \text{ in x } 4 \text{ x} \frac{5}{16} \text{in}\right) + (1)\left(44.974 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0 \text{ in}^2)]$

$R_n\Phi = 202.383 \text{ klb} = 91.784 \text{ Ton}$

$R_n\Phi = 0.75 \ [0.6 \left(38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(8 \text{ in x } 4 \text{ x} \frac{5}{16} \text{in}\right) + (1)\left(44.974 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0 \text{ in}^2)]$

$R_n\Phi = 175.374 \text{ klb} = 79.535 \text{ Ton}$

91.784 Ton < 79.535 Ton, por lo tanto 79.535 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 17.26 Ton.

79.535 Ton > 17.26 Ton, cumple.

- Resistencia de bloque de corte de la cartela

Cálculo de la resistencia de bloque de corte de la cartela

$R_n\Phi = 0.75 \ [0.6 \left(58 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(8 \text{ in x } 2 \text{ x} \frac{3}{8} \text{in}\right) + (1)\left(58 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0 \text{ in}^2)]$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$R_n\Phi = 156.6\ \text{klb} = 71.020\ \text{Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(8\ \text{in x}\ 2\ \text{x}\frac{3}{8}\text{in}\right) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 97.2\ \text{klb} = 44.082\ \text{Ton}$$

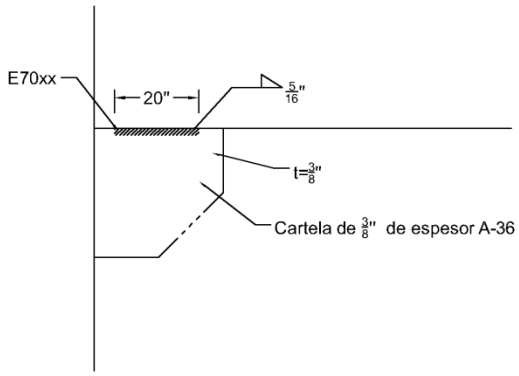
44.082 Ton < 71.020 Ton, por lo tanto 44.082 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 17.26 Ton.

44.082 Ton > 17.26 Ton, cumple.

Conexión cartela-viga

- Diseño de soldadura de filete



Conexion C - 1
Conexion Cartela - Viga

- Consideraciones para soldadura:

Diseñada siguiendo AISC 360-10

Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

Tamaño máximo de soldadura= 1/2'' – 1/16''= 7/16''

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Soldadura a ensayar = 5/16''

Longitud de la soldadura = 20''

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 20\ \text{in} = 139.23\ \text{klb} = \mathbf{63.143\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{126.286\ Ton}$$

- Resistencia de Tracción de la cartela

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.375\ \text{in x}\ 10\ \text{in (propuesto)} = 121.5\ \text{klb} = \mathbf{55.102\ Ton}$$

Conexión cartela-columna

El procedimiento de diseño es el mismo utilizado para la conexión cartela-viga.

Revisiones de conexión C-1 para fuerza axial resultante de la combinación de carga crítica: 1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy.

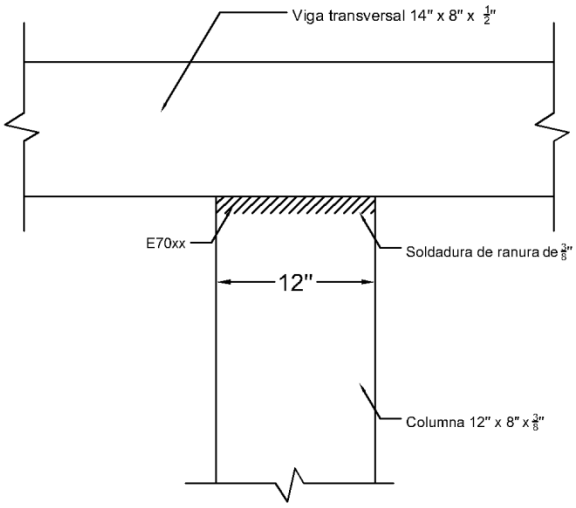
Fuerza requerida: Fuerza axial máxima del arriostre	**Resistencia de diseño:** Resistencia de la soldadura arriostre-cartela	**¿Cumple?**
22.734 Ton	50.516 Ton	Si

Diseño de Conexión C-2

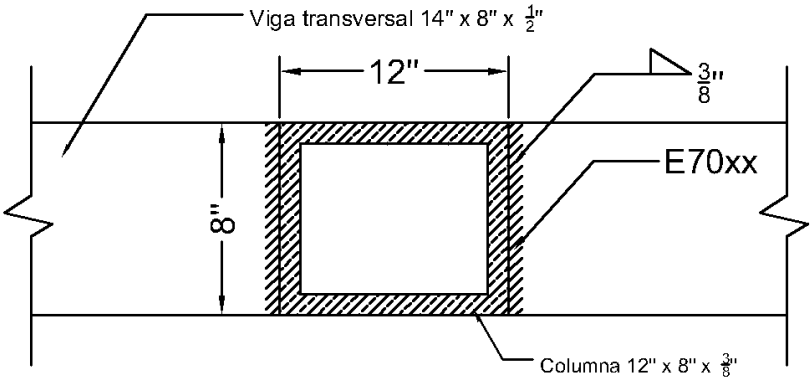
Conexión Columna-Viga continua

- Soldadura de ranura para unir dirección larga de la columna con la viga y soldadura de filete para unir dirección corta de la columna con la viga.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Conexion C - 2



- Consideraciones para soldaduras:

Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

Tamaño máximo de soldadura= 1/2'' – 1/16'' = 7/16''

Soldadura a ensayar = 3/8''

Cálculo de la garganta efectiva

$$0.707 \text{ x } \frac{3}{8} \text{in} = 0.2651 \text{ in}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Capacidad de la soldadura por pulgada (ΦF_{nw})

$$0.75 \text{ x } 0.60 \text{ x } 70\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.2651 \text{ in x } 1 = 8.351\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}$$

Capacidad total de la soldadura para el cordón de 12''

$$8.351\ \frac{\text{klb}}{\text{in}} \text{ x } 12 \text{ in} = 100.212 \text{ klb} = \mathbf{45.448\ Ton\ x\ 2\ cordones = 90.896\ Ton}$$

- Resistencia de Tracción del material base

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.90 \text{ x } 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.375 \text{ in x } 12 \text{ in} = 157.837 \text{ klb} = \mathbf{71.581\ Ton}$$

- Resistencia a corte del material base

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.60 \text{ x } 38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.375 \text{ in x } 12 \text{ in} = 105.224 \text{ klb} = \mathbf{47.721\ Ton}$$

Revisiones de conexión C-2 para fuerza de cortante resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ.

Fuerza requerida: Cortante máximo de la columna en dirección "Y" (corta**)**	**Resistencia de diseño:** Resistencia a corte del material base	**¿Cumple?**
4.84 Ton	47.721 Ton	Si

- Diseño de conexión resistente a momento

El momento que debe ser resistido se dividirá entre la distancia del ancho de la columna (8 in) menos el espesor (0.375 in), esto se debe a que la dirección del momento mayor de la columna coincide con la dirección corta de la misma (Dirección Y).

Se revisará la resistencia disponible del cordón de 12'' y se comparará con el par de fuerzas provocado por el momento. De ser necesario, se calculará la resistencia adicional proporcionada por las soldaduras de 8''.

Luego se revisará la capacidad de los cordones a lo largo de la viga.

$$\text{C} = \text{T} = \frac{\text{M}}{\text{ancho} - \text{t}}\ ;$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$C = T = \frac{852.584 \text{ Kip} - \text{in}}{8 \text{ in } - 0.375 \text{ in}} = 111.814 \text{ klb} = \mathbf{50.709 \text{ Ton}}$$

Calculo de la capacidad disponible de la soldadura de los cordones de 12”

El cordón de 12’’ tiene una capacidad de 90.896 Ton, y el cortante máximo actuando en la misma dirección, y por la misma combinación de carga, es de 4.84 Ton, por lo tanto, se puede calcular la resistencia disponible de dicho cordón:

90.896 Ton – 4.84 Ton = 86.056 Ton > 51.099 Ton. OK!

Se propone una soldadura de filete de 3/8’’para unir el ancho (8 in) de la columna con la viga.

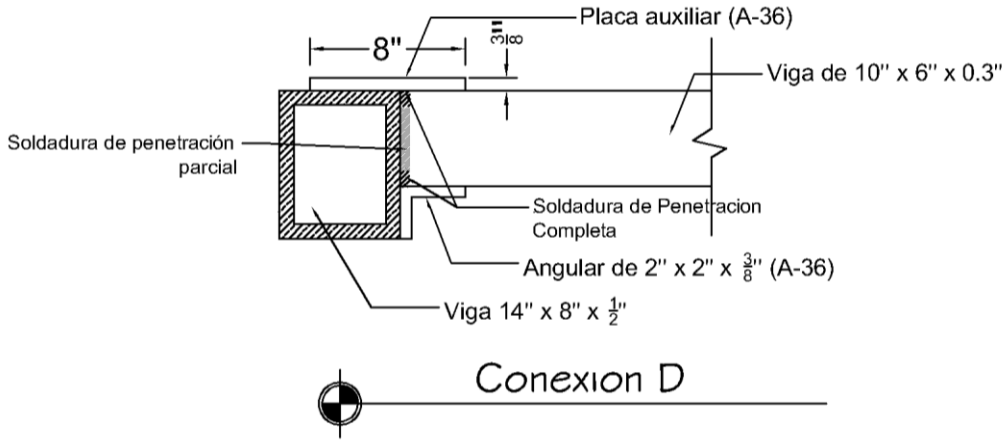
Revisiones de conexión C-2 para par de fuerzas de momento resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ.

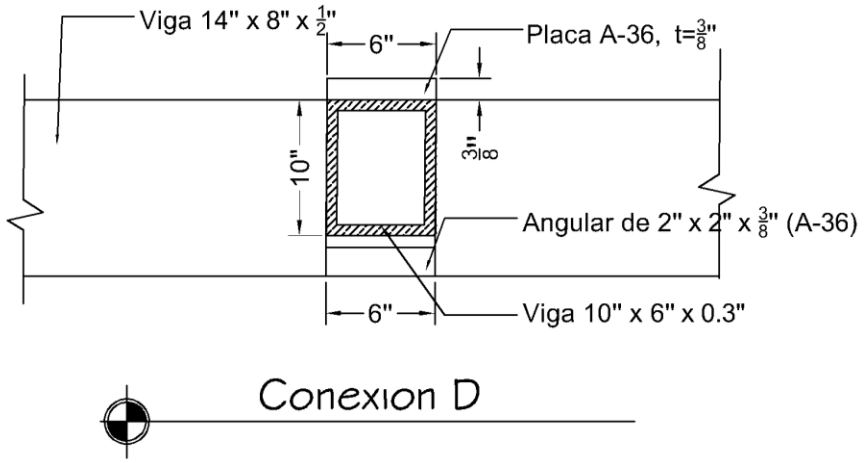
Fuerza requerida: Par de fuerzas debido al momento máximo de la columna	**Resistencia de diseño:** Resistencia (disponible) de soldadura de los cordones de 12’’	**¿Cumple?**
50.709 Ton	86.056 Ton	Si

Diseño de Conexión D

Conexión viga 10x6x0.3’’ - viga 14x8x0.5’’(transversal)

- Diseño de soldadura de penetración parcial a lo largo de la viga 10x6x0.3’’ para resistir cortante, y un cordón de penetración completa a lo ancho de la misma para resistir el momento.





- Consideraciones para soldadura:

  Diseñada siguiendo AISC 360-10

  Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

  Tamaño máximo de soldadura= 1/2''- 1/16''= 7/16''

  Soldadura a ensayar = 5/16''

  Soldadura de penetración parcial:

- Capacidad total de la soldadura para el cordón de 10''

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 10\ \text{in} = 69.615\ \text{klb} = \mathbf{31.571\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{63.143\ Ton}$$

- Resistencia de Tracción del metal base

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.3 \text{ in x } 10 \text{ in} = 105.224 \text{ klb} = \mathbf{47.721 \ Ton}$$

- Resistencia a corte del metal base

$$R_n\Phi = 0.60 \text{ x } 38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.3 \text{ in x } 10 \text{ in} = 70.150 \text{ klb} = \mathbf{31.814 \ Ton}$$

Revisiones de conexión D para fuerza de cortante resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ.

Fuerza requerida: Fuerza cortante de la viga de entrepiso en la conexión	**Resistencia de diseño:** Resistencia a corte del metal base	**¿Cumple?**
9.858 Ton	31.814 Ton	Si

- Diseño de conexión resistente a momento[20]

El momento que debe ser resistido se dividirá entre la distancia entre los centros de gravedad de las partes superior e inferior del par (C y T) y luego se seleccionan soldaduras que proporcionen las resistencias de diseño necesarias.

Se utilizará una soldadura de penetración completa, y se soldará la viga 10x6x0.3'' a la viga transversal.

Para una HSS 10x6x0.3'' se tiene: d=10 in, t= 0.3 in.

$$C = T = \frac{M}{d - t} \ ;$$

$$C = T = \frac{896.05 \text{ Kip} - \text{in}}{10 \text{ in} - 0.3 \text{ in}} = 92.376 \text{ klb} = \mathbf{41.894 \ Ton}$$

$$\text{Área de la soldadura de ranura requerida} = \frac{92.376 \text{ klb}}{(0.9)(38.972 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2})} = 2.634 \text{ in}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{2.634 \text{ in}^2}{0.3 \text{ in}} = 8.78 \text{ in}$$

20 Págs. 516-520, McCormac, J. (1999)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Como puede observarse, el ancho requerido es mayor que el ancho de la viga 10x6x0.3'', por lo tanto se propone una placa auxiliar de acero A-36 sobre la unión superior y un angular L en la parte inferior para proporcionar la resistencia adicional.

Primero se calcula la resistencia total de la soldadura de penetración completa con el ancho de la viga.

$$\mathrm{R_n}\Phi = 0.9 \text{ x } 38.972\ \frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in}^2} \text{ x } (6 \text{ in x } 0.3 \text{ in}) = \mathbf{63.135\ klb = 28.632\ Ton}$$

Resistencia adicional requerida = 92.376 klb – 63.135 klb = **29.241 klb**

- Cálculos para la placa

$$\text{Área requerida para la placa} = \frac{29.241 \text{ klb}}{36\ \frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in}^2}} = 0.812 \text{ in}^2$$

Se propone una placa de 8x6x3/8''

Cálculo de la soldadura para la placa

La parte soldada más delgada corresponde al espesor de la viga 10x6x0.3'', que es igual a 0.3 in, por tanto, según atabla J2.4 del reglamento AISC 360-10, el tamaño mínimo de soldadura es de 3/16''. El tamaño máximo corresponde a 3/8'' – 1/16''= 5/16 ''. Se utilizará electrodo E70 y soldadura de filete de 5/16'' a lo largo y a lo ancho de la placa.

Para el cordón de 6''

$$\mathrm{R_n}\Phi = 0.75 \text{ x} \frac{5}{16} \text{ in x } 6 \text{ in x } 0.60 \text{ x } 70\ \frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in}^2} \text{x } 0.707 = 41.757 \text{ klb}$$

Para el cordón de 8''

$$\mathrm{R_n}\Phi = 0.75 \text{ x } \frac{5}{16} \text{ in x } 8 \text{ in x } 0.60 \text{ x } 70\ \frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in}^2} \text{x } 0.707 = 55.676 \text{ klb}$$

- Resistencia total tomando el aporte del cordón de 6''

63.135 klb (aporte de la soldadura del ancho de la viga) + 41.757 klb (aporte del cordón de 6'' de la placa) = **104.892 klb = 47.57 Ton > 41.894 Ton Ok!**

Revisión de la capacidad de la placa a tensión

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$R_n\Phi = 0.9 \text{ x } 36 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 6 \text{ in x } 0.375 \text{ in} = 72.9 \text{ klb}$$

72.9 klb > 30.732 klb (resistencia adicional requerida). **Ok!**

- Cálculos para el angular

Para la soldadura del angular con la viga transversal se tiene un tamaño mínimo de soldadura de 3/16'' y un máximo de 7/16'', por lo tanto se propone una soldadura de filete de 5/16'' con 6'' de longitud.

- Capacidad total de la soldadura del angular con la viga transversal

$$6.9615 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}} \text{ x } 6 \text{ in} = 41.769 \text{ klb} = \mathbf{18.943 \ Ton}$$

- Resistencia de Tracción del angular

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } \frac{3}{8} \text{ in x } 6 \text{ in} = 72.9 \text{ klb} = \mathbf{33.061 \ Ton}$$

- Resistencia a corte del angular

$$R_n\Phi = 0.60 \text{ x } 36 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } \frac{3}{8} \text{ in x } 6 \text{ in} = 48.6 \text{ klb} = \mathbf{22.041 \ Ton}$$

Para la soldadura del angular con la viga de entrepiso se tiene un tamaño mínimo de soldadura de 3/16'' y un máximo de 5/16'', por lo tanto se propone una soldadura de filete de 5/16'' con 6'' de longitud.

- Capacidad total de la soldadura del angular con la viga de entrepiso

$$6.9615 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}} \text{ x } 6 \text{ in} = 41.769 \text{ klb} = \mathbf{18.943 \ Ton}$$

- Resistencia total tomando el aporte del cordón de 6''

63.135 klb (aporte de la soldadura del ancho de la viga) + 41.769 klb (resistencia de un cordón de 6'' = **104.904 klb >93.867 klb Ok!**

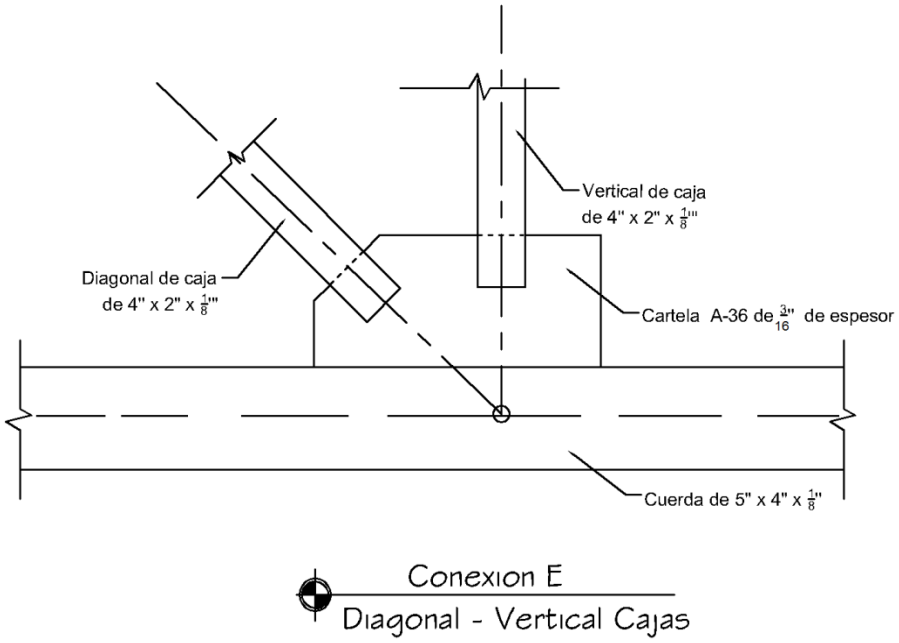
Revisiones de conexión D para par de fuerzas de momento resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ.

Fuerza requerida: Par de fuerzas debido al	**Resistencia de diseño:**	**¿Cumple?**
	Resistencia de soldadura con	

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

momento máximo en la viga de entrepiso	placa de refuerzo	
41.894 Ton	47.570 Ton	Si

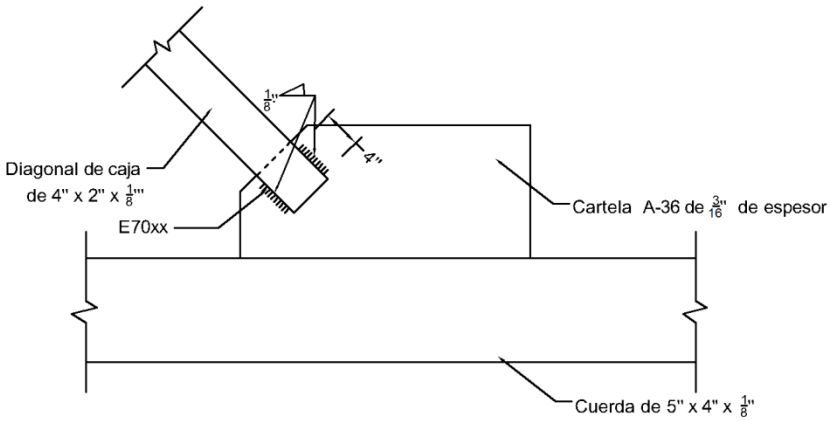
Diseño de Conexión E



Conexión diagonal-cartela 3/8’’

- Diseño de soldadura de filete

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Conexion E
Conexion Cartela - Caja

- Consideraciones para soldadura:

  Se diseña según AISI-S100-2007

  Tamaño mínimo de soldadura= 1/8’’

  Tamaño máximo de soldadura= 3/16’

  Soldadura a ensayar =1/8’’

  Longitud de la soldadura = 4’’

- Resistencia de la soldadura

$$\frac{\mathrm{L}}{\mathrm{t}} = \frac{4\ \mathrm{in}}{0.125\ \mathrm{in}} = 32$$

L/t ≥ 25, por lo tanto, se utiliza la ecuación E2.4-2 del reglamento AISI-S100-2007 para determinar la resistencia de la soldadura

$$\mathrm{P_n} = 0.75\ \mathrm{x}\ 0.125\ \mathrm{x}\ 4\ \mathrm{in}\ \mathrm{x}\ 44.974\frac{\mathrm{klb}}{\mathrm{in}^2}$$

$$\mathrm{P_n} = 16.865\ \mathrm{klb}$$

$$\mathrm{P_n}\Phi = 16.865\ \mathrm{klb}\ \mathrm{x}\ 0.50 = 8.433\ \mathrm{klb} = \mathbf{3.824\ Ton\ x\ 4\ cordones} = \mathbf{15.296\ Ton}$$

Además, para t > 0.10 se debe revisar que el valor de P_n no exceda el siguiente valor:

$\mathrm{P_n} = 0.75\ t_{\mathrm{w}}\ L\ F_{xx}$; (Ecuación E2.4-4 del reglamento AISI-S100-2007)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Donde:

P_n = Resistencia nominal de la soldadura

F_{xx} = Denominación del nivel de resistencia en la clasificación de electrodos AWS

t_w. = Garganta efectiva = 0.707 x tamaño de la soldadura

$$P_n = 0.75 \text{ x } 0.707 \text{ x } \frac{1}{8} \text{ in x } 4 \text{ in x } 70 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}$$

$$P_n = 18.559 \text{ klb x } 0.60 = 11.135 \text{ klb } = \mathbf{5.05 \ Ton \ x \ 4 \ cordones = 20.2 \ Ton}$$

Se toma 15.296 Ton como la resistencia de la soldadura

- Resistencia a tracción de la cartela

La resistencia a la tracción de la cartela se determinará de acuerdo a la sección J4 del reglamento AISC 360-10. La resistencia de diseño debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción y ruptura en tracción.

a) Para fluencia en tracción de la cartela

$R_n = F_y A_g$ (Ecuación J4-1 AISC360-1)

φ = 0.90

b) Para ruptura en tracción de la cartela

$R_n = F_u A_e$ (Ecuación J4-2 AISC360-10)

φ = 0.75

Donde:

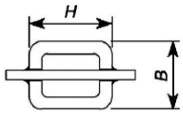
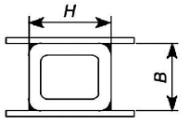
A_e = área neta efectiva como se define en la sección D3.3, cm^2 (mm^2).

- Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n$ U

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Donde U, el factor de corte diferido, es determinado como se muestra en la tabla D3.1 del reglamento AISC360-10. En este caso el valor del factor de corte diferido corresponde al caso No. 6 de la tabla D3.1.

6	Tubo Rectangular	con sólo una plancha gusset concéntrica	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		con dos placas gusset concéntricas	$l \geq H \ldots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

Donde:

H: altura de la sección transversal

B: base de la sección transversal

l : longitud total de la soldadura

x: excentricidad de la conexión

- Cálculo del factor de corte diferido

$$U = 1 - \frac{\frac{(2\text{ in})^2 + (2\text{x}2\text{inx}4\text{in})}{4\,(2\text{ in}+5\text{ in})}}{4\text{ in}}\ ;\ U = 0.821$$

Cálculo de A_n

$$A_n = 4\text{ in x }0.1875\text{ in} = 0.75\text{ in}^2$$

Por lo tanto,

$$A_e = 0.75\text{ in}^2\text{ x }0.821 = 0.616\text{ in}^2$$

a) Cálculo de fluencia en tracción de la cartela

$$R_n\Phi = 0.90\text{ x }36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\text{ x }(4\text{ in x }0.1875\text{ in}) = 24.3\text{ klb} = \mathbf{11.020\ Ton}$$

b) Cálculo de ruptura en tracción de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75\text{ x }58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\text{ x }0.616\text{ in}^2 = 26.796\text{ klb}$$

$$= \mathbf{12.152\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

La fuerza máxima de tensión es de 0.468 Ton (ver sección 4.1).

11.020 Ton > 0.468 Ton, por lo tanto la cartela cumple por tensión.

- Resistencia de bloque de corte del diagonal

Cálculo de la resistencia de bloque de corte del arriostre

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(44.974\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4\ \text{in x}\ 4\ \text{x}\frac{1}{8}\text{in}\right) + (1)\left(44.974\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 40.477\ \text{klb} = 18.357\ \text{Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(38.972\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4\ \text{in x}\ 4\ \text{x}\frac{1}{8}\text{in}\right) + (1)\left(44.974\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 35.075\ \text{klb} = 15.907\ \text{Ton}$$

15.907 Ton < 18.357 Ton, por lo tanto 15.907 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 0.468 Ton.

15.907 Ton > 0.468 Ton, cumple.

- Resistencia de bloque de corte de la cartela

Cálculo de la resistencia de bloque de corte de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4\ \text{in x}\ 2\ \text{x}\frac{3}{16}\text{in}\right) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 39.15\ \text{klb} = 17.755\ \text{Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4\ \text{in x}\ 2\ \text{x}\frac{3}{16}\text{in}\right) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 24.3\ \text{klb} = 11.020\ \text{Ton}$$

11.020 Ton < 17.755 Ton, por lo tanto 11.020 Ton rige.

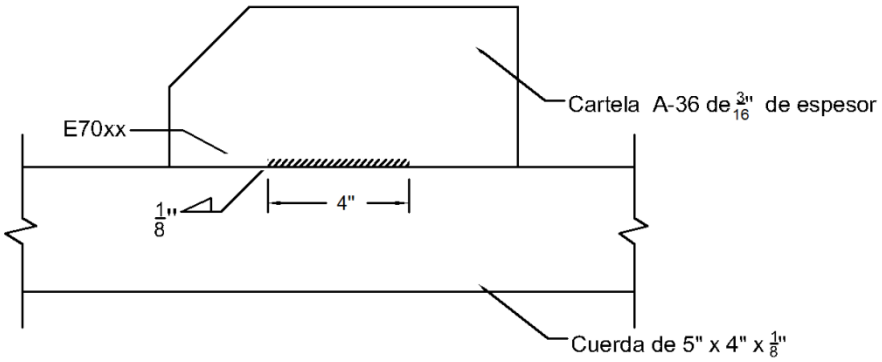
La fuerza máxima de tensión es 0.468 Ton.

11.020 Ton > 0.468 Ton, cumple.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión cartela-cuerda

- Diseño de soldadura de filete



Conexion E

Conexion Cartela - Cuerda

- Consideraciones para soldadura:

Se diseña según AISI-S100-2007

Tamaño mínimo de soldadura= 1/8’’

Tamaño máximo de soldadura= 3/16’’’

Soldadura a ensayar = 1/8’’

Longitud de la soldadura = 4’’

- Resistencia de la soldadura

$$\frac{L}{t} = \frac{4\text{ in}}{0.125\text{ in}} = 32$$

L/t ≥ 25, por lo tanto, se utiliza la ecuación E2.4-2 del reglamento AISI-S100-2007 para determinar la resistencia de la soldadura

$$P_n = 0.75 \text{ x } 0.125 \text{ x } 4 \text{ in x } 44.974 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}$$

$$P_n = 16.865 \text{ klb}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$P_n\Phi = 16.865 \text{ klb x } 0.50 = 8.433 \text{ klb} = \mathbf{3.824 \text{ Ton x 2 cordones} = 7.649 \text{ Ton}}$

Además, para t > 0.10 se debe revisar que el valor de P_n no exceda el siguiente valor:

$P_n = 0.75\ t_w\ L\ F_{xx}$; (Ecuación E2.4-4 del reglamento AISI-S100-2007)

Donde:

P_n = Resistencia nominal de la soldadura

F_{xx} = Denominación del nivel de resistencia en la clasificación de electrodos AWS

t_w. = Garganta efectiva = 0.707 x tamaño de la soldadura

$$P_n = 0.75 \text{ x } 0.707 \text{ x } \frac{1}{8} \text{ in x } 4 \text{ in x } 70\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}$$

$P_n\Phi = 18.559 \text{ klb x } 0.60 = 11.135 \text{ klb } = \mathbf{5.05 \text{ Ton x 2 cordones} = 10.1 \text{ Ton}}$

Se toma 10.10 Ton como la resistencia de la soldadura

Revisiones de conexión E para fuerza axial resultante de la combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ.

Fuerza requerida: Fuera axial máxima del angular critico	**Resistencia de diseño:** Resistencia de soldadura cartela-cuerda inferior	**¿Cumple?**
3.784 Ton	7.649 Ton	Si

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

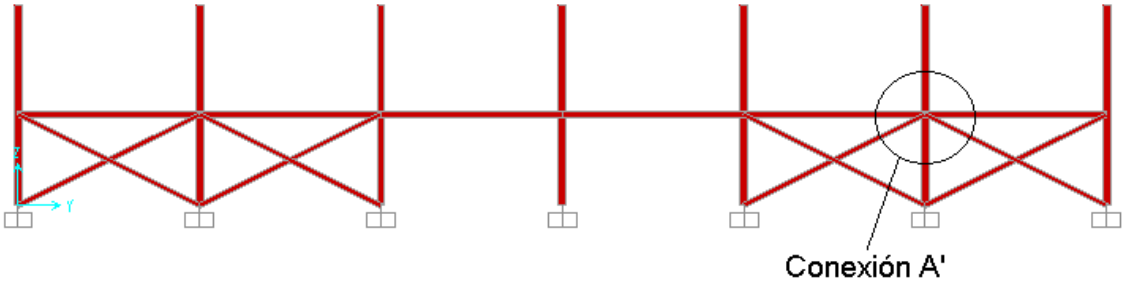
5.2. Diseño de conexiones para edificio de acero A-36

Localización de conexiones: se diseñan las conexiones en las mismas posiciones en que se diseñaron en el edificio conformado en frío.

Conexión A':

Nodo localizado en X= 6, Y= 30, Z= 3

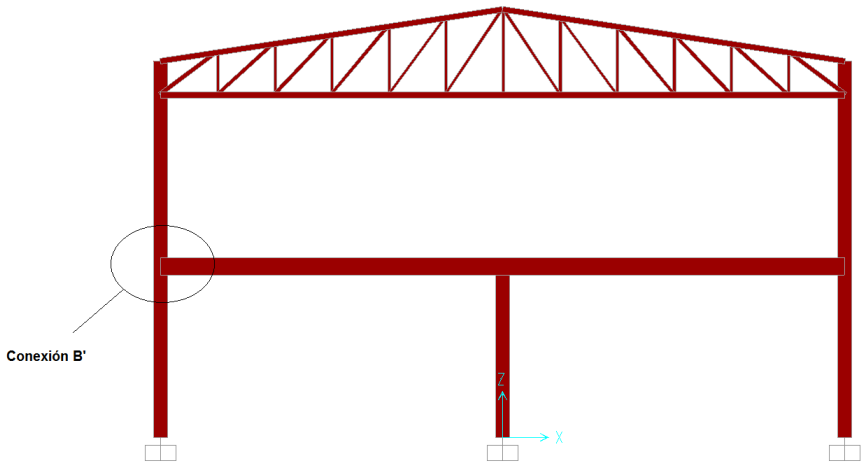
Descripción: columna, vigas y arriostres



Conexión B':

Nodo localizado en X= -6, Y=30, Z=3

Descripción: columna a viga transversal

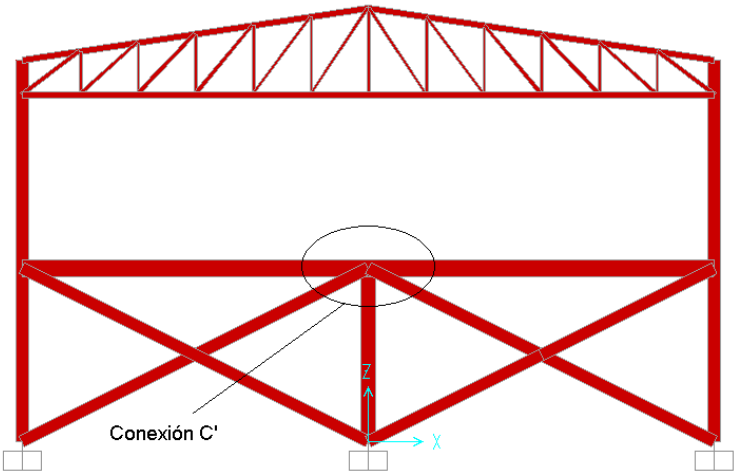


Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión C':

Nodo localizado en X=0, Y=36, Z=3

Descripción: viga continua (transversal W12x65) a columna + arriostres

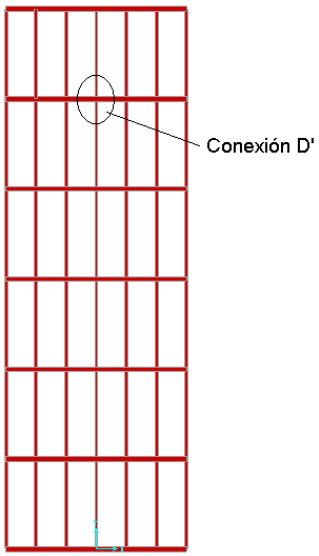


Conexión D':

Nodo localizado en X=0, Y=30, Z=3

Descripción: viga entrepiso W10x33 con viga transversal

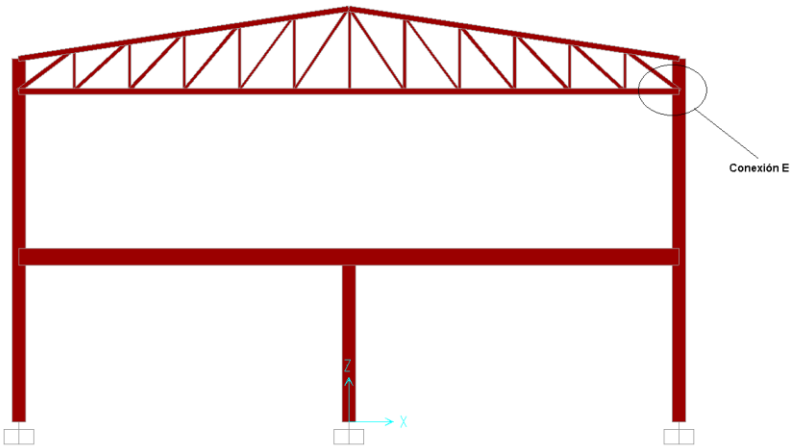
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Conexión E':

Nodo localizado en X=6, Y=30, Z=6

Descripción: conexiones de cercha (extremo)



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Consideraciones de diseño:

- Se revisarán los elementos conectados (cartelas y angulares) de acuerdo a las disposiciones del capítulo J4 del AISC 360-10.

Conexiones soldadas:

- Se diseñarán las conexiones soldadas de acuerdo al capítulo J2 del código AISC 360-10 (ver también conexiones del edificio con A-500).

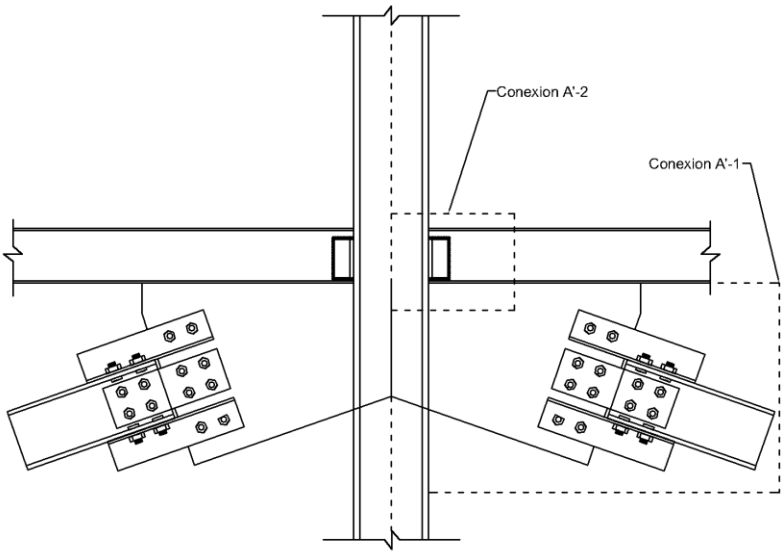
- Para todas las soldaduras, se considerará el proceso de soldadura de arco protegido (SMAW por sus siglas en inglés).

Conexiones atornilladas:

- Se diseñarán las conexiones con pernos de acuerdo al capítulo J3 del código AISC 360-10.

- Todos los pernos utilizados en las conexiones de la sección 5.2 son ASTM A325 con 3/4'' de diámetro.

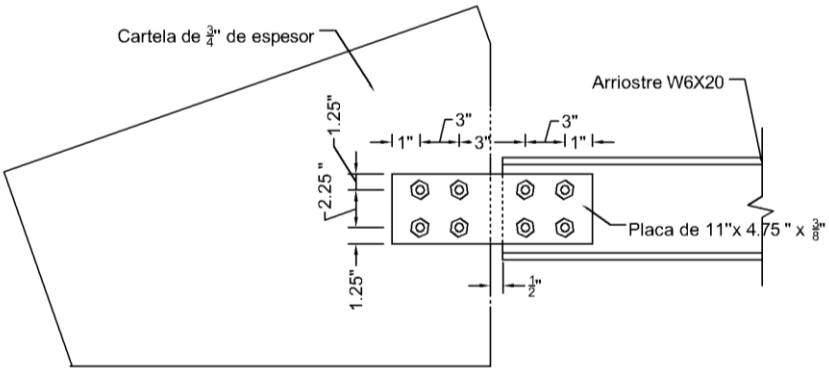
Diseño de conexión A’



Conexion A'-1 ; A'-2

Diseño de conexión A’-1

- Conexión de la placa de corte



Conexion A'-1
Placa de Cortante

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Revisión de consideraciones geométricas:

Espaciamiento mínimo centro a centro = 3d= 2.25 in = 2.25 in; Ok!

Espaciamiento máximo centro a centro = 14 x 0.285 in (espesor de la parte conectada más delgada, en este caso el alma del arriostre) = 3.99 in > 3 in; Ok!

Distancia mínima al borde = 1 in ≤ 1 in; Ok!

Distancia máxima al borde = 12 x 0.375 in (espesor de la parte conectada a considerarse, en este caso la placa de corte) = 4.5 in > 1.25 in; Ok!

- Resistencia de diseño de la cartela

La resistencia a la tracción de la cartela se determinará de acuerdo a la sección J4 del reglamento AISC 360-10. La resistencia de diseño debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en tracción y ruptura en tracción.

a) Para fluencia en tracción de la cartela

$R_n = F_y A_g$ (Ecuación J4-1 AISC360-1)

φ = 0.90

b) Para ruptura en tracción de la cartela

$R_n = F_u A_e$ (Ecuación J4-2 AISC360-10)

φ = 0.75

Donde:

A_e = área neta efectiva como se define en la sección D3.3, cm^2 (mm^2).

- Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n U$

Donde U, el factor de corte diferido, es determinado como se muestra en la tabla D3.1 del reglamento AISC360-10. En este caso se supondrá un valor para U=0.70 (valor conservador).

El área neta (A_n) se calcula con el ancho efectivo de la sección a considerarse. Para el cálculo del área neta, se tomará en cuenta la

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

recomendación del subcapítulo B4.3, en donde se aumenta el diámetro del agujero nominal en 0.079 pulgadas.

$$A_n = [(4.75) - 2\ (0.75\ \text{in} + 0.079\ \text{in})]\text{x}\ 0.75\ \text{in} = 2.319\ \text{in}^2$$

Por lo tanto,

$$A_e = 2.319\ \text{in}^2\ \text{x}\ 0.70 = 1.6233\ \text{in}^2$$

a) Cálculo de fluencia en tracción de la cartela

$$R_n\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ (4.75\ \text{in x}\ 0.75\ \text{in}) = 115.425\ \text{klb} = \mathbf{52.347\ Ton}$$

b) Cálculo de ruptura en tracción de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75\text{x}\ 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 1.6233\ \text{in}^2 = 70.613\ \text{klb}$$

$$= \mathbf{32.024\ Ton}$$

La fuerza máxima de tensión es de 11.44 Ton (ver sección 4.2)..

32.024 Ton > 11.44 Ton, por lo tanto la cartela cumple por tensión.

- Resistencia de diseño de la placa de corte
- Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n\ U$

En este caso se supondrá un valor para U=0.70 (valor conservador).

$$A_n = [(4.75\ \text{in}) - 2\ (0.75\ \text{in} + 0.079\ \text{in})]\text{x}\ 0.5\ \text{in} = 1.546\ \text{in}^2$$

Por lo tanto,

$$A_e = 1.546\ \text{in}^2\ \text{x}\ 0.70 = 1.082\ \text{in}^2$$

a) Cálculo de fluencia en tracción de las placas de corte

$$R_n\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ (4.75\ \text{in x}\ 0.5\ \text{in}) = 76.95\ \text{klb}$$

$$= \mathbf{34.898\ Ton\ x\ 2\ placas = 69.796\ Ton}$$

b) Cálculo de ruptura en tracción de las placas de corte

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$R_n\Phi = 0.75 \text{ x } 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 1.082\ \text{in}^2 = 47.067\ \text{klb}$$

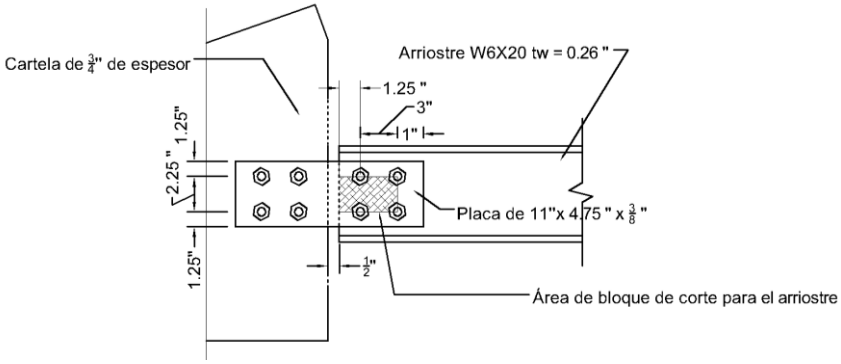
$$= \mathbf{21.346\ Ton\ x\ 2\ placas = 42.692\ Ton}$$

La fuerza máxima de tensión es de 11.44 Ton (ver sección 4.2).

42.692 Ton > 11.44 Ton, por lo tanto las placas de corte cumplen por tensión.

- Resistencia de bloque de corte del arriostre

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:



Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.25\ \text{in x } 0.26\ \text{in} = 1.105\ \text{in}^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.25\ \text{in x } 0.26\ \text{in}) - \underbrace{\left(\frac{3}{4}\ \text{in x } 0.26\ \text{in} + \frac{\frac{3}{4}\text{in x } 0.26\ \text{in}}{2}\right)}_{\text{Área de los}} = 0.812\ \text{in}^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

$$A_{nt} = (2.25\ \text{in x } 0.26\ \text{in}) - \underbrace{\left(\frac{2 * \frac{3}{4}\ \text{in x } 0.26\ \text{in}}{2}\right)}_{\text{Área de los}} = 0.39\ \text{in}^2$$

Cálculo de la resistencia de bloque de corte del arriostre

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{klb}{in^2}\right)(0.812\ in^2) + (1)\left(58\frac{klb}{in^2}\right)(0.39\ in^2)]$$

$$R_n\Phi = 38.158\ klb = 17.305\ Ton$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{klb}{in^2}\right)(1.105\ in^2) + (1)\left(58\ \frac{klb}{in^2}\right)(0.39\ in^2)]$$

$$R_n\Phi = 34.866\ klb = 15.812\ Ton$$

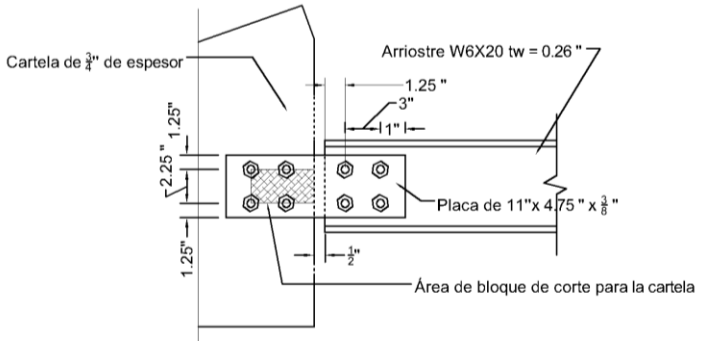
15.812 Ton < 17.305 Ton, por lo tanto 15.812 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 11.44 Ton.

15.812 Ton > 11.44 Ton, cumple.

- Resistencia de bloque de corte de la cartela

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:



Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.25\ in\ x\ 0.75\ in = 3.187\ in^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.25\ in\ x\ 0.75\ in) - \underbrace{\left(\frac{3}{4}\ in\ x\ 0.75\ in + \frac{\frac{3}{4}\ in\ x\ 0.75\ in}{2}\right)}_{\text{Área de los}} = 2.344\ in^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$A_{nt} = (2.25 \text{ in x } 0.75 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{2 * \frac{3}{4} \text{ in x } 0.75 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área de los}} = 1.125 \text{ in}^2$$

Cálculo de la resistencia de bloque de corte de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(2.344 \text{ in}^2) + (1)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.125 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 110.116 \text{ klb} = 49.939 \text{ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(3.187 \text{ in}^2) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.125 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 100.567 \text{ klb} = 45.609 \text{ Ton}$$

45.609 Ton < 49.939 Ton, por lo tanto 45.609 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 11.44 Ton.

45.609 Ton > 11.44 Ton, cumple.

- Resistencia de bloque de corte de la placa

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:

Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.25 \text{ in x } 0.375 \text{ in } = 1.594 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.25 \text{ in x } 0.375 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{3}{4} \text{ in x } 0.375 \text{ in} + \frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.375 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área de los}} = 1.172 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$A_{nt} = (2.25 \text{ in x } 0.375 \text{ in}) - \left(\frac{2 * \frac{3}{4} \text{ in x } 0.375 \text{ in}}{2}\right) = 0.562 \text{ in}^2$$

Área de los

Cálculo de la resistencia de bloque de corte de la placa

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.172 \text{ in}^2) + (1)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.562 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 55.036 \text{ klb} = 24.96 \text{ Ton x 2 placas} = 49.92 \text{ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.594 \text{ in}^2) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.562 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 50.27 \text{ klb} = 22.798 \text{ Ton x 2 placas} = 45.596 \text{ Ton}$$

45.596 Ton < 49.92 Ton, por lo tanto 45.596 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 11.44 Ton.

45.596 Ton > 11.44 Ton, cumple.

- Resistencia de diseño para tornillos por cortante simple y aplastamiento sobre 0.26 in (espesor del alma del arriostre).
- Para cortante simple

$R_n = F_nA_b$ (Ecuación J3-1 AISC 360-10)

$\Phi = 0.75$

Donde:

F_n= Tensión de tracción nominal (F_{nt}) o tensión de corte nominal (F_{nr}), según tabla J3.2 del AISC 360-10).

A_b = Área bruta del perno o parte roscada. (A_b= 0.442 in^2 para tornillos A325 de $\frac{3}{4}$ in de diámetro).

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(0.442 \text{ in}^2)\left(68\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 22.542 \text{ klb}$$

Para 4 tornillos

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$R_n\Phi = 22.542\ \text{klb x } 4 = 90.168\ \text{klb} = \mathbf{45.084\ Ton}$

- Para aplastamiento

$R_n = 2.4\ d\ t\ F_u$ (Ecuación J3-6a AISC 360-10)

Φ = 0.75

Donde:

d = diámetro del tornillo o rosca.

t = espesor del material a conectar (el menor espesor).

F_u = Tensión última especificada el material.

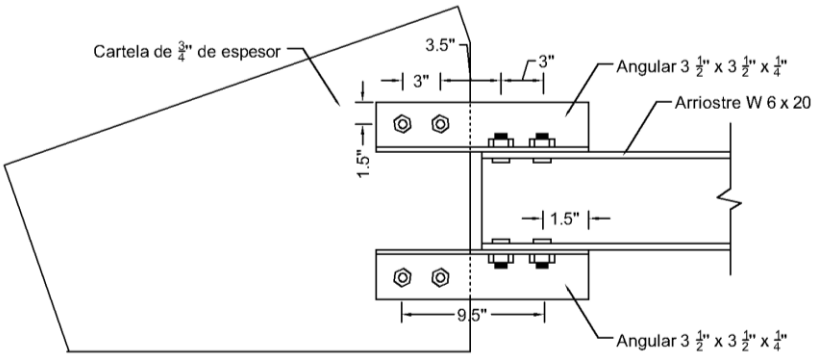
Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(2.4)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)(0.26\ \text{in})\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 20.358\ \text{klb}$$

Para 4 tornillos

$R_n\Phi = 20.358\ \text{klbx } 4 = 81.432\ \text{klb} = \mathbf{36.931\ Ton}$

- ➢ Conexión con angulares de ala



Conexion A'- I
Angulares de ala

- Revisión de consideraciones geométricas:

Espaciamiento mínimo centro a centro = 3d= 2.25 in < 3 in; Ok!

Espaciamiento máximo centro a centro = 14 x 0.25 in (espesor de la parte conectada más delgada, en este caso el angular) = 3.5 in > 3 in; Ok!

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Distancia mínima al borde = 1 in ≤ 1.5 in; Ok!

Distancia máxima al borde = 12 x 0.25 in (espesor de la parte conectada a considerarse, en este caso el angular) = 3 in > 1.5 in; Ok!

- Resistencia de compresión de los angulares

$$A_g = (3.5\ \text{in})(0.25\ \text{in}) + (3.25)(0.25) = 1.6875\ \text{in}^2$$

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 1.6875\ \text{in}^2 = 54.675\ \text{klb} = \mathbf{24.796\ Ton}$$

$$\mathbf{x\ 4\ angulares\ =\ 99.184\ Ton}$$

- Resistencia de tracción de los angulares

La resistencia a la tracción de los angulares se determinará de acuerdo a la sección J4 del reglamento AISC 360-10.

Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n\ U$

Donde U, el factor de corte diferido, es determinado como se muestra en la tabla D3.1.del reglamento AISC360-10. En este caso corresponde el caso 8 de dicha tabla, ángulos simples con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga (U = 0.60).

El área neta (A_n) se calcula con el ancho efectivo de la sección a considerarse. Para el cálculo del área neta, se tomará en cuenta la recomendación del subcapítulo B4.3, en la cual se plantea el aumento del diámetro del agujero nominal en 0.079 pulgadas.

$$A_n = [(3.5\ \text{in}) - (0.75\ \text{in} + 0.079\ \text{in})] \text{ x } 0.25\ \text{in x } 2 = 1.335\ \text{in}^2$$

Por lo tanto,

$$A_e = 1.335\ \text{in}^2 \text{x } 0.60 = 0.801\ \text{in}^2$$

a) Cálculo de fluencia en tracción de los angulares

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } (1.6875\ \text{in}^2) = 54.675\ \text{klb}$$

$$= \mathbf{24.796\ Ton\ x\ 4\ angulares} = \mathbf{99.184\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

b) Cálculo de ruptura en tracción de los angulares

$$R_n\Phi = 0.75x\,58\ \frac{klb}{in^2}\ x\,0.801\ \ in^2 = 34.843\ klb$$

$$= \mathbf{15.802\ Ton\ x\ 4\ angulares = 63.208\ Ton}$$

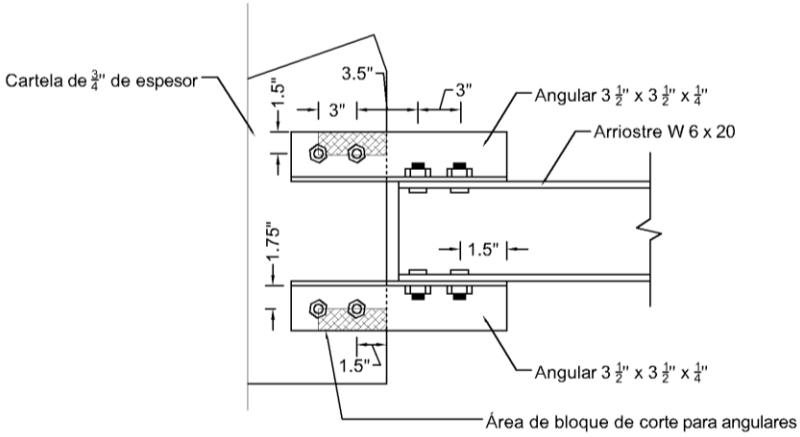
La fuerza máxima de tensión es de 11.44 Ton (ver sección 4.2).

63.208 Ton > 11.44 Ton, por lo tanto los angulares cumplen por tensión.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Resistencia de bloque de corte de los angulares

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:



Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.5 \text{ in x } 0.25 \text{ in} = 1.125 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.5 \text{ in x } 0.25 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{3}{4} \text{ in x } 0.25 \text{ in} + \frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.25 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área de los}} = 0.844 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

$$A_{nt} = (1.5 \text{ in x } 0.25 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.25 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área del}} = 0.281 \text{ in}^2$$

Cálculo de la resistencia de bloque de los angulares

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.844 \text{ in}^2) + (1)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.281 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 34.252 \text{ klb} = 15.534 \text{ Ton x 4 angulares} = 62.136 \text{ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.125 \text{ in}^2) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.281 \text{ in}^2)]$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$R_n\Phi = 30.448 \text{ klb} = 13.809 \text{ Ton x 4 angulares} = 55.236 \text{ Ton}$$

55.236 Ton < 62.136 Ton, por lo tanto 55.236 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 11.44 Ton.

55.236 Ton > 11.44 Ton, cumple.

- Resistencia de diseño para tornillos por cortante simple y aplastamiento sobre $\frac{1}{4}$ in.
- Para cortante simple

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(0.442 \text{ in}^2)\left(68 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 22.542 \text{ klb}$$

Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 22.542 \text{ klb x } 4 = 90.168 \text{ klb} = \mathbf{40.892 \text{ Ton}}$$

- Para aplastamiento

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(2.4)\left(\frac{3}{4} \text{ in}\right)\left(\frac{1}{4} \text{ in}\right)\left(58 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 19.575 \text{ klb}$$

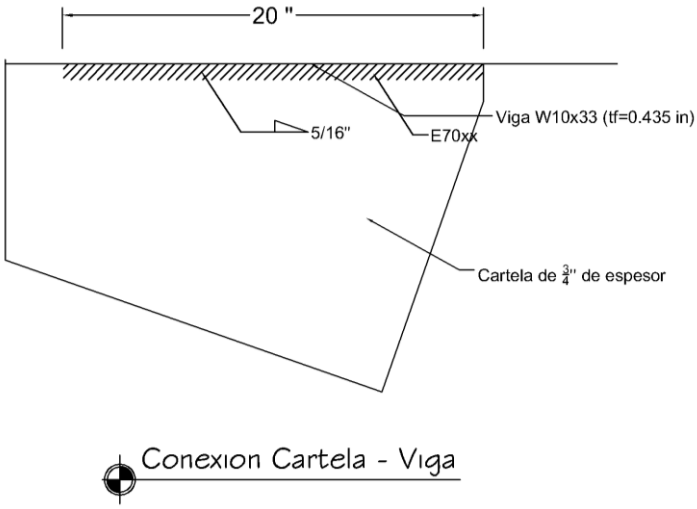
Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 19.575 \text{ klb x } 4 = 78.3 \text{ klb} = \mathbf{35.510 \text{ Ton}}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión cartela-viga

- Diseño de soldadura de filete



- Consideraciones para soldadura:

Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

Tamaño máximo de soldadura= 3/4'' – 1/16''= 11/16''

Soldadura a ensayar = 5/16'' (ver conexión A-1 de la sección 5.1)

Longitud de la soldadura = 20''

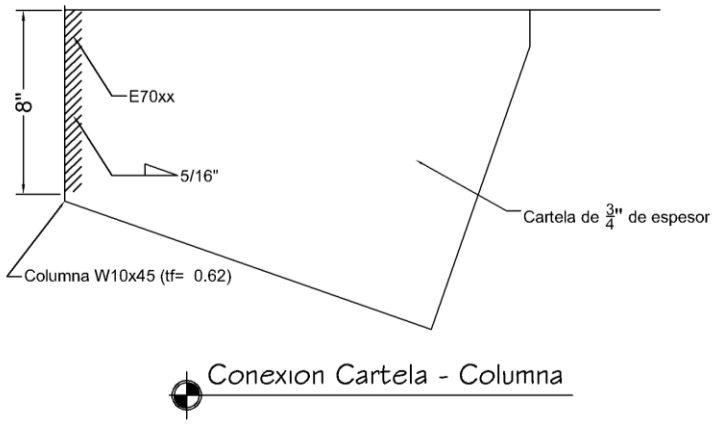
- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 20\ \text{in} = 139.230\ \text{klb} = \mathbf{63.143\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{126.286\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión cartela-columna

- Diseño de soldadura de filete



- Consideraciones para soldadura:

Tamaño mínimo de soldadura= 1/4''

Tamaño máximo de soldadura= 3/4'' – 1/16''= 11/16''

Soldadura a ensayar = 5/16''

Longitud de la soldadura = 8''

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 8\ \text{in} = 55.692\ \text{klb} = \mathbf{25.257\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{50.514\ Ton}$$

- Resistencia de tracción de la cartela

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.75\ \text{in}\ \text{x}\ 8\ \text{in} = 212.479\ \text{klb} = \mathbf{96.362\ Ton}$$

- Revisiones para la columna
- Flexión local del ala de la columna

$\text{R}_\text{n} = 6.25\ \text{t}_\text{f}{}^2\text{F}_\text{yf}$ (Ecuación J10-1 AISC 360-10)

$\Phi = 0.90$

Donde:

F_{yf} = Tensión de fluencia mínima especificada del ala.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

t_f = espesor del ala cargada.

$$R_n\Phi = (0.90)(6.25)(0.62\ \text{in})^2\left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 77.841\ \text{klb} = \mathbf{35.30\ Ton}$$

Revisiones de conexión A'-3 para fuerza axial resultante de la combinación de carga crítica: 1.2 CM + CV + Qy +0.30 Qx

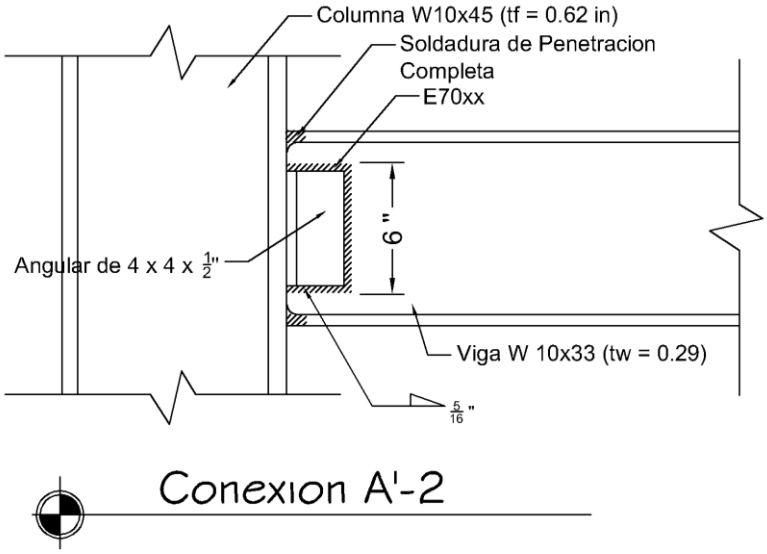
Fuerza requerida: Fuerza axial máxima del arriostre crítico	**Resistencia de diseño:** Resistencia de fluencia local del ala de la columna	**¿Cumple?**
-14.333 Ton	35.30	Si

Diseño de Conexión A'-2

Conexión viga longitudinal - columna

- Diseño de angulares soldados con soldadura de filete para resistir fuerza de cortante y patines de la viga soldados con soldadura de penetración completa a los patines de la columna para resistir momento.

Conexión angular-viga



- Consideraciones para soldadura de filete:

Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Tamaño máximo de soldadura= 1/2''- 1/16''=7/16''

Soldadura a ensayar =5/16''

Longitud de la soldadura = 4''

- Resistencia de la soldadura

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 4\ \text{in} = 27.846\ \text{klb} = \mathbf{12.629\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{25.258\ Ton}$$

- Resistencia de tracción/compresión del angular

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ (0.5\ \text{in x}\ 3.5\ \text{in}\ + 4\ \text{in x}\ 0.5\ \text{in}) = 121.5\ \text{klb} = \mathbf{55.102\ Ton\ x\ 2\ angulares} = \mathbf{110.204\ Ton}$$

- Resistencia a corte de los angulares

$\text{V}_\text{n} = 0.6\ \text{F}_\text{y}\text{A}_\text{w}\text{C}_\text{v}$; Ecuación (G2-1 AISC 360-10)

Donde:

V_n = Resistencia a fuerza de cortante

A_w = b (ancho del ala que resiste la fuerza de corte) x t (espesor del ala)

C_v = Coeficiente de corte del alma.

$\Phi = 1$

Determinación del coeficiente de corte del alma

Para determinar C_v se revisan las siguientes condiciones:

1) $\frac{b}{t} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_v\,E}{F_y}}$
2) $1.10\sqrt{\frac{k_v\,E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.37\sqrt{\frac{k_v\,E}{F_y}}$
3) $\frac{b}{t} > 1.37\sqrt{\frac{k_v\,E}{F_y}}$

Donde:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

K_v = coeficiente de pandeo de la plancha del alma y es igual a 1.2 para angulares simples

En este caso b/t = 6 in / 0.5 in = 12, y se cumple la condición 1), por lo tanto el coeficiente de corte del alma es igual a 1. (G2-3 AISC 360-10).

$V_n = 0.6 \text{ x } 36 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } (0.5 \text{ in x } 6 \text{ in}) = 64.8 \text{ klb} = \mathbf{29.388 \text{ Ton x 2 angulares}}$ **= 58.776 Ton**

Revisiones para la viga

Fluencia local del alma

$$R_n = \left(36 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.29 \text{ in}) \left[5\ (0.435) + \left(\frac{9.73 \text{ in} - (2\text{x}0.435 \text{ in})}{2} - \ 2 \text{ in}\right) + \ 6 \text{ in}\right]$$

[Ecuación J10-2 AISC360-10]

$R_n\Phi = \ 110.7162 \text{ klb} = \mathbf{50.211 \text{ Ton}}$

- Resistencia de bloque de corte de los angulares

Cálculo de la resistencia de bloque de corte de los angulares

$$R_n\Phi = 0.75 \left[0.6 \left(58 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(6 \text{ in x } \frac{5}{16}\text{in}\right) + (2 \text{ cord.})\ (1)\left(58 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4 \text{ in x } \frac{5}{16}\text{in}\right)\right]$$

$R_n\Phi = 157.687 \text{ klb} = 71.513 \text{ Ton x 2 angulares} = 143.026 \text{ Ton}$

$$R_n\Phi = 0.75 \left[0.6 \left(36 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(6 \text{ in x} \frac{5}{16}\text{in}\right) + (2 \text{ cord.})(1)\left(58 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4 \text{ in x } \frac{5}{16}\text{in}\right)\right]$$

$R_n\Phi = 139.125 \text{ klb} = 63.095 \text{ Ton x 2 angulares} = 126.19 \text{ Ton}$

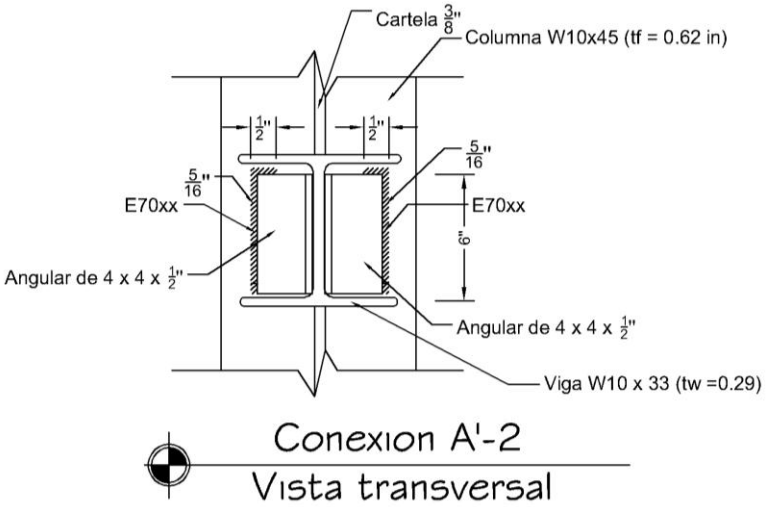
126.19 Ton < 143.026 Ton, por lo tanto 126.19 Ton rige.

La fuerza máxima de cortante es de 4.94 Ton.

126.19 Ton > 4.94 Ton, cumple.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión angular-columna



- Consideraciones para soldadura:

  Tamaño mínimo de soldadura= 1/4’’

  Tamaño máximo de soldadura= 1/2’’- 1/16’’= 7/16’’

  Soldadura a ensayar = 5/16’’

  Longitud de la soldadura = 6 ’’

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 6\ \text{in} = 41.769\ \text{klb} = \mathbf{18.943\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{37.886\ Ton}$$

Revisiones de conexión A’-2 para fuerza de cortante resultante de combinación de carga crítica: 1.2CM +1.6CV.

Fuerza requerida: Fuerza cortante máxima de la viga longitudinal crítica	**Resistencia de diseño:** Resistencia de la soldadura que une el angular con la viga	**¿Cumple?**
-4.94 Ton	25.258 Ton	Si

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Diseño de conexión resistente a momento[21]

El momento que debe ser resistido se dividirá entre la distancia entre los centros de gravedad de las partes superior e inferior del par (C y T) y luego se seleccionan soldaduras que proporcionen las resistencias de diseño necesarias.

Se utilizará una soldadura de penetración completa, y se soldarán los patines de la viga a los patines de la columna.

Para una viga W10x33 se tiene: d=9.73 in, b_f= 7.96 in, t_f= 0.435 in.

$$C = T = \frac{M}{d - t_f} ;$$

$$C = T = \frac{428.725 \text{ Kip} - \text{in}}{9.73 \text{ in} - 0.435 \text{ in}} = 46.124\text{klb} = 20.918 \text{ Ton}$$

$$\text{Área de la soldadura de ranura requerida} = \frac{46.124 \text{ klb}}{(0.9)(36 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2})} = 1.424 \text{ in}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{1.424 \text{ in}^2}{0.435 \text{ in}} = 3.274 \text{ in}$$

Se utilizará la soldadura a lo largo del ancho del patín (7.96 in).

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x}36 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 7.96 \text{ in x } 0.435 \text{ in} = 112.188 \text{ klb} = \mathbf{50.879 \text{ Ton}}$$

Revisiones de conexión A'-2 para par de fuerzas de momento resultante de combinación de carga crítica: 1.2CM +1.6CV.

Fuerza requerida: Par de fuerzas resultante del momento máximo de la viga longitudinal crítica	**Resistencia de diseño:** Resistencia de soldadura de penetración completa	**¿Cumple?**
20.918 Ton	50.879 Ton	Si

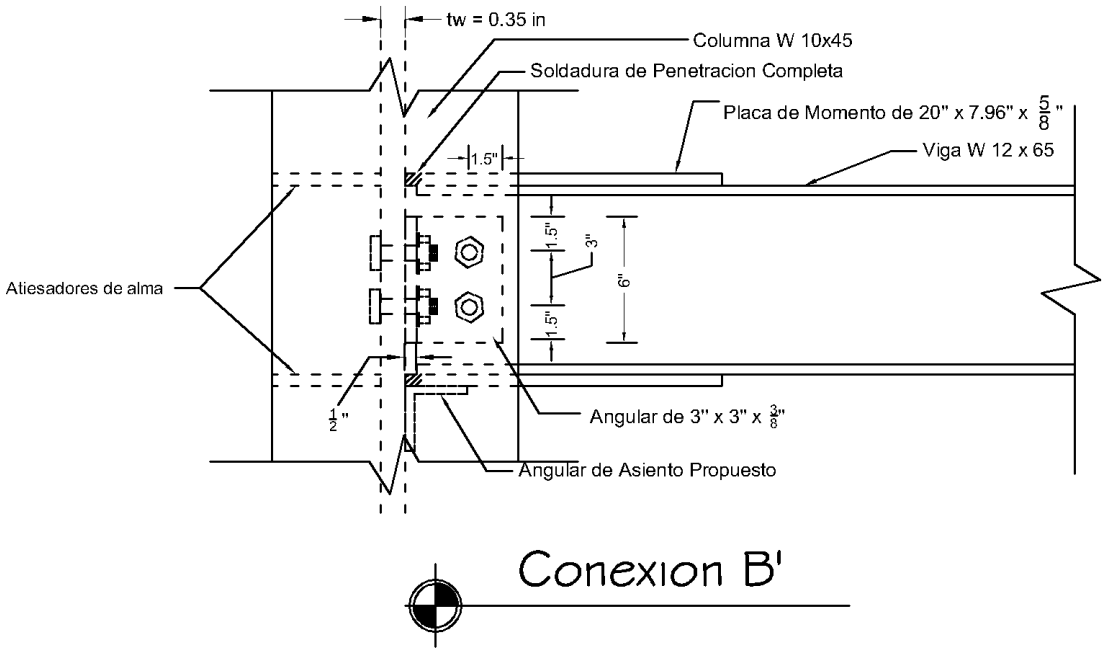
21 Págs.516-520, McCormac, J. (1999)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Diseño de Conexión B'

Conexión viga transversal - columna

- Diseño de angulares empernados para resistir fuerza de cortante y placas con soldadura de penetración completa para resistir momento.



- Revisión de consideraciones geométricas:

Espaciamiento mínimo centro a centro = 3d= 2.25 in < 3 in; Ok!

Espaciamiento máximo centro a centro = 14 x 0.35 in (espesor de la parte conectada más delgada, en este caso el alma de la columna) = 4.9 in > 3 in; Ok!

Distancia mínima al borde = 1 in ≤ 1.5 in; Ok!

Distancia máxima al borde = 12 x 0.375 in (espesor de la parte conectada a considerarse, en este caso el angular) = 4.5 in > 1.5 in; Ok!

- Conexión angular-viga
- Resistencia de tracción/compresión de los angulares

$$A_g = (3\ \text{in})(0.375\ \text{in}) + (2.625)(0.375) = 2.109\ \text{in}^2$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$A_e = 2.109\ \text{in}^2 - (2)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)\left(\frac{3}{8}\ \text{in}\right) = 1.5465\ \text{in}^2$$

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 2.109\ \text{in}^2 = 68.332\text{klb} = \mathbf{30.99\ Ton}$$

$$\mathbf{x\ 2\ angulares = 61.98\ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\text{x } 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 1.5465\ \text{in}^2 = 67.273\ \text{klb} = \mathbf{30.509\ Ton}$$

$$\mathbf{x\ 2\ angulares = 61.018\ Ton}$$

- Resistencia a corte de los angulares

Determinación del coeficiente de corte del alma

Para determinar C_v se revisan las siguientes condiciones:

1) $\frac{b}{t} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$
2) $1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$
3) $\frac{b}{t} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

Donde:

K_v = coeficiente de pandeo de la plancha del alma y es igual a 1.2 para angulares simples

En este caso b/t = 8, y se cumple la condición 1), por lo tanto el coeficiente de corte del alma es igual a 1. (G2-3 AISC 360-10).

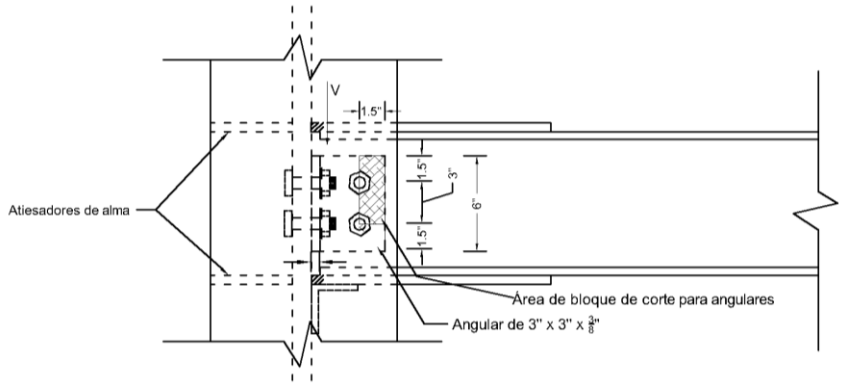
$$V_n\Phi = 0.6 \text{ x } 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } [(3\ \text{in})(0.375\ \text{in}) + (2.625)(0.375)] = 45.562\ \text{klb}$$

$$= \mathbf{20.663\ Ton\ x\ 2\ angulares = 41.326\ Ton}$$

- Resistencia de bloque de corte de los angulares

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.5 \text{ in x } 0.375 \text{ in} = 1.687 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.5 \text{ in x } 0.375 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{3}{4} \text{ in x } 0.375 \text{ in} + \frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.375 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área de los agujeros}} = 1.266 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

$$A_{nt} = (1.5 \text{ in x } 0.375 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.375 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área del agujero}} = 0.422 \text{ in}^2$$

Cálculo de la resistencia de bloque de los angulares

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.266 \text{ in}^2) + (1)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.422 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 51.399 \text{ klb} = 23.310 \text{ Ton x 2 angulares} = 46.62 \text{ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.687 \text{ in}^2) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.422 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 45.686 \text{ klb} = 20.719 \text{ Ton x 2 angulares} = 43.438 \text{ Ton}$$

43.438 Ton < 46.62 Ton, por lo tanto 43.438 Ton rige.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

La fuerza máxima de cortante en la conexión es de 25.21 Ton.

43.438 Ton > 25.21 Ton, cumple.

Resistencia de diseño para tornillos por cortante simple y aplastamiento sobre $\frac{1}{4}$ in.

- Para cortante simple

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(0.442\ \text{in}^2)\left(68\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 22.542\ \text{klb}$$

Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 22.542\ \text{klb x } 4 = 90.168\ \text{klb} = \mathbf{40.892\ Ton}$$

- Para aplastamiento

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(2.4)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)\left(\frac{1}{4}\ \text{in}\right)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 19.575\ \text{klb}$$

Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 19.575\ \text{klbx } 4 = \ 78.3\ \text{klb} = \mathbf{35.510\ Ton}$$

Revisiones de conexión B' para fuerza de cortante resultante de combinación de carga crítica: 1.2CM + 1.6 CV.

Fuerza requerida: Fuerza cortante en el punto de la conexión de la viga transversal crítica	**Resistencia de diseño:** Resistencia de los tornillos por aplastamiento	**¿Cumple?**
-25.21 Ton	35.510 Ton	Si

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Diseño de conexión resistente a momento

El procedimiento usual para diseñar este tipo de conexión es soldar los patines de la viga al alma de la columna. Sin embargo, de darse el caso en que el alma de la columna necesite atiesadores, estos coincidirían con el eje de la viga longitudinal (W10X33), por lo tanto se diseñarán placas que resistirán el momento. Estas placas se unirán a los patines de la viga con soldadura de filete y se utilizará una soldadura de penetración completa para soldar las placas de momento al alma de la columna.

Se propone una placa de 20''x 7.96'' x 5/8''

Para una viga W12x65 se tiene: d=12.12 in (el peralte del perfil es la separación entre las placas).

$$C = T = \frac{M}{d} \;;$$

$$C = T = \frac{697.415 \text{ Kip} - \text{in}}{12.12 \text{ in}} = 57.542 \text{ klb} = \mathbf{26.096 \text{ Ton}}$$

$$\text{Área de la soldadura de ranura requerida} = \frac{57.542 \text{ klb}}{(0.9)(36 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2})} = 1.776 \text{ in}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{1.776 \text{ in}^2}{0.625 \text{ in}} = 2.8416 \text{ in}$$

Se utilizarán soldaduras con el total del ancho de la placa (7.96 in) para determinar la resistencia de la soldadura.

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 7.96 \text{ in x } 0.625 \text{ in} = \mathbf{161.19 \text{ klb} = 73.102 \text{ Ton}}$$

73.102 Ton > 26.096 Ton .OK!

- Diseño de soldadura de filete para unir el patín de la viga con las placas de momento.

La parte soldada más delgada corresponde al espesor del patín de la viga, que es igual a 0.605 in, por tanto, según atabla J2.4 del reglamento AISC 360-10, el tamaño mínimo de soldadura es de 1/4''. El tamaño máximo corresponde a 5/8'' – 1/16''= 0.5625 ''. Se utilizará electrodo E70 y soldadura de 5/16''.

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 20\ \text{in} = 139.23\ \text{klb} = \mathbf{63.143\ Ton}$$

- Fluencia local del alma

$$R_n = \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.35\ \text{in})\ [5\ (0.62) + \left(\frac{10.1\ \text{in} - (2\text{x}\ 0.62\ \text{in})}{2} - 1.43\ \text{in}\right) + 6\ \text{in}]$$

[Ecuación J10-2 AISC360-10]

$$R_n\Phi = 192.78\ \text{klb} = \mathbf{87.43\ Ton}$$

- atiesadores del alma[22]

Dimensiones de columna W10x45

t_w= 0.35 in; d= 10.1 in; t_f= 0.62 in

Dimensiones de la placa de momento

b_f= 7.96 in; t_b= 0.625 in

$$\text{Área requerida para el atiesador} = \frac{57.542\ \text{klb}}{36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}} = 1.598\ \text{in}^2$$

$$\text{Espesor mínimo de los atiesadores} = \frac{t_b}{2} = \frac{0.625\ \text{in}}{2} = 0.3125\ \text{in}$$

$$\text{Ancho mínimo del atiesador} = \frac{1}{2}\ \text{bf} - \frac{t_w}{2} = \frac{8.02\ \text{in}}{2} - \frac{0.35\ \text{in}}{2} = 3.835\ \text{in}$$

$$\text{Espesor requerido de los atiesadores} = \frac{1.598\ \text{in}^2}{3.835\ \text{in}} = 0.417\ \text{in}\ ;\ \text{se usará}\ \frac{1}{2}\ \text{in}$$

$$\text{Ancho calculado para los atiesadores} = \frac{1.598\ \text{in}^2}{0.625\ \text{in}} = 2.5568\ \text{in}\ ;\ \text{se usará el mínimo}$$

Se usará una placa de 3.835'' de ancho x 8.86'' de largo x 1/2'' de espesor.

- Diseño de la soldadura de los atiesadores

La parte soldada más delgada corresponde al espesor del alma de la columna, que es igual a 0.35 in, por tanto, según atabla J2.4 del reglamento

22 Págs. 517-521, McCormac, J. (1999)

AISC 360-10, el tamaño mínimo de soldadura es de 3/16''. El tamaño máximo corresponde a 5/8'' – 1/16''= 0.5625 ''. Se utilizará electrodo E70 y soldadura de ½''.

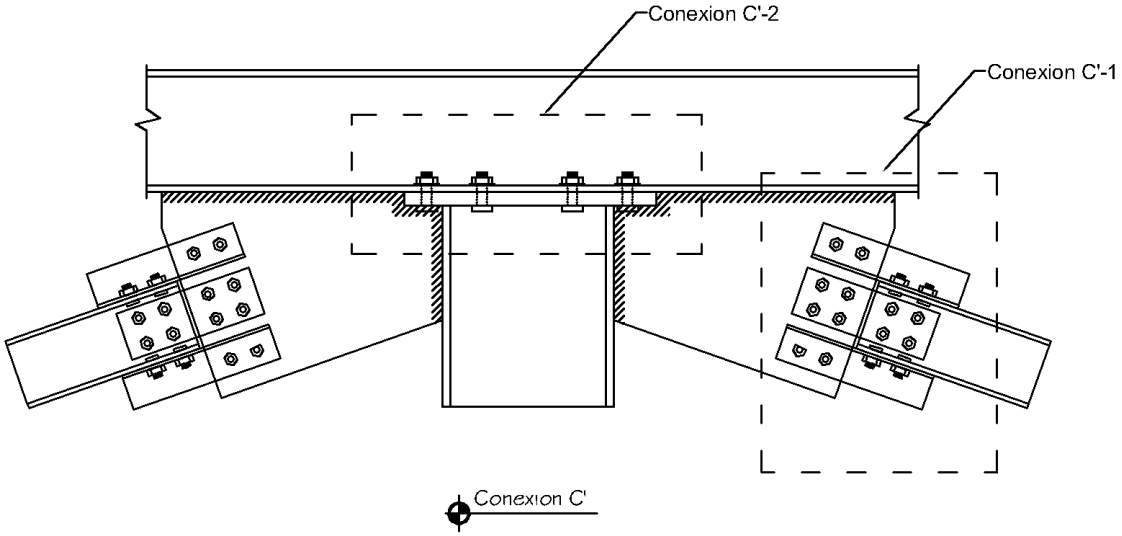
$$\text{Longitud requerida de la soldadura} = \frac{57.542\ \text{klb}}{(0.75)(0.60)\left(70\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.707)(\frac{1}{2}\text{in})}$$

Longitud requerida de la soldadura=5.167 in < 8.86 in ; La soldadura a lo largo del atiesador cumple

Revisiones de conexión B' para par de fuerzas de momento resultante de combinación de carga crítica: 1.2CM +1.6CV.

Fuerza requerida: Par de fuerzas resultante del momento máximo de la viga transversal crítica	**Resistencia de diseño:** Resistencia de soldadura de la placa de momento	**¿Cumple?**
26.096 Ton	73.102 Ton	Si

Diseño de conexión C'

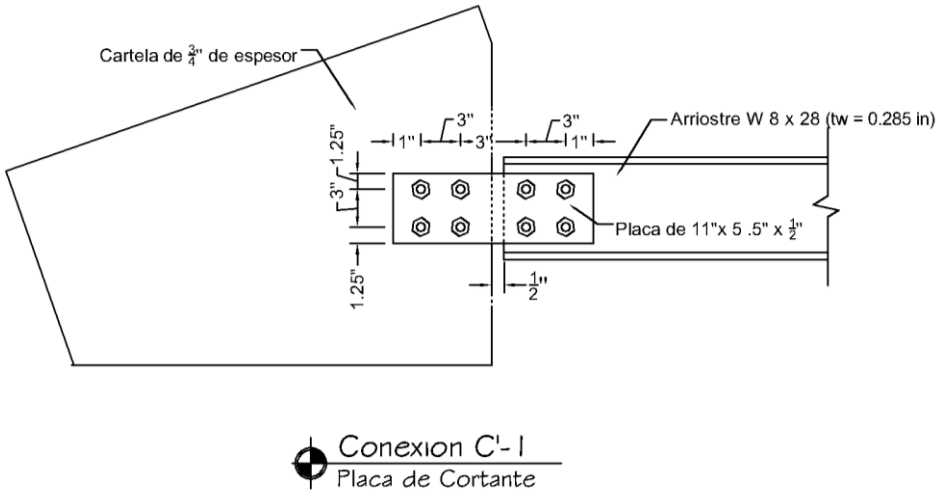


Diseño de Conexión C'-1

- Conexión arriostre-cartela
- Conexión con angulares de ala y placa de corte

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión de la placa de corte



- Revisión de consideraciones geométricas:

Espaciamiento mínimo centro a centro = 3d= 2.25 in < 3 in; Ok!

Espaciamiento máximo centro a centro = 14 x 0.285 in (espesor de la parte conectada más delgada, en este caso el alma del arriostre) = 3.99 in > 3 in; Ok!

Distancia mínima al borde = 1 in ≤ 1 in; Ok!

Distancia máxima al borde = 12 x 0.5 in (espesor de la parte conectada a considerarse, en este caso la placa de corte) = 6 in > 1.25 in; Ok!

- Resistencia de diseño de la cartela

- Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n U$

Donde U, el factor de corte diferido, es determinado como se muestra en la tabla D3.1.del reglamento AISC360-10. En este caso se supondrá un valor para U=0.70 (valor conservador).

El área neta (A_n) se calcula con el ancho efectivo de la sección a considerarse. Para el cálculo del área neta, se tomará en cuenta la recomendación del subcapítulo B4.3, en donde se aumenta el diámetro del agujero nominal en 0.079 pulgadas.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$A_n = [(5.5\text{ in}) - 2\ (0.75\text{ in} + 0.079\text{ in})]\text{x } 0.75\text{ in} = 2.8815\text{ in}^2$$

Por lo tanto,

$$A_e = 2.8815\text{ in}^2 \text{ x } 0.70 = 2.017\text{ in}^2$$

a) Cálculo de fluencia en tracción de la cartela

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } (5.5\text{ in x } 0.75\text{ in}) = 133.65\text{ klb} = \mathbf{60.612\ Ton}$$

b) Cálculo de ruptura en tracción de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75 \text{ x } 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 2.017\text{ in}^2 = 87.739\text{ klb}$$

$$= \mathbf{39.791\ Ton}$$

La fuerza máxima de tensión es de 15.243 Ton (ver sección 4.2).

39.791 Ton > 15.243 Ton, por lo tanto la cartela cumple por tensión.

- Resistencia de diseño de la placa de corte

- Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n$ U

En este caso se supondrá un valor para U=0.70 (valor conservador).

$$A_n = [(5.5\text{ in}) - 2\ (0.75\text{ in} + 0.079\text{ in})]\text{x } 0.5\text{ in} = 1.921\text{ in}^2$$

Por lo tanto,

$$A_e = 1.921\text{ in}^2 \text{ x } 0.70 = 1.345\text{ in}^2$$

a) Cálculo de fluencia en tracción de las placas de corte

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } (5.5\text{ in x } 0.5\text{ in}) = 89.1\text{ klb}$$

$$= \mathbf{40.408\ Ton\ x\ 2\ placas = 80.816\ Ton}$$

b) Cálculo de ruptura en tracción de las placas de corte

$$R_n\Phi = 0.75 \text{ x } 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 1.345\text{ in}^2 = 58.507\text{ klb}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

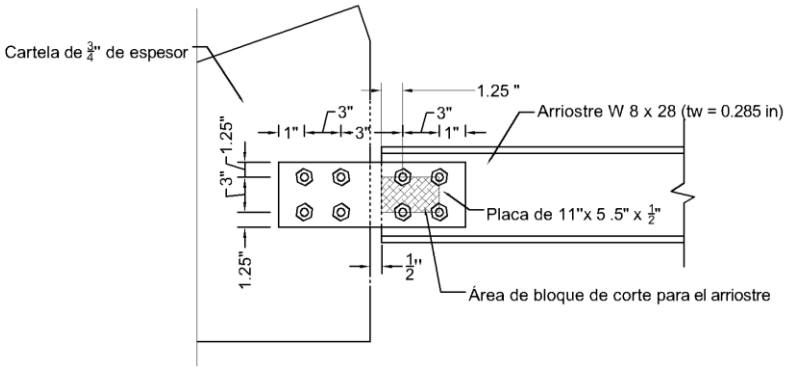
$$= \mathbf{26.534\ Ton\ x\ 2\ placas = 53.068\ Ton}$$

La fuerza máxima de tensión es de 15.243 Ton (ver sección 4.2).

53.068 Ton > 15.243 Ton, por lo tanto las placas de corte cumplen por tensión.

- Resistencia de bloque de corte del arriostre

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:



Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.25\ \text{in x } 0.285\ \text{in} = 1.211\ \text{in}^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.25\ \text{in x } 0.285\ \text{in}) - \underbrace{\left(\frac{3}{4}\ \text{in x } 0.285\ \text{in} + \frac{\frac{3}{4}\ \text{in x } 0.285\ \text{in}}{2}\right)}_{\text{Área de los agujeros}} = 0.891\ \text{in}^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

$$A_{nt} = (3\ \text{in x } 0.285\ \text{in}) - \underbrace{\left(\frac{2 * \frac{3}{4}\ \text{in x } 0.285\ \text{in}}{2}\right)}_{\text{Área de los agujeros}} = 0.641\ \text{in}^2$$

Cálculo de la resistencia de bloque de corte del arriostre

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{klb}{in^2}\right)(0.891\ in^2) + (1)\left(58\frac{klb}{in^2}\right)(0.641\ in^2)]$$

$$R_n\Phi = 51.139\ klb = 23.192\ Ton$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{klb}{in^2}\right)(1.211\ in^2) + (1)\left(58\ \frac{klb}{in^2}\right)(0.641\ in^2)]$$

$$R_n\Phi = 47.502\ klb = 21.543\ Ton$$

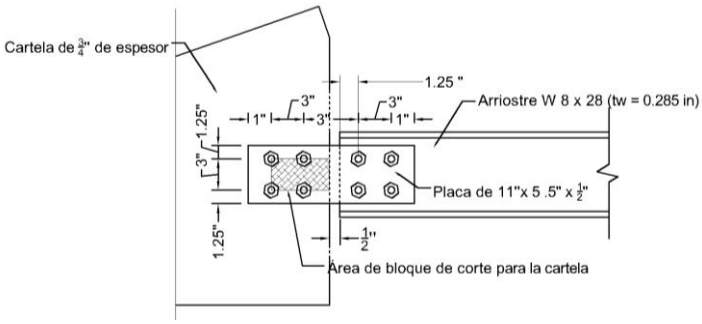
21.543 Ton < 23.192 Ton, por lo tanto 21.543 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 15.243 Ton.

21.543 Ton > 15.243 Ton, cumple.

- Resistencia de bloque de corte de la cartela

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:



Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.25\ in\ x\ 0.75\ in = 3.187\ in^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.25\ in\ x\ 0.75\ in) - \underbrace{\left(\frac{3}{4}\ in\ x\ 0.75\ in + \frac{\frac{3}{4}\ in\ x\ 0.75\ in}{2}\right)}_{\text{Área de los agujeros}} = 2.344\ in^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$A_{nt} = (3 \text{ in x } 0.75 \text{ in}) - \left(\frac{2 * \frac{3}{4} \text{ in x } 0.75 \text{ in}}{2}\right) = 1.687 \text{ in}^2$$

Área de los agujeros

Cálculo de la resistencia de bloque de corte de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(2.344 \text{ in}^2) + (1)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.687 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 134.563 \text{ klb} = 61.026 \text{ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(3.187 \text{ in}^2) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.687 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 125.014 \text{ klb} = 56.696\text{Ton}$$

56.696 Ton < 61.026 Ton, por lo tanto 56.696 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 15.243 Ton.

56.696 Ton > 15.243 Ton, cumple.

- Resistencia de bloque de corte de la placa

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:

Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.25 \text{ in x } 0.5 \text{ in } = 2.125 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.25 \text{ in x } 0.5 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{3}{4} \text{ in x } 0.5 \text{ in} + \frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.5 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área de los agujeros}} = 1.562 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$A_{nt} = (3 \text{ in x } 0.5 \text{ in}) - \left(\frac{2 * \frac{3}{4} \text{ in x } 0.5 \text{ in}}{2}\right) = 1.125 \text{ in}^2$$

Área de los agujeros

Cálculo de la resistencia de bloque de corte de la placa

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.562 \text{ in}^2) + (1)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.125 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 89.706 \text{ klb} = 40.683 \text{ Ton x 2 placas} = 81.366 \text{ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(2.125 \text{ in}^2) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.125 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 83.362 \text{ klb} = 37.806 \text{ Ton x 2 placas} = 75.612 \text{ Ton}$$

75.612 Ton < 81.366 Ton, por lo tanto 75.612 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 15.243 Ton.

75.612 Ton > 15.243 Ton, cumple.

- Resistencia de diseño para tornillos por cortante simple y aplastamiento sobre 0.285 in (espesor del alma del arriostre).
- Para cortante simple

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(0.442 \text{ in}^2)\left(68\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 22.542 \text{ klb}$$

Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 22.542 \text{ klb x } 4 = 90.168 \text{ klb} = \mathbf{40.892\ Ton}$$

- Para aplastamiento

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(2.4)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)(0.285 \text{ in})\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 22.315 \text{ klb}$$

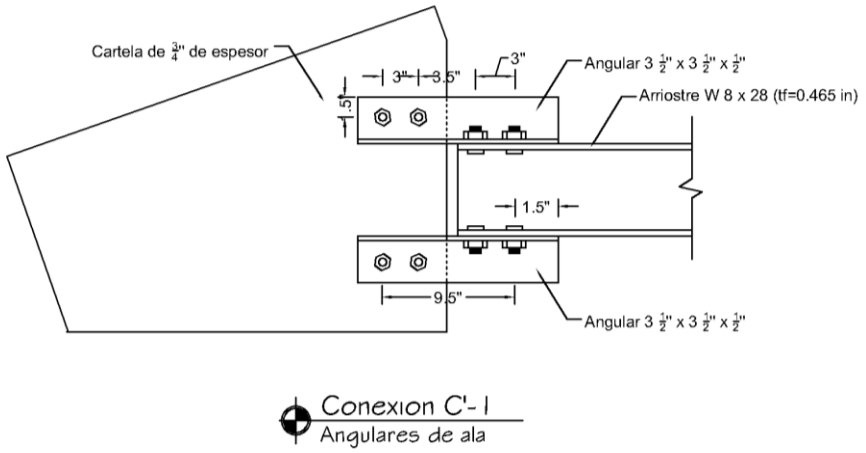
Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 22.315 \text{ klb x } 4 = 89.26 \text{ klb} = \mathbf{40.481\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión de angulares de ala



- Revisión de consideraciones geométricas:

Espaciamiento mínimo centro a centro = 3d= 2.25 in < 3 in; Ok!

Espaciamiento máximo centro a centro = 14 x 0.465 in (espesor de la parte conectada más delgada, en este caso el patín del arriostre) = 6.51 in > 3 in; Ok!

Distancia mínima al borde = 1 in ≤ 1.5 in; Ok!

Distancia máxima al borde = 12 x 0.5 in (espesor de la parte conectada a considerarse, en este caso el angular) = 6 in > 1.5 in; Ok!

- Resistencia de compresión de los angulares

$$A_g = (3.5\ \text{in})(0.5\ \text{in}) + (3)(0.5) = 3.25\ \text{in}^2$$

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 3.25\ \text{in}^2 = 105.3\ \text{klb} = \mathbf{47.755\ Ton}$$

$$\mathbf{x\ 4\ angulares\ =\ 191.02\ Ton}$$

- Resistencia de tracción de los angulares

La resistencia a la tracción de los angulares se determinará de acuerdo a la sección J4 del reglamento AISC 360-10.

Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n\ U$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Donde U, el factor de corte diferido, es determinado como se muestra en la tabla D3.1.del reglamento AISC360-10. En este caso corresponde el caso 8 de dicha tabla, ángulos simples con 2 o 3 conectores por línea en la dirección de carga (U = 0.60).

El área neta (A_n) se calcula con el ancho efectivo de la sección a considerarse. Para el cálculo del área neta, se tomará en cuenta la recomendación del subcapítulo B4.3, en donde se aumenta el diámetro del agujero nominal en 0.079 pulgadas.

$$A_n = [(3.5\ \text{in}) - (0.75\ \text{in} + 0.079\ \text{in})]\ \text{x}\ 0.5\ \text{in x}\ 2 \quad = 2.671\ \ \text{in}^2$$

Por lo tanto,

$$A_e = 2.671\ \ \text{in}^2\ \text{x}\ 0.60 = 1.603\ \ \text{in}^2$$

a) Cálculo de fluencia en tracción de los angulares

$$R_n\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ (3.25\ \text{in}^2) = 105.3\ \text{klb}$$

$$= \mathbf{47.755\ Ton\ x\ 4\ angulares} = \mathbf{191.02\ Ton}$$

b) Cálculo de ruptura en tracción de los angulares

$$R_n\Phi = 0.75\text{x}\ 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 1.603\ \ \text{in}^2 = 69.730\ \text{klb}$$

$$= \mathbf{31.624\ Ton\ x\ 4\ angulares} = \mathbf{126.496\ Ton}$$

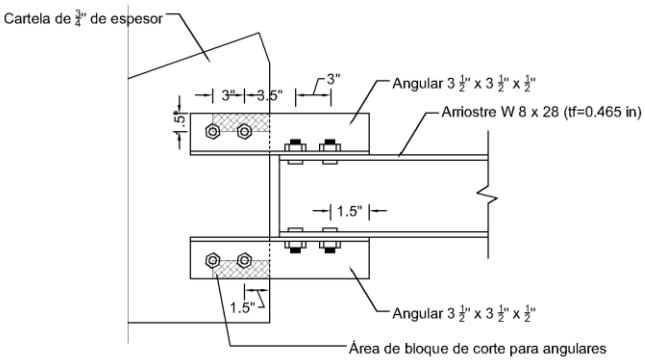
La fuerza máxima de tensión es de 15.243 Ton (ver sección 4.2).

126.496 Ton > 15.243 Ton, por lo tanto los angulares cumple por tensión.

- Resistencia de bloque de corte de los angulares

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.5 \text{ in x } 0.5 \text{ in} = 2.25 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.5 \text{ in x } 0.5 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{3}{4} \text{ in x } 0.5 \text{ in} + \frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.5\text{in}}{2}\right)}_{\text{Área de los}} = 1.687 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

$$A_{nt} = (1.5 \text{ in x } 0.5 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.5 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área del}} = 0.562 \text{ in}^2$$

Cálculo de la resistencia de bloque de los angulares

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.687 \text{ in}^2) + (1)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.562 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 68.478 \text{ klb} = 31.056 \text{ Ton x 4 angulares} = 124.224 \text{ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(2.25 \text{ in}^2) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.562 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 60.897 \text{ klb} = 27.618 \text{ Ton x 4 angulares} = 110.472 \text{ Ton}$$

110.472 Ton < 124.224 Ton, por lo tanto 110.472 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 15.243 Ton.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

110.472 Ton > 15.243 Ton, cumple.

- Resistencia de diseño para tornillos por cortante simple y aplastamiento sobre 0.465 in (espesor del patín del arriostre).
- Para cortante simple

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(0.442\ \text{in}^2)\left(68\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 22.542\ \text{klb}$$

Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 22.542\ \text{klb x } 4 = 90.168\ \text{klb} = \mathbf{40.892\ Ton}$$

- Para aplastamiento

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(2.4)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)(0.465\ \text{in})\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 36.409\ \text{klb}$$

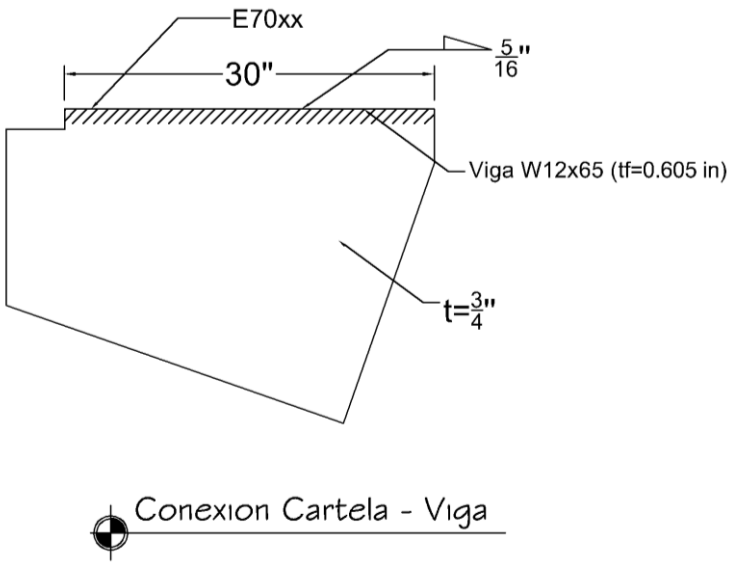
Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 36.409\ \text{klb x } 4 = \ 145.636\ \text{klb} = \mathbf{66.048\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión cartela-viga

- Diseño de soldadura de filete



- Consideraciones para soldadura:

  Tamaño mínimo de soldadura= 1/4''

  Tamaño máximo de soldadura= 3/4'' – 1/16''= 11/16''

  Soldadura a ensayar = 5/16''

  Longitud de la soldadura = 30''

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 30\ \text{in} = 208.845\ \text{klb} = \mathbf{94.714\ Ton\ x\ 2\ cordones = 189.428\ Ton}$$

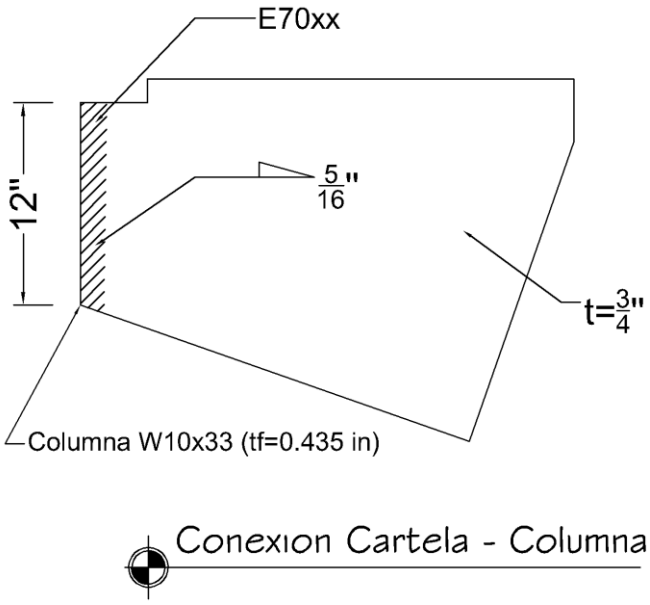
- Resistencia de tracción de la cartela

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.75\ \text{in}\ \text{x}\ 30\ \text{in} = 729\ \text{klb} = \mathbf{330.612\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión cartela-columna

- Diseño de soldadura de filete



- Consideraciones para soldadura:

  Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

  Tamaño máximo de soldadura= 3/4'' – 1/16''= 11/16''

  Soldadura a ensayar = 5/16''

  Longitud de la soldadura = 12''

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 12\ \text{in} = 83.538\ \text{klb} = \mathbf{37.886\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{75.772\ Ton}$$

- Resistencia de tracción de la cartela

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.75\ \text{in}\ \text{x}\ 12\ \text{in} = 291.6\ \text{klb} = \mathbf{132.245\ Ton}$$

- Resistencia a corte de la cartela

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.60\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.75\ \text{in}\ \text{x}\ 12\ \text{in} = 194.4\ \text{klb} = \mathbf{88.163\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Se propone una soldadura adicional que una la cartela con la placa superior. En este caso, el material con menor espesor es la placa de 5/8''. Según la tabla J2.4 del manual AISC 360-10, la soldadura mínima es de 1/4'', por lo que se propone una soldadura de 5/16''.

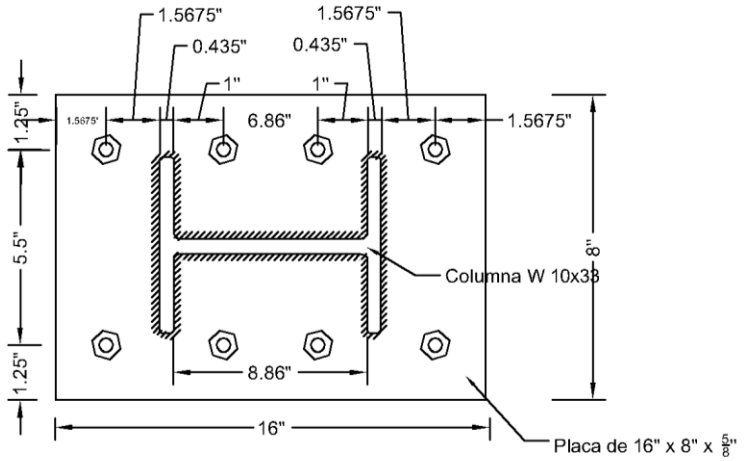
Revisiones de conexión C'-1 para fuerza axial resultante de la combinación de carga crítica: 1.2 CM + CV + Qx + 0.30 Qy en el arriostre crítico.

Fuerza requerida: Fuerza axial máxima del arriostre crítico	**Resistencia de diseño:** Resistencia de los pernos de los angulares por cortante simple	**¿Cumple?**
-22.994 Ton	40.892 Ton	Si

Diseño de Conexión C'-2

Conexión columna - viga continua

- Conexión tipo placa superior (Cap-plate)



Conexion C'-2

Conexion Placa Superior (cap placa)

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Revisión de la soldadura que une el alma de la columna con la placa superior:

Consideraciones para soldadura del alma:

Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

Tamaño máximo de soldadura= 5/8'' – 1/16'' = 9/16''

Soldadura a ensayar = 5/16''

Longitud de la soldadura = 9.73'' – 2 x 0.435'' = 8.86''

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 8.86\ \text{in} = 61.679\ \text{klb} = \mathbf{27.972\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{55.944\ Ton}$$

- Resistencia de tracción de la placa

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.625\ \text{in x}\ 8.86\ \text{in} = 179.415\ \text{klb} = \mathbf{81.367\ Ton}$$

- Resistencia a corte de la placa

$$\text{R}_\text{n}\Phi = 0.60\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 0.625\ \text{in x}\ 8.86\ \text{in} = 119.61\ \text{klb} = \mathbf{54.245\ Ton}$$

De acuerdo a la tabla J2.4 del reglamento AISC 360-10, se propone una soldadura de 5/16'' para soldar los patines de la columna a la placa.

- Revisión de consideraciones geométricas para los tornillos que unen la placa superior con la viga continua:

Espaciamiento mínimo centro a centro = 3d= 2.25 in < 3 in; Ok!

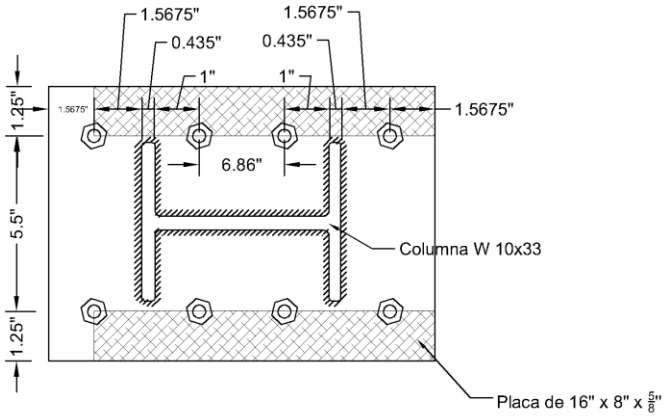
Espaciamiento máximo centro a centro = 14 x 0.605 in (espesor de la parte conectada más delgada, en este caso el patín de la viga) = 8.47 in > 6.86 in; Ok!

Distancia mínima al borde = 1 in < 1.25 in; Ok!

Distancia máxima al borde = 12 x 0.625 in (espesor de la parte conectada a considerarse, en este caso la placa) = 7.5 in > 1.5675 in; Ok!

- Resistencia de bloque de corte de la placa

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:



Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 1.25 \text{ in x } 0.625 \text{ in} = 0.781 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (1.25 \text{ in x } 0.625 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.625 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área del agujero}} = 0.547 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

$$A_{nt} = (14.432 \text{ in x } 0.625 \text{ in}) - \underbrace{\left(3 \text{ x } \frac{3}{4} \text{ in x } 0.625 \text{ in} + \frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.625 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área de los agujeros}} = 7.379 \text{ in}^2$$

Cálculo de la resistencia de bloque de los angulares

$$R_n\Phi = 0.75\,[0.6\left(58\,\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.547 \text{ in}^2) + (1)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(7.379 \text{ in}^2)]$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$R_n\Phi = 335.263 \text{ klb} = 152.047 \text{ Ton x } 2 = 304.094 \text{ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.781\ \text{in}^2) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(7.379\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 333.639 \text{ klb} = 151.310 \text{ Ton x } 2 = 302.62 \text{ Ton}$$

302.62 Ton < 304.094 Ton, por lo tanto 302.62 Ton rige.

La fuerza máxima de cortante es 1.507 Ton.

302.62 Ton > 1.507 Ton, cumple.

- Resistencia de diseño para tornillos por cortante simple y aplastamiento sobre 0.605 in (espesor del patín de la viga).
- Para cortante simple

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(0.442\ \text{in}^2)\left(68\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 22.542 \text{ klb}$$

Para 8 tornillos

$$R_n\Phi = 22.542 \text{ klb x } 8 = 180.336 \text{ klb} = \mathbf{81.785\ Ton}$$

- Para aplastamiento

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(2.4)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)(0.605\ \text{in})\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 47.371 \text{ klb}$$

Para 8 tornillos

$$R_n\Phi = 47.371 \text{ klb x } 8 = 378.968 \text{ klb} = \mathbf{171.868\ Ton}$$

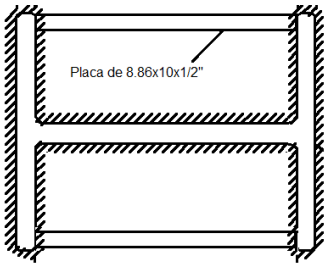
Revisiones de conexión C'-2 para fuerza de cortante resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ.

Fuerza requerida: Fuerza cortante máxima de columna critica	**Resistencia de diseño:** Resistencia a corte de la placa (Cap-Plate)	**¿Cumple?**
1.507 Ton	54.245 Ton	Si

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Diseño de conexión resistente a momento

El momento que debe ser resistido se dividirá entre la distancia entre dos placas auxiliares que se soldaran entre los patines de la columna, se utilizará una soldadura de ranura de penetración parcial. El momento mayor para la columna es de 261.984 kip-in en la dirección corta del perfil.



$$C = T = \frac{M}{\text{ancho}} \;;$$

$$C = T = \frac{209.922 \text{ Kip} - \text{in}}{7.96 \text{ in} - 0.5 \text{ in}} = 28.14 \text{ klb} = 12.762 \text{ Ton}$$

Cálculo del ancho de soldadura necesario para resistir el par de fuerzas

$$\text{Ancho requerido} = \frac{28.14 \text{ klb}}{\frac{5}{16} \text{ in x } 0.75 \text{ x } 0.60 \text{ x } 0.707 \text{ x } 70 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}} = 4.043 \text{ in}$$

Se utilizará la soldadura a lo ancho de la placa auxiliar (8.86 in).

$$R_n\Phi = \frac{5}{16} \text{ in x } 8.86 \text{ in x } 0.75 \text{ x } 0.60 \text{ x } 70 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{x } 0.707 = 82.216 \text{ klb} = \mathbf{39.554\ Ton}$$

39.554 Ton > 12.762 Ton. Ok!

Soldadura de ranura de penetración parcial para unir placa auxiliar con patines de la columna

$$R_n\Phi = \frac{5}{16} \text{ in x } 0.75 \text{ x } 0.60 \text{ x } 0.707 \text{ x } 70 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} = 196.875 \text{ klb} = \mathbf{89.286\ Ton}$$

Resistencia a tracción de placa auxiliar

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36 \ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 8.86 \text{ x } 0.5 \text{ x } = 143.532 \text{ klb} = \mathbf{65.094\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

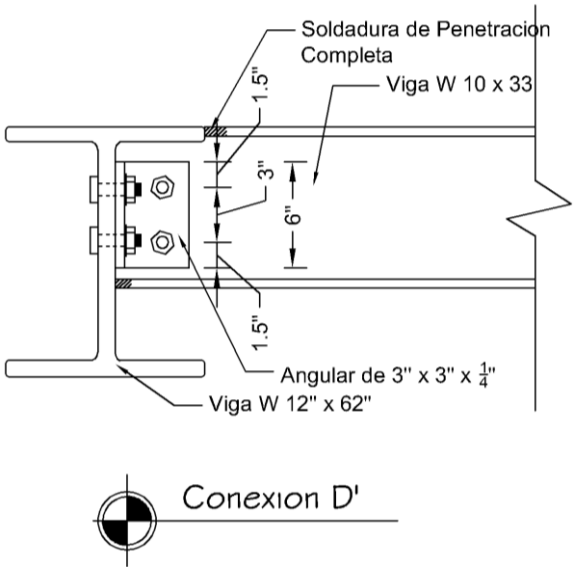
Revisiones de conexión C'-2 para par de fuerzas de momento resultante de combinación de carga crítica: 1.2CM + CV – Qy – 0.3 Qx.

Fuerza requerida: Par de fuerzas resultante del momento máximo de la columna W10x33 crítica	**Resistencia de diseño:**	**¿Cumple?**
	Resistencia de soldadura de la placa de momento	
15.927 Ton	39.554 Ton	Si

Diseño de Conexión D'

Conexión viga W10x33 - viga W12x65

- Diseño de angulares empernados para resistir fuerza de cortante y patines de la viga soldados al patín de la viga W12X65 y al alma de la misma.



- Revisión de consideraciones geométricas:

Espaciamiento mínimo centro a centro = 3d= 2.25 in < 3 in; Ok!

Espaciamiento máximo centro a centro = 14 x 0.25 in (espesor de la parte conectada más delgada, en este caso el angular) = 3.5 in > 3 in; Ok!

Distancia mínima al borde = 1 in ≤ 1.5 in; Ok!

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Distancia máxima al borde = 12 x 0.25 in (espesor de la parte conectada a considerarse, en este caso el angular) = 3 in > 1.5 in; Ok!

- Conexión angular-viga
- Resistencia de tracción/compresión de los angulares

$$A_g = (3\ \text{in})(0.25\ \text{in}) + (2.75)(0.25) = 1.4375\ \text{in}^2$$

$$A_e = 1.4375\ \text{in}^2 - (2)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)\left(\frac{1}{4}\ \text{in}\right) = 1.0625\ \text{in}^2$$

$$R_n\Phi = 0.90\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 1.4375\ \text{in}^2 = 46.575\ \text{klb} = \mathbf{21.122\ Ton}$$

$$\mathbf{X\ 2\ angulares = 42.244\ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ \text{x}\ 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ 1.0625\ \text{in}^2 = 46.219\ \text{klb} = \mathbf{20.961\ Ton}$$

$$\mathbf{x\ 2\ angulares = 41.922\ Ton}$$

- Resistencia a corte de los angulares

Determinación del coeficiente de corte del alma

Para determinar C_v se revisan las siguientes condiciones:

1) $\frac{b}{t} \leq 1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$
2) $1.10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$
3) $\frac{b}{t} > 1.37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

Donde:

K_v = coeficiente de pandeo de la plancha del alma y es igual a 1.2 para angulares simples

En este caso b/t = 12, y se cumple la condición 1), por lo tanto el coeficiente de corte del alma es igual a 1. (G2-3 AISC 360-10).

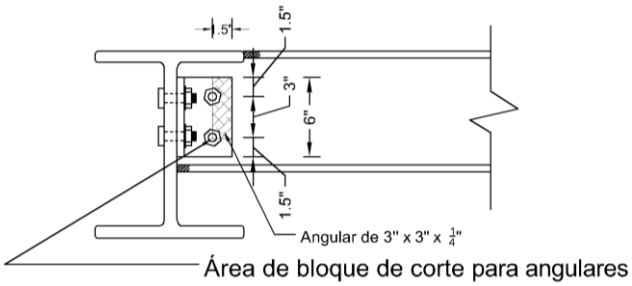
$$V_n\Phi = 0.6\ \text{x}\ 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\ \text{x}\ [(3\ \text{in})(0.25\ \text{in}) + (2.75)(0.25)] = 31.05\ \text{klb} = \mathbf{14.082\ Ton}$$

$$\mathbf{x\ 2\ angulares = 28.183\ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Resistencia de bloque de corte de los angulares

Cálculo de A_{nv}, A_{nt}, y A_{gv}:



Área bruta solicitada a corte (A_{gv})

$$A_{gv} = 4.5 \text{ in x } 0.25 \text{ in} = 1.125 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a corte (A_{nv})

$$A_{nv} = (4.5 \text{ in x } 0.25 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{3}{4} \text{ in x } 0.25 \text{ in} + \frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.25 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área de los agujeros}} = 0.844 \text{ in}^2$$

Área neta solicitada a tensión (A_{nv})

$$A_{nt} = (1.5 \text{ in x } 0.25 \text{ in}) - \underbrace{\left(\frac{\frac{3}{4} \text{ in x } 0.25 \text{ in}}{2}\right)}_{\text{Área del agujero}} = 0.281 \text{ in}^2$$

Cálculo de la resistencia de bloque de los angulares

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.844 \text{ in}^2) + (1)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.281 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 34.252 \text{ klb} = 15.534 \text{ Ton x 2 angulares} = 31.068 \text{ Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(1.125 \text{ in}^2) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0.281 \text{ in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 30.448 \text{ klb} = 13.809 \text{ Ton x 2 angulares} = 27.618 \text{ Ton}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

27.618 Ton < 31.068 Ton, por lo tanto 55.236 Ton rige.

La fuerza máxima de cortante es 10.337 Ton.

27.618 Ton > 10.337 Ton, cumple.

- Resistencia de diseño para tornillos por cortante simple y aplastamiento sobre $\frac{1}{4}$ in.
- Para cortante simple

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(0.442\ \text{in}^2)\left(68\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 22.542\ \text{klb}$$

Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 22.542\ \text{klb x } 4 = 90.168\ \text{klb} = \mathbf{40.892\ Ton}$$

- Para aplastamiento

Para un tornillo

$$R_n\Phi = (0.75)(2.4)\left(\frac{3}{4}\ \text{in}\right)\left(\frac{1}{4}\ \text{in}\right)\left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right) = 19.575\ \text{klb}$$

Para 4 tornillos

$$R_n\Phi = 19.575\ \text{klbx } 4 = 78.3\ \text{klb} = \mathbf{35.510\ Ton}$$

Revisiones de conexión D' para fuerza de cortante resultante de combinación de carga crítica: 1.2CM + 1.6 CV.

Fuerza requerida: Fuerza cortante en el punto de la conexión de la viga central crítica	**Resistencia de diseño:** Resistencia a tracción/compresión de los angulares	**¿Cumple?**
10.337 Ton	21.122 Ton	Si

- Diseño de conexión resistente a momento

Se utilizará una soldadura de penetración completa, y se soldará el patín de la viga W10x33 con el patín de la viga de W12x65, y el patín inferior de la viga W10x33 al alma de la viga W12x65.

Para una viga W10x33 se tiene: d=9.73 in, b_f= 7.96 in, t_f= 0.435 in.

$$C = T = \frac{M}{d - t_f} ;$$

$$C = T = \frac{939.144 \text{ Kip} - \text{in}}{9.73 \text{ in} - 0.435 \text{ in}} = 101.037 \text{ klb} = 45.822 \text{ Ton}$$

$$\text{Área de la soldadura de ranura requerida} = \frac{101.037 \text{ klb}}{(0.9)(36 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2})} = 3.118 \text{ in}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{3.118 \text{ in}^2}{0.435 \text{ in}} = 7.168 \text{ in}$$

Se utilizará todo el ancho del patín (7.96 in) para la soldadura.

$$R_n\Phi = 0.9 \text{ x } 36 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 7.96 \text{ in x } 0.435 \text{ in} = \mathbf{112.188 \text{ klb} = 50.88 \text{ Ton}}$$

Revisiones de conexión D' para par de fuerzas de momento resultante de combinación de carga crítica: 1.2CM +1.6CV.

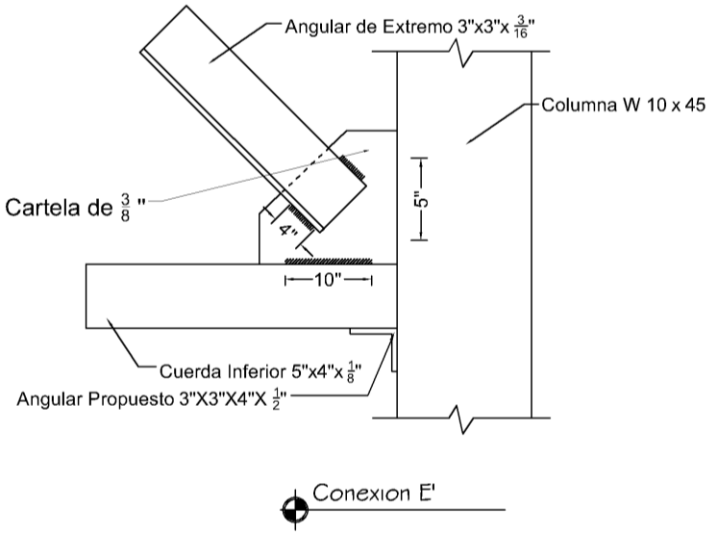
Fuerza requerida: Par de fuerzas resultante del momento máximo de la viga central crítica	**Resistencia de diseño:** Resistencia de soldadura de penetración completa	**¿Cumple?**
45.822 Ton	50.88 Ton	Si

Diseño de Conexión E'

Conexión diagonal-cartela 3/8''

- Diseño de soldadura de filete

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



- Consideraciones para soldadura:

  Tamaño mínimo de soldadura= 1/8''

  Tamaño máximo de soldadura= 3/8''-1/16'' = 5/16''

  Soldadura a ensayar =5/16''

  Longitud de la soldadura = 4''

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 4\ \text{in} = 27.846\ \text{klb} = \mathbf{12.629\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{25.258\ Ton}$$

- Resistencia de Tracción de la cartela
- Cálculo del área neta efectiva

$A_e = A_n\ U$

En este caso se utiliza el caso 8 de la tabla D3.1, con un valor de U=60.

$$\text{A}_\text{n} = 3\ \text{in x}\ 0.375\ \text{in} = 1.125\ \text{in}^2$$

Por lo tanto,

$$\text{A}_\text{e} = 1.125\ \text{in}^2\ \text{x}\ 0.60 = 0.675\ \text{in}^2$$

a) Cálculo de fluencia en tracción de la cartela

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$R_n\Phi = 0.90 \text{ x } 36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 1.125\ \text{in}^2 = 36.45\ \text{klb} = \mathbf{16.531\ Ton}$$

b) Cálculo de ruptura en tracción de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75 \text{ x } 58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \text{ x } 0.675\ \text{in}^2 = 29.362\ \text{klb}$$

$$= \mathbf{13.316\ Ton}$$

La fuerza máxima de tensión es de 0.7649 Ton en la combinación de carga ULT-12, por lo tanto la cartela cumple por tensión.

- Resistencia de bloque de corte del diagonal

Cálculo de la resistencia de bloque de corte del diagonal

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4 \text{ in x } 4 \text{ x}\frac{5}{16}\text{in}\right) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 130.5\ \text{klb} = 59.184\ \text{Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4 \text{ in x } 4 \text{ x}\frac{5}{16}\text{in}\right) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 81\ \text{klb} = 36.735\ \text{Ton}$$

36.735 Ton < 59.184 Ton, por lo tanto 36.735 Ton rige.

La fuerza máxima de tensión es 0.765 Ton.

36.735 Ton > 0.765 Ton, cumple.

- Resistencia de bloque de corte de la cartela

Cálculo de la resistencia de bloque de corte de la cartela

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4 \text{ in x } 2 \text{ x}\frac{3}{8}\text{in}\right) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 78.3\ \text{klb} = 35.51\ \text{Ton}$$

$$R_n\Phi = 0.75\ [0.6\ \left(36\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)\left(4 \text{ in x } 2 \text{ x}\frac{3}{8}\text{in}\right) + (1)\left(58\ \frac{\text{klb}}{\text{in}^2}\right)(0\ \text{in}^2)]$$

$$R_n\Phi = 48.6\ \text{klb} = 22.041\ \text{Ton}$$

22.041 Ton < 35.51 Ton, por lo tanto 22.041 Ton rige.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

La fuerza máxima de tensión es 0.765 Ton.

22.041 Ton > 0.765 Ton, cumple.

Conexión cartela-cuerda

- Consideraciones para soldadura:

Tamaño mínimo de soldadura= 1/8''

Tamaño máximo de soldadura= 3/8''-1/16'' = 5/16''

Soldadura a ensayar = 5/16''

Longitud de la soldadura = 10''

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 10\ \text{in} = 69.615\ \text{klb} = \mathbf{31.571\ Ton}$$

Conexión cartela-columna

- Consideraciones para soldadura:

Tamaño mínimo de soldadura= 3/16''

Tamaño máximo de soldadura= 0.375''-1/16''= 5/16''

Soldadura a ensayar =5/16

Longitud de la soldadura = 5 in

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 5\ \text{in} = 34.81\ \text{klb} = \mathbf{15.787\ Ton}$$

Revisiones de conexión E para fuerza axial en el diagonal resultante de la combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ

Fuerza requerida:	**Resistencia de diseño:**	**¿Cumple?**
Fuerza axial máxima en diagonal de extremo crítico	Resistencia de la soldadura que une la cartela con la columna	
-6.057 Ton	15.787 Ton	Si

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Conexión cuerda-columna

- Diseño de soldadura de filete
- Consideraciones para soldadura:

Tamaño mínimo de soldadura= 1/8''

Tamaño máximo de soldadura= 0.375''-1/16''= 5/16''

Soldadura a ensayar =5/16

Longitud de la soldadura = 4''

- Capacidad total de la soldadura

$$6.9615\ \frac{\text{klb}}{\text{in}}\ \text{x}\ 4\ \text{in} = 27.846\ \text{klb} = \mathbf{12.629\ Ton\ x\ 2\ cordones} = \mathbf{25.258\ Ton}$$

Revisiones de conexión E' para fuerza de cortante resultante de combinación de carga crítica: 1.2 CM + 1.6 Wx + CV + CZ.

Fuerza requerida: Fuerza Cortante máxima en el punto de unión de la cuerda inferior con la columna	**Resistencia de diseño:** Resistencia de la soldadura que une la cuerda con la columna	**¿Cumple?**
0.0523 Ton	25.258 Ton	Si*

5.3. Diseño de Placa de Base Resistente a Momentos Para Edificio de AceroA-500[23]

Debido a que la documentación consultada sólo hace referencia a diseño de placas de base para columnas de perfiles "W", se realizó una transformación del perfil tubular de 12" x 8" hacia una sección "W" con el mismo peralte.

La dirección relevante de columnas en diseño de placas de base es la dirección del alma o el peralte, por lo que al transformar la columna tubular en un perfil "W" se mantiene el mismo momento de inercia en esa dirección y no se ocasionan cambios en los cálculos.

23 Apéndice E. McCormac, J. (2002)

Reacciones en las bases de la columna crítica (combinación de carga ULT-2: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ) en el marco central:

$\mathrm{Pu} = 63.3\ \mathrm{Kips}$

$\mathrm{Mu} = 289.2\ \mathrm{Kips} * \mathrm{in}$

Propiedades de la sección de la columna:

$\mathrm{d} = 12\ \mathrm{in}$

$\mathrm{bf} = 8\ \mathrm{in}$

$\mathrm{tw} = 0.75\ \mathrm{in}$

$\mathrm{tf} = 0.375\ \mathrm{in}$

$\mathrm{Fy} = 38.972\ \mathrm{KSI}$

Factores de reducción de resistencia

$\phi\mathrm{c} = 0.6$

$\phi\mathrm{b} = 0.9$

Condiciones generales:

$\mathrm{f'c} = 3\mathrm{KSI}$

$\mathrm{Fp} * \phi\mathrm{c} = 0.6 * 1.7 * 3\ \mathrm{KSI} = 3.06\ \mathrm{KSI}$

Cálculo de excentricidad:

$$\mathrm{e} = \frac{\mathrm{Mu}}{\mathrm{Pu}} = \frac{289.2\ \mathrm{Kips} * \mathrm{in}}{63.3\ \mathrm{Kips}} = 4.57\ \mathrm{in}$$

La resultante de la fuerza se sitúa entre los patines de la columna y dentro del tercio medio de la placa.

Se ensaya una placa de 14” x 10” para que la placa sobresalga fuera de la columna al menos 1” en cada sentido y se calcula el área total de la placa:

$\mathrm{B} = 10\ \mathrm{in}$

$\mathrm{H} = 14\ \mathrm{in}$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$$A_1 = B * H = 10\ \text{in} * 14\ \text{in} = 140\ \text{in}^2$$

Se calculan los esfuerzos resultantes a lo largo de la placa de base:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pu * e * c}{I} = -\frac{113.86\ \text{Kips}}{140\text{in}^2} \pm \frac{113.86\ \text{Kips} * 4.57\ \text{in} * 7\text{in}}{\frac{1}{12} * 10\text{in} * (14\text{in})^3}$$

$$= -0.452\text{KSI} \pm 0.885\text{KSI}$$

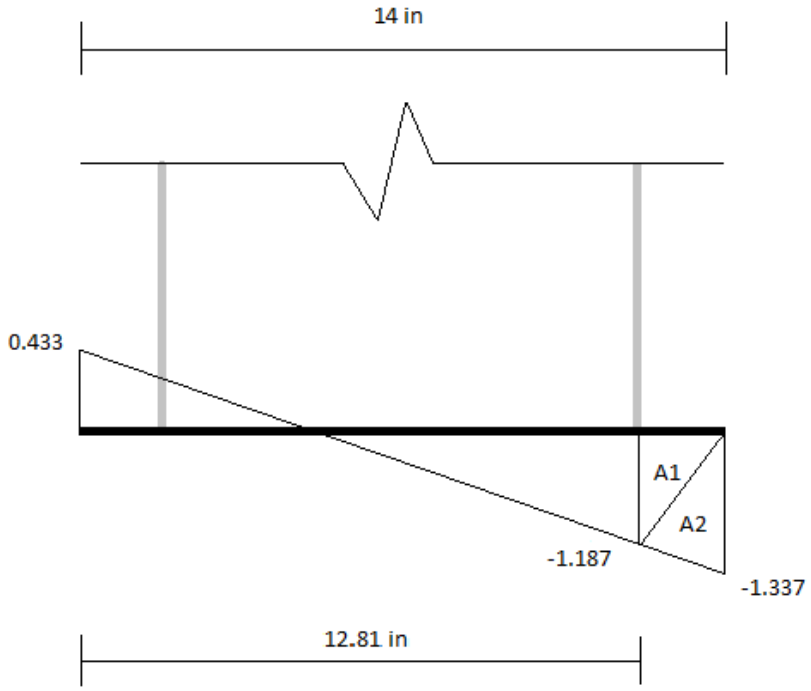
Intervalos definidos:

En $0 = -0.452\ \text{KSI} + 0.885\ \text{KSI} = 0.433\ \text{KSI}$

En $14 = -0.452\text{KSI} - 0.885\ \text{KSI} = -1.337\ \text{KSI} < 3.06\ KSI$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Gráfico de esfuerzo:



El esfuerzo en el centroide del patín se define interpolando.

$A_1 = 0.705\ \text{in}^2$

$A_2 = 0.794\text{in}^2$

$d = 14\ \text{in} - 12.813\ \text{in} = 1.188\ \text{in}$

Se calcula el momento ocasionado por las resultantes a la derecha del centro del patín derecho:

$$Mu = \left(A_1 * \frac{d}{3}\right) + \left(A_2 * \frac{2 * d}{3}\right) = \left(0.705\text{in}^2 * \frac{1.188\ \text{in}}{3}\right) + \left(0.794\text{in}^2 * \frac{2 * 1.188\ \text{in}}{3}\right)$$
$$= 0.908K * \text{in}$$

Calculo del espesor de placa base:

$$t = \sqrt{\frac{6Mu}{\phi b * Fy}} = \sqrt{\frac{6 * 0.908K * \text{in}}{0.9 * 38.972KSI}} = 0.394\text{in}$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Se propone una placa de base de 10” x 14” x 1/2”

5.4. Diseño de Placa de Base Resistente a Momento Para Edificio de Acero A-36

5.4.1. Diseño de placa de base para columna lateral crítica

Reacciones en las bases de la columna lateral crítica (combinación de carga ULT-2: 1.2 CM + 1.6 CV + 1.6 CZ) en el marco central:

$\mathrm{Pu} = 61.13\ \mathrm{Kips}$

$\mathrm{Mu} = 177.96\ \mathrm{Kips} * \mathrm{in}$

Propiedades de la sección de la columna W10 x 45:

$\mathrm{d} = 10.1\ \mathrm{in}$

$\mathrm{bf} = 8.02\ \mathrm{in}$

$\mathrm{tw} = 0.35\ \mathrm{in}$

$\mathrm{tf} = 0.62\ \mathrm{in}$

$\mathrm{Fy} = 36\ \mathrm{KSI}$

Factores de reducción de resistencia

$\phi\mathrm{c} = 0.6$

$\phi\mathrm{b} = 0.9$

Condiciones generales:

$\mathrm{f'c} = 3\mathrm{KSI}$

$\mathrm{Fp} * \phi\mathrm{c} = 0.6 * 1.7 * 3\mathrm{KSI} = 3.06\mathrm{KSI}$

Cálculo de excentricidad:

$$\mathrm{e} = \frac{\mathrm{Mu}}{\mathrm{Pu}} = \frac{177.96\ \mathrm{Kips} * \mathrm{in}}{61.13\ \mathrm{Kips}} = 2.91\ \mathrm{in}$$

La resultante de la fuerza se sitúa entre los patines de la columna y dentro del tercio medio de la placa.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Se ensaya una placa de 12” x 12” para que la placa sobresalga fuera de la columna aproximadamente 1” en cada sentido, y se calcula el área total de la placa:

$$\mathrm{B} = 12\ \mathrm{in}$$

$$\mathrm{H} = 12\ \mathrm{in}$$

$$\mathrm{A_1} = \mathrm{B} * \mathrm{H} = 12\ \mathrm{in} * 12\ \mathrm{in} = 144\ \mathrm{in}^2$$

Se calculan los esfuerzos resultantes a lo largo de la placa de base:

$$f = -\frac{\mathrm{P}}{\mathrm{A}} \pm \frac{\mathrm{Pu} * \mathrm{e} * \mathrm{c}}{\mathrm{I}} = -\frac{61.13\ \mathrm{Kips}}{144\ \mathrm{in}^2} \pm \frac{177.96\ \mathrm{Kips} * 2.91\ \mathrm{in} * 6\mathrm{in}}{\frac{1}{12} * 12\ \mathrm{in} * (12\ \mathrm{in})^3}$$

$$= -0.425\mathrm{KSI} \pm 0.618\mathrm{KSI}$$

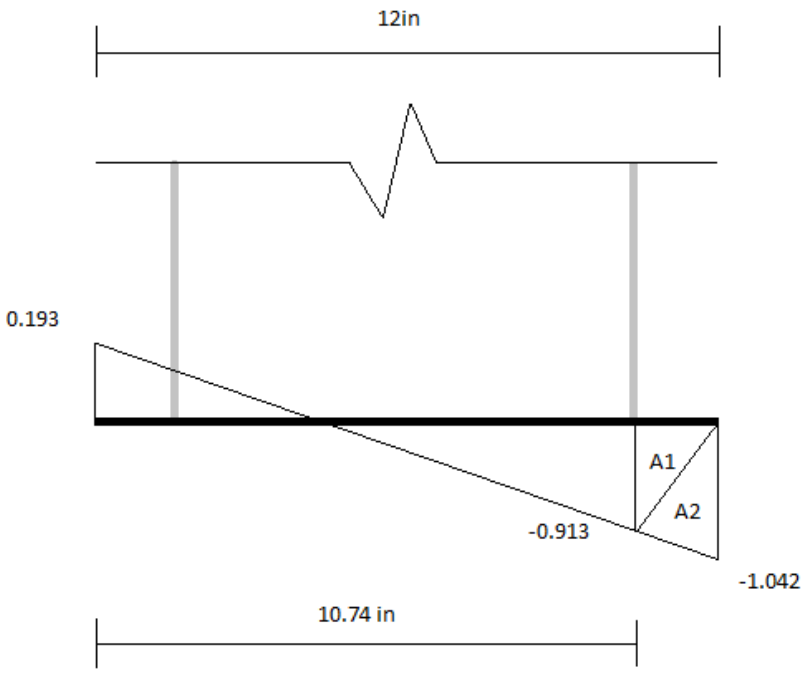
Intervalos definidos:

En 0 $= -0.425\mathrm{KSI} + 0.618\mathrm{KSI} = 0.193\mathrm{KSI}$

En 12 $= -0.425\mathrm{KSI} - 0.618\mathrm{KSI} = -1.042\mathrm{KSI} < 3.06KSI$

Gráfico de esfuerzo:

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

El esfuerzo en el centroide del patín se define interpolando.

$A_1 = 0.573\ \text{in}^2$

$A_2 = 0.655\ \text{in}^2$

$d = 12\ \text{in} - 10.74\ \text{in} = 1.26\ \text{in}$

Se calcula el momento ocasionado por las resultantes a la derecha del centro del patín derecho:

$$Mu = \left(A_1 * \frac{d}{3}\right) + \left(A_2 * \frac{2 * d}{3}\right) = \left(0.573 * \frac{1.26\ \text{in}}{3}\right) + \left(0.655\ \text{in}^2 * \frac{2 * 1.26\ \text{in}}{3}\right) = 0.791\text{K} * \text{in}$$

Calculo del espesor de placa base:

$$t = \sqrt{\frac{6Mu}{\phi b * Fy}} = \sqrt{\frac{6 * 0.791\text{K} * \text{in}}{0.9 * 36\text{KSI}}} = 0.383\ \text{in}$$

Se propone una placa de base de 12” x 12” x 1/2’’

5.4.2. Diseño de placa de base para columna central crítica

Reacciones en las bases de la columna central crítica (combinación de carga ULT-2) en el marco central:

$Pu = 55.16\ \text{Kips}$

$Mu = 130.02\ \text{Kips} * \text{in}$

Propiedades de la sección de la columna W10 x 33:

$d = 9.73\ \text{in}$

$bf = 7.96\ \text{in}$

$tw = 0.29\ \text{in}$

$tf = 0.435\ \text{in}$

$Fy = 36\ \text{KSI}$

Factores de reducción de resistencia

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

$\phi c = 0.6$

$\phi b = 0.9$

Condiciones generales:

$f'c = 3KSI$

$Fp * \phi c = 0.6 * 1.7 * 3KSI = 3.06KSI$

Cálculo de excentricidad:

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{130.02\ Kips * in}{55.16\ Kips} = 2.36\ in$$

La resultante de la fuerza se sitúa entre los patines de la columna y dentro del tercio medio de la placa.

Se ensaya una placa de 12” x 12” para que la placa sobresalga fuera de la columna aproximadamente 1” en cada sentido, y se calcula el área total de la placa:

$B = 12\ in$

$H = 12\ in$

$A_1 = B * H = 10\ in * 12\ in = 144\ in^2$

Se calculan los esfuerzos resultantes a lo largo de la placa de base:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pu * e * c}{I} = -\frac{55.16\ Kips}{144\ in^2} \pm \frac{130.02\ Kips * 2.36\ in * 6in}{\frac{1}{12} * 12\ in * (12\ in)^3}$$
$$= -0.383KSI \pm 0.451KSI$$

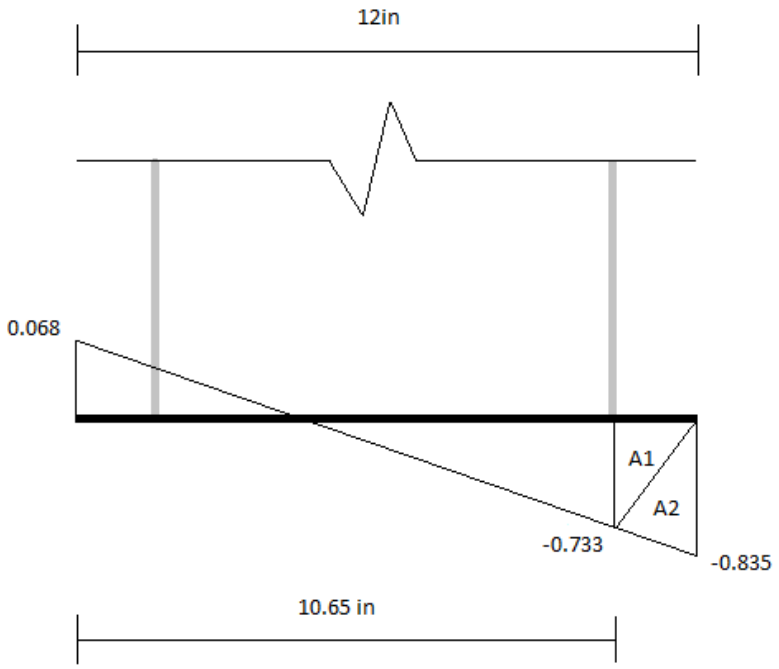
Intervalos definidos:

En $0 = -0.383KSI + 0.451KSI = 0.068KSI$

En $12 = -0.383KSI - 0.451KSI = -0.835KSI < 3.06KSI$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Gráfico de esfuerzo:



El esfuerzo en el centroide del patín se define interpolando.

$A_1 = 0.494\ \text{in}^2$

$A_2 = 0.561\ \text{in}^2$

$d = 12\ \text{in} - 10.648\ \text{in} = 1.353\ \text{in}$

Se calcula el momento ocasionado por las resultantes a la derecha del centro del patín derecho:

$$Mu = \left(A_1 * \frac{d}{3}\right) + \left(A_2 * \frac{2 * d}{3}\right) = \left(0.494 * \frac{1.353\ \text{in}}{3}\right) + \left(0.561\ \text{in}^2 * \frac{2 * 1.353\ \text{in}}{3}\right)$$
$$= 0.729K * \text{in}$$

Calculo del espesor de placa base:

$$t = \sqrt{\frac{6Mu}{\phi b * Fy}} = \sqrt{\frac{6 * 0.729K * \text{in}}{0.9 * 36KSI}} = 0.367\ \text{in}$$

Se propone una placa de base de 12” x 12” x 1/2’’

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

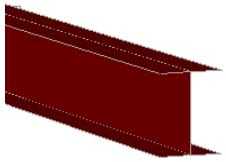
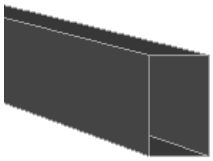
CAPÍTULO 6 : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Comparación de perfiles

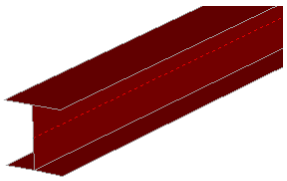
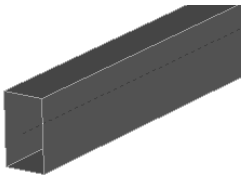
A continuación se muestran tablas comparativas de propiedades geométricas-elásticas, carga y capacidad de uso de algunos miembros relevantes de ambos edificios.

Columnas			
Edificio diseñado en caliente (Acero A-36)		Edificio diseñado en frío (Acero A-500 grado A)	
Columna W10x45		Columna 12x8x3/8''	
Área dela sec. transversal (in^2)	13.3	Área de la sec. transversal (in^2)	14.44
Peso lineal (kg/m)	67.35	Peso lineal (kg/m)	73.11
Fuerza máx. actuante (Kips)	-57.482	Fuerza máx. actuante (Kips)	-54.702
Momento máx. actuante (Kip-in)	-426.94	Momento máx. actuante (Kip-in)	-852.584
Porcentaje de uso	89.5%	Porcentaje de uso	75%
Inercia en dirección "X" (in^4)	248	Inercia en dirección "X" (in^4)	291.770
Inercia en dirección "Y" (in^4)	53.4	Inercia en dirección "Y" (in^4)	154.739
Relación de esbeltez en dirección "X" (para L = 6m)	30.09	Relación de esbeltez en dirección "X" (para L = 6m)	26.273
Relación de esbeltez en dirección "Y" (para L = 6m)	64.835	Relación de esbeltez en dirección "Y" (para L = 6m)	36.077

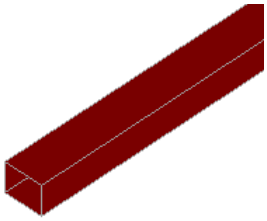
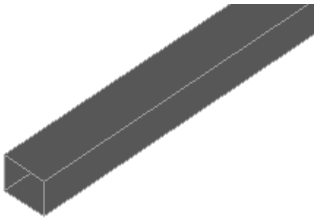
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

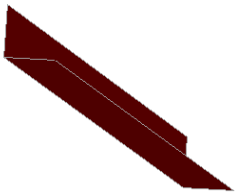
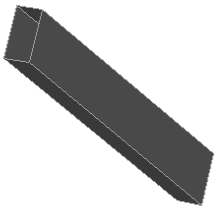
Vigas de Entrepiso: Dirección Longitudinal			
Edificio diseñado en caliente (Acero A-36)		Edificio diseñado en frío (Acero A-500 grado A)	
Viga W10x33 		Viga 10x6x0.3'' 	
Área de la sec. transversal (in^2)	9.71	Área de la sec. transversal (in^2)	9.24
Peso lineal (kg/m)	49.17	Peso lineal (kg/m)	46.79
Momento máx. actuante (Kip-in)	-939.144	Momento máx. actuante (Kip-in)	-896.05
Porcentaje de uso	83.17 %	Porcentaje de uso	83.18%
Deflexión máxima para combinación crítica (cm)	1.80	Deflexión máxima para combinación crítica (cm)	1.70
Inercia en dirección "X" (in^4)	171	Inercia en dirección "X" (in^4)	126.237
Inercia en dirección "Y" (in^4)	36.6	Inercia en dirección "Y" (in^4)	56.653
Módulo de sección en "X" (in^3)	35.149	Módulo de sección en "X" (in^3)	25.2474
Módulo de sección en "Y" (in^3)	9.196	Módulo de sección en "Y" (in^3)	18.8844
Módulo plástico en "X" (in^3)	38.8	Módulo plástico en "X" (in^3)	30.714
Módulo plástico en "Y" (in^3)	14	Módulo plástico en "Y" (in^3)	21.474

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Vigas de Entrepiso: Dirección Transversal			
Edificio diseñado en caliente (Acero A-36)		Edificio diseñado en frío (Acero A-500 grado A)	
Viga W12x65 		Viga 14x8x0.5'' 	
Área de la sec. transversal (in^2)	19.1	Área de la sec. transversal (in^2)	21
Peso lineal (kg/m)	96.54	Peso lineal (kg/m)	105.96
Momento máx. actuante (Kip-in)	-3130.233	Momento máx. actuante (Kip-in)	-2765.67
Porcentaje de uso	99.8%	Porcentaje de uso	81.92%
Deflexión máxima para combinación crítica (cm)	1.81	Deflexión máxima para combinación crítica (cm)	1.08
Inercia en dirección "X" (in^4)	533	Inercia en dirección "X" (in^4)	547.75
Inercia en dirección "Y" (in^4)	174	Inercia en dirección "Y" (in^4)	225.75
Módulo de sección en "X" (in^3)	87.954	Módulo de sección en "X" (in^3)	78.25
Módulo de sección en "Y" (in^3)	29	Módulo de sección en "Y" (in^3)	56.437
Módulo plástico en "X" (in^3)	96.8	Módulo plástico en "X" (in^3)	95.25
Módulo plástico en "Y" (in^3)	44.1	Módulo plástico en "Y" (in^3)	64.75

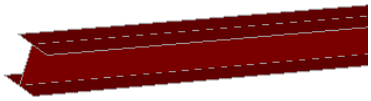
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Cuerda Inferior de Cercha			
Edificio diseñado en caliente (Acero A-36)		Edificio diseñado en frío (Acero A-500 grado A)	
Cuerda de 5x4x1/8'' 		Cuerda de 5x4x1/8'' 	
Área de la sec. transversal (in^2)	2.19	Área de la sec. transversal (in^2)	2.19
Peso lineal (kg/m)	11.07	Peso lineal (kg/m)	11.07
Fuerza máx. actuante (Kips)	9.276	Fuerza máx. actuante (Kips)	-11.140
Porcentaje de uso	13.50%	Porcentaje de uso	15.89%
Relación de esbeltez en dirección "X" (para L = 1 m)	24.19	Relación de esbeltez en dirección "X" (para L = 1 m)	24.19
Relación de esbeltez en dirección "Y" (para L = 1 m)	20.36	Relación de esbeltez en dirección "Y" (para L = 1 m)	20.36

Diagonales de Extremos de Cercha			
Edificio diseñado en caliente (Acero A-36)		Edificio diseñado en frío (Acero A-500 grado A)	
Angular de 3x3x3/16'' 		Tubo de 4x2x1/8'' 	
Área de la sec. transversal (in^2)	1.1	Área de la sec. transversal (in^2)	1.44
Peso lineal (kg/m)	5.52	Peso lineal (kg/m)	7.28
Fuerza máx. actuante (Kips)	-13.359	Fuerza máx. actuante (Kips)	-14.210
Porcentaje de uso	47.31%	Porcentaje de uso	31.88%
Relación de esbeltez	52.39	Relación de esbeltez	34.201

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

en dirección “X” (para L = 1.25 m)		en dirección “X” (para L = 1.25 m)	
Relación de esbeltez en dirección “Y” (para L = 1.25 m)	52.39	Relación de esbeltez en dirección “Y” (para L = 1.25 m)	59.242

Arriostres del Primer Piso: Marco Transversal			
Edificio diseñado en caliente (Acero A-36)		Edificio diseñado en frío (Acero A-500 grado A)	
Arriostre W8x28 		Arriostre 8x8x3/8’’	
Área de la sec. transversal (in^2)	8.25	Área de la sec. transversal (in^2)	11.44
Peso lineal (kg/m)	41.78	Peso lineal (kg/m)	57.92
Fuerza máx. actuante (Kips)	-50.693	Fuerza máx. actuante (Kips)	-50.120
Porcentaje de uso	72.12%	Porcentaje de uso	19.77%
Relación de esbeltez en dirección “X” (para L = 6.7 m)	76.627	Relación de esbeltez en dirección “X” (para L = 6.7m)	84.738
Relación de esbeltez en dirección “Y” (para L = 6.7 m)	162.845	Relación de esbeltez en dirección “Y” (para L = 6.7 m)	84.738

6.2. Conclusiones

- Los perfiles utilizados en ambos edificios presentan diferencias en la eficiencia de las secciones. Por ejemplo, las columnas W de acero A-36 concentran más área de acero en los patines (los cuales se encuentran más alejados del centroide del elemento), por tanto, el perfil es ideal para edificios en el cual la dirección larga es considerablemente mayor que la dirección corta. Por otro lado, la columna tubular de acero A-500 grado A tiene el mismo espesor en sus cuatro lados, lo cual resulta útil en edificios en los cuales las direcciones larga y corta son similares.

- Se encontró que el peso del edificio conformado en frío es 1 % superior al peso del edificio conformado en caliente. Esto está relacionado con los menores porcentajes de capacidad de uso de los miembros conformados en frío, en comparación con los miembros conformados en caliente. Lo

anterior tiene importantes implicaciones económicas, si se considera que el costo de la estructura está en función directa del peso de la misma, por lo que para un edificio con geometría similar al propuesto, el diseño en frío sería relativamente más caro que el edificio conformado en caliente.

- Otra razón del mayor peso del edificio conformado en frío está relacionada con la mayor variedad de perfiles utilizados, en comparación con la menor variedad utilizada en el edificio conformado en caliente. Esto se puede observar en las columnas centrales y vigas longitudinales, las cuales se diseñaron con el mismo perfil W10 x 33 (para el edificio en caliente). El menor peso de este perfil en comparación al tubo 12 x 8 x 3/8 del edificio en frío, asociado a un mayor uso del mismo conlleva a una reducción del peso muerto de la estructura.

- Para vigas se encontró que, para una diferencia de sección transversal mínima, en ambas direcciones del edificio, (entre una viga W y una viga tubular), las deflexiones resultan siempre menores en los perfiles de acero A-500 grado A.

- El diseño por SAP2000 permitió localizar elementos críticos y optimizar el diseño estructural del edificio de acero A-36. El uso de un software de análisis y diseño es, definitivamente, una herramienta útil para optimizar el diseño ya que permite al ingeniero concentrarse en probar perfiles que mejoren la economía y el comportamiento de la estructura.

- En ambos edificios se intentó utilizar los mismos perfiles en el diseño de la mayor cantidad de elementos posibles, ya que esto hace que el edificio sea más económico, tanto en la mano de obra como por el costo de los perfiles de acero. En general, se tiene la concepción de que el costo de una edificación de acero está directamente relacionada con su peso, sin embargo, existen otros factores que pueden alterar esta lógica, como los tipos de perfiles, su disponibilidad en el mercado y facilidad de montaje. La variabilidad de perfiles también crea una edificación más costosa, debido a la gran cantidad de perfiles distintos que deben facilitar los proveedores.

- En general, los perfiles de acero conformado en frío resultaron con menores porcentajes de uso, en comparación a los perfiles de acero en caliente. En parte, se debe a que las secciones de los perfiles de acero en

frío son ligeramente mayores a las de los perfiles de acero conformado en caliente. Por otro lado, existe una diferencia en el esfuerzo de fluencia que hace que los perfiles de acero conformado en frío soporten más esfuerzos. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que los perfiles de acero conformado en frío ya han sido fatigados en su conformación, y por lo tanto su ductilidad es menor, por lo cual en caso de que los perfiles fallen, estos lo harán de forma brusca, en comparación a los perfiles de acero laminado en caliente. Lo anterior se puede demostrar calculando la relación de ductilidad para ambos tipos de aceros:

Acero A-36

$$\frac{\mathrm{Fy}}{\mathrm{Fu}} = \frac{36\ \mathrm{ksi}}{58\ \mathrm{ksi}} = 0.62$$

Acero A-500 grado A

$$\frac{\mathrm{Fy}}{\mathrm{Fu}} = \frac{38.972\ \mathrm{ksi}}{44.974\ \mathrm{ksi}} = 0.87$$

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

6.3. Recomendaciones

- Realizar un documento similar a esta monografía, para analizar el uso del acero conformado en frío en estructuras livianas (i.e. casas, apartamentos, oficinas).

- Realizar investigaciones sobre el uso del capítulo K. del reglamento AISC360-10, aplicado a perfiles de acero conformado en frío con ductilidad menor o igual a 0.8 ($Fy/Fu \leq 0.8$).

- En caso de utilizar en algún diseño perfiles de tubos redondos de acero conformado en frío, tener en cuenta la sección C4.1.5 del reglamento AISI-S100-2007). Esta sección contiene nuevas consideraciones para estados de compresión, dichas consideraciones obligan al diseñador a revisar detenidamente la relación diámetro-espesor.

- Consultar investigaciones realizadas con el nuevo método de diseño "Método de Resistencia Directa", propuesto como apéndice en el código AISI-S100-2007. Este método trata problemas especiales de pandeo presentes en ciertos perfiles de acero conformado en frío.

- Se recomienda asignar tesis relacionadas con la revisión de edificaciones de acero existentes, utilizando los códigos de diseño más recientes. Además, realizar investigación sobre el efecto del conformado en frío en el esfuerzo de fluencia de los perfiles de acero.

- Se recomienda realizar siempre un diseño de conexiones de acuerdo a los códigos correspondientes, ya que muchos programas de diseño no toman en cuenta revisiones adicionales de los perfiles. Para vigas W por ejemplo, se deben revisar flexiones y pandeos locales de alas y almas frente a las fuerzas a las que son sometidas.

- Investigar si en Nicaragua los procesos de soldadura son bajos en hidrógeno. De ser así, se recomienda el uso de la tabla J2.4 del AISC, versiones 2005 y 2010, para la selección del tamaño mínimo de las soldaduras de filete (basada en la pieza de menor espesor). Si los proceso de soldadura no son bajos en hidrógeno, se recomienda el uso de la tabla J2.4 de ediciones anteriores del código AISC (basada en la pieza de mayor espesor).

- Se recomienda diseñar un edificio, tratando en lo posible, de unificar el mayor número de perfiles en cuanto a tamaño y forma, a fin de lograr reducciones de costos en detallado, fabricación y montaje.

- No se debe diseñar un edificio bajo el criterio de la sección más ligera porque no siempre conlleva a economía en la construcción. Esto es así porque el diseño puede resultar en un gran número de perfiles de tamaños y formas diferentes, asociado a mayor uso de mano de obra.

Bibliografía Consultada

Libros, reglamentos y artículos

Aguirre, C."*Especificaciones AISC 2005: Diseño de Estructuras de Acero*". Sitio Web: www.arquitecturaenacero.org

American Institute of Steel Construction. "*Specification for Structural Steel Buildings*".2010 Edition. (AISC 360-10).

American Institute of Steel Construction. "*AISC Shapes Database Versions 14.0 and 14.0H*". September 2011 Edition.

American Iron and Steel Institute. "*North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*".2007 Edition. (AISI-S100-07).

American Iron and Steel Institute. "*Especificación Para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Conformado en Frío*". Edición 1996. (AISI-1996).

American Welding Society. "*Structural Welding Code - Steel*". 2010 Edition. (AWS D1.1/D1.1M: 2010).

Enrique Bazán & Roberto Meli. "*Diseño Sísmico de Edificios*".

Bendito, A. "*Introducción al Comportamiento y al Diseño de Estructuras de Acero: Método de los estados límites*". Universidad de los Andes: Núcleo Rafael Rangel – Venezuela.

Hibbeler, R.C (1997). "*Análisis Estructural*". Editorial Prentice Hall Hispanoamérica, S.A. Tercera edición.

McCormac, J. (2002). "*Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD*". Editorial Alfaomega, Segunda edición.

Peña, C. E. (2000). "*Diseño Básico de Perfiles Laminados en Frío*". Primera Edición. Universidad de Sonora – México.

Reglamento Nacional de la Construcción 2007 (RNC-07). Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).

Vinnakota, S. (2006). "*Estructuras de Acero: comportamiento y LRFD*". Editorial McGraw-Hill.

Zapata, L. F. (2007). "*Conexiones en Estructuras de Acero*". Conferencia Internacional en Ingeniería Sísmica. Lima – Perú.

Monografías

Martínez, V.M. / Sánchez, E.F. (2009). **"***Análisis y Diseño Estructural de una Edificación de Acero por el Método de Resistencia Última, Coliseo Gallístico Arrieta***".** Tesis Monográfica. Universidad Nacional de Ingeniería**.**

Rubi , S. / Sáenz, E.(2006). "*Análisis, diseño y presupuesto de estructura metálica de tres niveles – Centro comercial NIOBI*". Tesis Monográfica. Universidad Nacional de Ingeniería.

Toruño, M. A / Romero, A. R. (2012). "*Revisión del Edificio Julio Padilla Utilizando el Nuevo Reglamento de la Construcción*". Tesis monográfica. Universidad Nacional de Ingeniería.

Documentación adicional

ACESCO. Catálogos de perfiles de acero conformado en frío 2013. Empresa colombiana.

MATECSA. Catálogo de perfiles de acero conformado en frío 2013. Empresa colombiana.

Ferromax. Especificaciones de diseño para losa compuesta. Catálogo 2013.Empresa Nicaragüense.

ANEXO I

ANEXO II

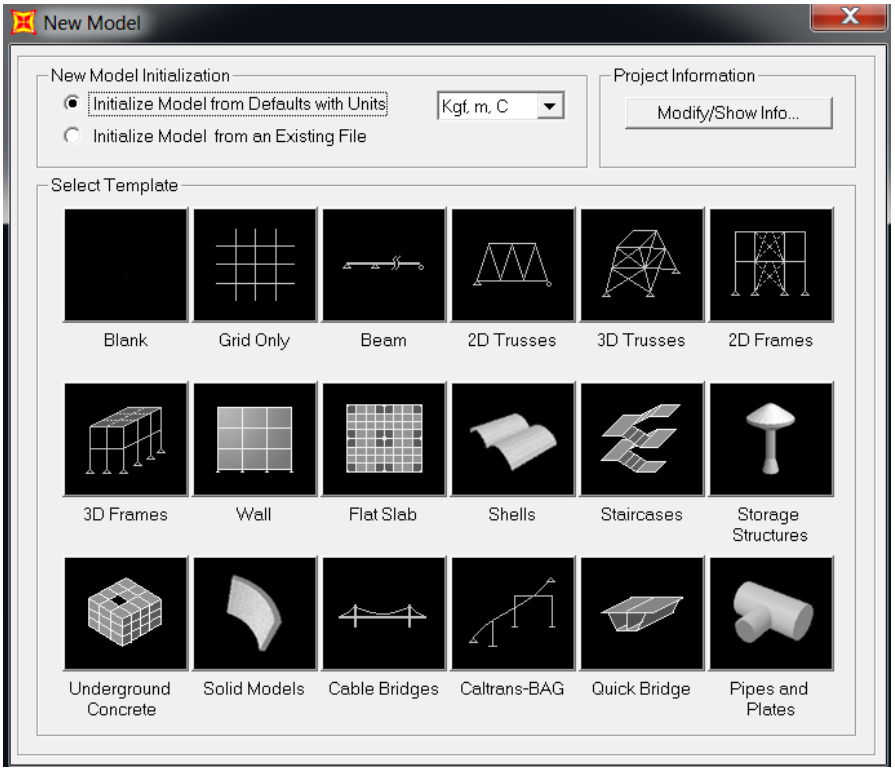
ANEXO III

ANEXO IV

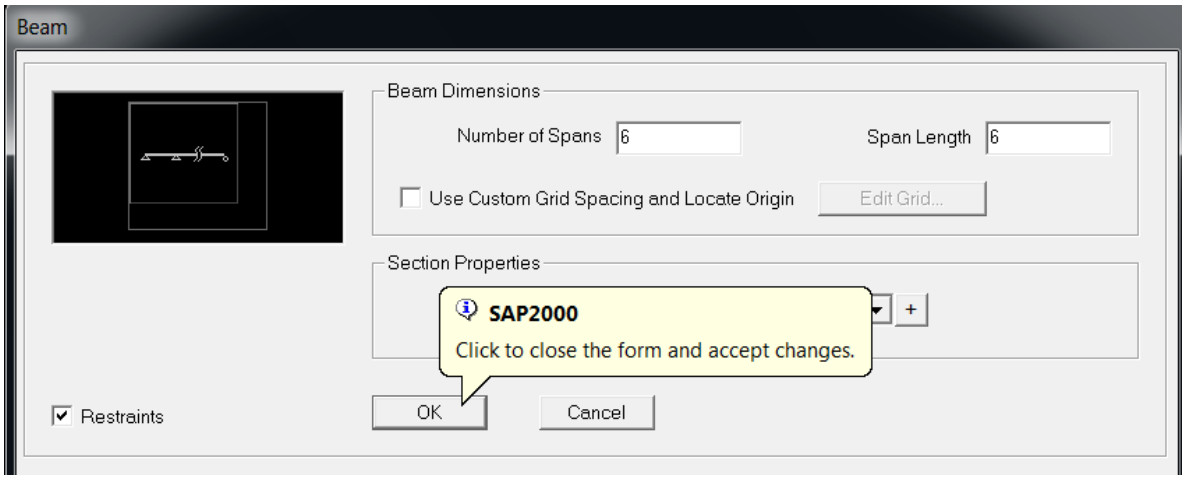
ANEXO V

Anexo 1. Modelado y Diseño de Larguero de Techo

1. Seleccionar “New model” - - -> “Beam”



2. Definir número de claros en “Number of Spans” y la longitud del claro en “SpanLenght”. En nuestro caso, se tiene un edificio de seis claros de 6 metros cada uno.



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

*Cálculo de cargas de larguero de techo

<u>Carga muerta de cubierta de techo (Página 114 RNC-07)</u>

Zinc corrugado calibre 26 - - -> 5.4 Kg/m^2

5.4 Kg/m^2 x 1.02 m (Explicado en sección 3.2) = 5.508 Kg/m ≈ **5.51 Kg/m en sentido de la gravedad.**

<u>Carga Viva</u>

Se utilizarán 10 Kg/m^2 (Página 12 RNC-07)

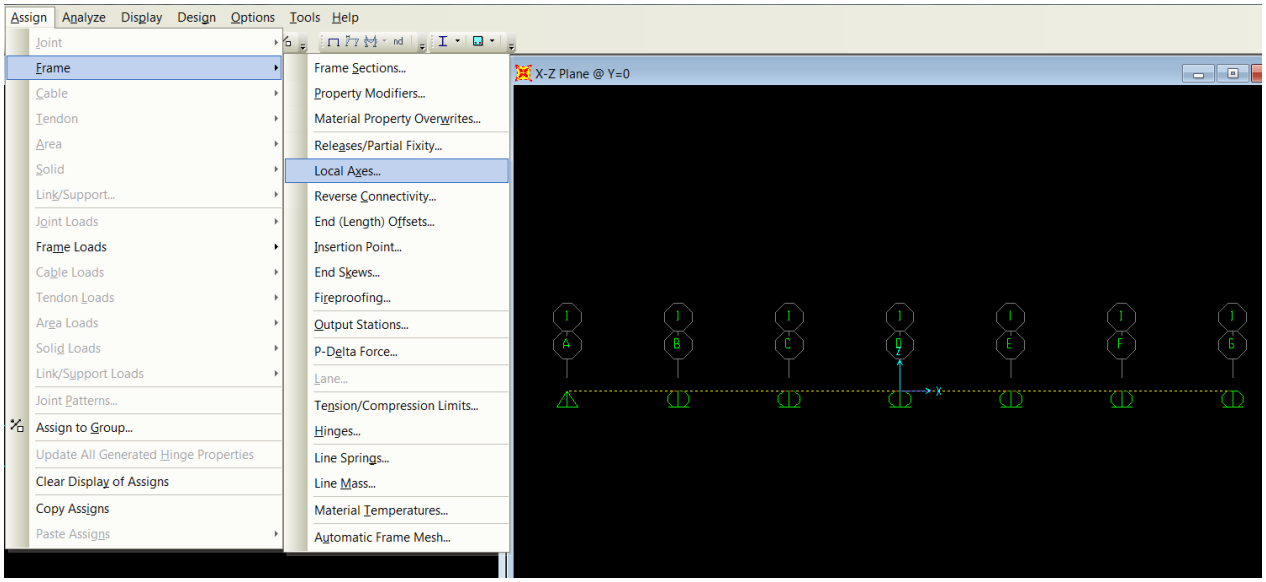
10 kg/m^2 x 1.02 m = **10.2 Kg/m en sentido de la gravedad.**

Se ensayará el perfil para una carga incidental de 200 Kg. (Página 12 RNC-07)

<u>Carga de viento</u>

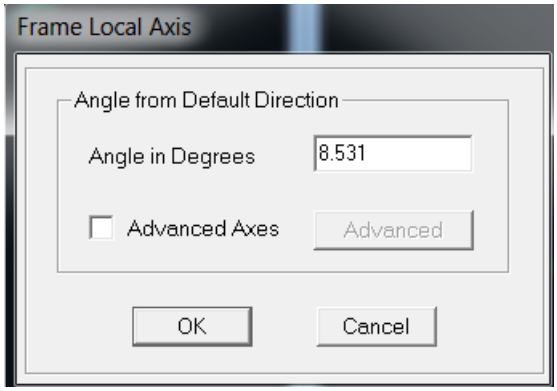
26.71 Kg/m^2 x 1.02 m (Explicado en sección 3.2) ≈ **27.25 Kg/m inclinado a 8.531 grados (pendiente de techo)**

3. Se selecciona el perfil y se rota 8.531 grados para seguir la pendiente de techo (Calculada en sección 3.2) “Frame” - - -> “Local Axes”

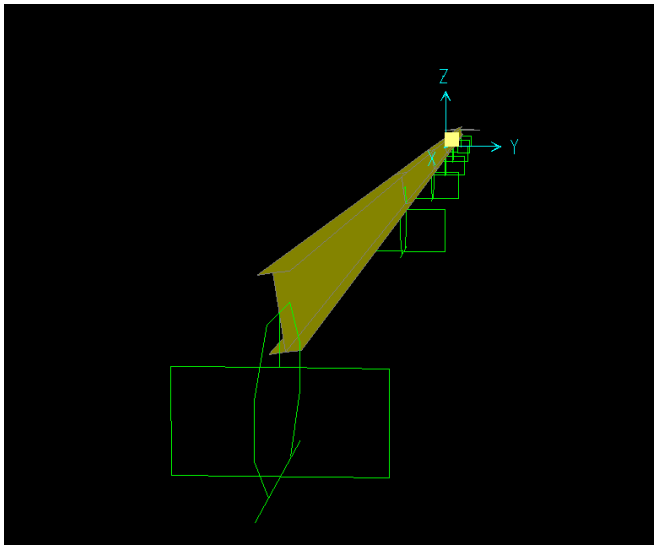


<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Definir 8.531 como valor para “Angle in Degrees”



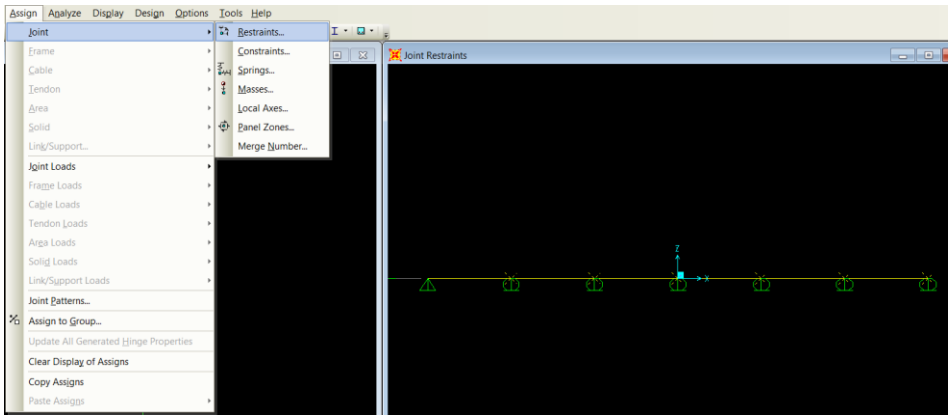
4. Mediante el comando “Extrude view” en “Displayoptions” verificamos que el larguero ha sido inclinado.



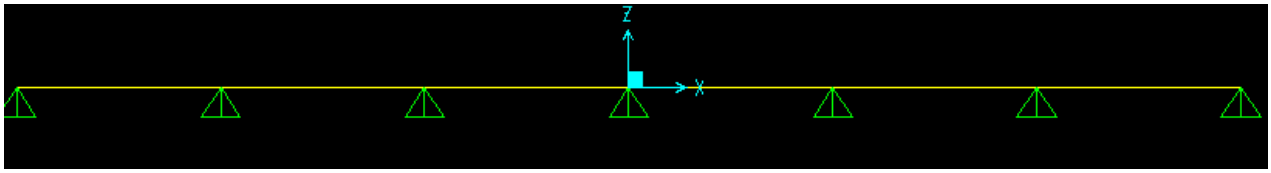
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

5. Asignamos apoyos articulados en todos los nodos

“Assign” - - -> “Joint” - - -> “Restraints”

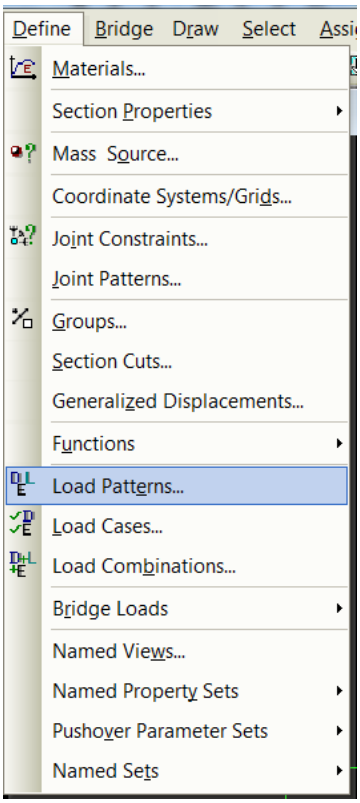


El larguero ahora se verá de la siguiente manera:



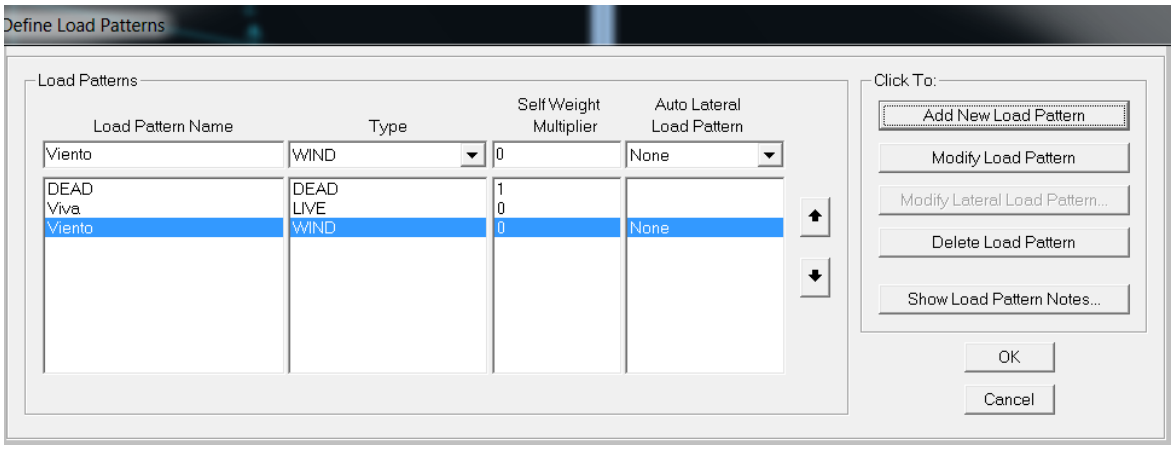
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

6. Definir patrones de carga en “Define” - - -> “Load Patterns”

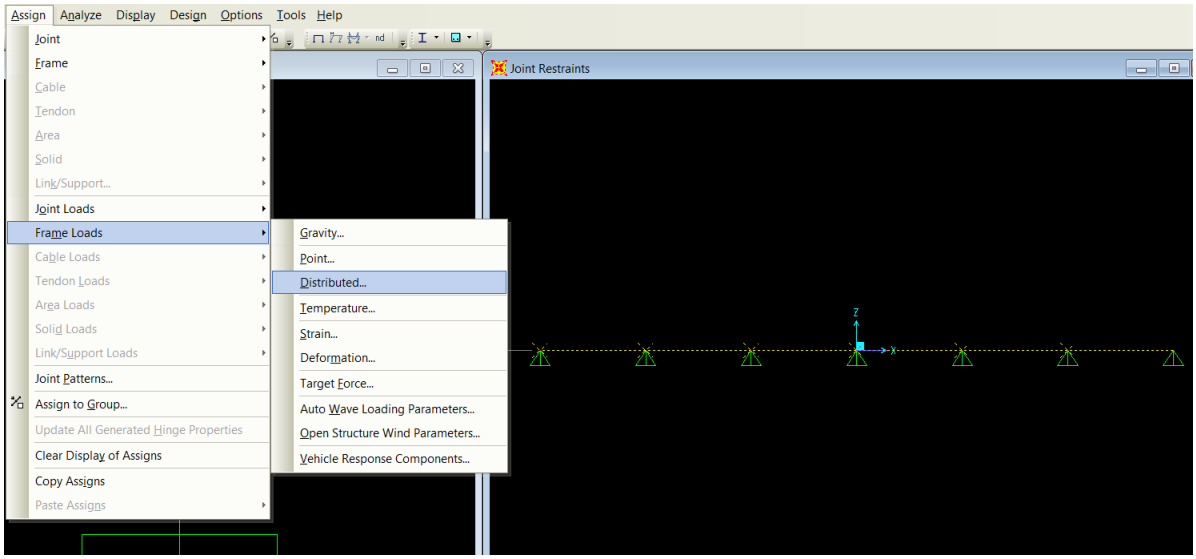


Se define el nombre de cada patrón de carga en “Load PatternName” y se selecciona el tipo en “Type”, luego de esto se agrega uno a la vez en “Add New Load Pattern”

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

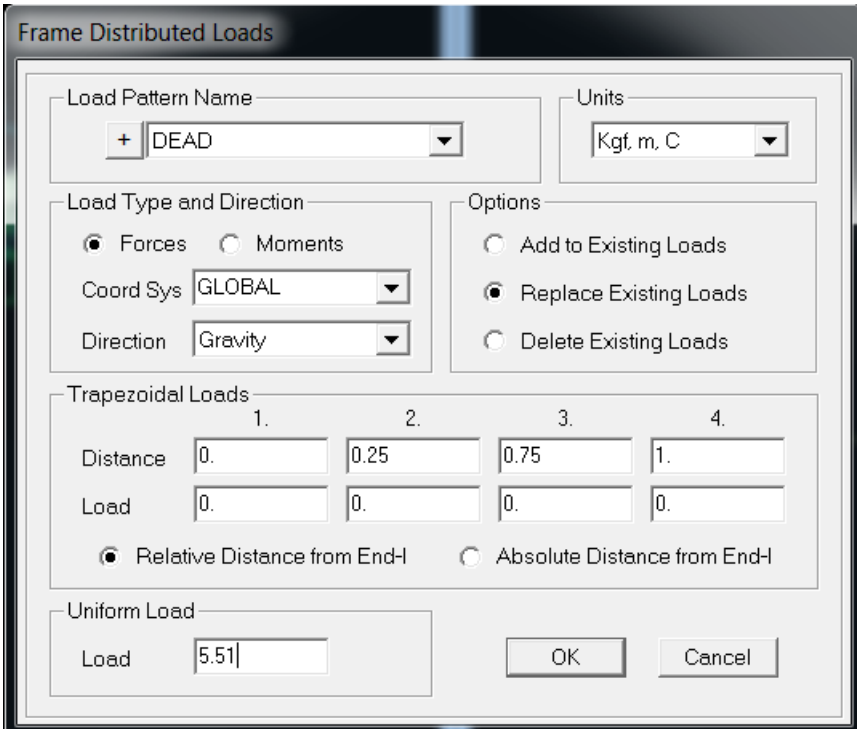


7. Asignar las carga viva y muerta seleccionando los tramos del larguero y accediendo a “FrameLoads” - - -> “Distributed”



Carga muerta

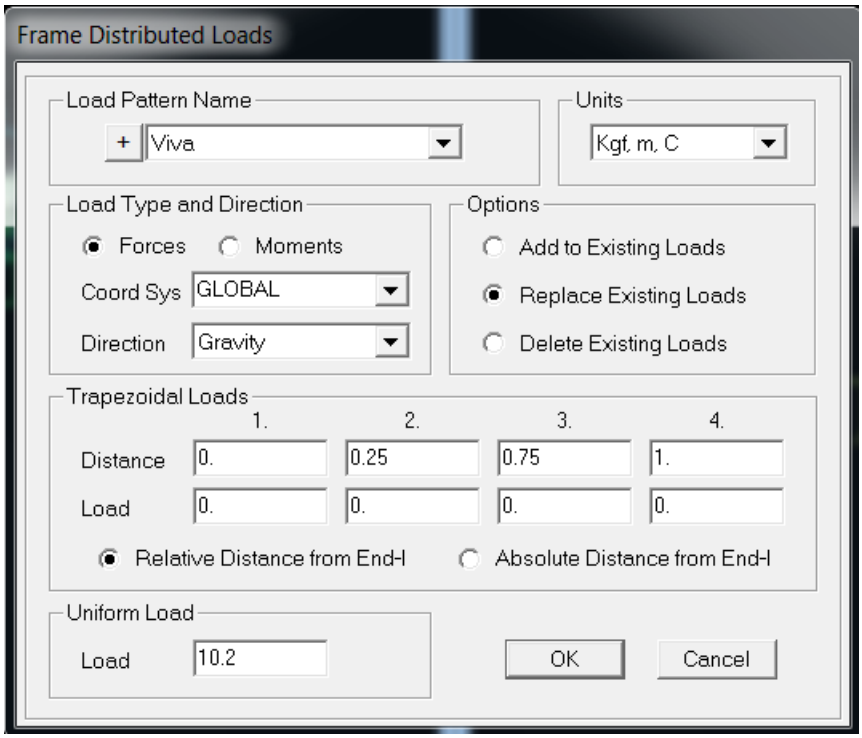
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Carga viva

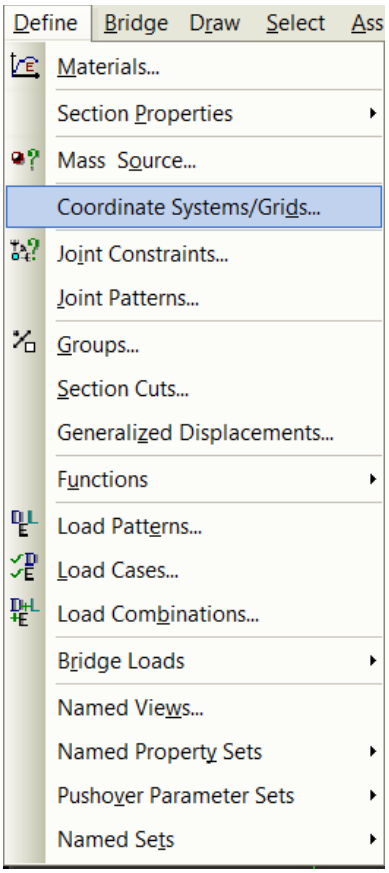
Seleccionar los tramos de la misma manera y esta vez definir la carga viva como se muestra en la figura:



8. Para la carga de viento se debe definir un sistema de coordenadas distinto puesto que dicha carga actúa perpendicularmente al techo (que tiene un 15% de inclinación).

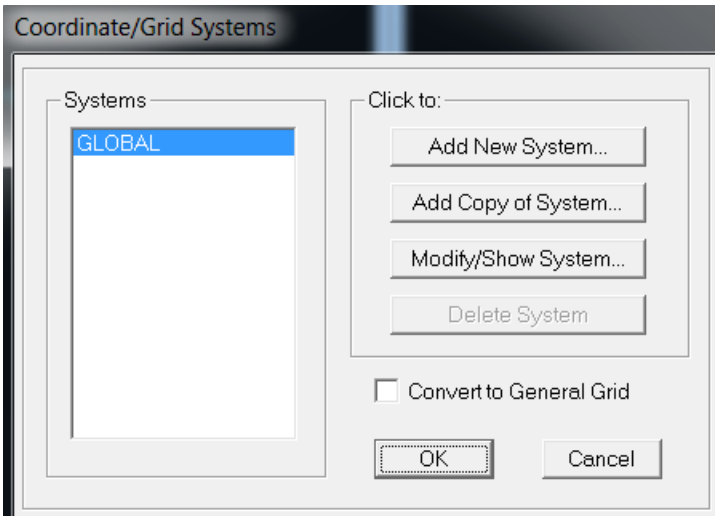
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

“Define” - - -> “CoordinateSystems/Grids”

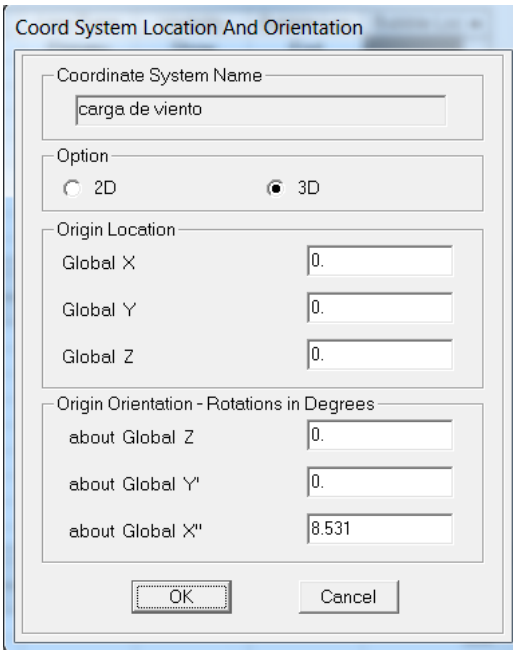


“Add New System”

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

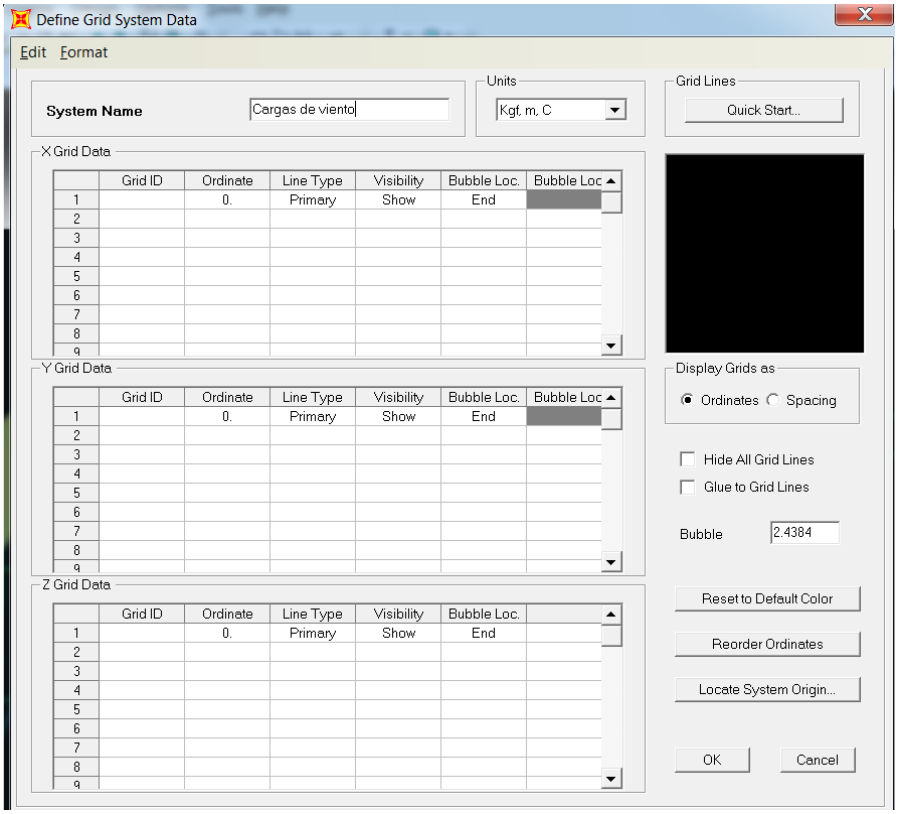


Ingresar una rotación de 8.531 alrededor del eje “X” a como se muestra en la figura



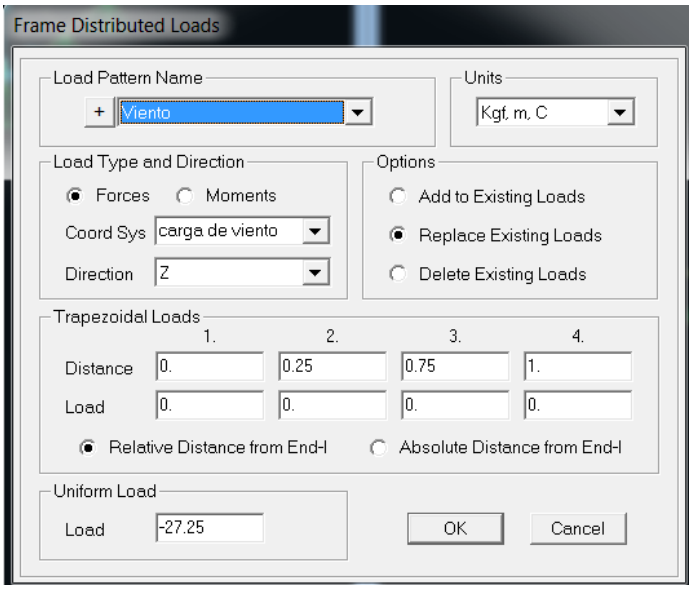
Definir el nombre el sistema y hacer click en “OK”

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

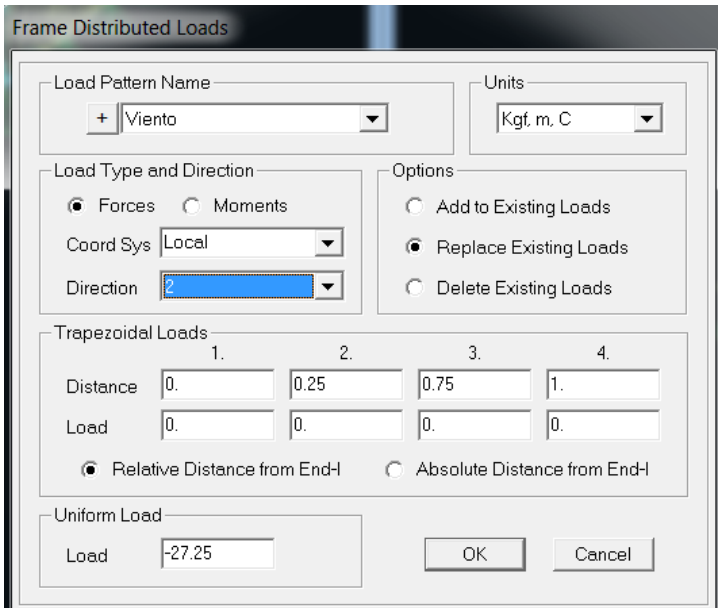


9. Ahora que hemos definido nuestro sistema de coordenadas seleccionamos los tramos del larguero y se sigue el mismo procedimiento anterior, con la diferencia que esta vez se seleccionará el sistema de coordenadas que hemos creado y la dirección de la carga será en “Z”.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



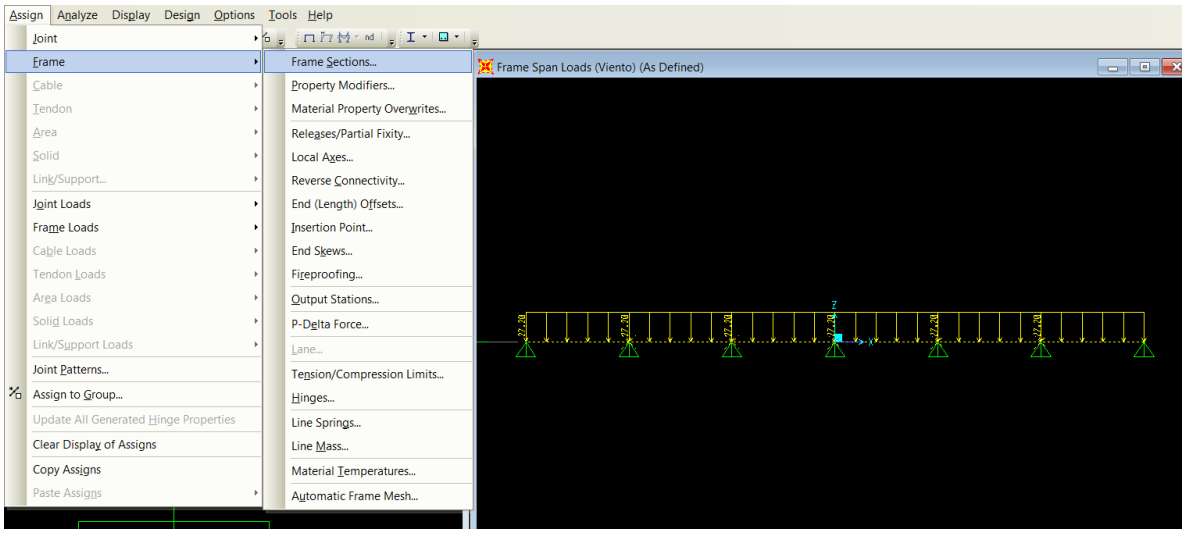
Como alternativa se puede obviar la creación del sistema de coordenadas y definir la carga en el sistema de coordenadas local (del elemento rotado) como se muestra en la figura



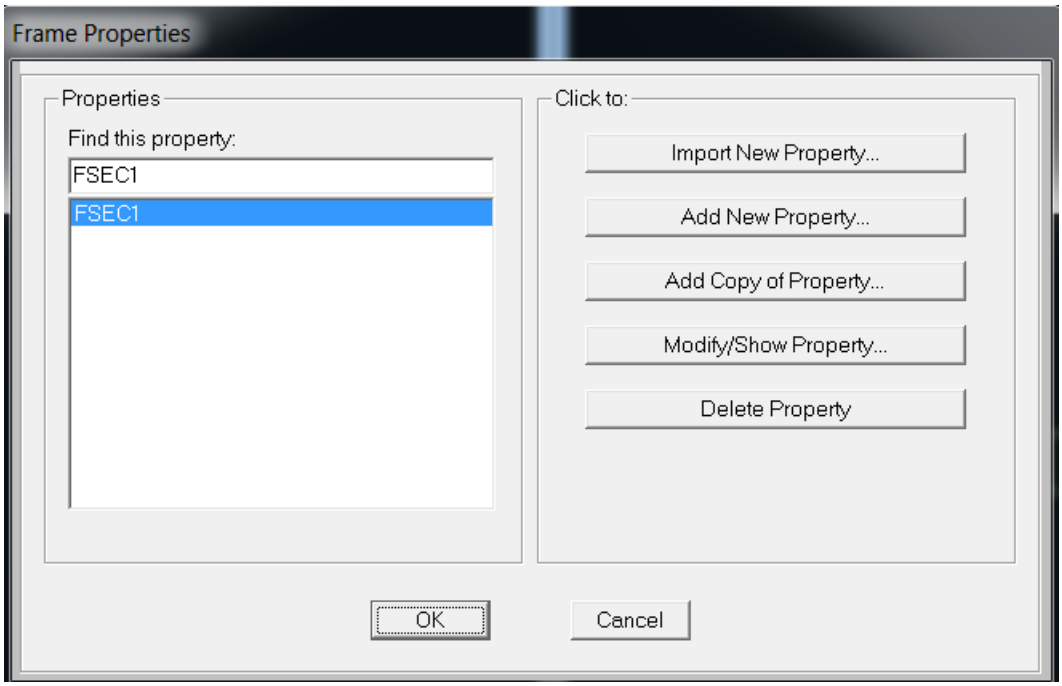
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

10. Asignar un perfil a nuestro larguero

“Assign” - - -> “FrameSections”

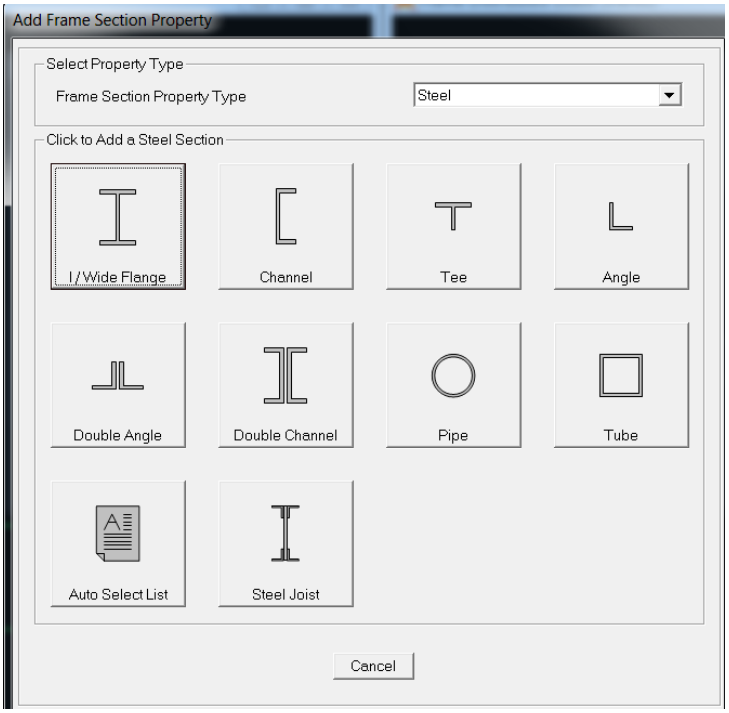


“Add New Property”



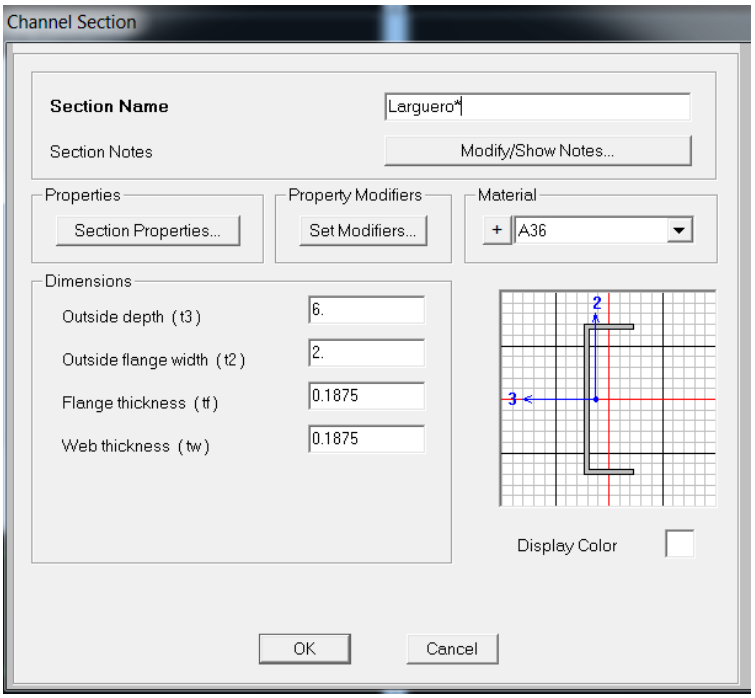
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Seleccionar “Channel”

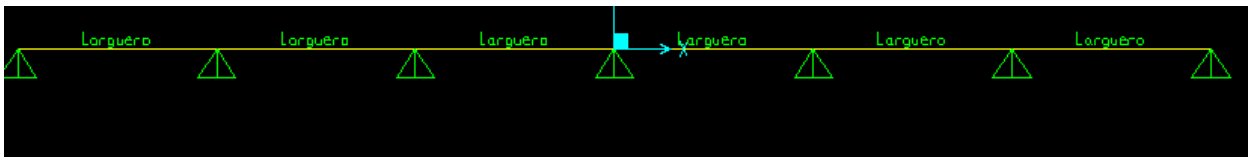


Se introducen los siguientes valores para el larguero 6X2X3/16” - - -> OK
Nota: Las unidades deben cambiarse a pulgadas y el material es A36 en nuestro caso

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



A continuación el programa muestra el perfil asignado

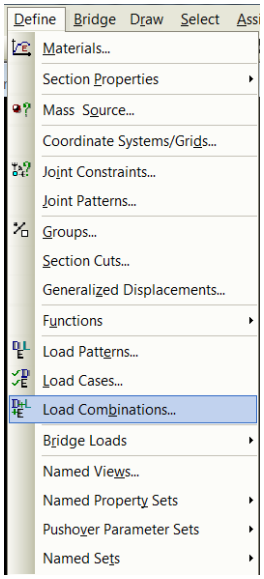


Diseño del larguero y revisión de criterios del RNC-07 con SAP2000.

Una vez que se ha modelado el larguero, asignado las cargas de diseño y seleccionado un perfil, se procede al diseño del mismo. En este caso lo primero que se debe hacer es determinar las combinaciones de carga mediante las cuales se revisará el perfil.

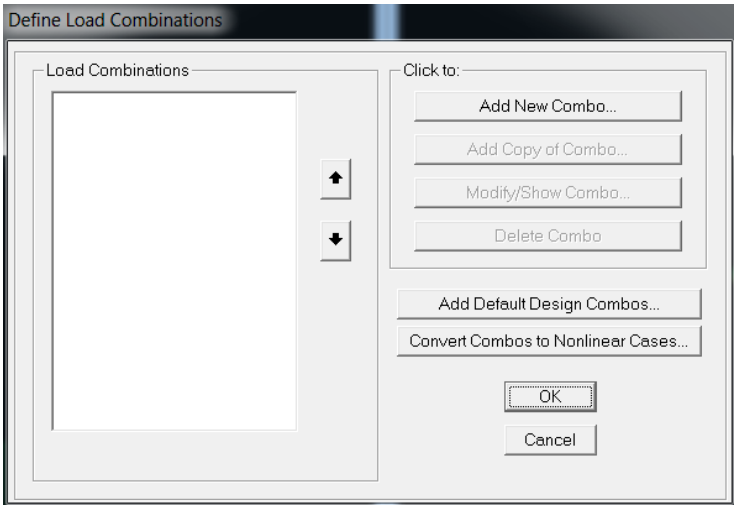
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

11. Definir combinaciones de carga

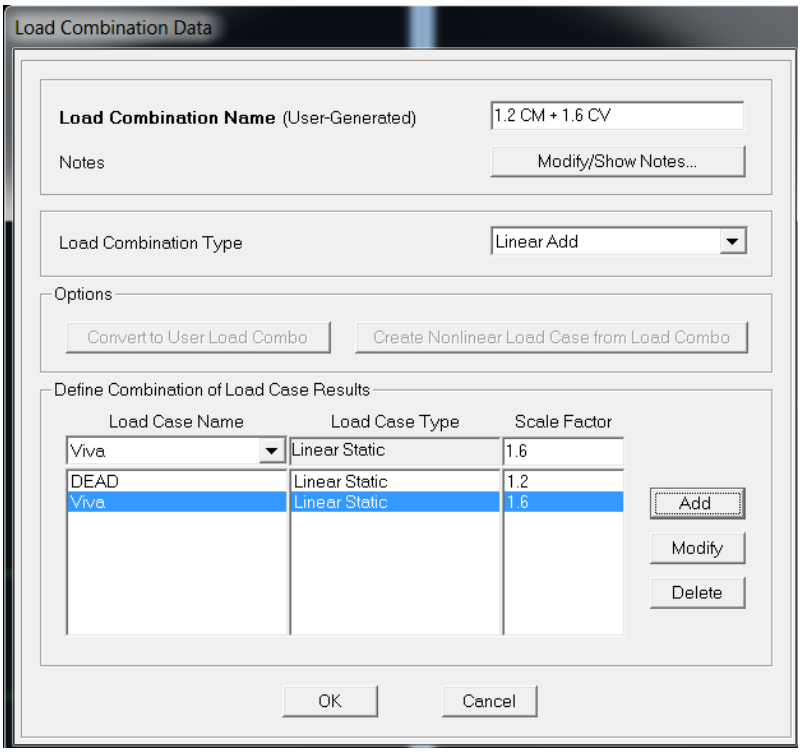


Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

“Add New Combo…”

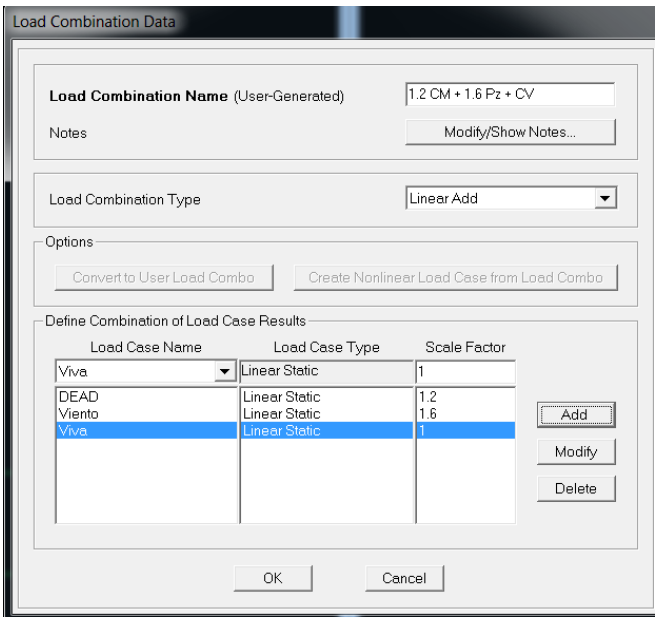


Definir la primera combinación de carga como “1.2 CM + 1.6 CV” a como se muestra en la figura.



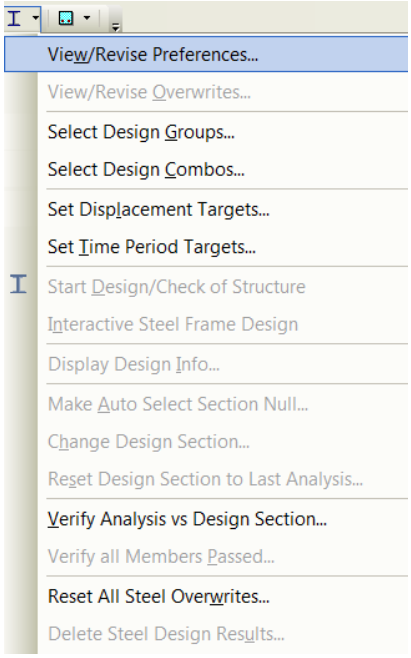
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Definir la segunda combinación de carga como “1.2 CM + 1.6 Pz + CV” a como se muestra en la figura.



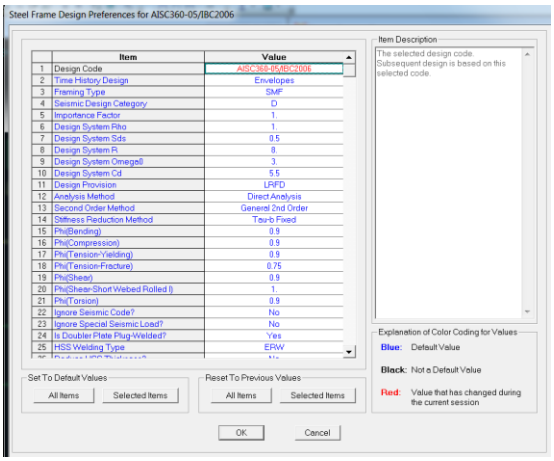
12. Seleccionar código de diseño

“View/Revise Preferences…”



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Se selecciona “AISC360-05/IBC2006” ya que es el código de AISC mas actualizado del SAP2000.



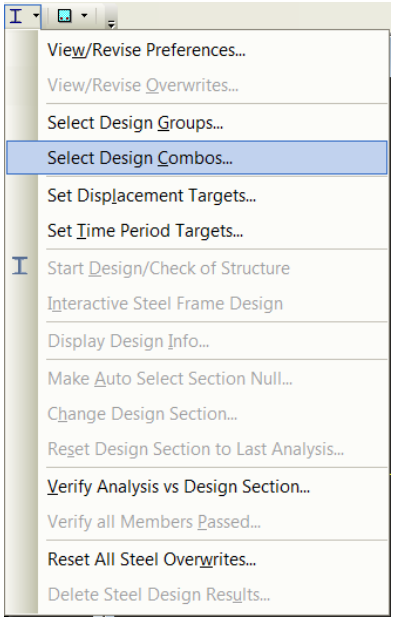
13. Seleccionar las combinaciones de carga y correr el diseño

El sap ofrece varias opciones, se puede seleccionar todas las combinaciones de carga que se deseen y el programa mostrará el resultado de la combinación más crítica, en este caso se mostrarán los resultados para la combinación de caga “1.2 CM + 1.6 CV” y la combinación de carga “1.2 CM + 16 Pz + CV” (Considerada la más crítica para el larguero)

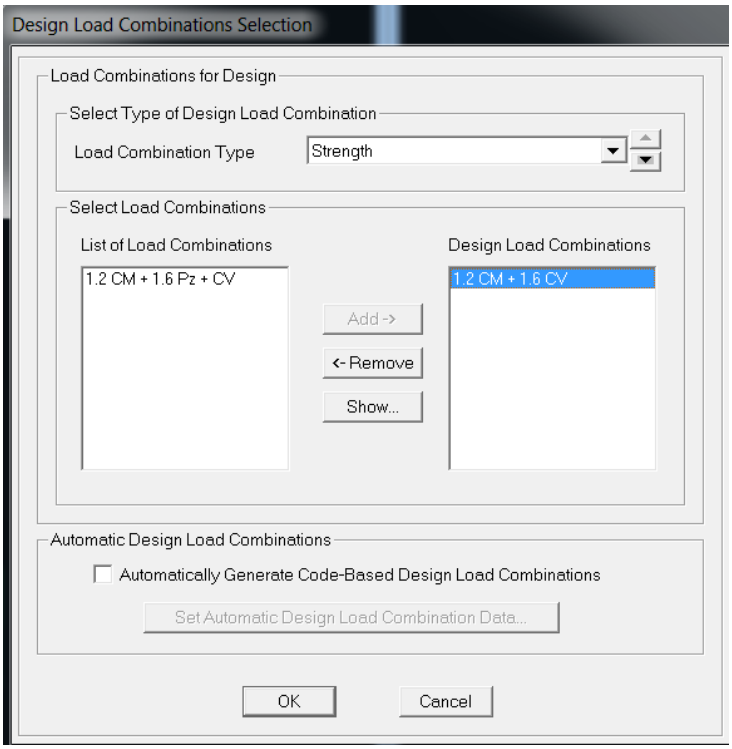
Nota: Antes de correr el diseño, se debe ejecutar el comando “run”

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Selecciona combinaciones de carga en “Select Design Combos…”

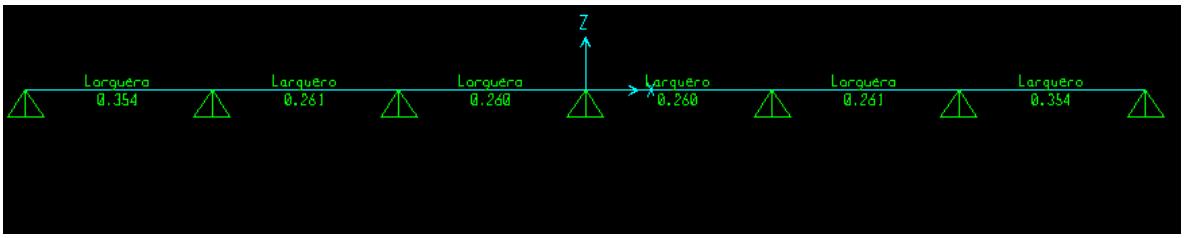


Se deselecciona “AutomaticDesign Load Combinations” puesto que esto agrega códigos de diseño automáticos del programa, y se selecciona la primera combinación de carga.

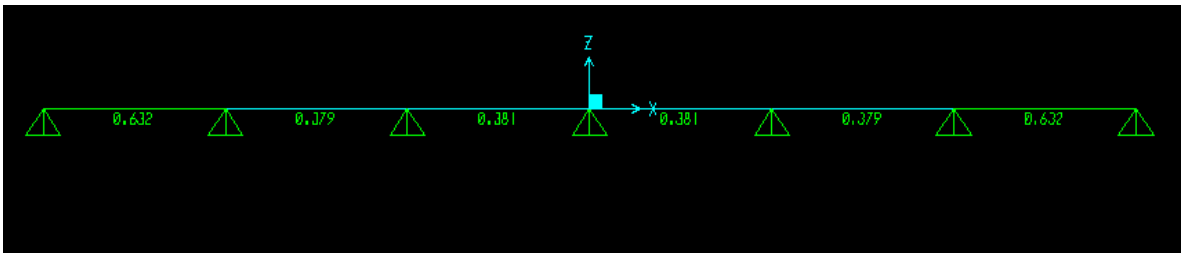


Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Resultados de combinación de carga “1.2 CM + 1.6 CV”



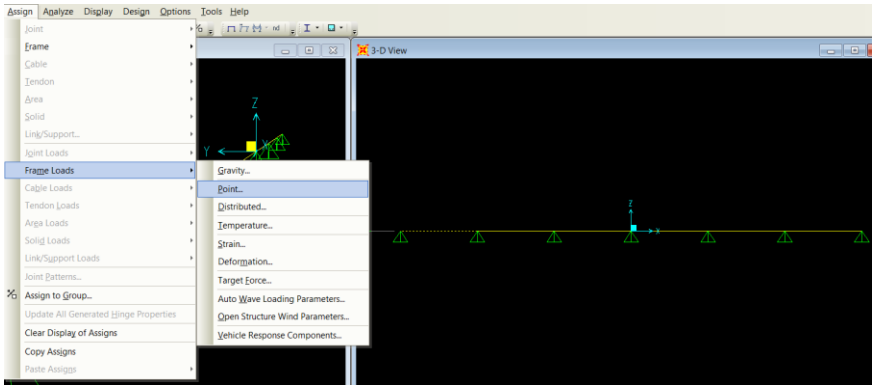
Resultados de combinación de carga “1.2 CM + 1.6 PZ + CV”



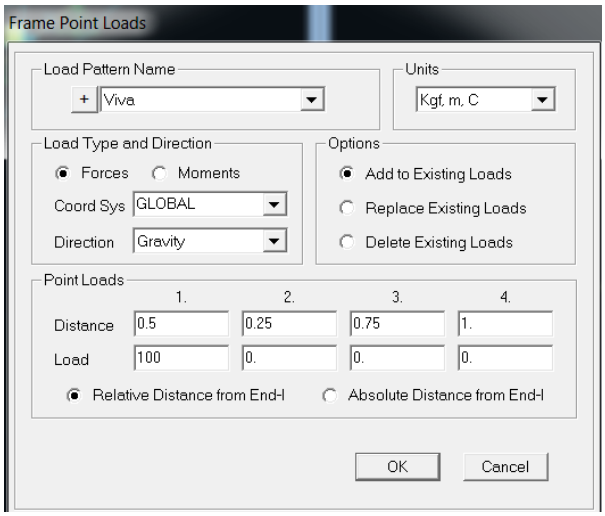
Como puede observarse, la combinación de carga de viento resulta ser la combinación crítica para el larguero, se selecciona este perfil que cuya capacidad de carga está al 63.2%, sin embargo a continuación se ensayan los 100 kg al centro del tramo del claro crítico (el del extremo).

“Assign” - - -> “FrameLoads” - - -> “Point…”

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

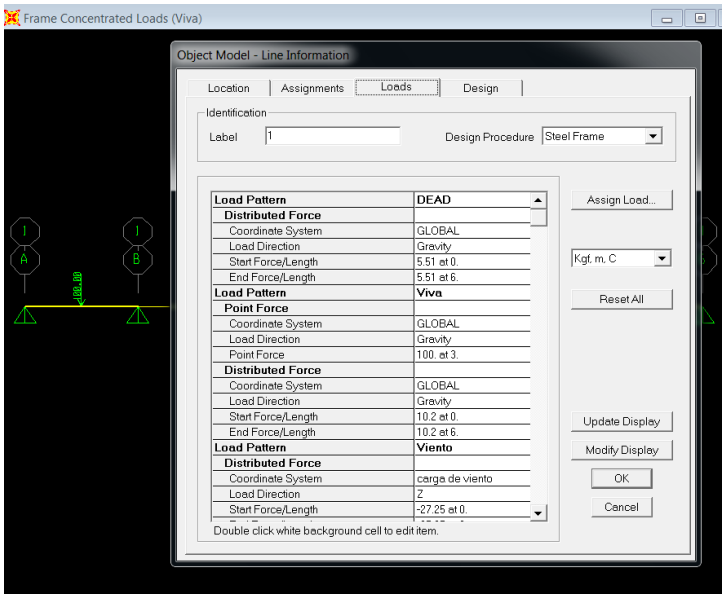


Se escoge el patron de carga “LIVE” y “Add to Existing Loads” a como se muestra en la figura



Si se hace click derecho sobre el miembro anterior se observará que se ha agregado en este tramo una carga puntual de 100 Kg al centro del claro.

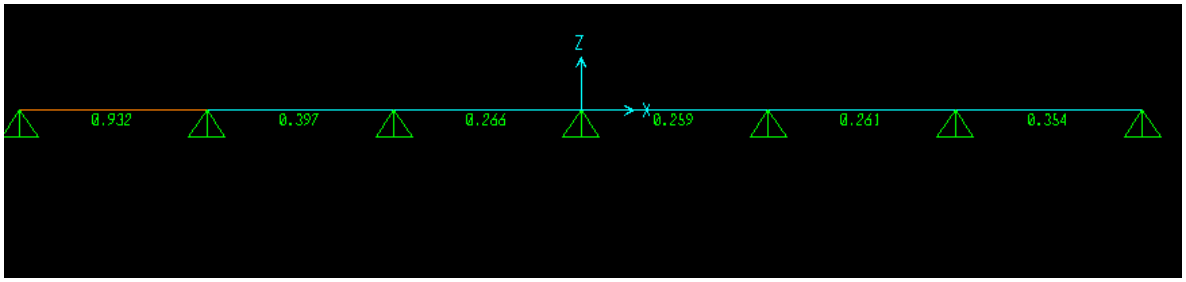
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia



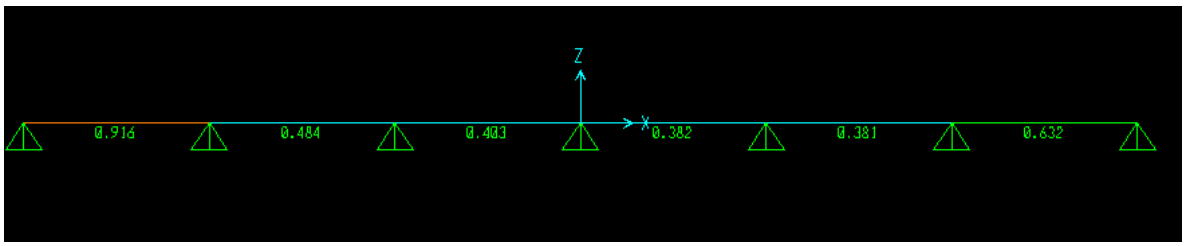
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

14. Al igual que se hizo anteriormente se corre el modelo por ambas combinaciones de carga

Resultados de combinación de carga “1.2 CM + 1.6 CV”



Resultados de combinación de carga “1.2 CM + 1.6 PZ + CV”



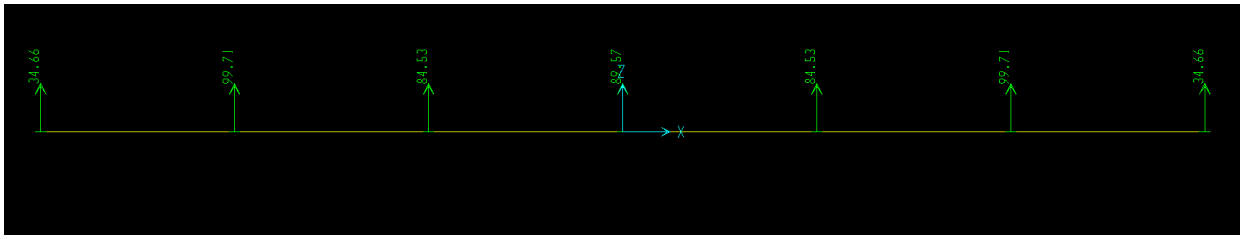
Como puede observarse, la carga de 100 Kg extra de caga viva hace que la combinación crítica sea la de 1.2 CM + 1.6 CV sea más crítica. Dicha carga de 100kg es incidental, por lo tanto sería incorrecto ubicarla como una carga permanente, ya que el programa SAP2000 la adicionaría al cálculo de las reacciones que posteriormente serán ubicadas sobre las verticales de las cerchas del edificio.

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

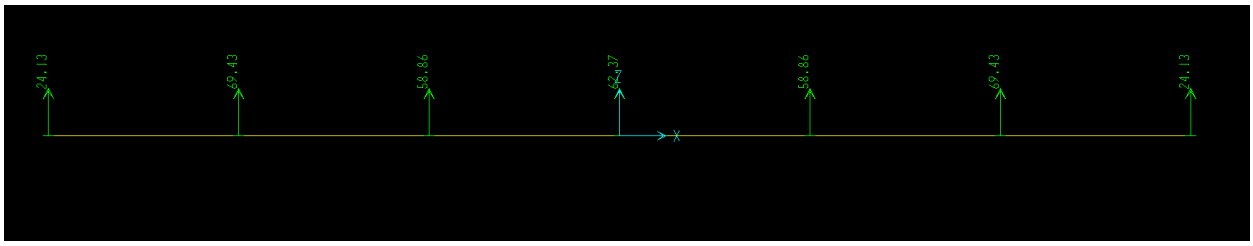
15. Reacciones por carga muerta, viva y viento

El objetivo principal de modelar y diseñar el larguero de techo es obtener las reacciones debido a la carga muerta, carga viva y carga de viento de manera independiente. De esta forma, se podrán ubicar de la misma manera sobe las verticales de las cerchas y en la corrida del edificio podrán ser mayoradas por las correspondientes combinaciones de carga según el reglamento de la construcción (RNC-07). A continuación las reacciones obtenidas.

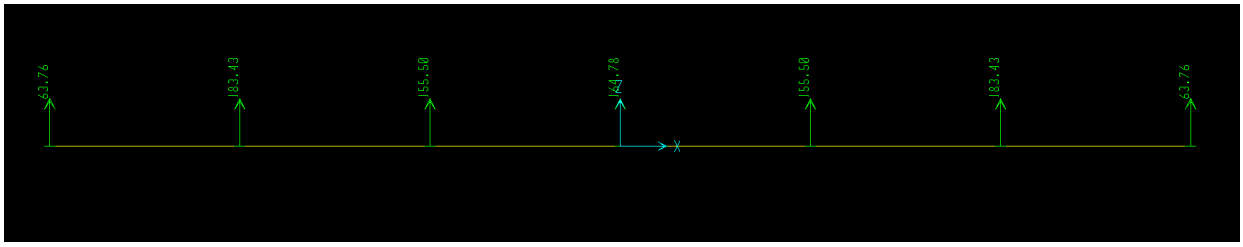
Carga Muerta



Carga Viva



Carga de viento



Nota importante: De este punto en adelante se mostrará solamente el modelado de los elementos estructurales más importantes del SAP2000, el diseño consiste en proponer y posteriormente revisar los perfiles estructurales, lo cual es cubierto en el capítulo IV.

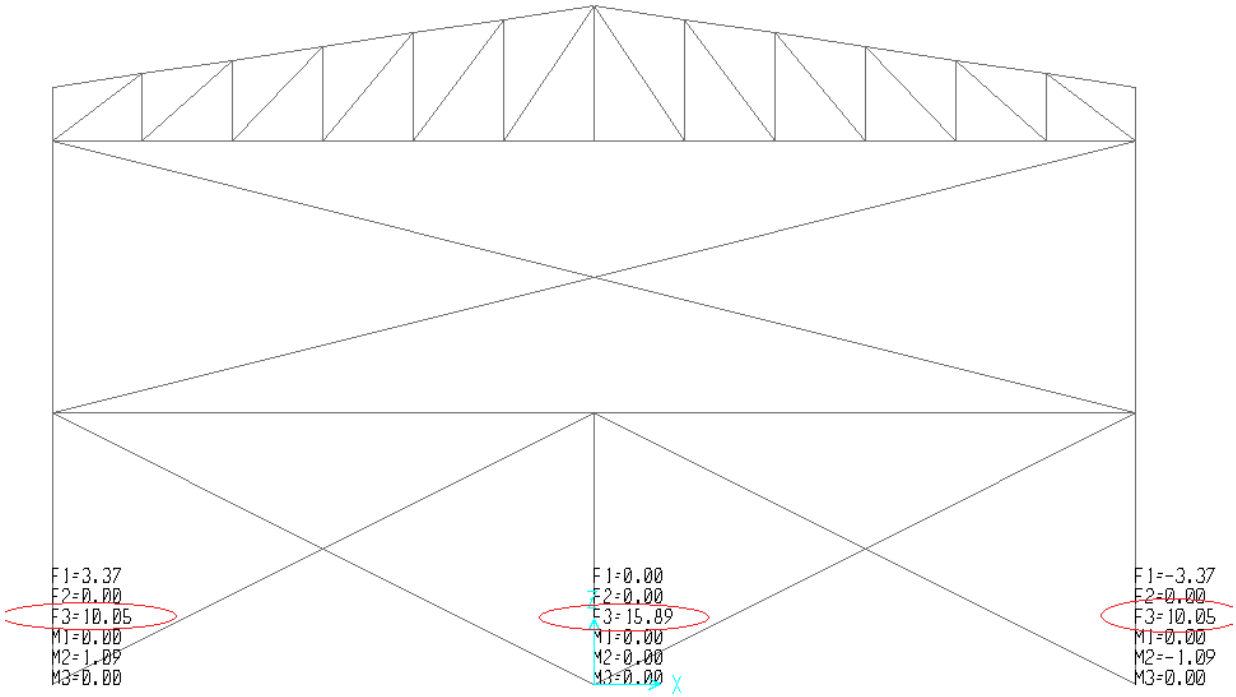
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Anexo 2. Comparación del Peso de los Edificios

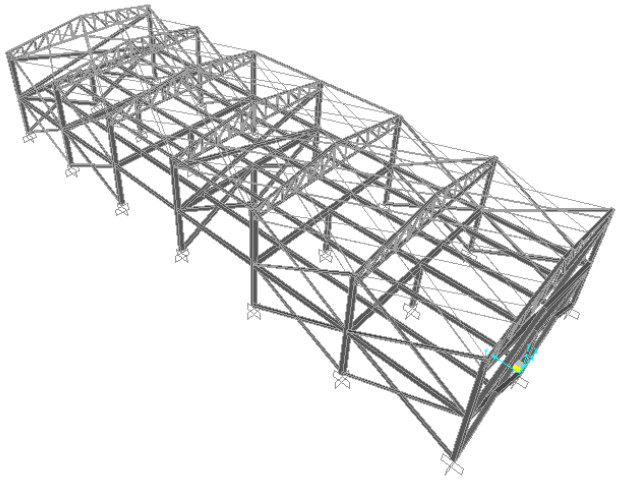
Para obtener el peso muerto de los edificios, se realizaron los siguientes pasos en el programa SAP2000:

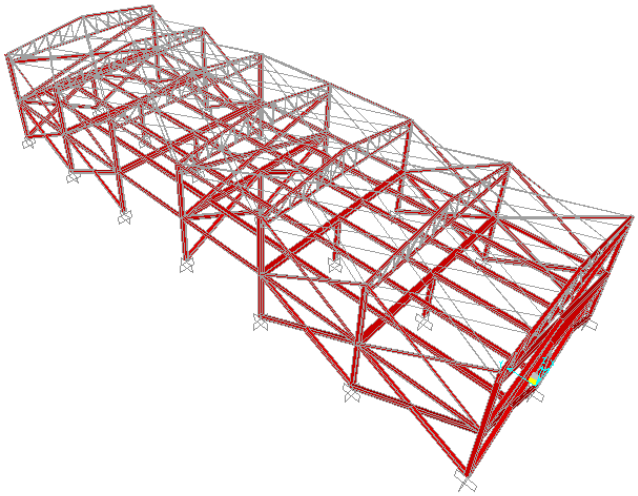
1. Una vez terminado el diseño de cada edificio, se definió una combinación de carga que tomara en cuenta el peso muerto del edificio.
2. Se corrió cada edificio para esta combinación de carga.
3. Se sumaron las cargas axiales en la dirección Z para cada edificio.

Ejemplo del resultado en SAP2000 para un marco del edificio diseñado con AISI-S100-2007 (Unidades Ton y Ton.m)



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Resultados del Edificio de acero A-500 grado A	
	
Peso total (Ton)	191.06

Resultados del Edificio de acero A-36	
	
Peso total (Ton)	189.38

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Anexo 3. Consulta Realizada Sobre Diseño de Conexiones Para Acero A-500 Grado A:

23 de enero de 2013

Tengo una duda con respecto a la norma ANSI /AISC360-10, este mensaje es un poco largo por lo que agradecería si usted toma un poco de su tiempo para revisar este caso. Estoy usandoA-500 grado A (Fy =38,972ksiy Fu=44,972ksi), con el fin de diseñar las uniones soldadas de un edificio de acero conformado en frío. El código de diseño AISIS100-2007 establece en su capítulo E para las conexiones:

"E2 conexiones soldadas

Los siguientes criterios de diseño se aplican a las conexiones soldadas utilizadas para los miembros de acero conformado en frío estructural en los cuales el espesor de la parte más delgada conectada es 3/16 pulgadas (4,76mm) o menos. Para el diseño de las uniones soldadas en el que el espesor de la parte más delgada conectada es superior a3/16 pulgadas (4,76mm), consulte las especificaciones o normas estipuladas en la Sección E2 a correspondiente del apéndice A o B. "

La sección E2a del Apéndice A (aplicable a U.S.A) dice:

"Conexiones soldadas

Las conexiones soldadas en la que el espesor de la parte más delgada conectada es mayor que 3/16 pulgadas (4,76mm) se hará de conformidad con ANSI/AISC-360"

El problema es que actualmente estamos usando cajas rectangulares de A-500 grado A para vigas y columnas. Según el capítulo "K" del código ANSI /AISC360-10, las tablas y los métodos mostrados no aplican a materiales con Fy/Fu superior a 0,8 y como usted puede saber ya, para A-500 grado A Fy/Fu=0,867, por lo tanto, la Sección K no aplica para nuestras secciones.

Mi pregunta es: ¿Puedo utilizar la sección "J" para diseñar estas soldaduras?, Si no es así, por favor proporcione una recomendación.

¡Gracias!

Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Respuesta a la consulta sobre diseño de conexiones para acero A-500 grado A:

26 de enero de 2013

Alejandro,

Sí, el capítulo J se puede utilizar para diseñar soldaduras de A500 Grado A. La especificación completa del acero A500 (es decir, todos los grados) se muestra como un material aprobado en la especificación AISC, sección A3.1a. Tiene razón en que puede haber algunas partes de la especificación AISC, como el Capítulo K, que tendrán más limitaciones sobre los materiales.

La única precaución será que los estados límites en el Capítulo K cuentan para distribuciones de tensiones desiguales debido a la flexibilidad de la pared del perfil HSS, donde las disposiciones J2 no lo hacen. Usted tendrá que usar su juicio para decidir si las disposiciones J2 pueden aplicarse directamente a las conexiones.

Por favor, hágame saber si usted tiene alguna pregunta adicional.

- Heath

Heath Mitchell, S. E.,
Director de AsistenciaTécnica
Instituto Americano de Construcción en Acero
866.ASK.AISC

Anexo 4. Propiedades del Sistema de Entrepiso (Proporcionado por la Empresa FerroMax)

PERFIL 75

SOBRECARGA PERMISIBLE (Kg/m²)

Calibre	Long. metros	ESPESOR DE CONCRETO (cm) 5	6	8	10	12
24	1.8	1675	1999	2840	3680	4436
	2.0	1317	1575	2247	3136	3954
	2.2	1051	1661	1810	2536	3444
	2.4	850	1022	1476	2079	2835
	2.6	695	837	1216	1723	2360
	2.8	570	689	1010	1441	1984
	3.0	469	570	844	1214	1680
	3.2	387	474	708	1028	1433
	3.4	319	393	596	873	1227
	3.6	263	326	502	744	1054
	3.8	214	269	422	634	908
	4.0	173	220	354	542	**784**
	4.2	0	178	296	**461**	**677**
	4.4	0	0	**245**	**393**	**585**
	4.6	0	0	**201**	**332**	**504**
	4.8	0	0	**0**	**278**	**433**
	5.0	0	0	**0**	**231**	**370**
22	1.8	1793	2171	2929	3688	4444
	2.0	1592	1930	2608	3285	3962
	2.2	1427	1728	2344	2956	3568
	2.4	1198	1414	1932	2624	3238
	2.6	990	1170	1605	2187	2899
	2.8	825	977	1345	1841	2448
	3.0	691	821	1135	1562	2084
	3.2	582	693	964	1332	1784
	3.4	491	587	822	1143	1541
	3.6	415	498	703	985	1333
	3.8	351	423	603	850	1159
	4.0	296	359	517	736	1010
	4.2	249	304	442	637	881
	4.4	208	256	378	552	770
	4.6	172	214	322	476	673
	4.8	0	178	273	411	**588**
	5.0	0	0	229	**353**	**513**
20	1.8	1793	2171	2929	3688	4444
	2.0	1592	1930	2608	3285	3962
	2.2	1427	1733	2344	2956	3588
	2.4	1290	1569	2125	2683	3238
	2.6	1178	1390	1880	2450	2960
	2.8	998	1166	1582	2110	2722
	3.0	842	985	1341	1796	2360
	3.2	714	837	1145	1539	2029
	3.4	608	715	982	1325	1755
	3.6	520	612	846	1146	1525
	3.8	444	526	730	995	1330
	4.0	380	450	632	866	1164
	4.2	325	387	547	755	1021
	4.4	277	331	472	659	897
	4.6	235	283	408	575	789
	4.8	199	241	352	502	694
	5.0	166	203	302	436	610
18	1.8	1793	2171	2929	3688	4444
	2.0	1592	1930	2608	3285	3962
	2.2	1427	1733	2344	2956	3568
	2.4	1290	1569	2125	2683	3238
	2.6	1178	1429	1940	2450	2960
	2.8	1075	1310	1781	2251	2722
	3.0	989	1206	1643	2079	2516
	3.2	913	1114	1470	1925	2334
	3.4	831	959	1270	1667	2161
	3.6	703	830	1102	1450	1887
	3.8	598	720	960	1268	1655
	4.0	513	627	838	1112	1458
	4.2	442	545	734	978	1286
	4.4	385	473	643	862	1138
	4.6	337	414	564	760	1009
	4.8	296	361	494	671	896
	5.0	262	314	433	593	796

Un apuntalamiento temporal al centro
Dos apuntalamientos temporales igualmente espaciados de acuerdo a norma SDI

PROPIEDADES DE LA SECCION DE ACERO POR ML.

Calibre	Peso/Area (kg/m²)	Ixc cm⁴/m	Sx (Sup) cm³/m	Sx (Inf) cm³/m
22	8.66	98.37	25.20	26.70
20	10.33	119.19	30.54	32.07
18	13.62	157.83	40.43	42.46

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA PARA UN METRO DE ANCHO

Calibre	ESPESOR DE CONCRETO cm	PESO kg/m²	Esfuerzo Cortante Kg	Ixc cm⁴	Sxc (Sup) cm³	Sxc (Inf) cm³
22	5	221	1809	560	135	65
	6	234	2170	695	153	76
	8	280	2894	1052	194	103
	10	326	3618	1547	244	137
	12	372	4340	2210	304	178
20	5	213	1809	637	146	76
	6	236	2170	787	165	88
	8	282	2894	1176	208	118
	10	328	3618	1707	261	154
	12	374	4340	2411	323	198
18	5	217	1809	772	162	97
	6	240	2170	949	183	112
	8	286	2894	1397	232	145
	10	332	3618	1998	288	186
	12	378	4340	2782	354	236

SIMBOLOGIA

Ix	: Momento de inercia de la sección de acero.
Sx (Sup)	: Módulo de sección de la sección de acero para la fibra superior
Sx (Inf)	: Módulo de sección de la sección de acero para la fibra inferior
Ixc	: Momento de inercia de la sección compuesta
Sxc (Sup)	: Módulo de sección de la sección compuesta para la fibra superior de la losa
Sxc (Inf)	: Módulo de sección de la sección compuesta para la fibra inferior de la losa

Sólo en FERROMÁX #1 en Hierro y Techos

GUATEMALA

AGUILAR BATRES
Tels.: (502) 2479-1100, 2479-1198

ATLÁNTICO
Tels.: (502) 2258-2303, 2255-6361

MAZATENANGO
Tels.: (502) 7867-9094 7867-9095, 7867-9096, 7867-9097, 7867-9098

HONDURAS

COMAYAGUELA LOARQUE
Colonia Loarque, Salida Carretera al Sur Frente a bodegas El Heraldo.
Tels.: 226-7566, 226-9960, 226-9984

COMAYAGUELA EL CARRIZAL # 1
Calle El Carrizal #1 costado al Norte de Aserradero Sansoni.
Tels.: 223-2125, 223-5225

COMAYAGUA
Carretera Norte que de Comayagua conduce a Tegucigalpa, Las Cañas, desvio a la UNAH
Tels.: 772-8466, 772-9326

CHOLUTECA
Col. Brasil, Carretera Panamericana, salida a San Marcos de Colón, contiguo a Repuestos Suyapa.
Tels.: 780-551, 780-3765

EL PROGRESO
Barrio Subirana, Callejón del Comercio 3 calle N.O una cuadra abajo del parque central Ramón Rosa.
tel.: 647-9033, 647-9196, 648-1072
fax: 648-1616

LA CEIBA
Carretera La Ceiba-Tela, entrada a Col. Danto, Frente al Ceibón Tels.: 4421-5767 442-5768 Fax: 442-5769, 442-5770

SAN PEDRO SULA, AVENIDA JUNIOR
Barrio Guadalupe 3 y 4 Av., Prolongación de la Av. Junior, 20 Calle Noreste, San Pedro Sula, Cortés.
Tels: 552-1912, 552-1920, 552-1976, 552-1980 552-2014, 552-2053, 551-2054 Fax: 552-1910

SAN PEDRO SULA, BARRIO BARANDILLAS
7ª Calle entre 4ª y 5ª Av. Noreste, Barrio Barandillas, San Pedro Sula.
Tel.: 553-5851, 5557-1830

SAN PEDRO SULA, ESTADIO OLÍMPICO
33 Calle, 13 Av. Col Montefresco Este, frente a La Corte Suprema de Justicia, San Pedro Sula.
Tel.: 554-7753, 554-7767, 554-7772

SAN PEDRO SULA, SATÉLITE
Carretera salida a Lima, frente a Col. Satélite, 1ª etapa.
Tel.: 559-0667, 559-066.9

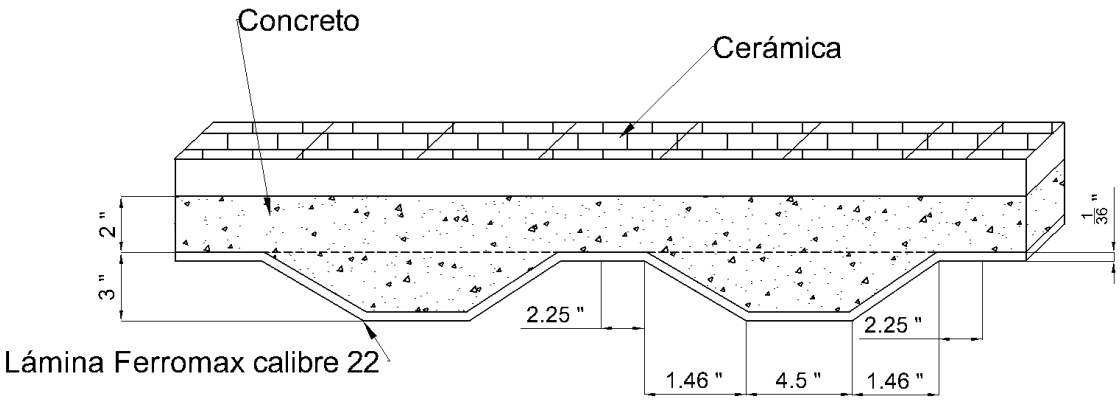
TEGUCIGALPA
Al Norte de la Basílica de Suyapa, tres cuadras abajo del Coliseo Nacional de Ingenieros, sobre anillo periférico.
Tel.: 235-9806, 235-9807

NICARAGUA

MANAGUA, NICARAGUA
Tels.: (505) 279-0967, 279-0968, 279-0969, 279-0970, 279-0971
Fax: 279-0972

MAYO-09

Se realizó una revisión adicional, para asegurar que la lámina troquelada soporta el concreto.



Propiedades de la sección de acero por ML				
Calibre	**Peso/Area (Kg/m^2)**	**Ixc (cm^4/m)**	**Sx Superior(cm^3/m)**	**Sx Inferior (cm^3/m)**
22	8.66	98.37	25.2	26.7

<u>Cálculo de cargas que actúan sobre la lámina:</u>

- Cálculo del peso de concreto

Peso del "topping" de concreto = 2400 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ x 2 in x $\frac{2.54\text{ cm}}{1\text{ in}}$ x $\frac{1\text{ m}}{100\text{ cm}}$

$$= \mathbf{121.92}\ \frac{\mathbf{kg}}{\mathbf{m^2}}$$

Peso del concreto en el troquel = 2400 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ x $\frac{3\text{ in}}{2}$ x $\frac{2.54\text{ cm}}{1\text{ in}}$ x $\frac{1\text{ m}}{100\text{ cm}}$

$$= \mathbf{91.44}\ \frac{\mathbf{kg}}{\mathbf{m^2}}$$

Peso total del concreto **= 213.36** $\frac{\mathbf{kg}}{\mathbf{m^2}}$

- Particiones livianas = 100 kg/m^2

- Peso de la cerámica (incluyendo mortero) = 55 kg/m^2

<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

- Carga viva de entrepiso

Según el artículo No. 10 del RNC-07, la carga viva será igual a 650 kg/m^2 (Bodega pesada)

$$\mathrm{CM} + \mathrm{CV} + \text{Peso prop.} = 213.36\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} + 100\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} + 650\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} + 8.66\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2} + 55\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2}$$

$$\mathrm{CM} + \mathrm{CV} + \text{Peso prop.} = 1027.02\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2}$$

<u>Considerando la lámina como simplemente apoyada</u>

- Cálculo del momento

La longitud de apoyo es de 1.8 m (distancia entre viguetas considerando centro a centro).

$$\mathrm{M} = \frac{\mathrm{WL}^2}{8} = \frac{1027.02\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{m}^2}\ \mathrm{x}\ (1.8\ \mathrm{m})^2}{8} = 415.94\ \frac{\mathrm{kg-m}}{\mathrm{m}}$$

- Cálculo de fluencia requerida

$$\mathrm{F_y} = \frac{\mathrm{M}}{\mathrm{Sx}} = \frac{415.94\ \frac{\mathrm{kg-m}}{\mathrm{m}}}{25.2\ \frac{\mathrm{cm}^3}{\mathrm{m}}} = 16.506\ \frac{\mathrm{kg-m}}{\mathrm{cm}^3}\ \mathrm{x}\ \frac{1\ \mathrm{cm}}{0.01\ \mathrm{m}} = 1650.6\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2}$$

- Revisión

Se multiplica el esfuerzo de fluencia del acero A-653 por 0.6, para considerar procesos adicionales a la fabricación original.

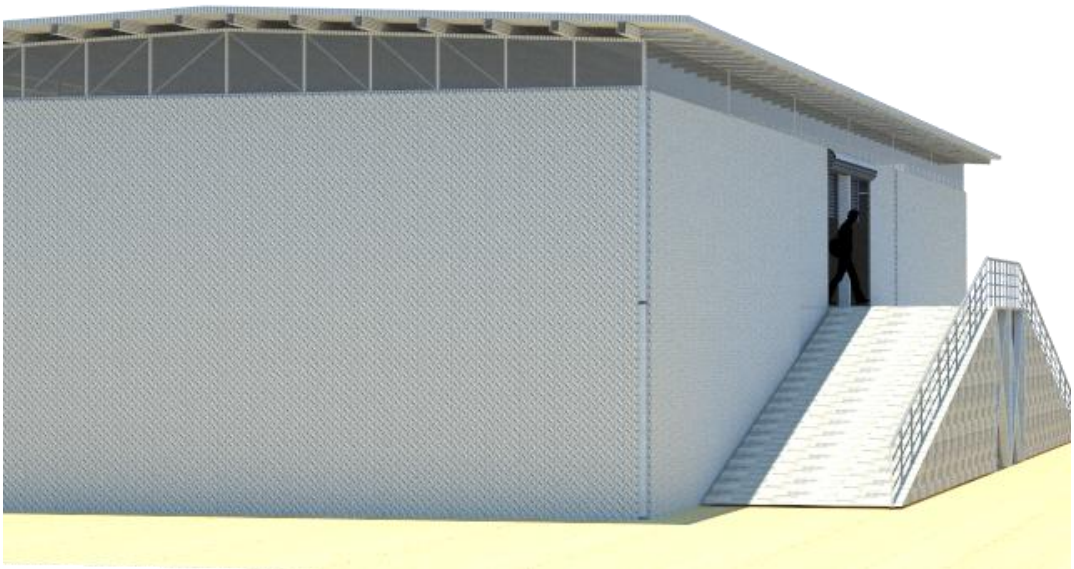
$$3569.01\frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2}\ x\ 0.60 = 2141.406\ \frac{\mathrm{kg}}{\mathrm{cm}^2}$$

$$\mathbf{2141.406\ \frac{kg}{cm^2} > 1650.6\ \frac{kg}{cm^2}, \text{por lo tanto, la lámina troquelada cumple.}}$$

<u>Elaborado por:</u>
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

Anexo 5. Perspectivas Arquitectónicas del Edificio Para Bodegas

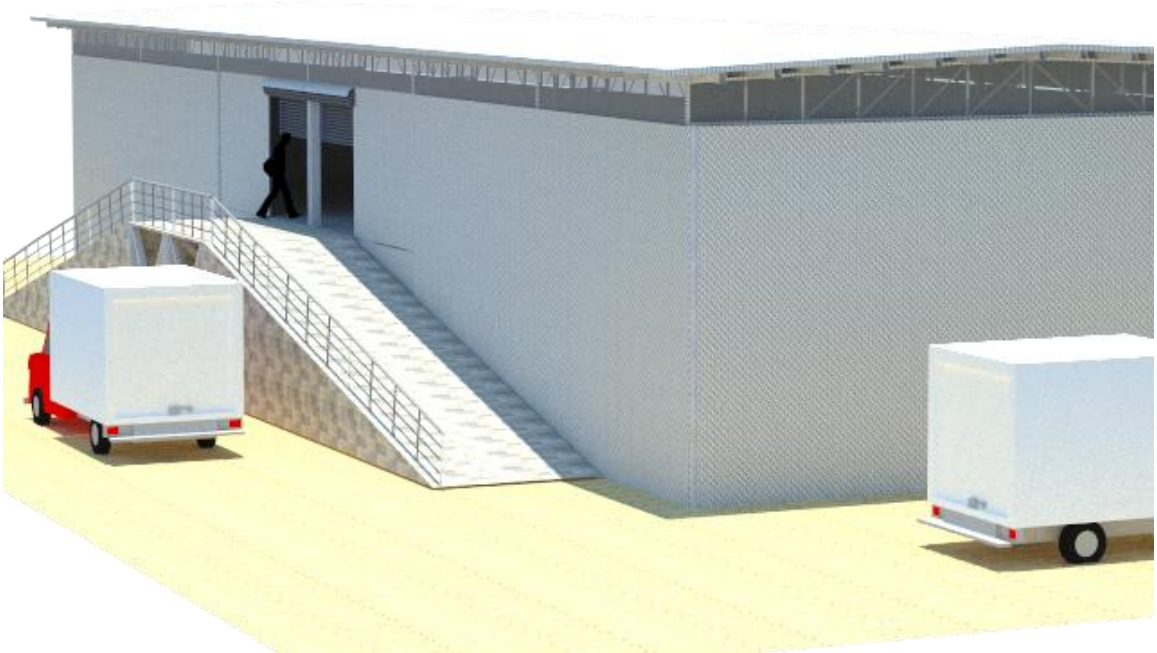
VISTA 1



VISTA 2

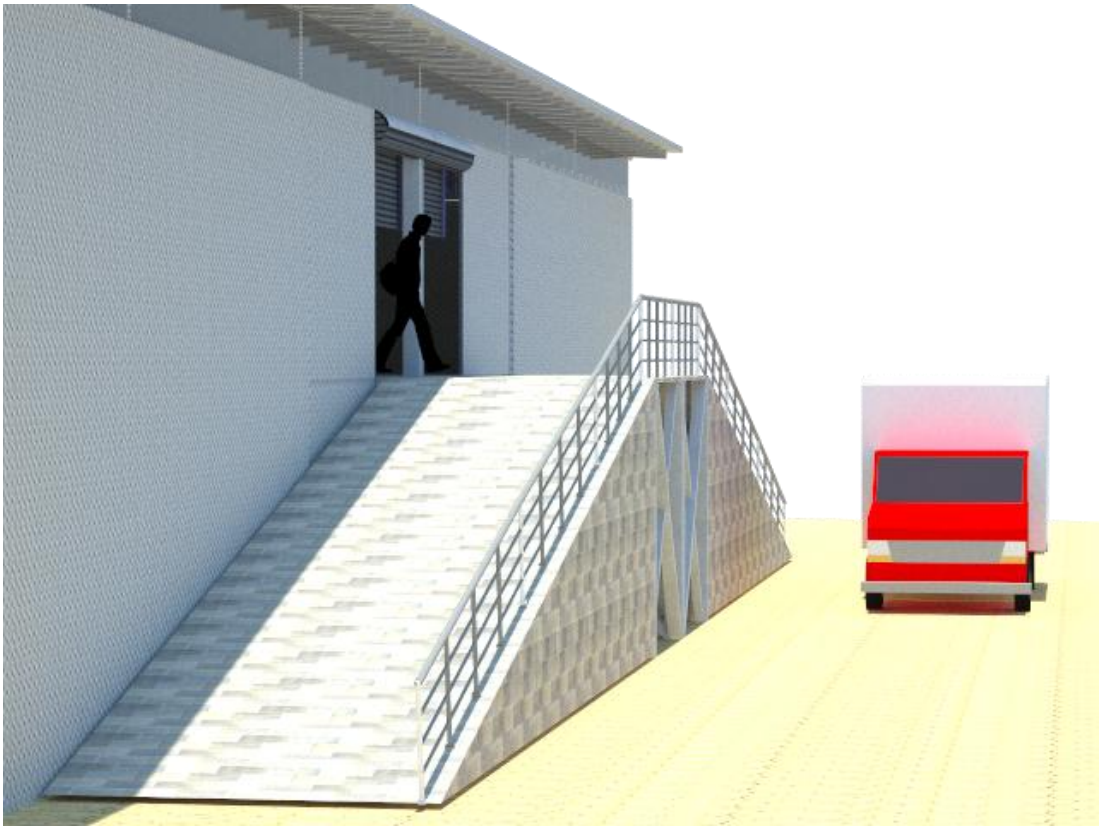
Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

VISTA 3



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia

VISTA 4



Elaborado por:
Br. Alejandro Marín Fernández
Br. Gabriel Leiva Herdocia