UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIÓN

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

MONOGRAFÍA

TEMA:

‘‘COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ANTISÍSMICO DE UNA NAVE INDUSTRIAL CON UNIONES EMPERNADAS VS UNIONES SOLDADAS, COMPARACIÓN DE COSTO’’

PRESENTADO POR:

Br. Martín Gregorio López Somoza.

Br. José Dolores Blandino Artola.

TUTOR:

Ing. Msc. Sergio Obregón.

PARA OPTAR AL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

VIERNES 29 DE MAYO DEL 2020

MANAGUA, NICARAGUA

DEDICATORIA

La presente monografía la dedicamos en primer lugar a Dios, por brindarnos la vida y la determinación para poder culminar este trabajo monográfico con perseverancia en medio de tantas dificultades y retos que nos ha presentado la vida.

A nuestros padres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años. Gracias a ustedes hemos logrado llegar hasta aquí y convertirnos en lo que somos. Es un un orgullo y un privilegio ser sus hijos, son nuestros mayores motivadores y esto va por ustedes.

A todas las personas que nos han brindado su tiempo y apoyo a lo largo de nuestra carrera como estudiantes, en especial a nuestro tutor. MSC. ING. Sergio Obregon Aguilar por guiarnos en la elaboración de esta investigación y siempre darnos las bases desde donde desarrollar el contenido adecuado para elaborar este trabajo monográfico con la calidad que se espera.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Dios por bendecirnos la vida, por guiarnos a lo largo de nuestra existencia, ser el apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y de debilidad.

Gracias a nuestros padres: José y Gioconda, Martin y Nubia, por ser los principales promotores de nuestros sueños, por confiar y creer en nuestras expectativas, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.

Agradecemos a nuestros docentes de la facultad de tegnologia de la construcción de la Universidad Nacional de Ingenieria, por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de nuestra profesión, de manera especial, al master Sergio Obregon Aguilar tutor de nuestra tesis quien ha guiado con su paciencia, y su rectitud como docente.

ÍNDICE

1 GENERALIDADES 7
1.1 Introducción 7
1.2 Objetivos 11
1.2.1 Objetivo general 11
1.2.2 Objetivos específicos 11
1.3 Antecedentes 12
1.3.1 Las Estructuras Metálicas en la Construcción 12
1.3.2 Las Naves Industriales 13
1.4 Justificación 20
2 MARCO TEORICO. 21
2.1 Conceptos Básicos 21
2.1.1 Tipos de solicitaciones 21
2.2 Consideraciones de Diseño 24
2.2.1 Placa Base con momento 24
2.2.2 Conexiones Empernadas 38
2.2.3 Conexiones Soldadas 53
2.2.4 Clavador 66
3 DESARROLLO 68
3.1 Análisis estructural 68
3.1.1 Cargas Gravitacionales 68
3.1.2 Análisis Sísmico 69
3.1.3 Cargas de viento 71
3.1.4 Distribución de carga en modelo 3D 74
3.1.5 Resultados de momentos 79
4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 86
4.1 Diseño de Columnas 86
4.1.1 Columna CM-1 86
4.1.2 Columna CM-2 88
4.2 Diseño de Vigas y arriostre 90
4.2.1 Viga VM-1 90
4.2.2 Viga VM-2 92
4.2.3 Arriostre L-1 94
4.3 Diseño de clavador 96

4.4 Diseño de Placa Base con momento 100
4.4.1 Placa base de columna CM-1 100
4.4.2 Placa base de columna CM-2 103
4.5 Diseño de uniones 106
4.5.1 Uniones empernadas. 106
4.5.2 Uniones soldadas. 147
4.6 Revisión de desplazamientos 173
5 ANALISIS COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA DE LAS UNIONES SOLDADAS VS EMPERNADAS 176
5.1 Rotacion de los elementos de conexión y su comportamiento antisísmico 176
5.2 Comparación de capacidad de soporte según el tipo de conexión empernada vs soldada ante el comportamiento sísmico. 178
5.2.1 Empernada vs soldada CM-1 con VM-1 178
5.2.2 Empernada vs soldada VM-1 con W21x55 179
5.2.3 Empernada vs soldada W21x55 con W10x17 180
6 ANALISIS ECONOMICO DE LAS CONEXIONES EMPERNADAS VS CONEXIONES SOLDADAS. 181
6.1 Analisis de mano de obra 181
6.1.1 Mano de obra – estructura empernada 182
6.1.2 Mano de obra – estructura soldada 182
6.2 Fichas unitarias 183
6.2.1 Ficha unitaria – estructura empernada 183
6.2.2 Ficha unitaria – estructura soldada 186
6.3 Costo estructura con conexiones soldadas 188
6.4 Costo estructura con conexiones empernadas 188
6.5 Analisis 188
7 CONCLUSIONES 189
8 RECOMENDACIONES 191
9 BIBLIOGRAFIA 192
ANEXO 1: Tablas RNC-07 193
ANEXO 2: Tablas AISC 360 - 16 196
ANEXO 3: Tablas AISC Manual v15 200
ANEXO 4: TakeOff conexiones empernadas 202
ANEXO 5: TakeOff conexiones soldadas 205

ANEXO 6: Resultados de combinaciones de cargas..... 207
ANEXO 7: Planos..... 212

RESUMEN EJECUTIVO

Capítulo I: Este capítulo es una introducción al estudio monográfico realizado, se exponen el objetivo general y específico del trabajo, la justificación para su realización y La metodología a emplearse.

Capítulo II: Este capítulo contiene el marco teórico. En él se definen los conceptos necesarios para la realización del trabajo monográfico, se describen los procedimientos a llevar acabo en el desarrollo.

Capítulo III: En este capítulo se presenta el análisis estructural. Aquí se realizan los cálculos necesarios para idealizar la estructura y las cargas actuantes sobre esta que posteriormente se va a diseñar mediante software de diseño estructural ETABS.

Capítulo IV: En este capítulo se realizó el diseño estructural. Esto incluye primeramente el diseño de los elementos estructurales principales de la edificación como los clavadores, columnas y vigas, los elementos secundarios como lo son las platinas de unión y placas base tanto en sistema empernado como soldado.

Capítulo V: En este analizan la resistencia de las uniones empernadas vs utilizar el sistema de uniones soldadas con diseño sísmico.

Capítulo VI: En este capítulo se realiza un análisis económico comparativo entre el costo global de utilizar el sistema de uniones empernadas vs utilizar el sistema de uniones soldadas.

Capítulo VII: En este capítulo se exponen las conclusiones obtenidas tras la realización del trabajo monográfico, analizando si se cumplieron o no los objetivos propuestos en el capítulo I.

Capítulo VIII: En este capítulo damos las recomendaciones que servirán de referencia y facilitaran futuros diseños de naves industriales ya sea en sistema de uniones empernadas o soldadas, dependiendo de las necesidades económicas del propietario.

Capítulo IX: Este capítulo recopila la bibliografía consultada para la realización del presente trabajo monográfico.

Anexos: Se muestran anexos del trabajo realizado, tales como presupuestos, planos, tablas, etc.

1 GENERALIDADES

1.1 Introducción

En este trabajo monográfico se aborda el tema del diseño estructural de una nave industrial de acero ubicada en la ciudad de Managua de la cual se hará una breve comparación del comportamiento antisísmico que presenta está al utilizar el sistema de unión empernado vs sistema de unión soldado, así mismo se hará un análisis económico del costo de ambos sistemas de unión, permitiendo así brindar a estudiantes, profesionales del ramo de la ingeniería civil y construcción en general, parámetros que sirvan de referencia para la elección del sistema más adecuado a utilizar en el país.

La estructura a diseñar tendrá dimensiones de 34 metros en la dirección transversal y 48 metros en la dirección longitudinal para un área de 1632 metros cuadrados y constara de 8 marcos rígidos de Acero A992 Gr50 de módulo de fluencia FY: 50 ksi longitudinalmente espaciados a cada 6 metros, compuestos por columnas y vigas de sección variable. El claro a cubrir será de 34 metros en la dirección transversal. En la dirección longitudinal se utilizaran como elementos de resistencia a cargas laterales vigas de perfiles W del mismo tipo de acero utilizado en los marcos principales, así como viguetas de caja perlín de acero A-36 y de ser necesarios se utilizaran arriostres entre las columnas en la dirección longitudinal.

Todos los elementos estructurales principales se diseñaran utilizando la norma AISC 360-16. En la estructura de techo y forro de paredes se utilizarán perlines conformados en frio, los cuales deberán ser diseñados bajo la norma AISI-S100-2007. Se utilizaran tensores entre los marcos de varilla lisa ASTM A-615 gr. 60 y sag-rod de varilla lisa ASTM A-615 gr. 60 entre los perlines.

Las uniones de la estructura se harán con platinas y angulares de Acero A-36 y al diseñarlas se tomaran como referencia las consideraciones de diseño sísmico incluidas por el AISC 360-16 para marcos de momento ordinario (OMF y conexiones) que permitirán diseñar una estructura lo más liviana posible que se traducirá en un menor costo de la misma, tanto en sistema soldado como empernado.

La ubicación propuesta de esta nave industrial es en el sector del hospital Lenin Fonseca en la ciudad de Managua, que como todas las construcciones a realizarse en esta ciudad se debe tomar en cuenta las disposiciones sísmicas que mandata el Reglamento nacional de la construcción (RNC-07). El uso de la bodega será almacenaje de materiales, maquinaria y equipos de construcción.

El análisis estructural se realizara utilizando el reglamento nacional de la construcción (RNC-07), en base del cual se calcularan todas las cargas actuantes en la estructura y se obtendrán todos los pesos unitarios de los materiales propuestos para la nave industrial.

A continuación se diseñaran los clavadores de techo (perlines) y la estructura de forro compuesta por perlines y viguetas de caja-perlín siguiendo las

consideraciones del código AISI-S100-2007 para perfiles metálicos conformados en frio, dado el uso generalizado que se le da en el país a este tipo de elementos en las estructuras de forro y techos como elementos secundarios y en viviendas, comercios pequeños, bodegas pequeñas como elementos principales.

Posteriormente se Modelara la estructura en el software de diseño estructural ETABS con la configuración geométrica propuesta y se le asignaran a esta; todas las cargas obtenidas en el análisis estructural incluyendo: muerta, viva, sismo, viento.

Luego se efectuara el diseño en acero en ETABS hasta que todos los miembros propuestos cumplan las solicitaciones de cargas a las que serán sometidos procurando utilizar los elementos más livianos posibles, buscando siempre la optimización. Así mismo se hará el diseño de los miembros estructurales de forma manual para comparar los diseñados en ETABS. De los resultados obtenidos del análisis en ETABS, se obtendrán las fuerzas internas en los extremos de las vigas y columnas que nos servirán para diseñar las uniones de la estructura.

Se diseñaran las uniones de la estructura mediante hojas de cálculo en Microsoft Excel, tanto en sistema soldado como en sistema empernado y en base a estos diseños se realizara una comparación del comportamiento antisísmico de la estructura al utilizar dichos sistemas.

Finalmente se hará una evaluación económica de cual de ambos sistemas es el de menor costo tomando en cuenta materiales, mano de obra requerida, tiempo-costo de fabricación, tiempo-costo de erección (montaje) y equipamiento especial requeridos según el sistema.

Se darán recomendaciones para ser utilizadas por profesionales, estudiantes de la ingeniería civil y construcción en general así como sugerencias para futuras investigaciones.

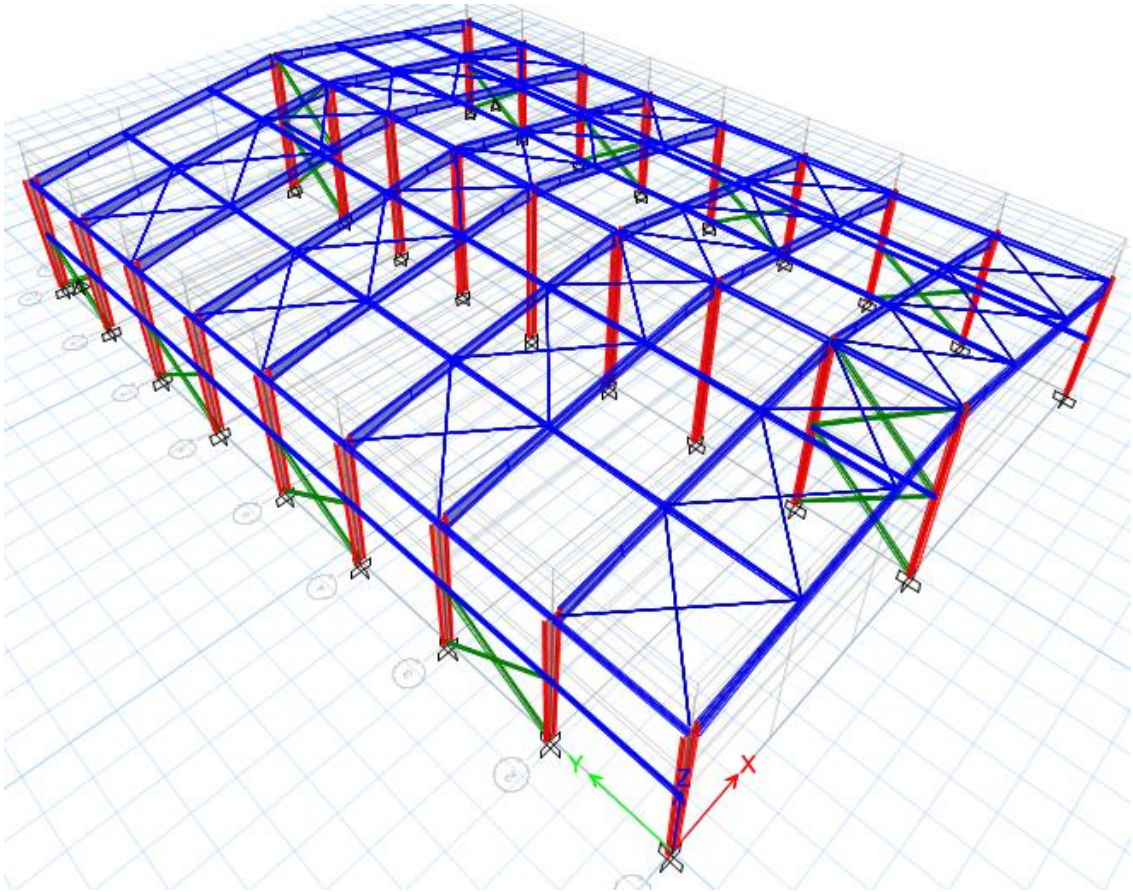


Figura 1: Modelo 3D en ETABS

GEOMETRIA DE MARCOS PRINCIPALES

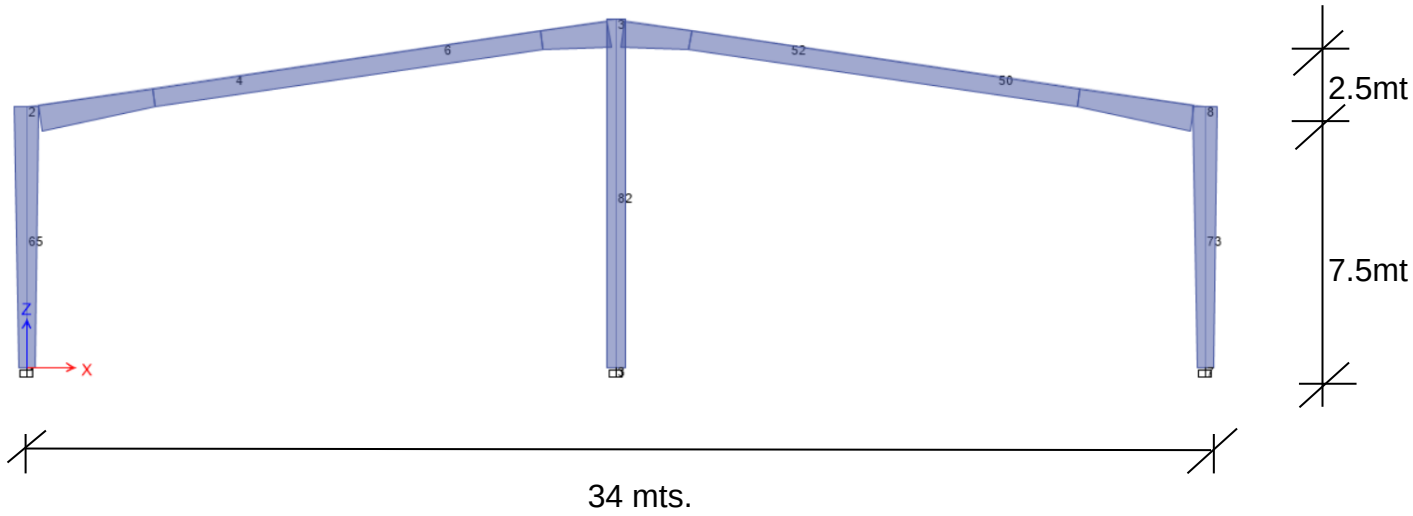


Figura 2: Configuración transversal de la estructura.

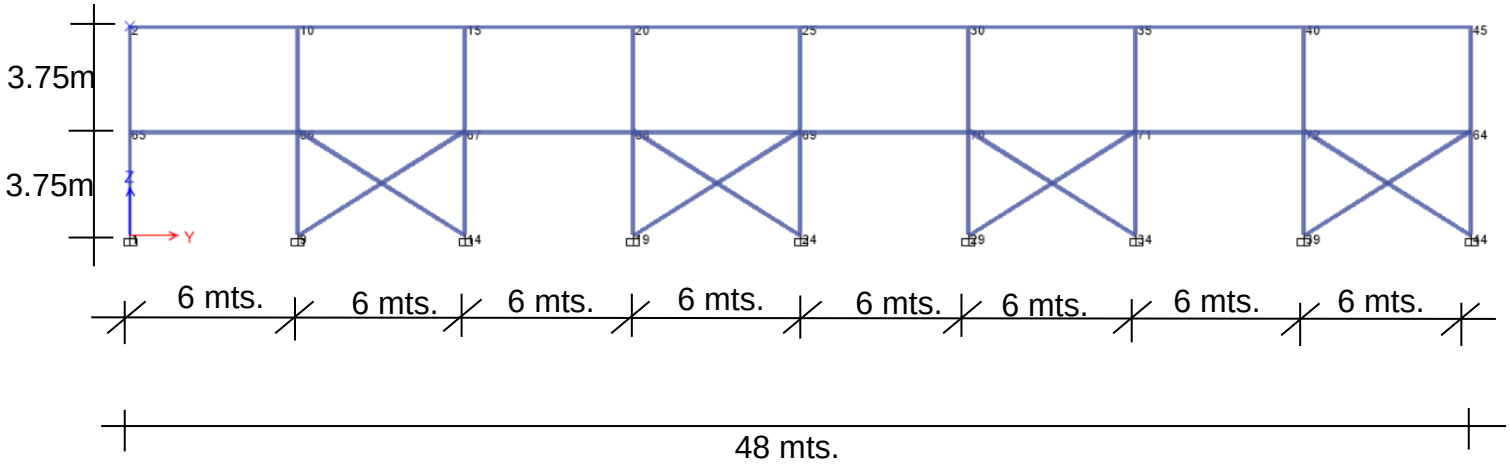


Figura 3: Configuración longitudinal de la estructura.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

1. Realizar una comparación del diseño de una nave industrial de acero con uniones empernadas versus la misma nave industrial con uniones soldadas, a iguales condiciones de transmisión de momento y hacer un comparativo del costo de ambos sistemas de unión.

1.2.2 Objetivos específicos

1. Aplicar el RNC-07 en el análisis estructural de la edificación.

2. Calcular las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura, cumpliendo los requisitos del RNC-07.

3. Modelar la estructura con el software de análisis y diseño estructural ETABS en su versión más actual.

4. Diseñar la estructura en acero A992 Gr50 para los elementos principales con el software ETABS en su versión más actual, hasta obtener los miembros que cumplan las solicitaciones requeridas de cargas utilizando como norma de diseño el AISC 2016 para marcos de momento ordinario (OMF).

5. Diseñar las uniones de la estructura mediante el uso de hojas de cálculo en Microsoft Excel, tanto en sistemas soldado como empernado, basados en las Normas AISC 2016 para marcos con momento ordinario (OMF).

6. Definir qué sistema de conexión tiene más ventajas para este tipo de estructuras, en cuanto a comportamiento sísmico y costo económico.

1.3 Antecedentes

1.3.1 Las Estructuras Metálicas en la Construcción

Las estructuras metálicas dan muchas ventajas para naves industriales ya que esta puede ser preparada en taller, por lo que los elementos llegan a obra prácticamente elaborados, necesitando un mínimo de operaciones para quedar terminados. Es decir ofrecen una rapidez de montaje que se traduce en tiempo y costo.

La forma de fijación al suelo es en la gran mayoría de los casos mediante zapatas y pedestales de concreto reforzado, por lo que es necesario el uso del concreto. También en el piso industrial a utilizar por lo general se utiliza el concreto reforzado o algún prefabricado como adoquines.

El uso del acero intenta estar restringido a los elementos puramente necesarios, dejando los complementos estructurales para la utilización de otros materiales. Este es el caso de las cubiertas, que se suelen realizar con prefabricados. Todos estos elementos, al igual que el acero, vienen ya fabricados de origen.

Adicionalmente a todas las ventajas presentadas anteriormente, el acero consta también de otras añadidas:

• Alta resistencia por unidad de peso lo que permite estructuras relativamente livianas y en consecuencia espacios más diáfanos, con menor número de apoyos

• Dimensiones menores de los elementos estructurales.

• Se producen grandes deformaciones antes del colapso debido a que el material es dúctil, lo que permite la evacuación a tiempo de los seres humanos ocupando la edificación así como señales de daño en la estructura.

• Uniformidad ya que las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo.

• Homogeneidad del material.

• Posibilidad de reforma de manera más sencilla para adaptarse a nuevos usos del edificio lo cual es más habitual en el caso de equipamientos, edificios de oficinas, naves industriales.

• La prefabricación en taller logra una mayor exactitud.

• Gran capacidad de laminarse con diversos tamaños y formas.

• Reutilización del acero.

Con todo esto, las construcciones metálicas presentan una serie de desventajas:

• Corrosión.

• Falla por fluencia debido al calor en caso de incendios.

• Pandeo ya que se utilizan elementos esbeltos sometidos a compresión (soportes metálicos). No obstante, las estructuras se calculan evitando estos fenómenos.

• Mayor coste de la estructura y su posterior mantenimiento: pinturas contra la corrosión, paneles de protección frente al fuego.

• Mano de obra especializada para el montaje, muy especialmente al utilizar uniones soldadas, cuya correcta realización resulta de extrema importancia para la rigidez total del conjunto

1.3.2 Las Naves Industriales

Aunque de gran prestigio, los edificios de gran altura representan sólo un porcentaje muy pequeño del número total de estructuras que se construyen en cada ciudad y país del mundo. La gran mayoría de estructuras de acero que se construyen son estructuras arriostradas lateralmente y de baja altura. Las Naves industriales, un subconjunto de edificios de baja altura, por lo general son de un solo nivel y habitualmente se utilizan para bodegas, plantas de ensamblaje, fábricas y plantas siderúrgicas. En estos grandes edificios se requieren amplias áreas de trabajo; por ese motivo, se eliminan las columnas interiores, muros y divisiones, o por lo menos se mantienen al mínimo. Estos edificios en general requieren suficiente altura para uso de grúas viajeras de gran tamaño.

Las Naves industriales pertenecen a este subconjunto de estructuras, y tienen como elementos primarios resistentes a las cargas: marcos de un solo claro paralelos, marcos de claros múltiples de un solo nivel, marcos con cabezal a dos aguas o armaduras (cerchas). La distancia entre dos marcos sucesivos de un edificio se llama claro y el espacio entre dos filas de columnas se llama vano o claro. Un edificio industrial puede ser de un solo claro o claros múltiples.

1.3.2.1 Elementos estructurales presentes en una nave industrial

1.3.2.1.1 Tipos de Marcos.

Para la construcción de naves industriales, es muy común recurrir al uso de marcos para la constitución principal de la estructura. Estos tienen un sinfín de formas y dimensiones para adecuarse a las necesidades requeridas.

El material con el que pueden fabricarse también es variable, pudiendo ser de hormigón, madera, metales galvanizados y acero. Este último material es, con diferencia, el más utilizado a la hora de construir este tipo de estructuras.

Un dato a tener en cuenta es la inclinación de la cubierta. A mayor inclinación, mayor carga tienen que soportar las columnas, y a menores esfuerzos de carga se ve sometida la viga principal del marco (también conocida como dintel), por lo que el perfil requerido para su construcción será menor. Por el contrario, a menor inclinación de la cubierta, el dintel sufrirá mayores efectos derivados de la carga

sobre este, mientras que las columnas se conformarán con una menor sección debido a que los esfuerzos sobre estos disminuyen.

También debe tenerse en cuenta que a mayor inclinación la acción del viento es mayor al aumentar la sección transversal de la estructura; y viceversa, a menor inclinación, menor es la acción del viento.

La clasificación de los dinteles puede resultar compleja debido a la gran cantidad de tipos que llegan darse, pero pueden agruparse de manera general en:

1.3.2.1.1.1 Marcos con apoyos articulados.

Este tipo de marcos tienen la ventaja de que no transmiten momento flector a los apoyos, siendo las uniones con estas menos problemáticas. Su uso es frecuente en marcos de sección variable, aunque de manera puntual puede ser usado en el resto de tipos.

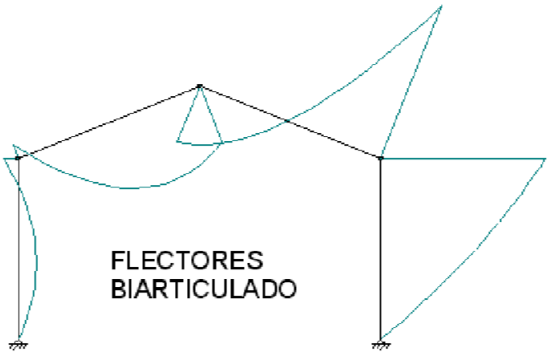


Figura 4

Una variable de los marcos con apoyos articulados son los marcos triarticulados, teniendo esta articulación suplementaria ubicada en la unión de cumbrera del dintel, se logra que el momento flector en este punto que en ocasiones resulta bastante crítico sea nulo, tiende a mayores desplazamiento lateralmente.

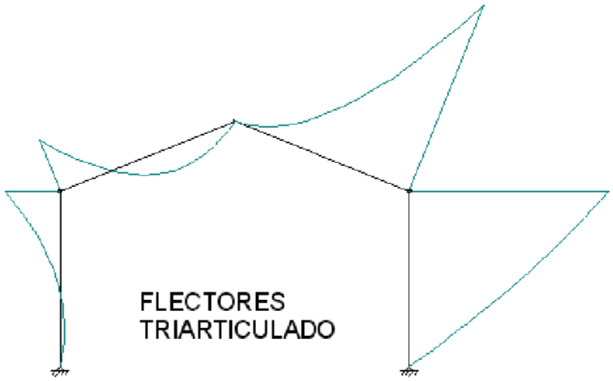


Figura 5

1.3.2.1.1.2 Marcos con apoyos empotrados.

Estos son normalmente los más usados, pues logran un mejor equilibrio frente a flexión por cargas horizontales aún a costa de sacrificar el momento flector nulo en los apoyos

Son los usados para la mayor parte de los dinteles comúnmente utilizados, tales como:

Marco de luz media:

Indicado para todo tipo de luces, ofreciendo un óptimo equilibrio entre resistencia, facilidad de montaje y separación entre pilares. El dintel consta de dos vigas unidas en la cumbrera mediante soldadura o tornillería.

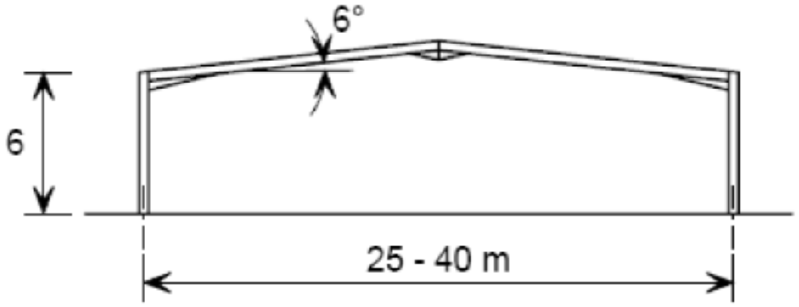


Figura 6

Puede complementarse con una serie de añadidos, tales como:

-Cartelas iniciales (en la unión columna-viga) y finales (en la unión de cumbrera), aumentando el momento flector resistente en estos puntos al aumentar su sección.

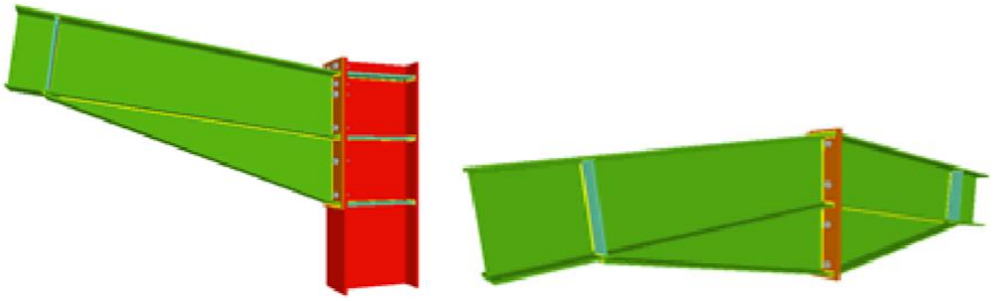


Figura 7

-Columnas intermedias: Suelen disponerse bajo la unión de cumbrera, llegando hasta el suelo. Estas columnas también deben ser cimentadas al terreno, normalmente mediante una zapata aislada.

Marcos de sección variable:

Comúnmente usados en estructuras bi/triarticuladas, estos pórticos tienen la ventaja de contar con mayor sección en las zonas con momentos flectores más críticos como son sobre los aleros y en la cumbrera. Para el resto de zonas en las que no es necesarias tanta resistencia, la sección se reduce para ahorrar material y peso.

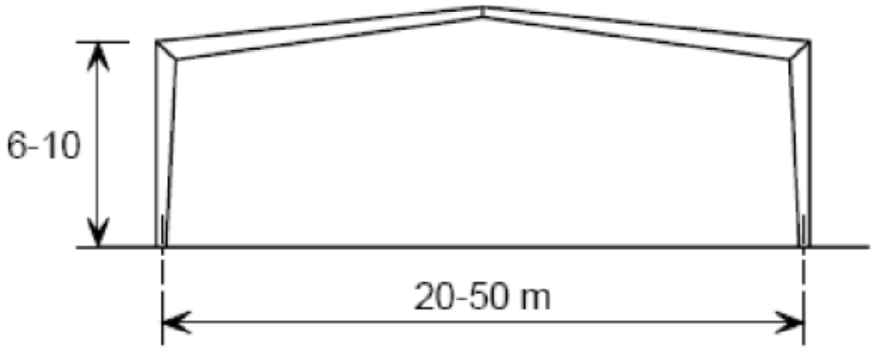


Figura 8

1.3.2.1.1.3 Largueros de techo y de cerramiento lateral (clavadores)

Son vigas formadas en general por perfiles metálicos laminados en caliente o conformados en frio que reciben directamente la cubierta de techo o los cerramientos de láminas metálicas, transmitiendo su peso y demás cargas actuantes a los marcos transversales.

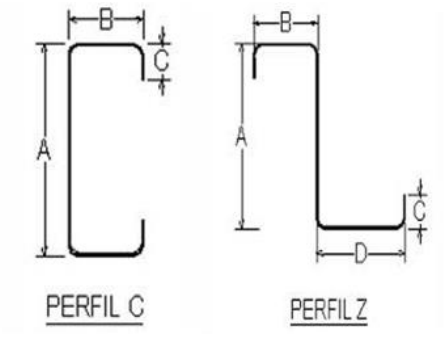


Figura 9

-Marcos transversales: Formados por un sistema de armaduras y columnas o por pórticos a dos aguas construidos con piezas de alma llena de sección constante o variable, por lo general a base de perfiles W. Estos elementos tienen la función de soportar directamente las cargas verticales permanentes, muertas, vivas y accidentales que actúan sobre la estructura, además contribuyen a la rigidez de conjunto.

Imagen 1

-**Vigas de arriostre lateral:** Estos elementos se instalan entre los marcos transversales para restringir traslacionalidad lateral ocasionada por los empujes longitudinales provocados por el viento debido a su presión sobre los cerramientos frontales y también las fuerzas de los sismos en la dirección longitudinal. La ubicación de estos por lo general es en los ejes longitudinales donde están las columnas de los marcos transversales, al centro de la nave en la cumbrera y al centro del claro de las vigas que componen cada marco transversal.

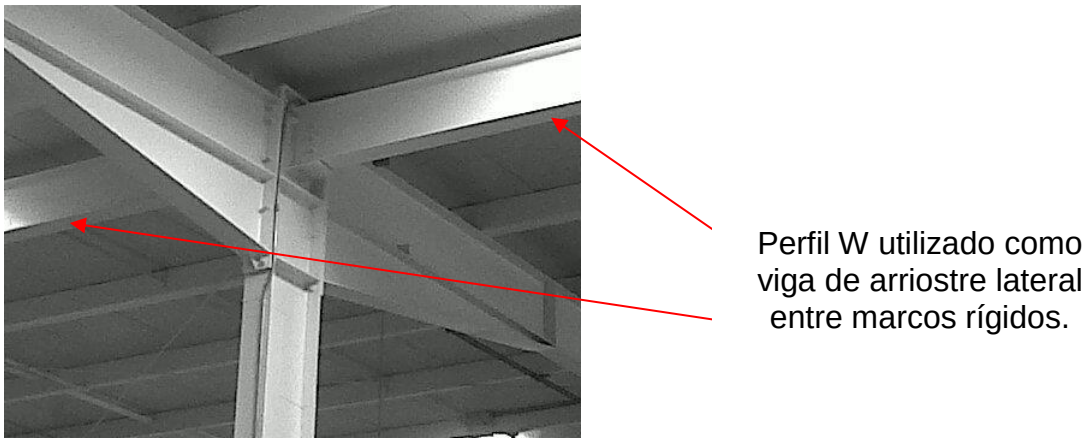


Imagen 2

-Tensores de techo (Sag-rod): estos se utilizan debido a que los largueros en general son débiles en la dirección paralela a la superficie del techo, y si la pendiente es mayor que unos cuantos grados, entonces los tensores vienen a acortar el claro y reducir el momento flexionante en esta dirección, por lo general estos son de varillas lisas de 3/8'' a 5/8'' de diámetro con los extremos roscados en caso de utilizar sistema empernado o con dobleces para ser soldados. Estos se colocan al centro del alma de los largueros o en la parte superior de estos quedando directamente debajo de la cubierta del techo a todo lo largo del techo al centro de cada claro entre marcos transversales.

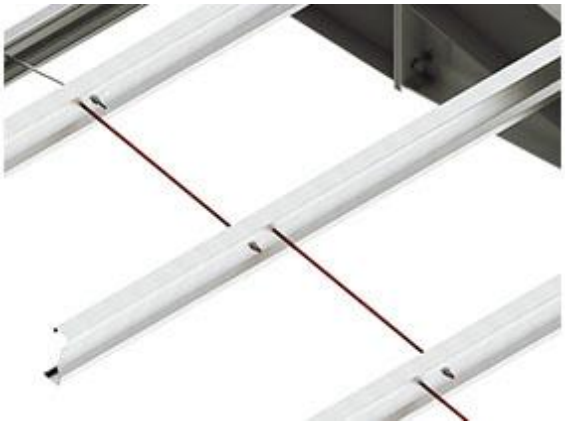


Imagen 3

-Tensores de contraventeo: Se conoce como contraventeo a todos los elementos situados en los planos verticales, horizontales e inclinados que no forman parte de estructura principal pero que contribuyen a resistir las fuerzas horizontales que actúan sobre ella, estas fuerzas generalmente son generadas por efectos del sismo o de viento y en ocasiones por impacto debido a la existencia de vigas grúa, evitan el pandeo de conjunto de los elementos de la estructura y principalmente para darle rigidez lateral a las estructuras.

Longitudinalmente estos elementos secundarios generalmente solo podrán colocarse en los ejes laterales debido a las restricciones de funcionamiento de la estructura, cuando esto sucede, debe de diseñarse un sistema de contraventeo horizontal en el techo de la estructura, el cual transmitirá las fuerzas de sismo o de viento a los ejes laterales pues el sistema de techo no tiene la rigidez ni la resistencia necesaria para trabajar como diafragma, otra restricción común, es cuando el proyecto arquitectónico o de funcionamiento no nos permite la colocación de contraventeos verticales en los ejes laterales, en este caso las fuerzas horizontales se resisten en ocasiones por medio de marcos rígidos de alma llena o de alma abierta, aunque son más costosos tienen la ventaja de permitir la libre circulación dentro de la estructura. Por lo general estos se hacen con varillas lisas de ½'''a ¾'' y en los extremos se hacen ganchos o dobleces para unirlos a los marcos principales.

Imagen 4

1.4 Justificación

Nicaragua, por su ubicación geográfica es un país vulnerable ante la amenaza sísmica. Los movimientos telúricos son comunes sobre todo en la zona del Pacífico de Nicaragua, ya que al este se encuentra la cordillera volcánica y al oeste la zona de subducción, que es donde chocan las placas continentales Coco y Caribe.

Según datos de INETER, al año ocurren aproximadamente 2200 sismos de variadas magnitudes y profundidades y en el país han ocurrido varios terremotos, siendo el más devastador el del 23 de diciembre de 1972, cuyo saldo fue de 10000 muertos y la capital prácticamente en ruinas.

A parte de esto, en la capital, Managua, existe una red de 28 fallas sísmicas activas, de las que 18 son de sumo cuidado.

Es por esto que como tema de trabajo monográfico, hemos elegido el diseño sísmico en acero de una nave industrial, el cual es un tipo de estructura metálica de uso bastante extendido en el país por ser requerida por todas las industrias en donde laboran muchas personas y consideramos vital que las construcciones de este tipo sean revisadas por diseño sísmico.

Entre los problemas más comunes que se dan en el diseño están: la distribución de la edificación tomada por el arquitecto sin considerar irregularidades, estilos de diseño arquitectónico en los que no se toman en cuenta los efectos sísmicos que se podrían producir, el uso de tolerancias muy grandes en el diseño.

Consideramos que el diseño de uniones soldadas y empernadas haciendo un análisis profundo de los costos de las mismas y su influencia en el costo global del proyecto es un tema del que no se han hecho publicaciones de estudios a nivel nacional y que los clientes que acuden a un consultor privado para obtener un diseño simplemente prefieren un sistema de conexiones sobre otro por simple preferencia y sin antes hacer un análisis pertinente de cual le traerá más beneficios a su proyecto y un costo menor que ayude a rentabilizar el mismo.

Queremos que el presente trabajo, sirva a futuros estudiantes y a diseñadores como un apoyó al momento de seleccionar el tipo de unión a utilizar en una estructura metálica basándose en el costo de la misma considerando las actividades de fabricación y montaje, así como el tiempo de ejecución.

2 MARCO TEORICO.

2.1 Conceptos Básicos

2.1.1 Tipos de solicitaciones

Estos se pueden subdividir en tres tipos de acciones de acuerdo con la duración en que actúan sobre la estructura en su intensidad máxima:

2.1.1.1 Las acciones permanentes

Son las que actúan de forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varia poco con el tiempo. Dentro de esta categoría se encuentran: las cargas muertas, debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción; empuje estático de suelos y líquidos que tengan un carácter permanente; y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a los pre-esfuerzos o a movimientos diferenciales permanentes en los apoyos.

-Cargas Muertas:

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de piso, muros y fachadas, ventanas, las instalaciones y todos los elementos aquellos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es la principal acción permanente.

El cálculo de la carga muerta es en general sencillo ya que sólo requiere la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de los materiales constitutivos. En su mayoría las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas lineales y concentradas (equipos fijos).

En el Reglamento Nacional de la construcción se presentan tablas de cargas muertas mínimas en el ANEXO A, en la presente monografía Anexo 1.

2.1.1.2 Las acciones variables

Son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que se incluyen en esta categoría son: la carga viva; los efectos de la temperatura; las deformaciones impuestas en los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable en el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipos, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto, frenado.

-Cargas Vivas:

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta. Entran así la carga viva del peso y las cargas debido a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Según el RNC-07 para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en cuenta las siguientes disposiciones (ver Anexo 1):

1) la carga viva máxima CV se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de las cimentaciones ante cargas gravitacionales.

2) La carga viva incidental o reducida CVR se deberá usar para análisis por sismo y por viento.

3) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en los casos de flotación, de volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área.

4) Las cargas vivas uniformes de la tabla 1(Cargas vivas unitarias mínimas) se consideraran distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento, entendiéndose por área tributaria el área que incide con su carga unitaria sobre el elemento de referencia, de acuerdo al tipo de losa o cubierta que se trate.

2.1.1.3 Las acciones accidentales

Son las que se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas solo durante lapsos breves. En esta categoría se incluyen las acciones sísmicas; los efectos del viento; los efectos de las explosiones y los incendios.

2.1.1.4 Combinaciones de cargas

Todos los elementos estructurales se diseñaron para resistir los efectos de cargas individuales y las combinaciones de carga a las cuales puedan estar sometidos.

El criterio para generar dichas combinaciones obedece a la obtención de las condiciones más críticas al diseñar los miembros estructurales, combinando aquellas cargas que pudieran razonablemente ocurrir simultáneamente. La nomenclatura usada para plantear las combinaciones es la siguiente:

CM = Carga muerta.

CV = Carga viva máxima.

SX = Fuerza sísmica horizontal en la dirección “x”.

SY = Fuerza sísmica horizontal en la dirección “y”.

VX = Carga de Viento en la dirección “x”.

VY = Carga de Viento en la dirección “y”.

Ps = Presión de suelo

Diseño por Método Elástico.		Diseño por Método Resistencia Última. (LRFD)	
ELAST-1	CM + CV + Ps	**ULT-1**	1.4CM
ELAST-2	CM + 0.70Sx + 0.21Sy + Ps	**ULT-2**	1.2CM + 1.6CV + Ps
ELAST-3	CM - 0.70Sx - 0.21Sy + Ps	**ULT-3**	1.2CM + 1.6Vx + CV
ELAST-4	CM + 0.70Sy + 0.21Sx + Ps	**ULT-4**	1.2CM + 1.6Vy + CV
ELAST-5	CM - 0.70Sy - 0.21Sx + Ps	**ULT-5**	1.2CM + CV + Sx + 0.30Sy
ELAST-6	CM + Vx + Ps	**ULT-6**	1.2CM + CV - Sx - 0.30Sy
ELAST-7	CM + Vy + Ps	**ULT-7**	1.2CM + CV + Sy + 0.30Sx
ELAST-8	0.6CM + 0.70Sx + 0.21Sy + Ps	**ULT-8**	1.2CM + CV - Sy - 0.30Sx
ELAST-9	0.6CM - 0.70Sx - 0.21Sy + Ps	**ULT-9**	0.9CM + 1.6Vx + 1.6Ps
ELAST-10	0.6CM + 0.70Sy + 0.21Sx + Ps	**ULT-10**	0.9CM + 1.6Vy + 1.6Ps
ELAST-11	0.6CM - 0.70Sy - 0.21Sx + Ps	**ULT-11**	0.90CM + Sx + 0.30Sy + 1.6Ps
ELAST-12	0.60CM + Vx + Ps	**ULT-12**	0.90CM - Sx - 0.30Sy + 1.6Ps
ELAST-13	0.60CM + Vy + Ps	**ULT-13**	0.90CM + Sy + 0.30Sx + 1.6Ps
		ULT-14	0.90CM - Sy - 0.30Sx + 1.6Ps

Tabla 1: Combinaciones de cargas

2.2 Consideraciones de Diseño

2.2.1 Placa Base con momento

Las componentes de axial y de momento son estudiadas separadamente para determinar el resultado de esfuerzos entre la placa base y la fundación y combinarlas para determinar la presión distribuida a lo largo de la placa.

Asumiendo que el soporte de la columna y la placa base tienen el mismo centroide:

$$f_{pa} = \frac{P_u}{A} \quad (1)$$

$$f_{pb} = \frac{M_u}{S_{pl}} \quad (2)$$

Donde:

$P_u =$ Carga axial a compresión aplicada

$M_u =$ Momento flector aplicado

$A =$ Área de la placa base (BxN)

$S_{pl} =$ Módulo de sección de la placa base con respecto a la dirección del momento aplicado, $S_{pl} = \frac{BN^2}{6}$

Igualando las ecuaciones (1) = (2) resulta en una distribución de presión triangular a lo largo de la longitud de la placa base en dirección del momento aplicado, con una presión máxima en el lado de la zona de compresión y 0 en el lado a tensión producto del momento.

El momento flector aplicado puede ser expresado como una fuerza axial a compresión aplicada a una distancia desde el centroide de la columna / placa base. Esta distancia, designada como excentricidad (e), puede ser determinada como:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad \textbf{Ecuación 1}$$

El punto de equilibrio donde las presiones de la placa base cambian desde la zona 0 a tensión a la tensión positiva puede ser definida como una relación entre la excentricidad y la longitud de la placa base. Esta fue previamente indicada cuando (1) = (2).[1]

---

[1] Según Steel Design Guide 1: Base Plate and anchor road design, apéndice B, sección B.3, página 56.

$$\frac{eP_u}{\frac{BN^2}{6}} = \frac{P_u}{BN} \Rightarrow e = \frac{N}{6}$$

Es decir $\begin{cases} \text{si } e < \frac{N}{6} \text{ es una distribución trapezoidal (}\textbf{Figura 10}\text{)} \\ \text{si } e \geq \frac{N}{6} \text{ es una distribución triangular (}\textbf{Figura } \textbf{\textit{11}}\text{)} \end{cases}$ ***Ecuación 2***

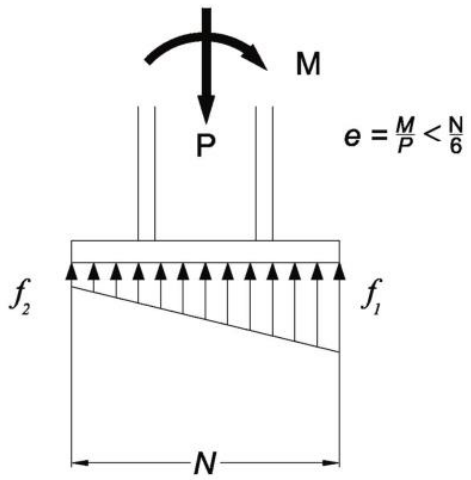


Figura 10

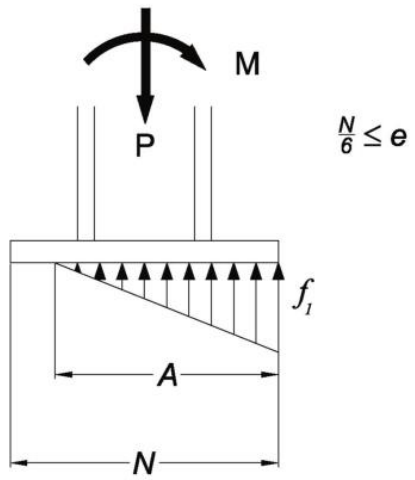


Figura 11

2.2.1.1 Determinación del espesor de la platina

El momento se calcula para 1 pulgada de ancho de la placa y se iguala a su momento resistente. La expresión resultante se despeja para el espesor requerido a como sigue[2]:

$$M_u \leq \phi M_n = \frac{\phi F_y I}{c} = \frac{\phi F_y \left(\frac{1}{12}\right)(1)(t)^3}{t/2}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi F_y}} \quad \textbf{Ecuación 3}$$

[2] Momento sugerido por Jack C. McCormac & Stephen F. Cesnak. Diseños de estructura de acero, 5ta edición, 2012, apéndice D, página 690.

Con $\phi = 0.90$

2.2.1.2 Procedimiento de diseño para distribución trapezoidal

1-) Determinar las dimensiones mínimas de la placa base, no existe un minimo establecido por el AISC 360-16, pero ciertos autores proponen:

James M. Fisher & Lawrence A. Kloiber $\begin{cases} N > d + (2x3in) \\ B > b_f + (2x3in) \end{cases}$

Abi Aghayere & Jason Vigil $\begin{cases} N > d + 4in \\ B > b_f + 4in \end{cases}$ **Ecuación 4**

2-) Determinar las dimensiones de los salientes.

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$
$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2}$$ **Ecuación 5**

3-) Corroborar la resistencia de aplastamiento nominal del concreto, según la sección J8 del AISC 360-16, ecuación J8-2:

$$\phi P_p = \phi 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c A_1$$ **Ecuación 6**

Donde:

$f'_c =$ Resistencia a la compresión del concreto (ksi)

$\phi =$ 0.65

$A_1 =$ es el área de la placa base NB (in²)

$A_2 =$ es el área del pedestal (bc)(hc) (in²)

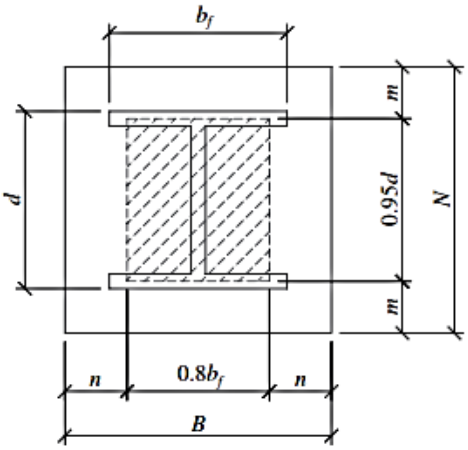


Figura 12: Dimensiones de los salientes (cantilever lenghts)

4-) Determinar la excentricidad y comprobar que es distribución trapezoidal.

$$e = \frac{M_u}{P_u} < \frac{N}{6}$$

5-) Determinar las presiones máximas y mínimas ejercidas por la placa al concreto.

$$f_{p\max} = -\frac{P_u}{BN}\left(1 + \frac{6e}{N}\right)$$ **Ecuación 7**

$$f_{p\min} = -\frac{P_u}{BN}\left(1 - \frac{6e}{N}\right)$$ **Ecuación 8**

6-) Corroborar que el valor máximo de la presión ejercida por la placa a la base de concreto **Ecuación 7** sean menores que lo que soporta el concreto, **Ecuación 6.**

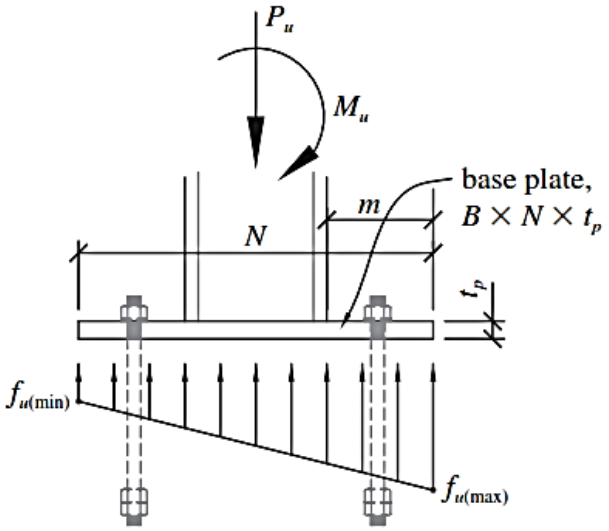


Figura 13

7-) Determinar la presión a una distancia “m” de $f_{p\max}$

$f_{pm} = f_{p-\max} - 2 f_{pb(m/N)}$ [3], el cual después de hacer las sustituciones respectivas se llega a:

$$f_{p\mathrm{m}} = \frac{12eP(N-m)}{BN^3}$$ **Ecuación 9**

8-) Determinar el momento debido a la presión a una distancia "m" de $f_{p\max}$

$M_{pl} = \left(f_{p-\max} - 2 f_{pb} \frac{m}{N} \right) \left(\frac{m^2}{2} \right) + 2 f_{pb} \left(\frac{m}{N} \right) \left(\frac{m^2}{3} \right)$ [4], el cual después de hacer las sustituciones respectivas se llega a:

$$M_{pl} = f_{p\mathrm{m}} \frac{m^2}{2} + (f_{p\max} - f_{p\mathrm{m}}) \frac{m^2}{3}$$ **Ecuación 10**

9-) Determinar el espesor de la placa requerida con la $t \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi F_y}}$ **Ecuación *3***

2.2.1.3 Procedimiento de diseño para distribución triangular

1-) Determinar las dimensiones mínimas de la placa base según **Ecuacion 4**

2-) Determinar las dimensiones de los salientes según **Ecuación 5**

3-) Corroborar que el valor máximo de la presión ejercida por la placa a la base de concreto **Ecuación 7** sean menores que lo que soporta el concreto, **Ecuación 6.**

4-) Determinar la excentricidad y comprobar que es distribución triangular.

$$e = \frac{M_u}{P_u} \geq \frac{N}{6}$$

5-) Determinar la presión máxima

$$f_{pu} = \frac{\phi P_p}{A_1}$$ **Ecuación 11**

6-) Determinar la distancia de aplicación de la distribución triangular "A"[5]

---

[3] Según Steel Design Guide 1, Base plate and anchor rod design, second edition. James M. Fisher & Lawrence A. Kloiber. Apéndice B, sección B.4.1, página 57, paso 6.
[4] Según Steel Design Guide 1, Apéndice B, sección B.4.1, página 57, paso 7.
[5] Según Steel Design Guide 1, Apéndice B, sección B.4.2, página 58.

$$A = \frac{f' \pm \sqrt{f'^2 - 4\left(\frac{f_{pu}B}{6}\right)(P_u A' + M_u)}}{\frac{f_{pu}B}{3}}$$ **Ecuación 12**

Donde:

$f_{pu} =$ Presión máxima (ksi)

$f' = \frac{f_{pu}BN'}{2}$ **Ecuación 13**

$N' = N - b_{edge}$ (in) **Ecuación 14**

$b_{edge} =$ Distancia del centro del perno al borde de la placa en la zona a tensión (in)

$A' = \frac{N}{2} - b_{edge}$, distancia del centro de la columna al centro del perno en la zona a tensión (in) **Ecuación 15**

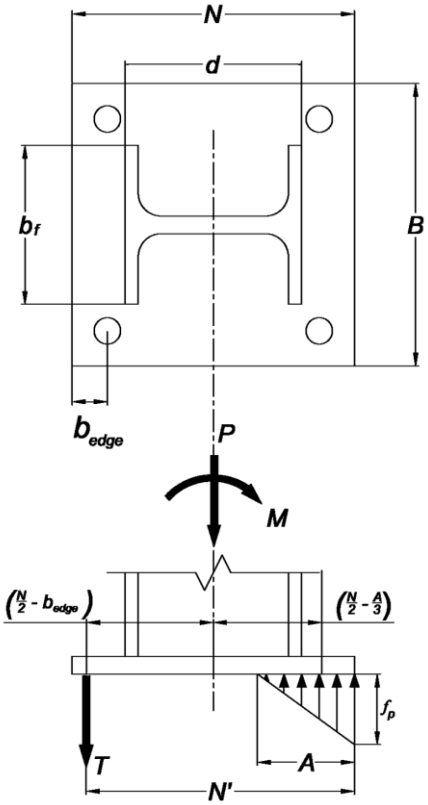


Figura 14: definición general de variables

7-) Determinar el momento debido a la presión a una distancia “m” de f_{pu}

Si $A \leq m$, el momento es:

$$M_{upl} = \frac{f_{pu} A}{2}\left(m - \frac{A}{3}\right)$$ **Ecuación 16**

Si $A > m$, el momento es:

$$M_{upl} = \frac{f_{puA} m^2}{2} + \frac{(2/3)(f_{pu} - f_{puA}) m^2}{2}$$ **Ecuación 17**

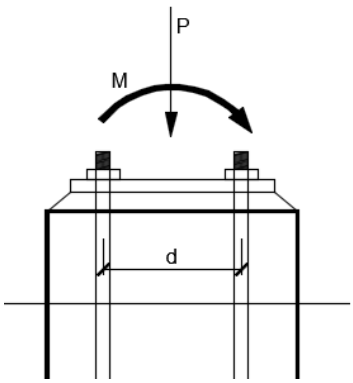
Donde:

$$f_{puA} = \frac{f_{pu}(A - m)}{A}$$ **Ecuación 18**

8-) Determinar el espesor de la placa requerida con la **ecuación 3**

2.2.1.4 Pernos de anclajes

1-) Resistencia al momento flector.



$\phi R_n = \phi F_{nt} A_b$ ecuación J3-1 del AISC 360-16, resistencia a tensión.

$$\phi M_n = \phi R_n d = \phi F_{nt} A_b d$$ **Ecuación 19**

Donde:

$R_n =$ Resistencia a tensión del perno de anclaje (kip)

$\phi =$ 0.75

$F_{nt} =$ Esfuerzo nominal a tensión (ksi) tabla J3.2 del AISC 360-16

$A_b =$ Área del perno de anclaje (in²)

$d =$ Distancia centro a centro de los pernos de anclaje en la dirección del momento (in)

2-) Resistencia del acero a tracción (sección 17.4.1, ecuación 17.4.1.2 del ACI 318-14).

$\phi N_s = \phi n A_{se} f_{ut}$ **Ecuación 20**

Donde:

$N_s =$ La resistencia nominal de un grupo de anclaje (kip)

$\phi =$ 0.75

$n =$ Numero de pernos a tracción

$A_{se} =$ área transversal efectiva de un anclaje en tracción **Tabla *2*** (in²)

$f_{ut} =$ Fuerza a tracción mayorada de un anclaje f_u (ksi), no debe ser mayor que el menor de $1.9 f_{ya}$ y 125ksi

3-) Resistencia al arrancamiento del concreto (sección 17.4.2 ACI 318-14)

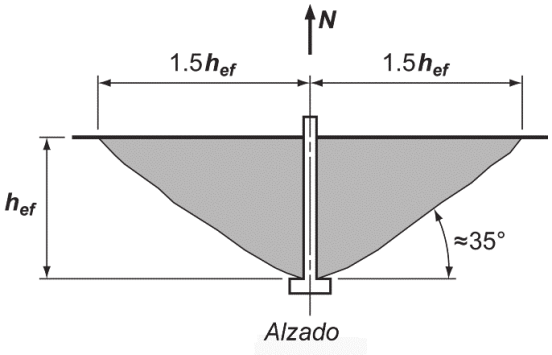


Figura 15

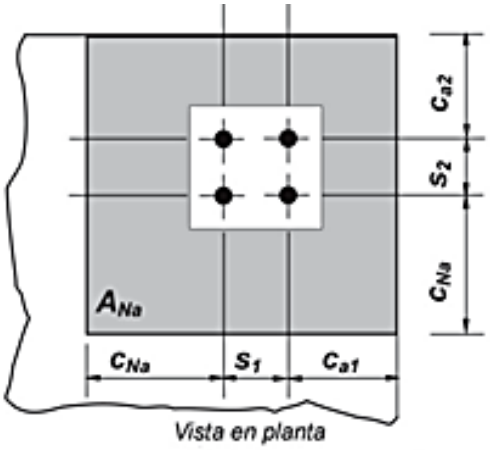


Figura 16

3.1-) Determinación del valor de diseño límite de la profundidad embebida del perno de anclaje h_{ef} (sección 17.4.2.3 del ACI 318-14).

$b_{edge-concreto} = \{c_{a1}, c_{a2}\}$ son las distancias del centro de los pernos al borde del concreto (**Figura 16**).

$c_{a,\max} = \max\{c_{a1}, c_{a2}\}$ es la distancia más grande del centro de los pernos al borde del concreto.

$c_{a,\min} = \min\{c_{a1}, c_{a2}\}$ es la distancia mínima del centro de los pernos al borde del concreto.

Si $b_{edge-concreto} < 1.5h_{ef}$, el valor de h_{ef} para cálculos de diseño será:

$$h'_{ef} = \max\left\{\frac{c_{a,\max}}{1.5}, \frac{d}{3}\right\}$$ **Ecuación 21**

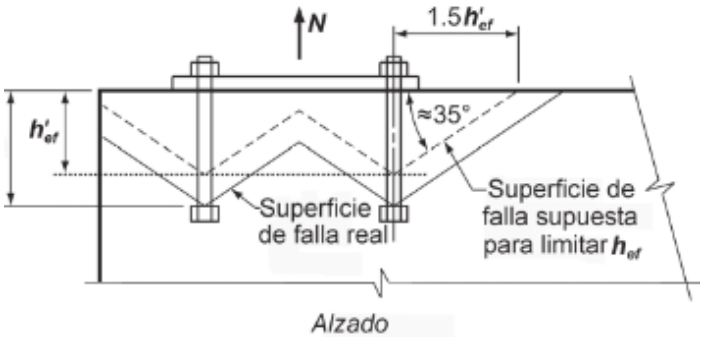


Figura 17

3.2-) Determinación si es un grupo de anclaje (sección 17.2.1.1 del ACI 318-14)

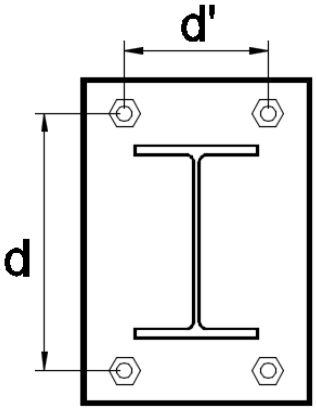


Figura 18: distancia entre pernos

Si los valores $\{d, d'\} < 3h_{ef}$ ***Ecuación 22*** , entonces se considerará un grupo de anclajes para el análisis de arrancamiento de concreto a tracción (ver **Tabla 1**)

Modo de falla que se estudia	Separación crítica
Arrancamiento de concreto en tracción	$3h_{ef}$
Resistencia de adherencia en tracción	$2c_{Na}$
Arrancamiento de concreto en corte	$3c_{a1}$

3.3-) Resistencia al arrancamiento del concreto se calculará según las ecuaciones 17.4.2.1a o bien 17.4.1.2b del ACI 318-14:

Ecuación 17.4.2.1a del ACI 318-14 si no es grupo de anclaje

$$\phi N_{cbg} = \phi \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{CP,N} N_b$$

Ecuación 17.4.2.1b del ACI 318-14 si es grupo de anclaje

$$\phi N_{cbg} = \phi \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{CP,N} N_b \quad \textbf{Ecuación 23}$$

Debiendo cumplir con la sección 17.4.2.1:

$$A_{NC} > nA_{NCO} \quad \textbf{Ecuación 24}$$

Donde:

$\phi =$ 0.70

$n =$ Número de pernos a tracción

$A_{NC} =$ es el área proyectada a partir de los centros de los pernos a una distancia $1.5h_{ef}$ en todas las direcciones **Figura *19*** (in²)

$A_{NCO} =$ $9h_{ef}{}^2$ **Ecuación 25** (in²)

$\psi_{ec,N} =$ 1 ya que no hay excentricidades, sección 17.4.2.7a del ACI 318-14

$$\psi_{ed,N} = \begin{cases} 1 & si\ c_{a,\min} \geq 1.5h_{ef} \\ 0.7 + 0.3\dfrac{c_{a,\min}}{1.5h_{ef}} & si\ c_{a,\min} < 1.5h_{ef} \end{cases} \quad \textbf{Ecuación 26}$$

$\psi_{c,N} =$ 1.25 para pernos preinstalados, sección 17.4.2.6 del ACI 318-14

$c_{ac} =$ $2h_{ef}$ según sección 17.7.6 ACI 318-14

$\psi_{CP,N} =$ 1 para pernos preinstalados, sección 17.4.2.7 ACI 318-14

$\lambda =$ 1 para concreto de peso normal, tabla 19.2.4.2 del ACI 318-14

$\lambda_a =$ 1.0λ =1 para anclajes preinstalados, sección 17.2.6 del ACI 318-14

$$N_b = \begin{cases} 24\lambda_a \sqrt{f'_c}\, h_{ef}{}^{1.5} & si\ h_{ef} < 11in \\ 16\sqrt{f'_c}\, h_{ef}{}^{5/3} & si\ 11 \leq h_{ef} \leq 25 \end{cases} \quad \textbf{Ecuación 27}$$

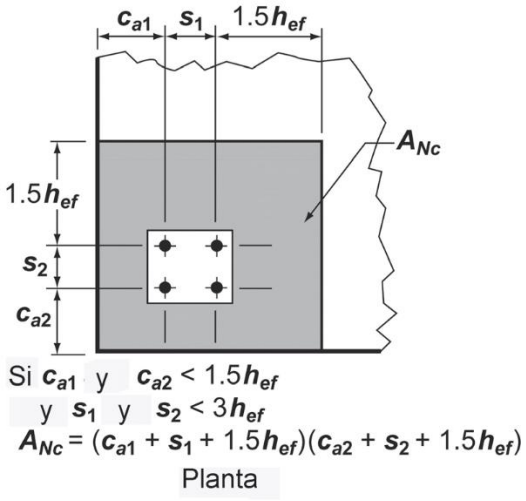


Figura 19

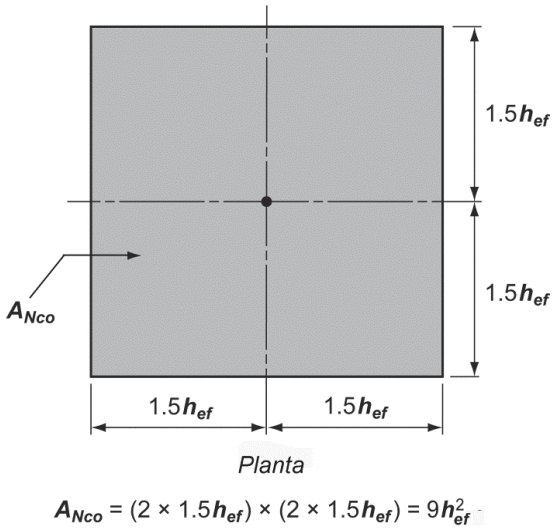


Figura 20

4-) Resistencia al arrancamiento del anclaje por tracción (sección 17.4.3.1 del ACI 318-14).

$\phi N_{pn} = \phi \psi_{c,P} N_p$ **Ecuación 28**

Donde:

$\phi =$ 0.70

$\psi_{c,P} =$ 1 ya que en los bordes puede haber fisuras, sección 174.3.6 del ACI 318-14

$A_{brg} =$ Área neta de apoyo de un perno **Tabla *2*** (in²)

$N_p =$ $8A_{brg} f'_c$ según 17.4.3.4 del ACI 318-14 **Ecuación 29**

Tabla 2

Diámetro del perno d_b	**A (in²)**	***Ase (in²)**	***Abrg (in²)**
1/4	0.049	0.032	0.117
3/8	0.11	0.078	0.164
1/2	0.196	0.142	0.291
5/8	0.307	0.226	0.454
3/4	0.442	0.334	0.654
7/8	0.601	0.462	0.891
1	0.785	0.606	1.163
1 1/8	0.994	0.763	1.472
1 1/4	1.227	0.969	1.817
1 3/8	1.485	1.16	2.199
1 1/2	1.767	1.41	2.617

* Valores según tabla 34-2 PCA Note

5-) Resistencia al descascaramiento lateral (sección 17.4.4 del ACI 318-14)

Para un anclaje individual con cabeza con un embebido profundo cercano a un borde ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$) la resistencia nominal al desprendimiento lateral es:

$$\phi N_{sb} = \phi 13 c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$$ **Ecuación 30**

Si c_{a2} para el anclaje con cabeza individual es menos que $3c_{a1}$, el valor de N_{sb} debe multiplicarse por $\left(1 + \frac{c_{a2}}{c_{a1}}\right)/4$ donde $1 \leq \frac{c_{a2}}{c_{a1}} \leq 3$

Para un grupo de anclajes con cabeza con un embebido profundo cercano a un borde ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$) y con un espaciamiento entre los anclajes menor a $6c_{a1}$, la resistencia nominal de esos anclajes susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto no debe exceder:

$$\phi N_{sbg} = \phi \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb}$$ **Ecuación 31**

$\phi =$ 0.70

$s =$ es la distancia entre los anclajes exteriores medida a lo largo del borde (d y d' de la **Figura *18*: distancia entre pernos**)

$N_{sb} =$ $\phi N_{sb} = \phi 13 c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$ **Ecuación *30***

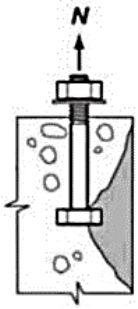


Figura 21: desprendimiento lateral del concreto

6-) Resistencia del perno a cortante (sección 17.5.1.2 del ACI 318-14)

$\phi V_s = \phi n 0.60 A_{se} f_{ut}$ **Ecuación 32**

Donde:

$\phi =$ 0.65

$n =$ Número de pernos a cortante

$A_{se} =$ área transversal efectiva de un anclaje **Tabla *2*** (in²)

$f_{ut} =$ Fuerza a tracción mayorada de un anclaje f_u (ksi), no debe ser mayor que el menor de $1.9 f_{ya}$ y 125ksi

7-) Resistencia al desprendimiento del concreto por corte (sección 17.5.2 del ACI 318-14)

$\phi V_{cbg} = \phi \left(\frac{A_{VC}}{A_{VCO}} \right) \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b$ **Ecuación 33**

Donde:

$\phi =$ 0.70

$A_{VCO} =$ $4.5 c_{a1}^{\ 2}$ **Ecuación 34** (in²)

$A_{VC} =$ $[2h_a + s_1]h_a$ **Ecuación 35** (in²)

$h_a =$ $\min(1.5c_{a1}, c_{a2})$

$s_1 =$ d' **Figura *18*: distancia entre pernos**

$\psi_{ec,V} =$ 1 no hay excentricidades, sección 17.5.2.5 ACI 318-14

$\psi_{ed,V} =$ $\begin{cases} 1 & si\ c_{a2} \geq 1.5c_{a1} \\ 0.7 + 0.3\dfrac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} & si\ c_{a2} < 1.5c_{a1} \end{cases}$ **Ecuación 36**

$\psi_{c,V} =$ 1 para anclaje en concreto fisurado sin refuerzo suplementario, sección 17.5.2.7 ACI 318-14

$V_b =$ $\min \begin{cases} 0.6\left(\dfrac{l_e}{d_b}\right)^{0.2} \sqrt{d}\lambda_a \sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5} \\ 3.7\lambda_a \sqrt{f'_c}(c_{a1})^{1.5} \end{cases}$ **Ecuación 37**

$l_e =$ $\min(h_{ef}, 8d_b)$ **Ecuación 38** según sección 17.5.2.2 ACI 318-14

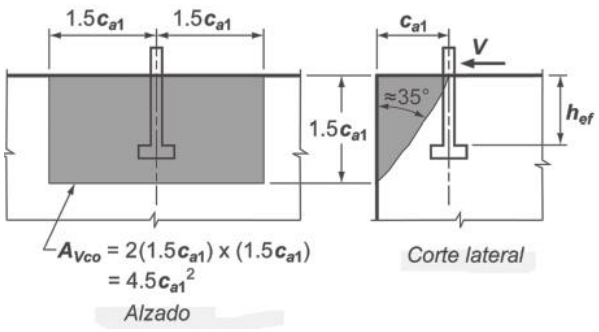


Figura 22

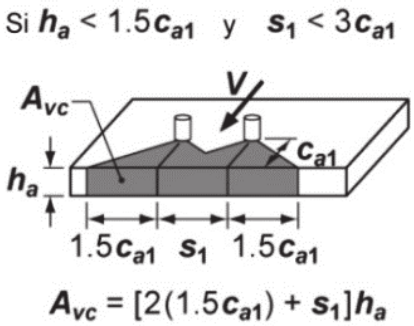


Figura 23

8-) Resistencia al arrancamiento del concreto (sección 17.5.3 del ACI 318-14)

$\phi V_{cpg} = \phi k_{vp} N_{cpg}$ **Ecuación 39**

Donde:

$\phi =$ 0.70

$k_{cp} =$ 1 si $h_{ef} < 2.5in$, 2 si $h_{ef} \geq 2.5in$

$N_{cpg} = N_{cbg}$ $\phi N_{cbg} = \phi \dfrac{A_{NC}}{A_{NCO}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{CP,N} N_b$ **Ecuación *23***

2.2.2 Conexiones Empernadas

2.2.2.1 Tipos de pernos

Los pernos sin tornear también se denominan tornillos ordinarios o comunes. La ASTM designa a estos tornillos como tornillos A307 y se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a las del acero A36. Están disponibles en diámetros que van de 1/2 a 1 1/2 plg en incrementos de 1/8 plg. Se usan principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios (tales como largueros, correas, riostras, plataformas, armaduras pequeñas, etcétera). El uso de pernos A307 lo permite el AISC 360-16 excepto donde se especifique pre-tensionamiento.

Los tornillos de alta resistencia se hacen a base de acero al carbono mediano tratado térmicamente y aceros aleados y tienen resistencias a la tensión de dos o más veces las de los tornillos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los tornillos A325 (hechos con acero al carbono mediano tratado térmicamente) y los tornillos A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero hechos con acero aleado). Los tornillos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde edificios pequeños hasta rascacielos y puentes monumentales. Los tornillos de alta resistencia se pueden apretar hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del tornillo y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

Además de los agujeros de tamaño estándar (STD) para tornillos y remaches que son 1/16 plg de mayor diámetro que los correspondientes tornillos y remaches, hay tres tipos de agujeros agrandados: holgados, de ranura corta y de ranura larga.

Los agujeros holgados en ocasiones son muy útiles para acelerar el proceso de montaje. Además, permiten ajustes en la plomería de la estructura durante su montaje.

Los agujeros holgados (OVS) pueden usarse en todas las placas de una conexión, siempre que la carga aplicada no exceda a la resistencia permisible al deslizamiento. No deben utilizarse juntas tipo aplastamiento. Es necesario usar rondanas templadas sobre estos agujeros holgados en las placas exteriores. El empleo de agujeros holgados permite el uso de tolerancias de construcción mayores.

La resistencia nominal a tensión y la resistencia nominal a cortante las establece la tabla J3.2 del AISC 360-16 (**Anexo 2**).

2.2.2.2 Distancias máximas y mínimas al borde

El ***paso*** es la distancia centro a centro entre tornillos en una dirección paralela al eje del miembro.

El ***gramil*** es la distancia centro a centro entre hileras de tornillos perpendicular al eje del miembro.

La ***distancia al borde*** es la distancia del centro de un tornillo al borde adyacente de un miembro.

La ***distancia entre tornillos*** es la distancia más corta entre sujetadores sobre la misma hilera o diferentes hileras de gramiles.

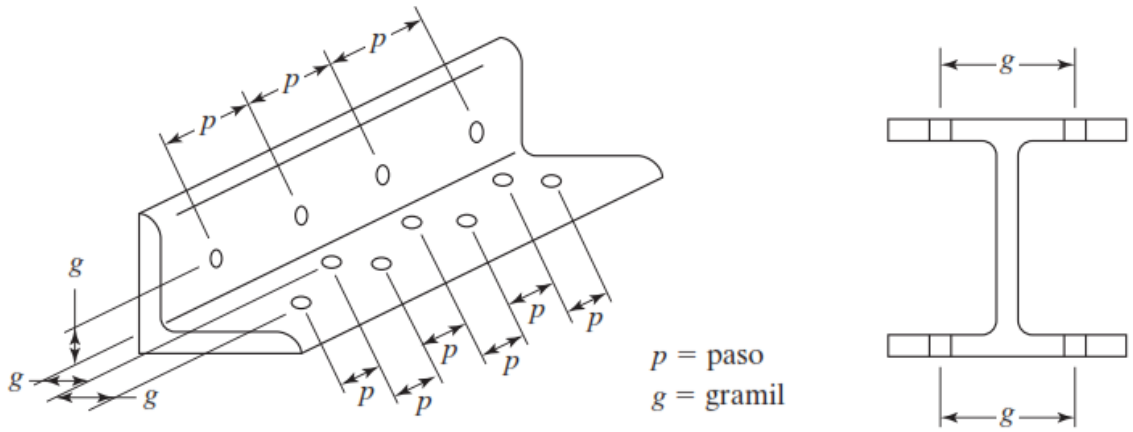


Figura 24: Gramil y paso en secciones

2.2.2.2.1 Separación mínima

Los tornillos deben colocarse a una distancia suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre sujetadores. La Especificación (J3.3) del AISC 360-16 estipula una distancia mínima centro a centro para agujeros de sujetadores estándar, holgados o de ranura. Para estos agujeros, la distancia mínima centro a centro no deber ser menor de 2 2/3 diámetros (siendo preferible tres diámetros). Los resultados de pruebas han demostrado claramente que las resistencias por aplastamiento son directamente proporcionales a la separación centro a centro hasta un máximo de 3d. No se obtiene resistencia adicional al aplastamiento si se usan separaciones mayores de 3d.

2.2.2.2.2 Distancia mínima al borde

Los tornillos nunca se deben colocar muy cerca de los bordes de un miembro por dos razones principales. Primero, el punzonado de los agujeros muy cercanos a los bordes puede ocasionar que el acero opuesto al agujero se abombe o se agriete. La segunda razón se aplica a los extremos de los miembros donde existe el peligro de que el sujetador desgarre al metal. La práctica común consiste en

colocar el sujetador una distancia mínima del borde de la placa igual a 1.5 o 2.0 veces el diámetro del mismo, de manera que el metal en esa zona tenga una resistencia al cortante igual por lo menos a la de los sujetadores. La Especificación (J3.4) del AISC 360-16 estipula que la distancia entre el centro de una agujero estándar y el borde de la parte conectada no debe ser menor que los valores aplicables dados en la Tablas J3.4 9 (**Anexo 2**).

2.2.2.2.3 Separaciones máximas

Las especificaciones sobre acero estructural proporcionan las distancias máximas a bordes de conexiones atornilladas. El propósito de tales requisitos es reducir la posibilidad de que se introduzca humedad entre las partes. Cuando los sujetadores están muy alejados de los bordes de las partes conectadas, éstos pueden a veces separarse, lo que permitirá la entrada de la humedad. Cuando sucede esto y se tiene una falla de la pintura, se generará y acumulará la corrosión, ocasionando mayores separaciones entre las partes. La distancia al borde, máxima permisible, dada por (J3.5) del AISC 360-16 es de 12 veces el espesor de la parte conectada, pero no más de 6 plg (150 mm).

La Especificación (J3.5) del AISC 360-16 estipula que la separación máxima centro a centro de tornillos para miembros pintados o para miembros no pintados no expuestos a corrosión, es de 24 veces el espesor de la placa más delgada, pero sin exceder de 12 plg (305 mm). Para miembros no pintados que consisten en acero intemperizado sometidos a la corrosión atmosférica, la máxima es de 14 veces el espesor de la placa más delgada, pero sin exceder 7 plg (180 mm).

2.2.2.3 Placa sencilla de conexión (SPC - Single Plate Connection)[6]

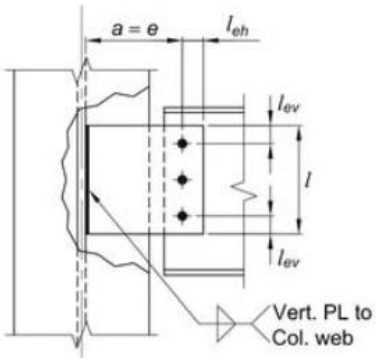


Figura 25

1-) Revisión de Pernos

1.1-) Esfuerzo de la conexión empernada al alma de la viga, ecuación 7-1 del AISC Manual v15.

$\phi R = \phi C r_n$ **Ecuación 40**

Donde:

$\phi =$ 0.75

$C =$ Coeficiente para grupo de pernos cargados excéntricamente, tabla 7-6 del AISC Manual v15 (**Anexo 2**)

$r_n =$ El menor de
- Esfuerzo cortante máximo permisible, tabla 7-1 del AISC Manual v15 (**Anexo 2**)
- $3.0 d_b t_w F_u$ **Ecuación 41,** ecuación J3-6b del AISC 360-16, resistencia al aplastamiento del perno
- $1.5 l_c t_w F_u$ **Ecuación 42,** ecuación J3-6d del AISC 360-16, resistencia al arrancamiento del perno

$t_w =$ Espesor del alma de la viga (in)

$l_c =$ $l_{eh} - 0.5 d_h$ **Ecuación 43**

$d_h =$ Tabla J3.3 del AISC Manual v15 (**Anexo 2**) orificio STD

1.2-) Esfuerzo de la conexión empernada en la platina.

Aplicar **Ecuación 40** con r_n obtenido de la **Ecuación 42**

---

[6] Procedimiento sugerido por American Institute of Steel Construction, AISC Design Example v15, example IIA-19B, página IIA-182 a la página IIA-204.

2-) Revisión de la viga

2.1-) Esfuerzo de fluencia a cortante de la viga, ecuación J4-3 del AISC 360-16.

$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$ **Ecuación 44**

Donde:

$\phi =$ 1

$A_{gv} =$ Área gruesa a cortante (in²)

2.2-) Esfuerzo de fluencia a tensión de la viga, ecuación J4-1 del AISC 360-16.

$\phi R = \phi f_y A_g$ **Ecuación 45**

Donde:

$\phi =$ 0.90

$A_g =$ Área de la sección total de la viga (in²)

2.3-) Ruptura del bloque cortante en el alma de la viga, ecuación J4-5 del AISC 360-16.

$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$ **Ecuación 46**

Donde:

$\phi =$ 0.75

$A_{gv} =$ Área gruesa a tensión (in²)

$A_{nt} =$ Área neta a tensión (in²)

$A_{nv} =$ Área neta a cortante (in²)

$U_{bs} =$ 1 para esfuerzos a tensión uniformes, 0.50 para esfuerzos a tensión no uniformes, sección J4.3 del AISC 360-16

3-) Placa de conexión

3.1-) Espesor de la platina

Limitación de distancia de los bordes $l_{eh} > 2d_b$ según AISC Manual v15, pagina 10-87.

El espesor máximo de la platina es $t_{p\max} = d_b / 2 + 1/16$ según la tabla 10-19 del AISC Manual v15.

3.2-) Esfuerzo a flexión de la platina de conexión, sección F11 del AISC 360-16

3.2.1-) Esfuerzo a flexión según la sección F11.1 del AISC 360-16

$M_n = M_p = f_y Z \leq 1.60 f_y S_x$ **Ecuación 47**

Donde:

$\phi =$ 0.90

$S_x =$ Modulo elástico alrededor del eje x (in³)

$Z =$ Modulo plástico de la sección alrededor del eje x (in³)

3.2.2-) Esfuerzo al pandeo lateral torsional según sección F11.2 del AISC 360-16

$$si \ \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{f_y} \quad NO-APLICA$$ **Ecuación 48**

$$si \ \frac{0.08E}{f_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{f_y} \quad M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{f_y}{E} \right] M_y \leq M_p$$ **Ecuación 49**

$$si \ \frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{f_y} \quad M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$ **Ecuación 50**

$\phi =$ 0.90

$L_b =$ a

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

$d =$ l

$$C_b = \left[3 + \ln\left(\frac{L_b}{d} \right) \right] \left(1 - \frac{d_{ct}}{d} \right) \geq 1.84$$ **Ecuación 51**

$$F_{cr} = \frac{1.9EC_b}{\frac{L_b d}{t^2}}$$ **Ecuación 52**

3.3-) Esfuerzo a la fluencia al cortante de la platina de conexión

Usar la **Ecuación 44**

3.4-) Esfuerzo de fluencia a tensión de la platina de conexión

Usar la **Ecuación 45**

3.5-) Interacción de fluencia de axial, flexión y cortante en la platina de conexión.

El AISC design example 16, sugiere una combinación de la ecuación 10-5 del AISC Manual v15 con el capítulo H del AISC 360-16

Si $\frac{N_u}{\phi R_{np}} < 0.2$ entonces $\left(\frac{N_u}{2\phi R_{np}} + \frac{V_u a}{\phi M_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}} \right)^2 \leq 1$ **Ecuación 53**

Si $\frac{N_u}{\phi R_{np}} \geq 0.2$ entonces $\left(\frac{N_u}{\phi R_{np}} + \frac{8}{9} \frac{V_u a}{\phi M_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}} \right)^2 \leq 1$ **Ecuación 54**

3.6-) Esfuerzo de ruptura a tensión de la platina de conexión, ecuación J4-2 del AISC 360-16

$\phi R_n = \phi f_u A_e$ **Ecuación 55**

Donde:

$\phi =$ 0.75

$A_e =$ $A_n U$ **Ecuación 56**

$U =$ 1 tabla D3.1 del AISC 360-16, todo el elemento se encuentra a tensión

$A_n =$ Área neta a tensión (in²)

3.7-) Ruptura a flexión de la platina de conexión, ecuación 9-4 del AISC Manual v15.

$\phi M_n = \phi f_u Z_{net}$ **Ecuación 57**

Donde:

$\phi =$ 0.75

$Z_{net} =$ $\frac{tl^2}{4} - \frac{1}{4}\left[(d_h + 1/16)(s)(n^2 - 1) + (d_h + 1/16)^2\right]$ **Ecuación 58**

3.8-) Esfuerzo a ruptura a cortante, ecuación J4-4 del AISC 360-16

$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$ **Ecuación 59**

Donde:

$\phi =$ 0.75

$A_{nv} =$ Área neta a cortante (in²), definido en la **Ecuación 43**

3.9-) Interacción de ruptura a axial, flexión y cortante en la platina de conexión, aplicar **Ecuación 53** o **Ecuación 54**

3.10-) Esfuerzo de ruptura del bloque cortante en la platina, aplicar **Ecuación 46**, bloque cortante en dirección del axial de la viga en forma de L y U, y dirección del cortante de la viga en forma de L.

4-) Revisión de columna

4.1-) Esfuerzo de ruptura cortante en el alma de la columna, aplicar **Ecuación 59**

4.2-) Análisis de línea de influencia en el alma de la columna, ecuación 9-31 del AISC Manual v15.

$\phi R_n = \phi \frac{t_w^{\,2} f_y}{4}\left[\frac{4\sqrt{Tab(a+b)} + l(a+b)}{ab}\right]$ **Ecuación 60**

Donde:

$\phi =$ 1

$T = d - 2k_{des}$ **Ecuación 61**

$a = d/2 - k_{des} + t_w/2$ **Ecuación 62**

$b = d/2 - k_{des} - t_w/2 - t_p$ **Ecuación 63**

4.3-) Para el diseño de la soldadura use el método elástico, sección **2.2.3.2**

2.2.2.4 Placa de extremo de conexión (EPC – End Plate Connection)

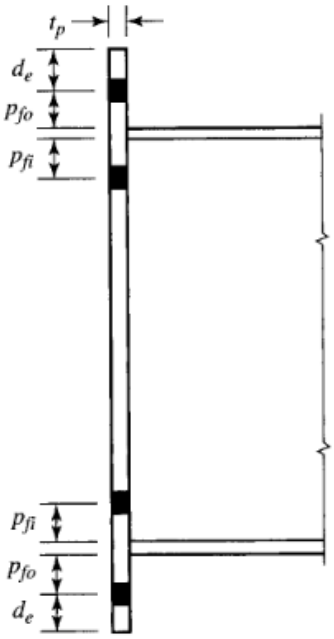


Figura 26

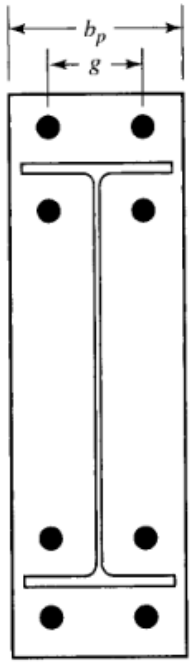


Figura 27

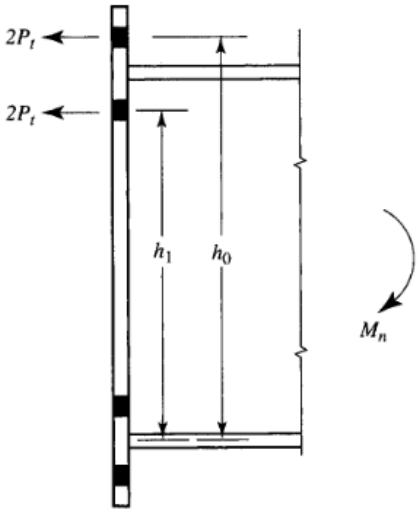


Figura 28

1-) Revisión de pernos[7]

1.1-) Capacidad de resistencia de momento basado en los esfuerzos de los pernos, ecuación J3-1 del AISC 360-16.

$\phi P_t = \phi f_{nt} A_b$ **Ecuación 64**

---

[7] Procedimiento según William T. Segui. Steel Design, fourth edition, 2007, sección 8.8, página 520 a la página 533.

$\phi M_n = \phi 2 P_t (h_0 + h_1)$ **Ecuación 65**

Donde:

$\phi =$ 0.75
$h_0, h_1 =$ Ver **Figura *28***
$f_{nt} =$ Tabla J3.2 del AISC 360-16 (**Anexo 2**)
$A_b =$ Área el perno (in²)

1.2-) Resistencia al cortante de los pernos, ecuación J3-1 del AISC 360-16, aplicar **Ecuación 64**

1.3-) Resistencia al aplastamiento de los pernos, aplicarla para la placa de conexión y para el patín de la columna, las ecuaciones a aplicar son la J3-6c y J3-6a del AISC 360-16.

$\phi R_n = \phi 1.2 l_c t f_u$ **Ecuación 66**

$\phi R_n = \phi 2.4 d_b t f_u$ ***Ecuación 67***

Donde:

$\phi =$ 0.75
$l_c =$ Separación entre pernos más corta (in)
$d_b =$ Diámetro del perno (in)
$t =$ Espesor de la placa de conexión o del patín de la columna (in)

2-) Revisión de la placa de conexión

2.1-) Chequeo de las distancias máximas y mínimas.

$b_p \geq g + 2Le$ **Ecuación 68**

$b_p \geq b_f$ **Ecuación 69**

Donde:

$b_p =$ Distancia horizontal entre pernos (**Figura *27***)
$Le =$ Separación mínima al borde (in) tabla J3.4 del AISC 360-16 (**Anexo 2**)
$b_f =$ Patín de la viga (in)

2.2-) espesor de la placa de conexión, ecuaciones del Design Guide 4.

$t_p = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_n}{\phi_b f_y Y_p}}$ **Ecuación 70**

Donde:

$\phi_p =$ 0.90

$\phi M_n =$ Obtenido de la $\phi M_n = \phi 2P_t(h_0 + h_1)$ **Ecuación *65***

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{p_{f0}}\right) - \frac{1}{2}\right] + \frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi} + s)\right]$$ **Ecuación 71**

$$s = \min\left(\frac{1}{2}\sqrt{b_p g}, p_{fi}\right)$$ **Ecuación 72**

2.3-) Esfuerzo de fluencia cortante en la placa de conexión, aplicar **Ecuación 44**

2.4-) Esfuerzo de ruptura cortante en la placa de conexión, aplicar **Ecuación 59**

2.5-) Para el diseño de la soldadura en el patín y en el alma de la viga aplicar la **Ecuación 91**

3-) Revisión de la columna

3.1-) Revisión del espesor del patín de la columna, según el Design Guide 4 del AISC, aplicar la **Ecuación 70**, con el valor de Y_p es Y_c para columnas:

Si no es necesario atiezadores:

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{s}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1\left(s + \frac{3c}{4}\right) + h_0\left(s + \frac{c}{4}\right) + \frac{c^2}{2}\right] + \frac{g}{2}$$ **Ecuación 73**

Si es necesario atiezadores:

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{fi}}\right) + h_0\left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{f0}}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1(s + p_{fi}) + h_0(s + p_{fo})\right]$$ **Ecuación 74**

3.2-) Falla por flexión local en el patín de la columna, ecuación J10-1 del AISC 360-16

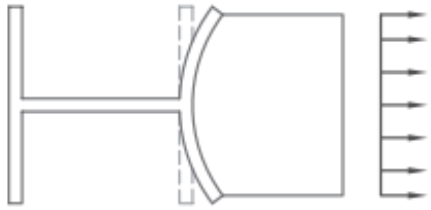


Figura 29: Falla por flexión local en el patín de la columna

$$\phi R_n = \phi C 6.25 t_f^{\,2} f_y$$ **Ecuación 75**

Donde:

$\phi_p =$ 0.90

$t_f =$ Espesor del patín

$$C = \begin{cases} 0.5 & si\ 10t_f \geq q = d_e + p_{f0} \\ 1 & si\ 10t_f < q = d_e + p_{f0} \end{cases}$$ **Ecuación 76**

3.3-) Estado límite de fluencia local del alma en compresión, aplica la ecuación J10-2 del AISC 360-16 pero el AISC Design Guide 4 sugiere ciertas modificaciones a dicha ecuación.

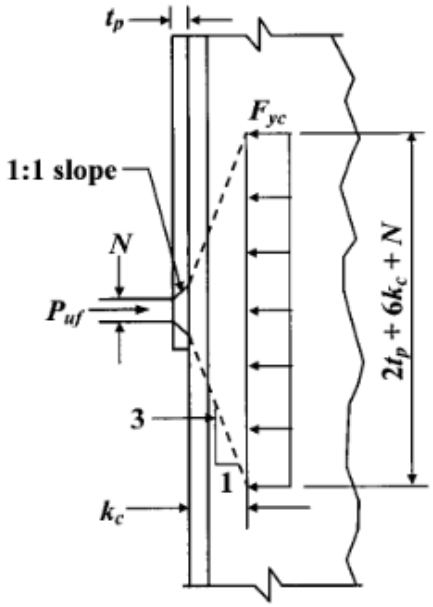


Figura 30

$$\phi R_n = \phi[C(6k + t_{fb}) + 2w + 2t_p] f_y t_w$$ **Ecuación 77**

Donde:

$\phi_p =$ 0.90

$t_{fb} =$ Espesor del patín de la viga

$$C = \begin{cases} 0.5 & si\ d \geq q = d_e + p_{f0} \\ 1 & si\ d < q = d_e + p_{f0} \end{cases}$$ **Ecuación 78**

$t_w =$ Espesor del alma de la columna

$t_p =$ Espesor de la platina de conexión

$w =$ Espesor de la soldadura

3.4-) Aplastamiento del alma, sección J10.3 del AISC 360-16.

Ya que $d/2 \geq q = d_e + p_{f0}$, siendo “d” el peralte de la viga, aplican las ecuaciones J10-5 del AISC 360-16

Si $N/d \leq 0.2$, entonces $R_n = 0.40 t_w^{\,2}\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$ **Ecuación 79**

Si $N/d > 0.2$, entonces $R_n = 0.40 t_w^{\,2}\left[1+\left(\frac{4N}{d}-0.2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$ **Ecuación 80**

Donde:

$\phi_P =$ 0.75

$N =$ Espesor del patín de la viga

3.5-) Pandeo por compresión del alma, ecuación J10-8 del AISC 360-16

$R_n = \frac{24 t_w^{\,3}\sqrt{EF_{yw}}}{h}$ **Ecuación 81**

Donde:

$\phi_P =$ 0.75

$h =$ $d - 2k_{es}$ **Ecuación 82**

3.6-) Cortante en la zona panel de la columna, sección J10.6 del AISC 360-16

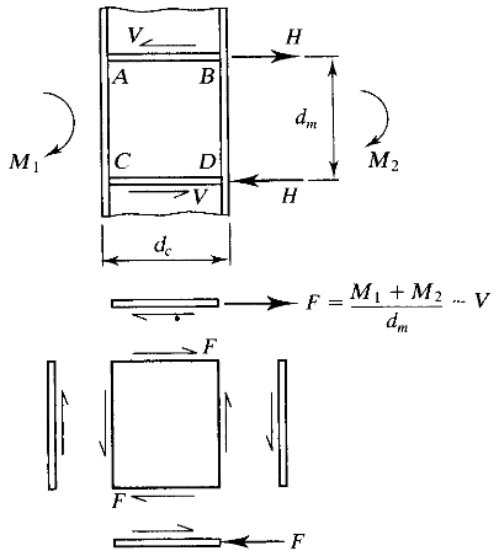


Figura 31: Análisis en columna con vigas en ambos extremos

$F = \frac{M_1 + M_2}{d_m} - V = \frac{2Mu}{d_m} - Pu$ **Ecuación 83**

Para el caso de columna con una viga, seria:

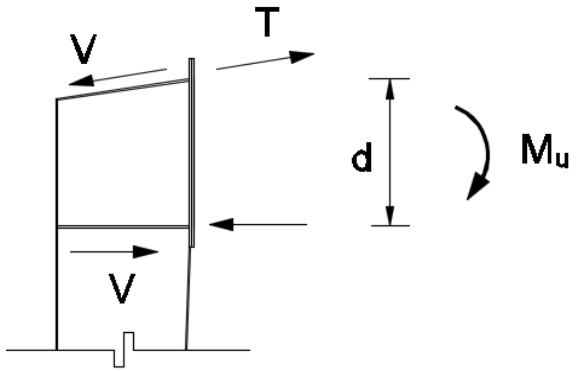


Figura 32: Análisis en columna con una viga en el extremo

$F = \frac{Mu}{d} - Pu$ **Ecuación 84**

La ecuación D2-1 del AISC 360-16 para el esfuerzo de fluencia a tensión:

$P_c = f_y A$ **Ecuación 85**

Si $P_r \leq 0.40 P_c$ entonces $R_n = 0.60 F_y d_c t_w$ **Ecuación 86**

Si $P_r > 0.40 P_c$ entonces $R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_r}{P_c}\right)$ **Ecuación 87**

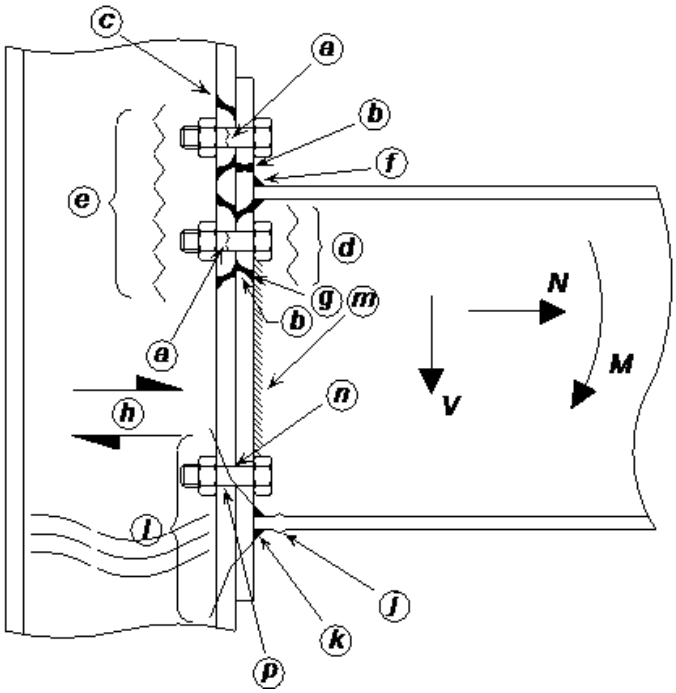


Figura 33: Análisis de componentes

Tabla 3: Componentes a ser evaluados en el procedimiento de diseño

Zona	Ref	Componente	Procedimiento
Tensión	a	Pernos a tensión	1.1
	b	Flexión en la placa de extremo	2.3 y 2.4
	c	Flexión en el patín de la columna	3.2
	f	Soldadura en el patín de la viga con placa de extremo	2.5
	g	Soldadura en alma de la viga con placa de extremo	2.5
Cortante horizontal	h	Zona panel a cortante en el alma de la columna	3.6
Compresión	k	Soldadura en el patín de la viga con placa de extremo	2.5
	l	Alma de la columna	3.3
Cortante Vertical	m	Soldadura en alma de la viga con placa de extremo	2.5
	n	Cortante en perno	1.2
	p	Aplastamiento del perno (placa o patín)	1.3

NOTA: Si alguno de los análisis **3.1, 3.2, 3.3, 3.4 o 3.5** no cumple los requerimientos, es necesario utilizar atiezadores, placas de refuerzo en el alma o platinas en diagonal en la zona panel de la columna. Ver **2.2.3.6**

2.2.2.5 Placa de arriostre

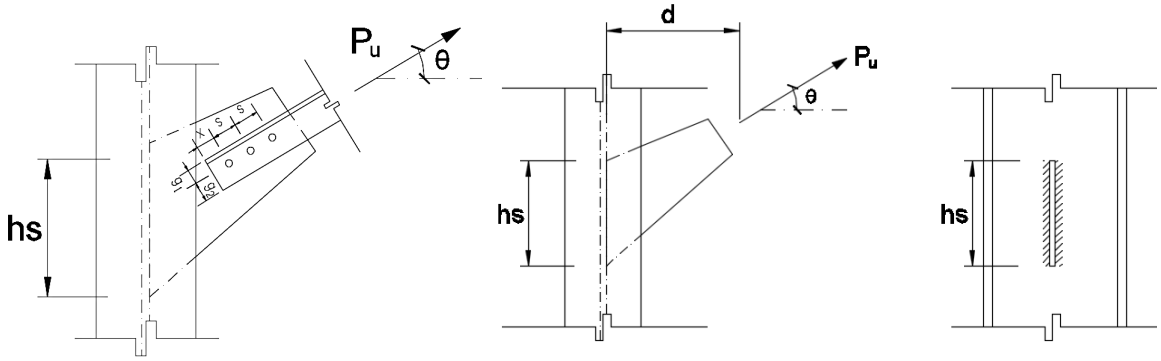


Figura 34

1-) Revisión de la resistencia de los pernos

1.1-) Resistencia nominal de los pernos, según sección J3.8 del AISC 360-16, ecuación J3-4.

$\phi R_n = \phi \mu D_u h_f T_b n_s$ **Ecuación 88**

Donde:

$\phi_p =$ 1

$\mu =$ 0.30, coeficiente de deslizamiento promedio para superficies clase A

$D_u =$ 1.13, factor multiplicador Espesor del alma de la columna

$h_f =$ 1.00, factor de relleno

$T_b =$ Tracción mínima del conector, ver tabla J3.1 del AISC 360-16, **Anexo 2**

$n_s =$ 1.00, número de planos de deslizamiento

1.2-) Resistencia al cortante de los pernos, usar la **Ecuación 64**

1.3-) Resistencia al aplastamiento de los pernos, por arrancamiento usar la **Ecuación 66** y por aplastamiento usar la **Ecuación 67**

2-) Revisión del angular

2.1-) Revisar las distancias mínimas al borde según tabla J3.4 del AISC 360-16 (**Anexo 2**)

2.2-) Esfuerzo de fluencia a tensión del angular, usar la **Ecuación 45**

2.3-) Esfuerzo de ruptura a tensión del angular, usar la **Ecuación 55**

2.4-) Bloque cortante en el angular, usar la **Ecuación 46**

3-) Revisión de la placa de conexión

3.1-) Para el diseño de soldadura usar el método elástico, sección **2.2.3.2**

3.2-) Cheque del esfuerzo cortante a fluencia, usar la **Ecuación 44**, y al esfuerzo cortante de ruptura usar la **Ecuación 59**

3.3-) Bloque cortante en la platina de conexión, usar la **Ecuación 46**

2.2.3 Conexiones Soldadas

2.2.3.1 Tipos de soldaduras

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan (con o sin la adición de otro metal fundido).

La AWS (American Welding Society) acepta cuatro procesos de soldado como precalificados. En este contexto, la palabra precalificada implica que los procesos son aceptables sin necesidad de pruebas ulteriores sobre su calidad por medio de procedimientos de calificación. Los procesos aceptados por la Especificación 1.3.1 del AWS son:

1) soldadura por arco metálico protegido (SMAW)

2) soldadura por arco sumergido (SAW)

3) soldadura de arco metálico con gas (GMAW)

4) soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW).

El proceso SMAW es el proceso usual que se aplica para soldadura manual, mientras que los otros tres son generalmente automáticos o semiautomáticos.

Los dos tipos principales de soldaduras son las soldaduras de filete y de ranura. Existen además las soldaduras de tapón y de muesca, que no son comunes en el trabajo estructural. Estos cuatro tipos de soldadura se muestran en la **Figura *35***. Las soldaduras de filete son aquellas que se hacen con las partes que se traslapan una sobre otra, como se muestra en la **Figura *35*** (a). También pueden usarse en juntas te (como se ilustra en la **Figura *37*: tipos de juntas de soldadura**). Las soldaduras de filete son las de uso más económico, ya que es necesaria poca preparación de las partes que se van conectar.

Las soldaduras se clasifican respecto a la posición en que se realizan como: planas, horizontales, verticales y en la parte superior o sobrecabeza, siendo las planas las más económicas y las de la parte superior las más costosas. Un buen soldador puede realizar una soldadura plana en forma muy satisfactoria, pero sólo los mejores soldadores pueden hacerla en la parte superior. Véase la **Figura *36*: posiciones de soldado**.

Las soldaduras también se pueden clasificar de acuerdo con el tipo de junta usada: a tope, traslapada, en te, de canto, en esquina, etc. Véase la **Figura *37*: tipos de juntas de soldadura**.

Los electrodos de metal de relleno para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En esta clasificación, la letra E representa a un electrodo, mientras que el primer conjunto de dígitos (60, 70, 80, 90, 100 o 110) indica la resistencia mínima a la tensión de la soldadura, en ksi.

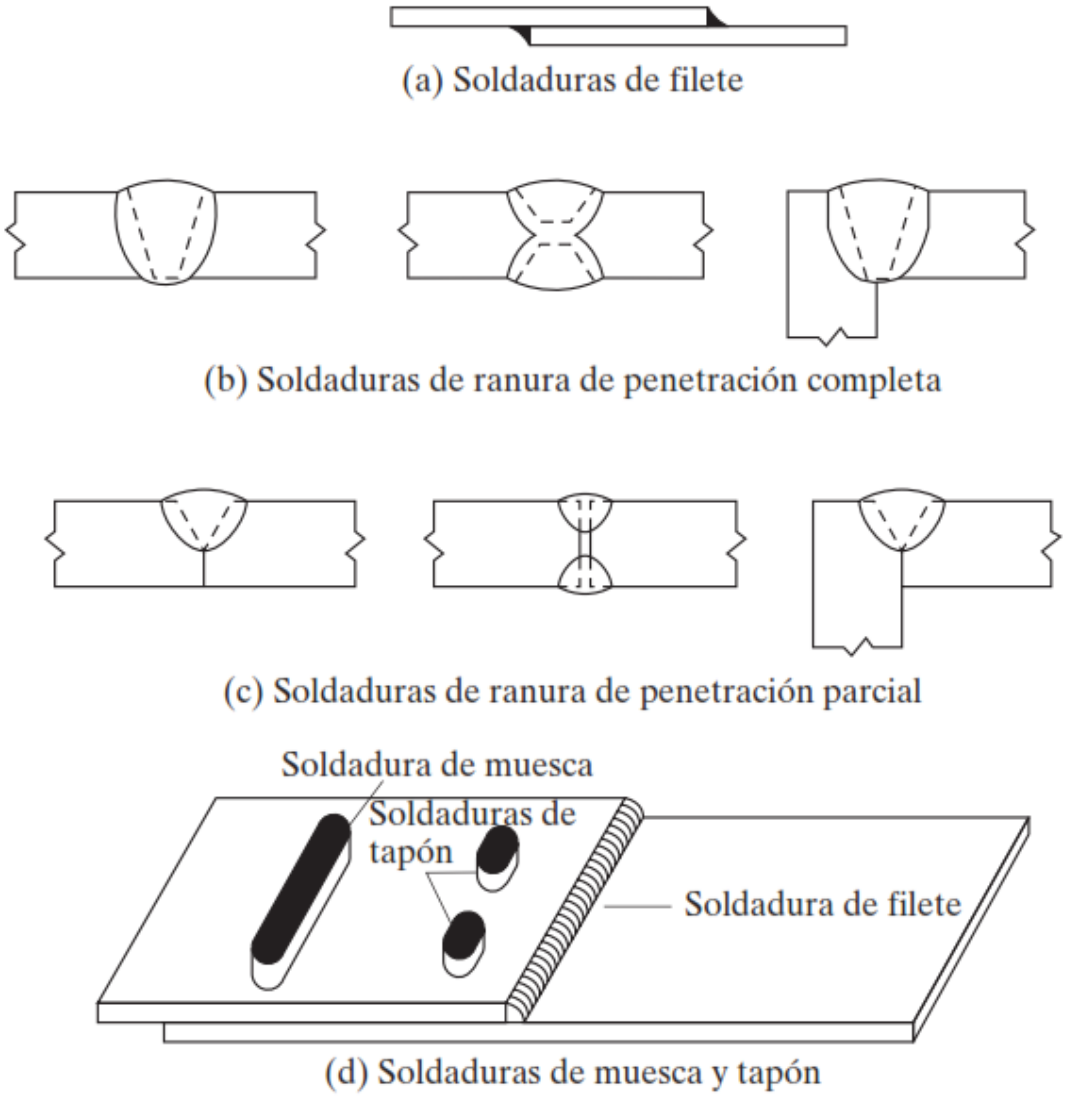


Figura 35: tipos de soldaduras estructurales

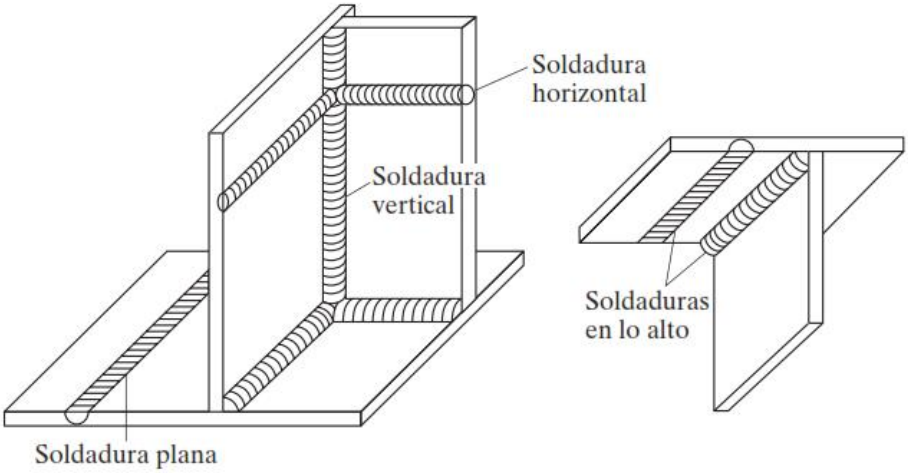


Figura 36: posiciones de soldado

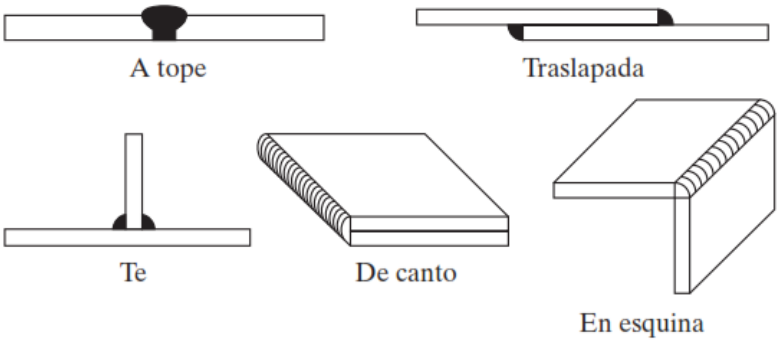


Figura 37: tipos de juntas de soldadura

La tabla 8-2 del ASIC Manual v15 (**Anexo 3**), muestra los diversos símbolos de soldadura desarrollados por la American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura). Estos símbolos eliminan la necesidad de dibujos en las soldaduras y hacer largas notas descriptivas.

2.2.3.1.1 Soldadura de filete

Cuando las soldaduras de filete se prueban a la ruptura con cargas paralelas a los ejes de la soldadura, parecen fallar por corte en ángulos de aproximadamente 45° a través de la garganta. Por consiguiente, su resistencia se supone igual al esfuerzo de corte de diseño o permisible por el área teórica de la garganta de la soldadura. El grueso teórico de la garganta de diversas soldaduras de filete se muestra en la **Figura *38*: (a) Superficie convexa. (b) Superficie cóncava. (c) Soldadura de filete de lados desiguales.**.

El área de la garganta A_{we} es igual al grueso teórico de ésta por la longitud de la soldadura. La raíz de la soldadura es el punto donde las superficies de las caras de las piezas de metal original se intersecan, y la garganta teórica de la soldadura es la distancia más corta de la raíz de la soldadura a su cara esquemática.

$$A_{we} = \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l \qquad \textbf{Ecuación 89}$$

Donde:

$D =$ Espesor de la soldadura en 1/16vo parte
$l =$ Longitud de la soldadura (in)

Para el filete de 45° o de lados iguales, el grueso de la garganta es 0.707 veces el tamaño de la soldadura, pero tiene diferentes valores para soldaduras de filete de lados desiguales. De preferencia la soldadura de filete debe tener una superficie plana o ligeramente convexa.

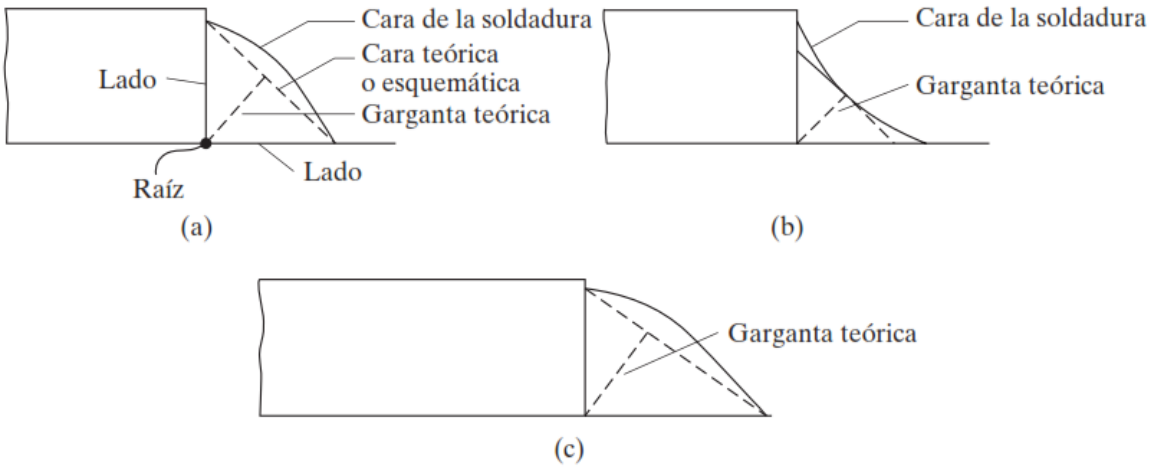


Figura 38: (a) Superficie convexa. (b) Superficie cóncava. (c) Soldadura de filete de lados desiguales.

Las soldaduras de filete no deben diseñarse con un esfuerzo mayor que el esfuerzo de diseño de los miembros adyacentes a la conexión. Si la fuerza externa aplicada

al miembro (tensión o compresión) es paralela al eje del metal de la soldadura, su resistencia de diseño no debe exceder la resistencia de diseño axial del miembro.

La Sección J2.4 del AISC establece que la resistencia de las soldaduras de filete cargadas transversalmente en un plano que pase por sus centros de gravedad se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$F_{nw} = 0.60F_{EXX}(1+0.50sen^{1.5}\theta)$$ **Ecuación 90**

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60F_{EXX}(1+0.50sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l$$ **Ecuación 91**

Donde:

$\phi =$ 0.75

$\theta =$ es el ángulo entre las líneas de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura

2.2.3.1.2 Soldadura longitudinal y transversal

Ya que las soldaduras transversales son menos dúctiles y alcanzan su capacidad de deformación última antes de que las soldaduras laterales o longitudinales alcancen su resistencia máxima, el AISC en su Sección J2.4c establece que la resistencia nominal total de una conexión con soldaduras laterales y transversales debe ser igual al mayor de los valores obtenidos con las dos siguientes ecuaciones (ecuación J10-2a y J10-2b):

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt}$$ **Ecuación 92**

$$R_n = 0.85R_{nwl} + 1.5R_{nwt}$$ **Ecuación 93**

Donde:

$R_{nwt} =$ Resistencia nominal total de la soldadura de filete transversal

$R_{nwl} =$ Resistencia nominal total de la soldadura de filete longitudinal o lateral

En ambos casos $F_{nw} = 0.60F_{EXX}$ y no utilizar la **Ecuación 88**

2.2.3.1.3 Espesores máximos y mínimos

La determinación de los espesores máximos y mínimo de soldadura de filete están establecidas en las secciones J2.2b y J2.4 del AISC 360-16.

Tabla 4: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete

Máximo espesor en soldadura de filete, sección J2.2B AISC 360-16	
Espesor de la parte conectada, t[1]	**Máximo espesor de la soldadura, w**
t < ¼"	w = t
t ≥ ¼"	w = t - 1/16"
Mínimo espesor en soldadura de filete, Tabla J2.4 AISC 360-16[2]	
Espesor de la parte conectada, t	**Mínimo espesor de la soldadura, w**
t ≤ ¼"	1/8
¼" < t ≤ ½"	3/16
½" < t ≤ ¾"	1/4
t > ¾"	5/16

[1] El término "t" es el espesor de la placa de conexión más gruesa
[2] debe ser usada para soldadura single-pass. El tamaño máximo de soldadura puede ser hecho en una pasada simple de 5/16"

2.2.3.2 Método elástico

El método elástico es un método conservador ya que ignora la ductilidad del grupo de la soldadura y la redistribución de las cargas del grupo de soldadura.

Cuando la soldadura está sujeta a cargas excéntricas en el plano de la soldadura como muestra la **Figura *39*: soldadura carga excéntricamente.**, la soldadura está sujeta a componentes de cortante directo y una componente cortante-torsional. Considerando el componente del cortante, el cortante en la soldadura por pulgada lineal es:

$$f_1 = \frac{P}{L}$$

Donde

$f_1 =$ Cortante por pulgada lineal de soldadura con componentes f_{1x} y f_{1y}

$L =$ Longitud de la soldadura total (in)

$P =$ Carga aplicada con componentes P_x y P_y

$$f_{1x} = \frac{P_x}{L} \quad \textbf{Ecuación 94}$$

$$f_{1y} = \frac{P_y}{L} \quad \textbf{Ecuación 95}$$

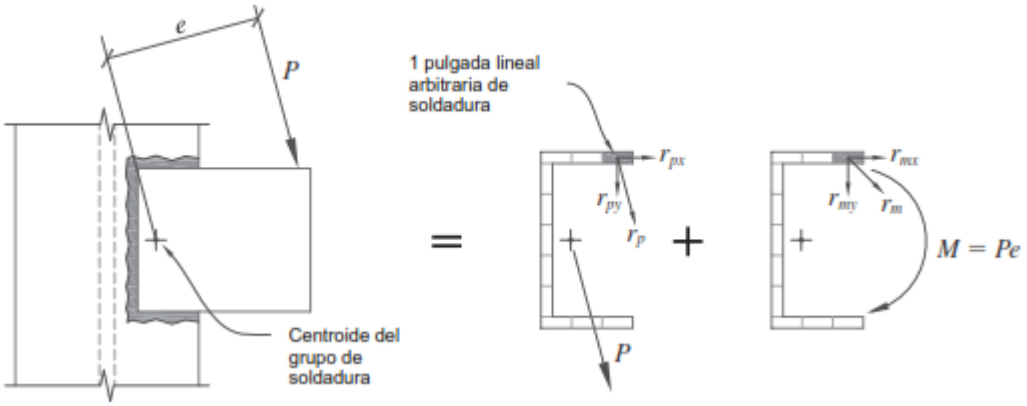


Figura 39: soldadura carga excéntricamente.

Considerando la componente torsional, el cortante en la soldadura por pulgada lineal es:

$$f_2 = \frac{Pec}{I_p} = \frac{Mc}{I_p}$$

Donde

$f_2 =$ Cortante por pulgada lineal de soldadura con componentes f_{2x} y f_{2y}

$c =$ Distancia desde el centroide del grupo de soldadura al punto más remoto desde el centroide del grupo de soldadura, con componentes c_x y c_y (in)

$I_p =$ Momento polar de inercia, ver **Tabla *5*: Centro de gravedad, módulo de sección y momento polar.**

$$f_{2x} = \frac{Mc_y}{I_p} \quad \textbf{Ecuación 96}$$

$$f_{2y} = \frac{Mc_x}{I_p} \quad \textbf{Ecuación 97}$$

Una vez todos los componentes de esfuerzos cortantes son encontrados (f_1, f_2), deben ser combinados en el punto en el cual el esfuerzo cortante es el más grande, el cual es usualmente el punto más remoto en el grupo de soldadura:

$$f_v = \sqrt{(\sum f_x)^2 + (\sum f_y)^2} \quad \textbf{Ecuación 98}$$

Este resultado de esfuerzo cortante debe ser menor que el esfuerzo resistente de la soldadura.

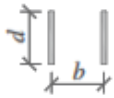
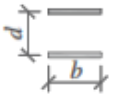
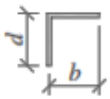
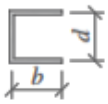
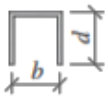
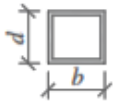
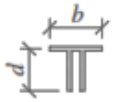
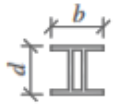
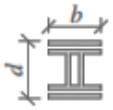
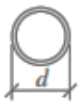
Weld Group		Center of Gravity, in. x, y	Section Modulus, in.^{3} S_{top}	Section Modulus, in.^{3} S_{bot}	I_p (or J), in.^{4}
a.		$0, \frac{d}{2}$	$\frac{d^2}{6}$		$\frac{d^3}{12}$
b.		$\frac{b}{2}, \frac{d}{2}$	$\frac{d^2}{3}$		$\frac{d(3b^2 + d^2)}{6}$
c.		$\frac{b}{2}, \frac{d}{2}$	bd		$\frac{b^3 + 3bd^2}{6}$
d.		$\frac{b^2}{2(b + d)}, \frac{d^2}{2(b + d)}$	$\frac{4bd + d^2}{6}$	$\frac{d^2(4b + d)}{6(2b + d)}$	$\frac{(b + d)^4 - 6b^2d^2)}{12(b + d)}$
e.		$\frac{b^2}{2b + d}, \frac{d}{2}$	$bd + \frac{d^2}{6}$		$\frac{(2b + d)^3}{12} - \frac{b^2(b + d)^2}{(2b + d)}$
f.		$\frac{b}{2}, \frac{d^2}{b + 2d}$	$\frac{2bd + d^2}{3}$	$\frac{d^2(2b + d)}{3(b + d)}$	$\frac{(b + 2d)^3}{12} - \frac{d^2(b + d)^2}{(b + 2d)}$
g.		$\frac{b}{2}, \frac{d}{2}$	$bd + \frac{d^2}{3}$		$\frac{(b + d)^3}{6}$
h.		$\frac{b}{2}, \frac{d^2}{b + 2d}$	$\frac{2bd + d^2}{3}$	$\frac{d^2(2b + d)}{3(b + d)}$	$\frac{(b + 2d)^3}{12} - \frac{d^2(b + d)^2}{(b + 2d)}$
i.		$\frac{b}{2}, \frac{d^2}{2(b + d)}$	$\frac{4bd + d^2}{3}$	$\frac{4bd^2 + d^3}{6b + 3d}$	$\frac{d^3(4b + d)}{6(b + d)} + \frac{b^3}{6}$
j.		$\frac{b}{2}, \frac{d}{2}$	$bd + \frac{d^2}{3}$		$\frac{b^3 + 3bd^2 + d^3}{6}$
k.		$\frac{b}{2}, \frac{d}{2}$	$2bd + \frac{d^2}{3}$		$\frac{2b^3 + 6bd^2 + d^3}{6}$
l.		$\frac{d}{2}, \frac{d}{2}$	$\frac{\pi d^2}{4}$		$\frac{\pi d^3}{4}$

Tabla 5: Centro de gravedad, módulo de sección y momento polar.

2.2.3.3 Empalmes Columna-Columna y Viga-Viga

Para una soldadura a tope de penetración completa (de ranura), el cálculo no es necesario porque la fuerza de metal de relleno es al menos tan alta como la resistencia del metal base de la parte más débil a unir y el espesor de la garganta de la soldadura es igual al espesor de la placa, **Figura *40***. Así, la soldadura a tope con eficacia puede considerarse simplemente como la sustitución del material original. En todos estos casos el diseño es controlado por los esfuerzos del metal base (ver tabla J2.5 del AISC 360-16, **Anexo2**)

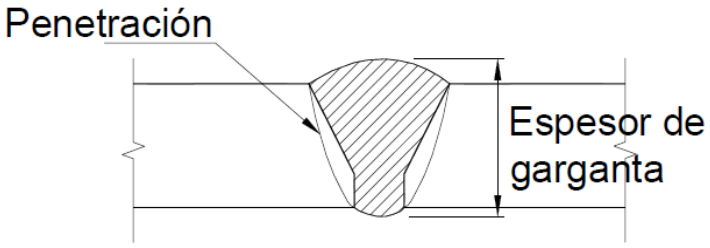


Figura 40

Para la situación usual los electrodos E70 se usan para aceros con valores f_y entre 36 a 60 ksi, mientras que los electrodos E80 se usan cuando f_y = 65ksi.

Para el empalme del alma se recomienda la soldadura de ranura doble V, para el empalme de los patines se recomienda la soldadura de ranura tipo V sencilla (ver tablas 8-2 del AISC Manual v15, **Anexo 3**)

2.2.3.4 Placa sencilla de conexión (SPC – Single Plate Connection)

1-) Revisión de la placa de conexión

1.1-) Diseño de la unión de la placa con la viga, utilizar el método elástico

1.2-) Esfuerzo a flexión de la platina de conexión, utilizar el paso **3.2.2** de la sección **2.2.2.3**

1.3-) Esfuerzo a la fluencia del cortante de la platina de conexión, usar la **Ecuación 44**

1.4-) Esfuerzo de fluencia a tensión de la platina de conexión, usar la **Ecuación 45**

1.5-) Interacción de fluencia de axial, flexión y cortante en la platina de conexión, usar el paso **3.5** de la sección **2.2.2.3**

1.6-) Esfuerzo de ruptura a tensión de la platina de conexión, usar el paso **3.6** de la sección **2.2.2.3**

2-) Revisión de la viga

2.1-) Esfuerzos cortantes en el alma de la viga, utilizar la **Ecuación 44** y **Ecuación 59** para el cortante directo producto del axial y producto del cortante en dirección de la viga.

2.2-) Esfuerzo de ruptura de bloque cortante en la viga, utilizar la **Ecuación 46**

3-) Revisión de la columna

3.1-) Esfuerzo de ruptura a cortante del alma de la columna en la soldadura, usar el paso **3.8** de la sección **2.2.2.3**

3.2-) Análisis de línea de influencias en el alma de la columna de soporte, usar el paso **4.2** de la sección **2.2.2.3**

3.3-) Diseño de soladura de la placa con la columna, usar **Ecuación 91**

2.2.3.5 Conexión de soldadura a tope

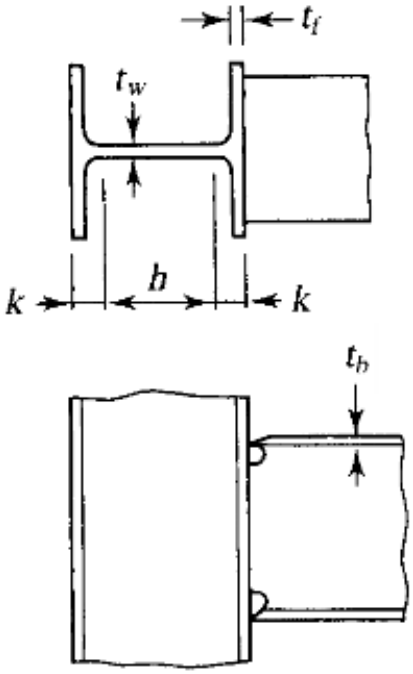


Figura 41

1-) Diseño de soldadura, utilizar la **Ecuación 91** para la soldadura en el patín a tensión y en el alma producto del cortante

2-) Revisión de la columna

2.1-) Esfuerzo de fluencia cortante en el patín de la columna, usar la **Ecuación 44**

2.2-) Esfuerzo de ruptura a cortante del patín de la columna, usa la **Ecuación 59**

2.3-) Falla por flexión local en el patín de la columna, usar el paso **3.2** de la sección **2.2.2.4**

2.4-) Estado límite de fluencia local del alma en compresión de la columna, usar la ecuación J10-2 del AISC 360-16

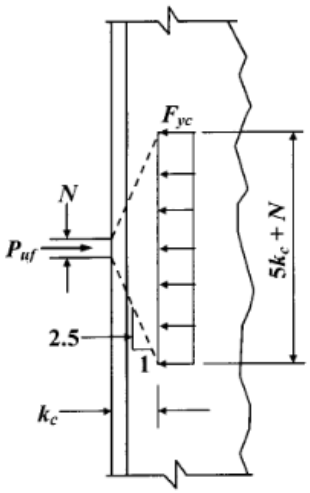


Figura 42

$\phi R_n = \phi[C(5k) + t_{fb}] f_y t_w$ **Ecuación 99**

Donde:

$\phi =$ 0.90

$N =$ t_{fb} Espesor del patín de la viga

$$C = \begin{cases} 0.5 & si\ d \geq q = d_e + p_{f0} \\ 1 & si\ d < q = d_e + p_{f0} \end{cases}$$ **Ecuación 100**

$t_w =$ Espesor del alma de la columna

2.5-) Aplastamiento del, alma de la columna, usar el paso **3.4** de la sección **2.2.2.4**

2.6-) Pandeo por compresión del alma de la columna, usar el paso **3.5** de la sección **2.2.2.4**

2.7-) Cortante en el alma de la columna, usar el paso **3.6** de la sección **2.2.2.4**

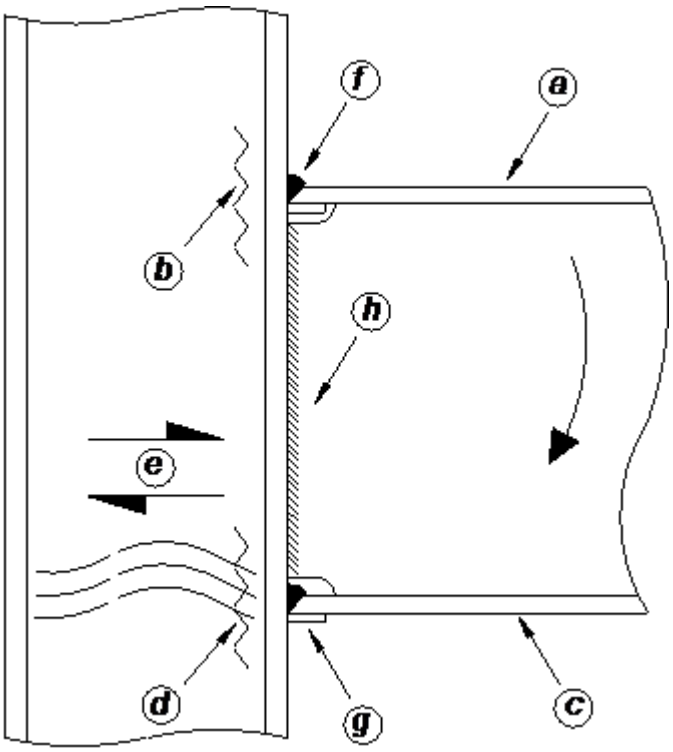


Figura 43: Análisis de componentes

Tabla 6: Componentes a ser evaluados en el proceso de diseño

Zona	Ref	Componente	Paso
Tensión	B	Patín de la columna	2.3
Compresión	D	Alma de la columna	2.4, 2.5, 2.6
Cortante Horizontal	E	Zona panel a cortante en el alma de la columna	2.7
Soldadura	f, g	Soldadura en patín	1
	H	Soldadura en el alma	1

NOTA: Si alguno de los análisis **2.3, 2.4, 2.5 o 2.6** no cumple los requerimientos, es necesario utilizar atiezadores, placas de refuerzo en el alma o platinas en diagonal en la zona panel de la columna. Ver **2.2.3.6**

2.2.3.6 Diseño de atiezadores

Seleccionar $\phi R_{n-\min}$, el cual debe ser el menor de los análisis de falla por flexión local en el patín de la columna, estado límite de fluencia local del alma en compresión, aplastamiento del alma y pandeo por compresión del alma.

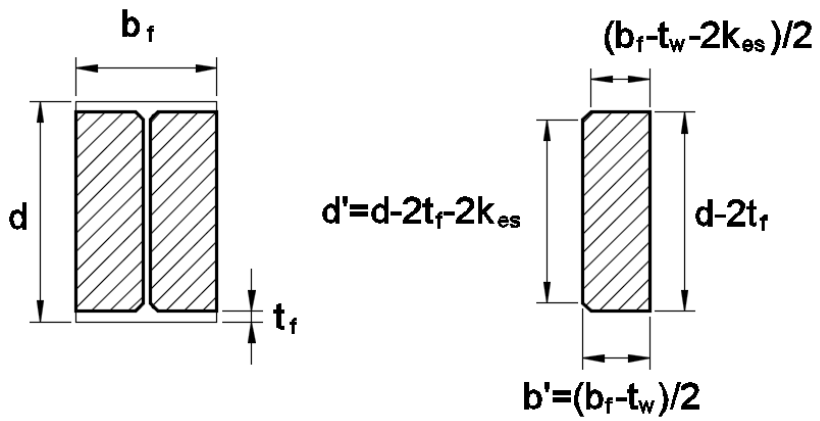


Figura 44

1-) espesor del atiezador

$$t_{atiezador} > t_{f-viga}/2$$

$$t_{atiezador} > b'/16$$

2-) ancho máximo y mínimo, sección J10.8 del AISC 360-16

$$b'_{\min} = \frac{b_{f-viga}}{3} - \frac{t_{w-col}}{2}$$ **Ecuación 101**

$$b'_{\max} = \frac{b_{f-col} - t_{w-col}}{2}$$ **Ecuación 102**

b' y d' son ancho efectivo y largo efectivo del atiezador, ver **Figura *44***

3-) Área requerida del atiezador.

$$A_{st} = \frac{T_x - \phi R_{n-\min}}{\phi F_{yst}}$$ **Ecuación 103**

4-) para el diseño de la soldadura, usar la **Ecuación 91**

2.2.3.7 Placa de arriostre

1-) Revisión del angular

1.1-) Diseño de soldadura longitudinal y transversal, usar la **Ecuación 92** y **Ecuación 93**

1.2-) Esfuerzo de fluencia a tensión del angular, usar la **Ecuación 45**

1.3-) Esfuerzo de ruptura a tensión del angular, usar la **Ecuación 55**

2-) Revisión de la placa de conexión

2.1-) Para el diseño de soldadura usar el método elástico, sección **2.2.3.2**

2.2-) Cheque del esfuerzo cortante a fluencia, usar la **Ecuación 44**, y al esfuerzo cortante de ruptura usar la **Ecuación 59**

2.3-) Bloque cortante en la platina de conexión, usar la **Ecuación 46**

2.2.4 Clavador

El método a utilizar es el método elástico.

1-) Determinar los momentos máximos en “x” e “y” dada las cargas, si no se usa sad-rod:

$$M_x = \left(\frac{w_t l^2}{8} + \frac{P_t l}{4} \right) \cos\theta \qquad \textbf{Ecuación 104}$$

$$M_y = \left(\frac{w_t l^2}{8} + \frac{P_t l}{4} \right) sen\theta \qquad \textbf{Ecuación 105}$$

Si se usa sag-rod:

$$M_y = \left(\frac{w_t (l/2)^2}{8} + \frac{P_t l}{4} \right) sen\theta \qquad \textbf{Ecuación 106}$$

Donde:

$w_t =$ CM+CV+PP (carga muerta + carga viva + peso propio)

$P_t =$ Carga puntual en el centro del claro

$l =$ Longitud del claro del clavador

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{pendiente\%}{100} \right) \frac{180}{\pi} \qquad \textbf{Ecuación 107}$$

2-) Determinar el esfuerzo al que está sometido la sección del clavador:

$$F_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$$ **Ecuación 108**

Donde:

$M_x, M_y =$ Momento en X y Momento en y

$S_x, S_y =$ Módulo de sección del perfil

3-) Determinar el esfuerzo resistente por flexión de la sección del clavador, según la ecuación H3-8 del AISC 360-16, para secciones non-HSS sujetas a torsión y esfuerzo combinado:

$$F_b = 0.60 F_y$$ **Ecuación 109**

Donde:

$F_y =$ Esfuerzo de fluencia del acero, A-36 (2,536.37 kg/cm²)

4-) Calcular las deflexiones por carga muerta y carga viva:

Deflexión total por carga muerta

$$\Delta_{CM} = \frac{5CMl^4}{384EI}$$ **Ecuación 110**

Deflexión total por carga viva

$$\Delta_{CV} = \frac{5CVl^4}{384EI} + \frac{Pl^3}{48EI}$$ **Ecuación 111**

Donde:

$E =$ Módulo de elasticidad del acero (2,100,000 kg/cm²)

$I =$ Inercia de sección del perfil

5-) corroborar las deflexiones permisibles, arto. 7 inciso “e” del RNC-07:

Deflexión permisible = $\frac{l}{240} + 0.5cm$ **Ecuación 112**

3 DESARROLLO

3.1 Análisis estructural

3.1.1 Cargas Gravitacionales

Nivel de techo: +10.02 mts (Cumbrera)

-Carga muerta:

Peso de cubierta de techo (lamina de zinc Cal. 26):	5.40 kg/m²
Accesorios (Lámparas, cables eléctricos etc.):	3.00 kg/m²
Peso Clavador (P-1 2''X6''X1/8'' @1.2 mts):	5.54 kg/m²
∑C.M. total:	13.94 kg/m²

-Carga viva. (Art. 11 Inc. b RNC-07):

CV:	10.00 kg/m²
CVR:	10.00 kg/m²

-Asignación de cargas a elementos resistentes.

Las cargas fueron ubicadas sobre el marco más crítico, que es uno de los marcos internos de la nave industrial.

Nivel de techo. N: +10.02 mts

Carga	**Carga distribuida por área (kg/m²)**	**Ancho tributario (m)**	**Carga distribuida linealmente**	
			Calculada (kg/m)	**Usar (kg/m)**
Carga Muerta CM	13.94	6	83.65	84
Carga Viva CV	10	6	60	60
Carga Viva Reducida CVR	10	6	60	60

Nota: Ver distribución de cargas en marcos, capítulo 3.1.4

3.1.2 Análisis Sísmico

Clasificación sísmica según RNC-07

Por su destino según art.20 las Naves industriales pertenecen al **grupo B**

Por la ubicación del proyecto según Art.24 pertenece a la **Zona C** y la aceleración máxima del terreno (a_0) es igual a **0.31**.

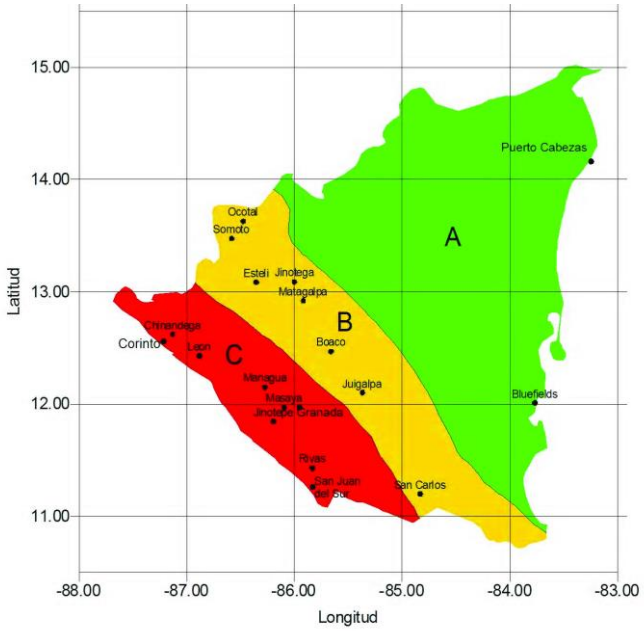


Figura 45: tipo de zonas

Efectos locales del suelo art.25 la nave será cimentado sobre suelo **tipo II (suelo firme)**

Según tabla 2 del art.25 debido a la zona y al tipo de suelo se usará un factor de amplificación (S) igual a **1.5**

Factor por sobre resistencia art.22 **Ω=2**

Condiciones de regularidad art.23 la estructura es **Regular**

Factor de reducción por ductilidad art.21

El valor de Q=2 debido a que la estructura es de marcos de acero con ductilidad reducida.

$$Q' = \begin{cases} Q & Si\ conoce\ T\ o\ T \geq T_a \\ 1 + \dfrac{T}{T_a}(Q-1) & Si\ T \leq T_a \end{cases}$$

Del programa se tiene que el periodo (T) es igual 0.301sec

Entonces $T \geq T_a$ por tanto Q'= Q = 2

Condiciones de irregularidad art.23 inciso d

$Q'_{corregido} = 1(2) = 2$

Coeficiente sísmico mínimo art.31 inciso b

$$c = Sa_0$$
$$c = (1.5)(0.31)$$
$$c = 0.465$$

Coeficiente sísmico art.24

$$c = \frac{S(2.7a_0)}{Q'\Omega} \geq Sa_0$$
$$c = \frac{1.5(2.7)(0.31)}{2(2)}$$
$$c = 0.314$$

Por tanto, gobierna

$$c = 0.465$$

Evaluación de la fuerza sísmica horizontal art 26

$$F_s = cw_t + CVR$$

Carga sísmica en el nivel de techo (En dirección X, Y)

Total, carga muerta = 13.94 kg/m²

Carga Viva reducida =10 kg/m²

Carga sísmica (CS y)

CS x,y = 23.94 Kg/m²

3.1.3 Cargas de viento

Determinación de la velocidad de diseño arto. 49 RNC-07

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

Cálculo de la velocidad regional (V_R) arto 50. RNC-07

Grupo B zona 1

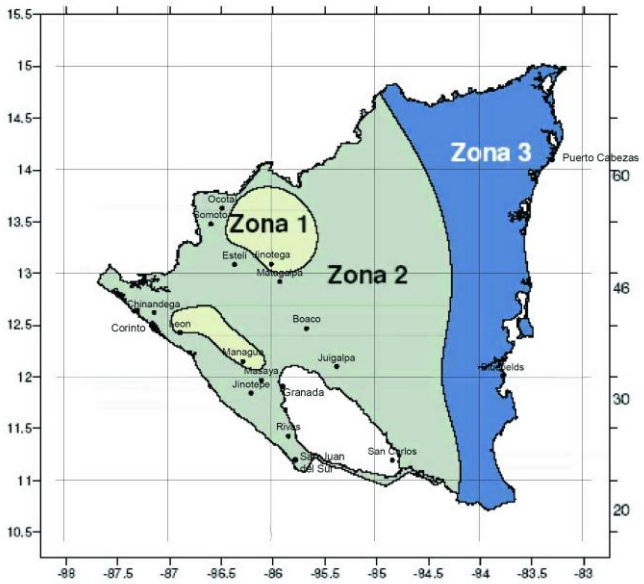


Figura 46

Periodo de retorno = 50 años

$V_R = 30 m/s$ según tabla 5 del RNC-07

Calculo de factor correctivo por topografía y rugosidad (F_{TR}) arto. 52 RNC-07

Tipo de terreno = terreno plano u ondulado (R2)

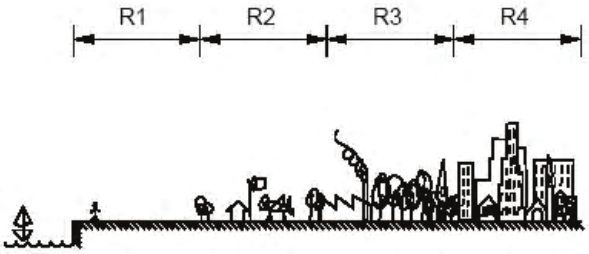


Figura 47

Tipo de topografía = T4

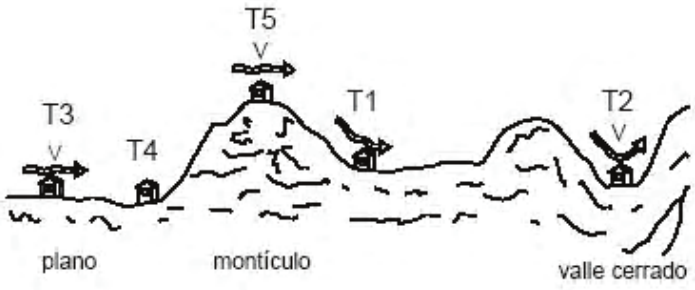


Figura 48

$F_{TR} = 1.1$ según tabla 7 del RNC-07

Calculo del factor de variación con la altura

Altura del edificio Z= 10.02m

$$F_{\alpha} = 1.0 \quad si \ z \leq 10m$$

$$F_{\alpha} = \left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} \quad si \ 10m < z < \delta$$

$$F_{\alpha} = \left(\frac{\delta}{10}\right)^{\alpha} \quad si \ z \geq \delta$$

Por tanto $F_{\alpha} = 1.0$

Por lo tanto, velocidad de diseño. $V_d = 1.1(1)(30m/s) = 33m/s$

Determinación de los coeficientes de presión local arto. 54 RNC-07

Exposición de la Estructura.	**Cp**
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento	-0.4
Techos planos	-0.8
Paredes laterales	-0.8
Techos inclinados, lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados, lado de barlovento $-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$	-0.8

Aplicando la ecuación

$$pendiente\ en\ grados\ \theta = \left[\tan^{-1}\left(\frac{pendiente\ en\ \%}{100}\right)\right]\frac{180}{\pi}$$

$$pendiente\ en\ grados\ \theta = \left[\tan^{-1}\left(\frac{15.5\%}{100}\right)\right]\frac{180}{\pi} = 8.53^{0}$$

$$-0.8 < 0.04\theta - 1.6 < 1.8$$
$$-0.8 < 0.04(8.53) - 1.6 < 1.8$$
$$-0.8 < -1.26 < 1.8$$

Usar $C_p = -0.8$

Determinación de la presión de diseño arto. 53 RNC-07

$$P_Z = 0.0479 C_p V_d^{\ 2}$$

Exposición de la Estructura.	C_p	P_Z (kg/m^2)	**Ancho tributario (m)**	**Fuerza de diseño**
Pared de barlovento	0.8	41.73	6	251
Pared de sotavento	-0.4	-20.87	6	-125.22
Paredes laterales	-0.8	-41.73	6	-251
Techos inclinados, lado de sotavento	-0.7	-29.208	6	-176
Techos inclinados, lado de barlovento	-0.8	-41.73	6	-251

3.1.4 Distribución de carga en modelo 3D

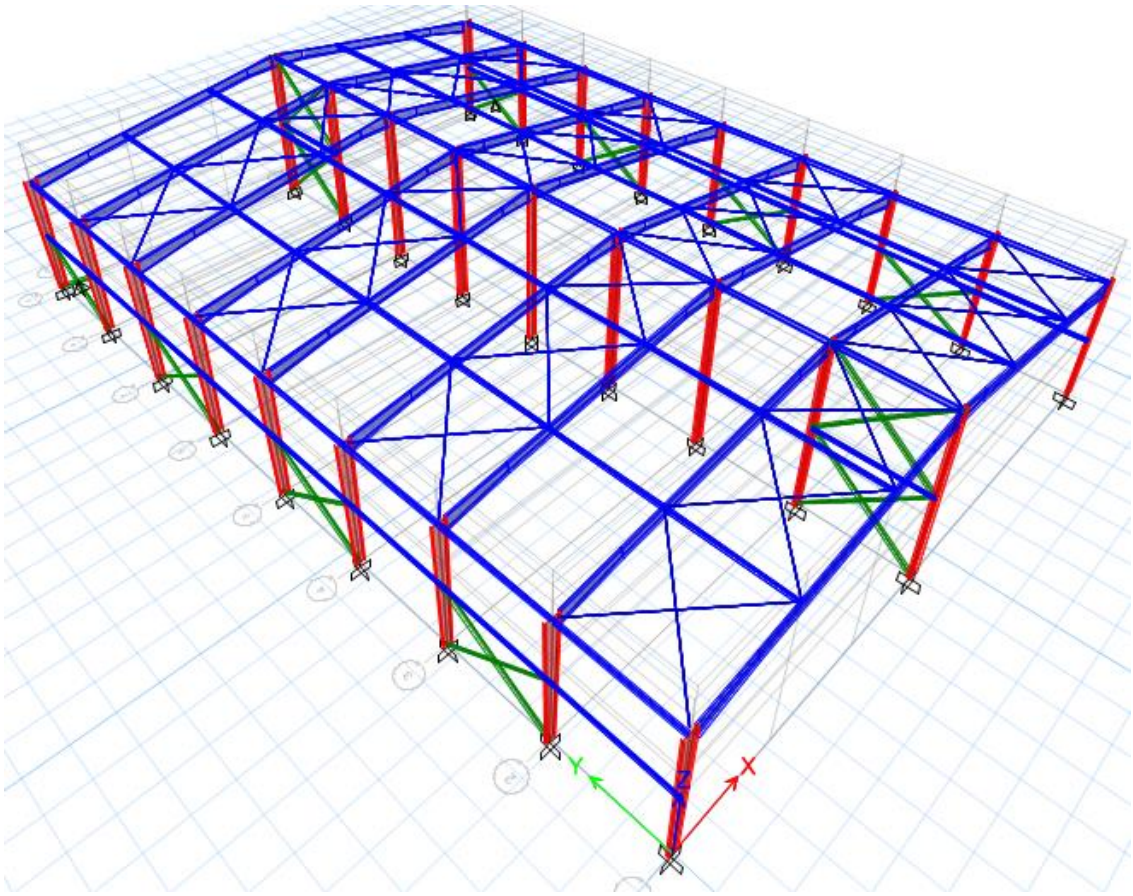


Figura 49: Modelo 3D de ETABS

3.1.4.1 Cargas Nivel de techo

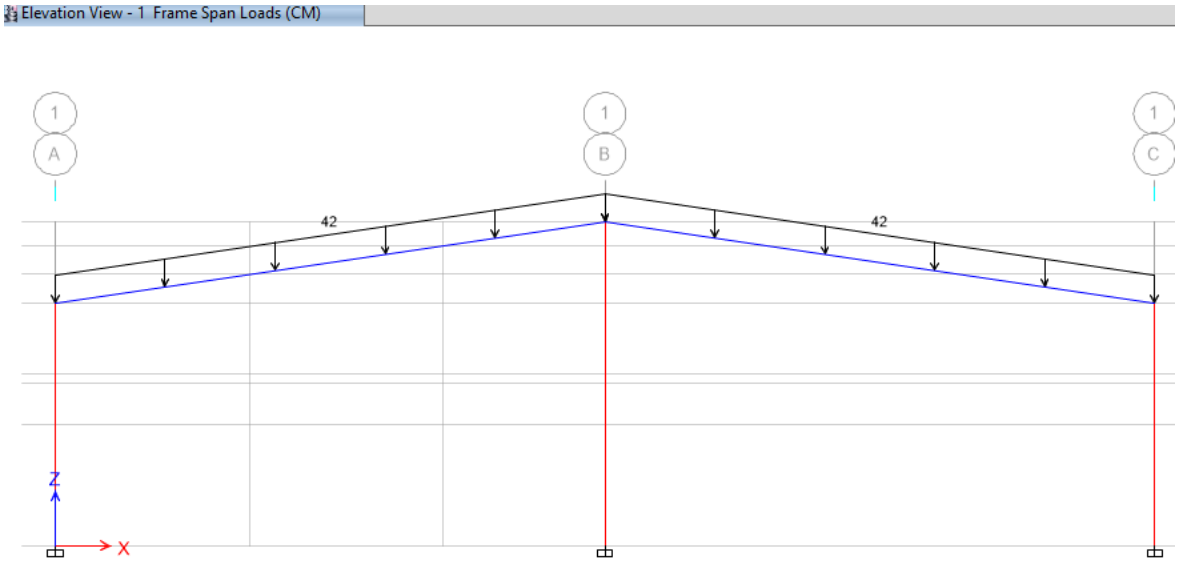


Figura 50: Carga muerta eje 1 y 9: 42 kg/m

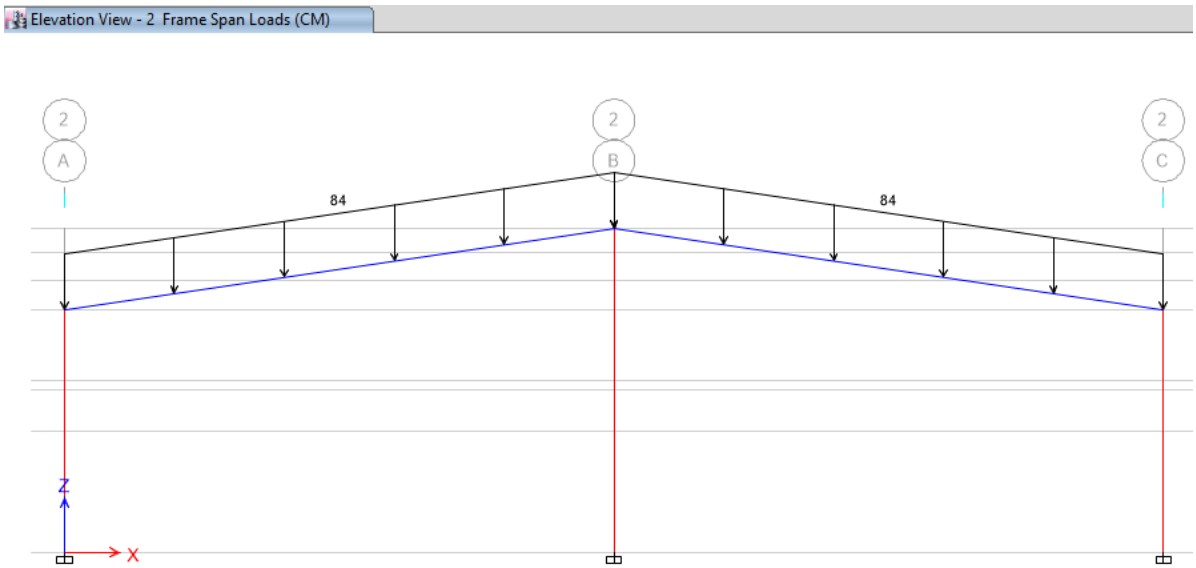


Figura 51: Carga muerta eje 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8: 84kg/m

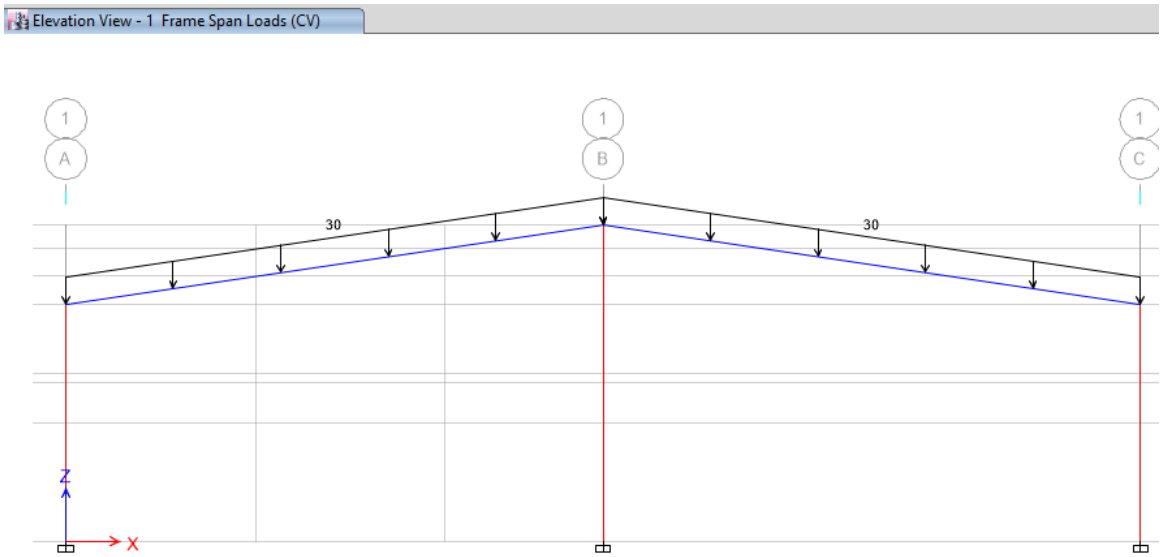


Figura 52: Carga viva eje 1 y 9: 30kg/m

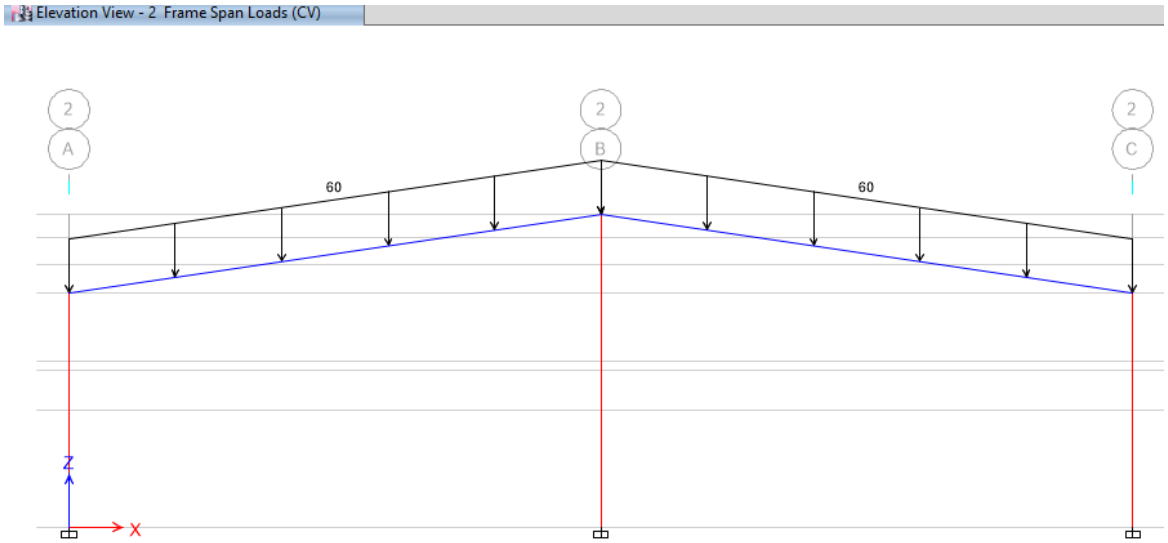


Figura 53: Carga viva eje 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8: 60kg/m

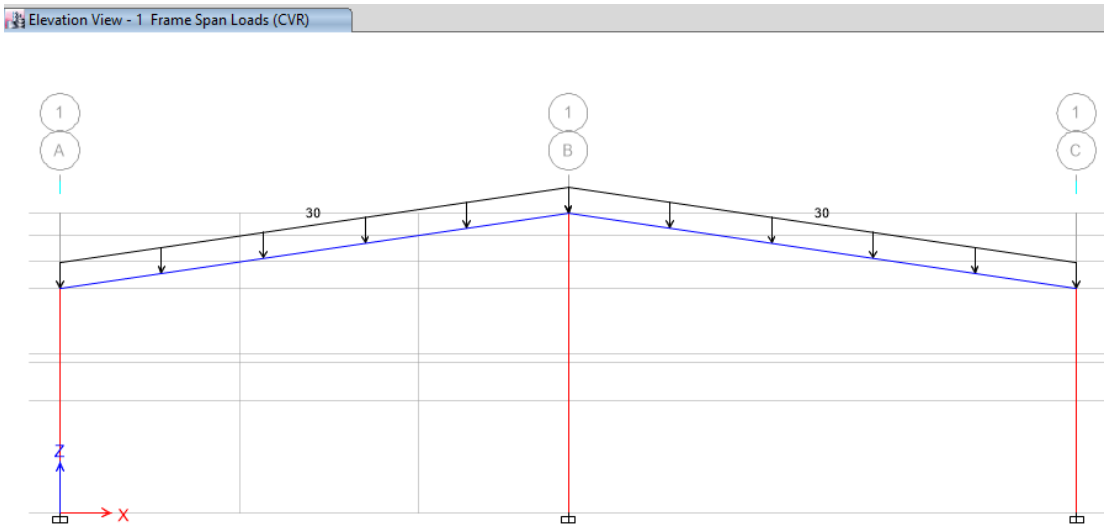


Figura 54: Carga viva reducida eje 1 y 9: 30kg/m

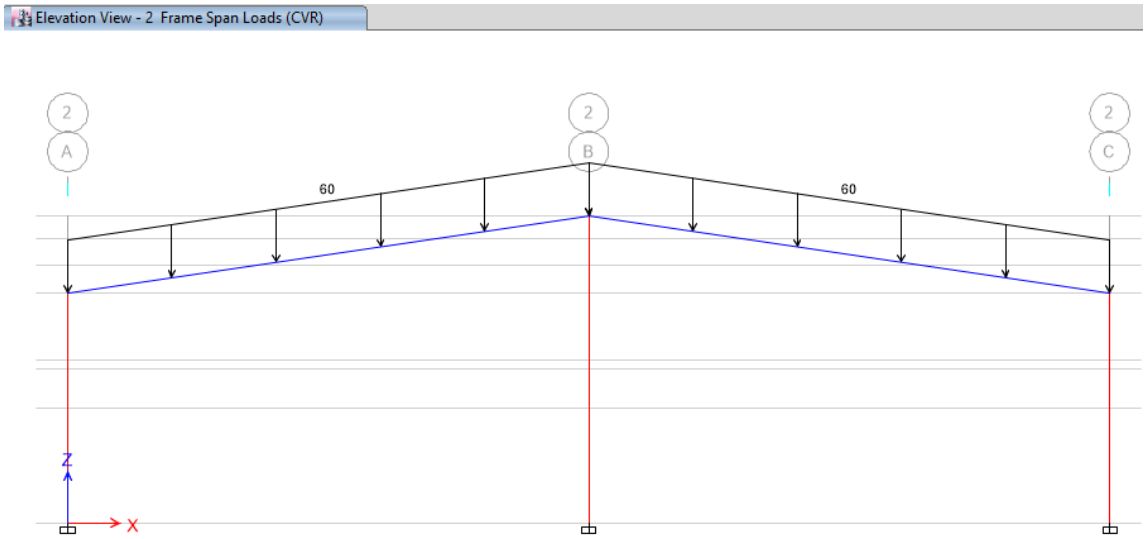


Figura 55: Carga viva reducida eje 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8: 60kg/m

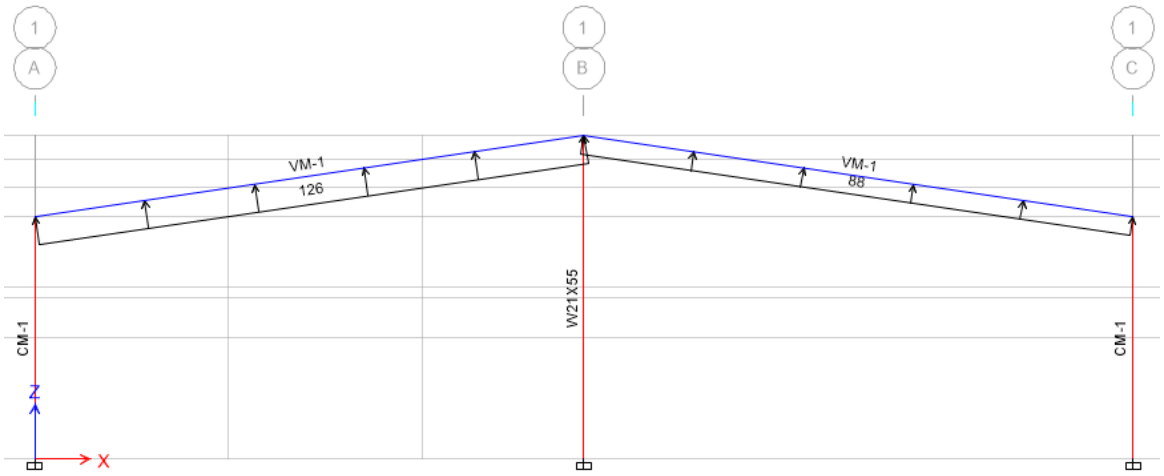


Figura 56: Carga por viento eje 1 y 9: 126kg/m barlovento. 88kg/m sotavento

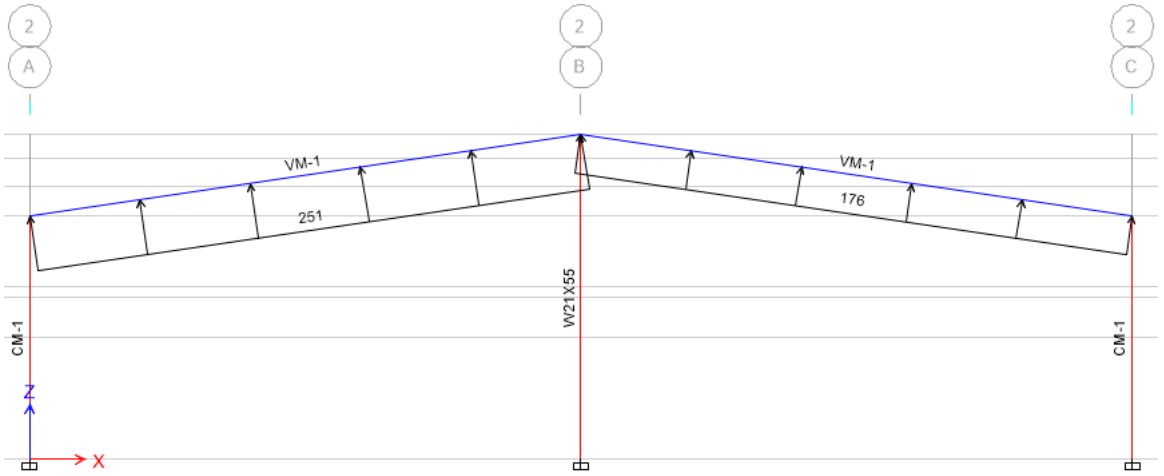


Figura 57: Carga por viento eje 2, 3, 4, 5, 6, 7 y 8: 251kg/m barlovento. 176kg/m sotavento

3.1.5 Resultados de momentos

3.1.5.1 Marco eje B

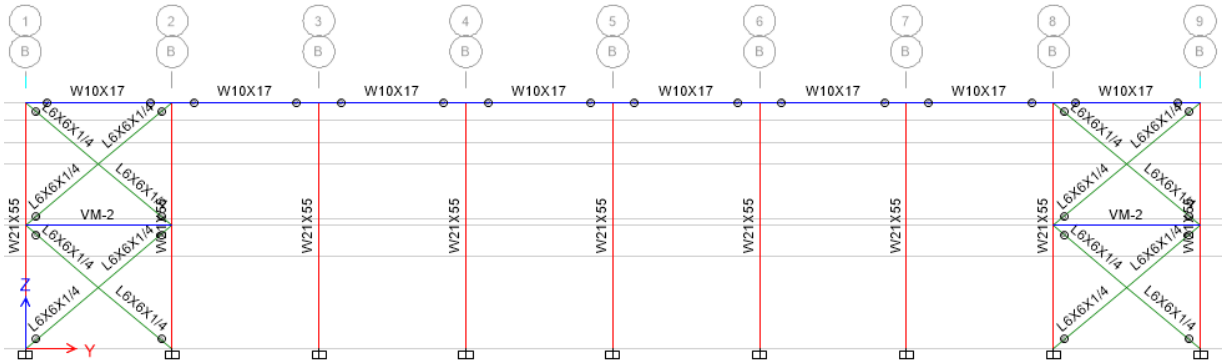


Figura 58: Marco eje B

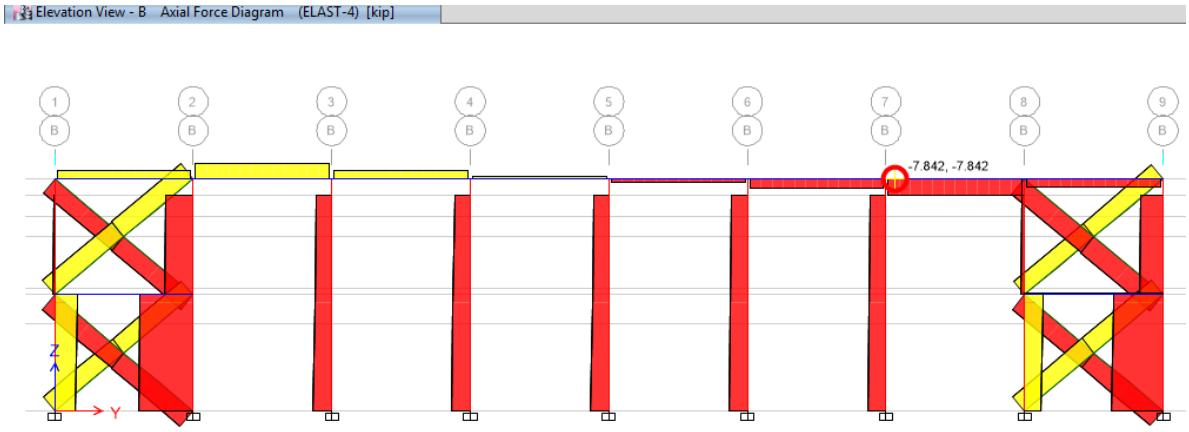


Figura 59: Axial máximo en la conexión de la VM-2 con CM-2, eje B: Pu = 7.842kips, Combinación: E-4

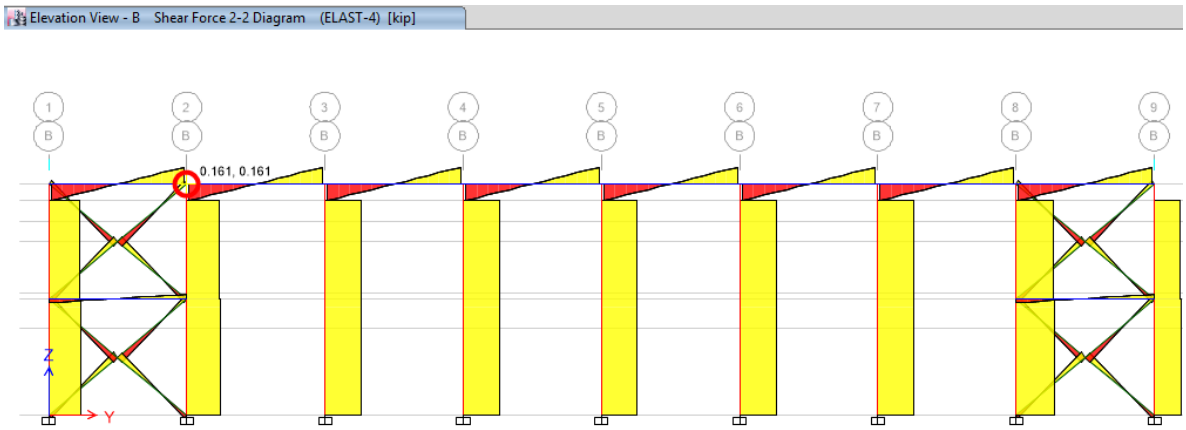


Figura 60: Cortante máximo en la conexión de la VM-2 con CM-2, eje B, Nu = 0.161kips, Combinación: E-4

Nota: VM-2 es viga W10x17, CM-2 es columna W21x55, ver dimensiones y detalles en planos **Anexo 7.** Para ver los resultados de todas las combinaciones de carga para la viga VM-2 ver **Anexo 6.**

3.1.5.2 Marco eje A y C:

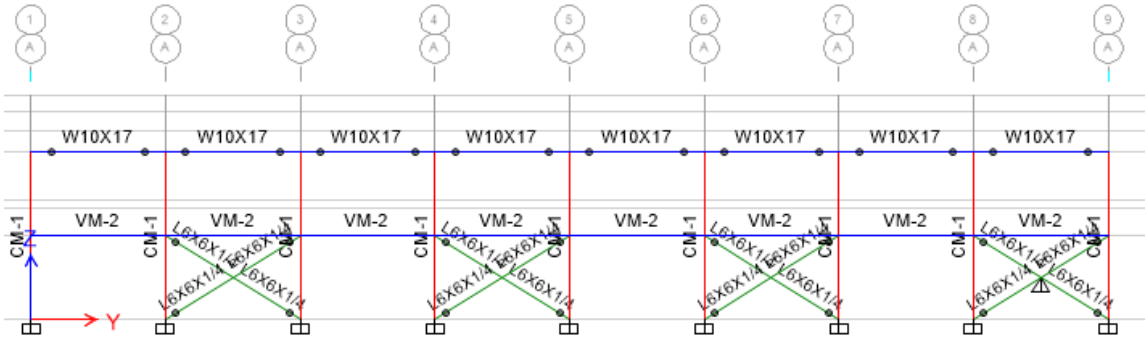


Figura 61: Marco eje A y C.

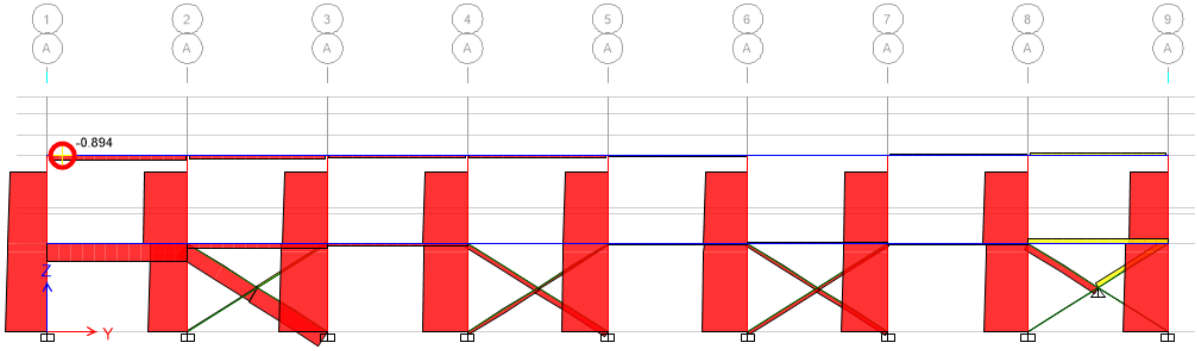


Figura 62: Axial máximo en la conexión de la VM-2 con CM-1, eje A: Pu = 0.894kips, Combinación: E-7

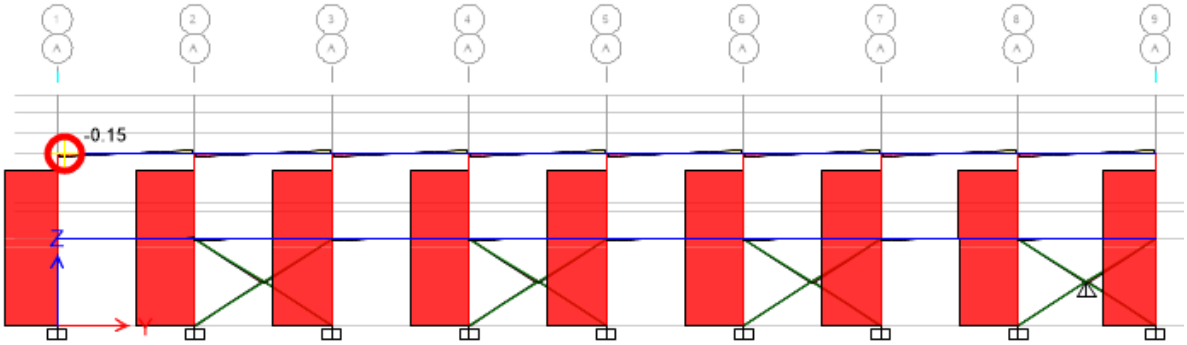


Figura 63: Cortante máximo en la conexión de la VM-2 con CM-1, eje A: Nu = 0.15kips, Combinación: E-7

Nota: VM-2 es viga W10x17, CM-1 es columna con peralte variable, ver dimensiones y detalles en planos **Anexo 7.** Para ver los resultados de todas las combinaciones de carga para la viga VM-2 ver **Anexo 6.**

3.1.5.3 Marco eje 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9

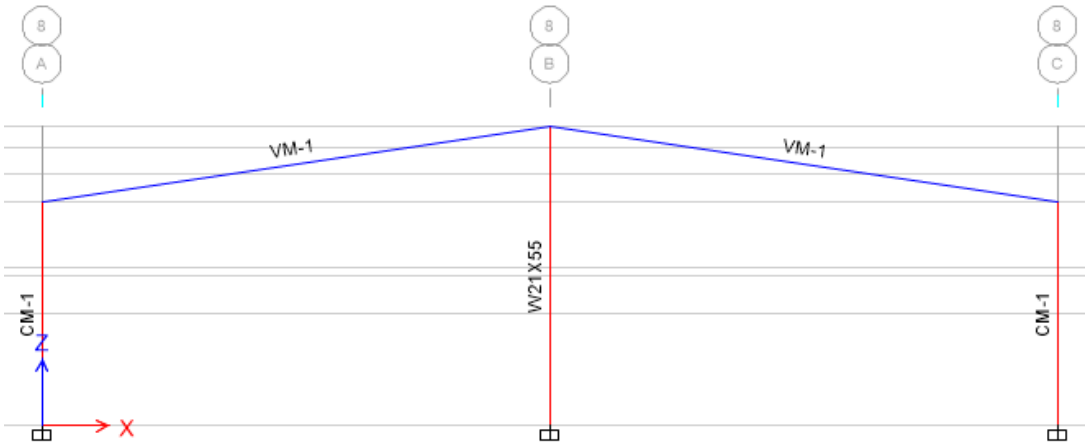


Figura 64: Marcos eje 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9.

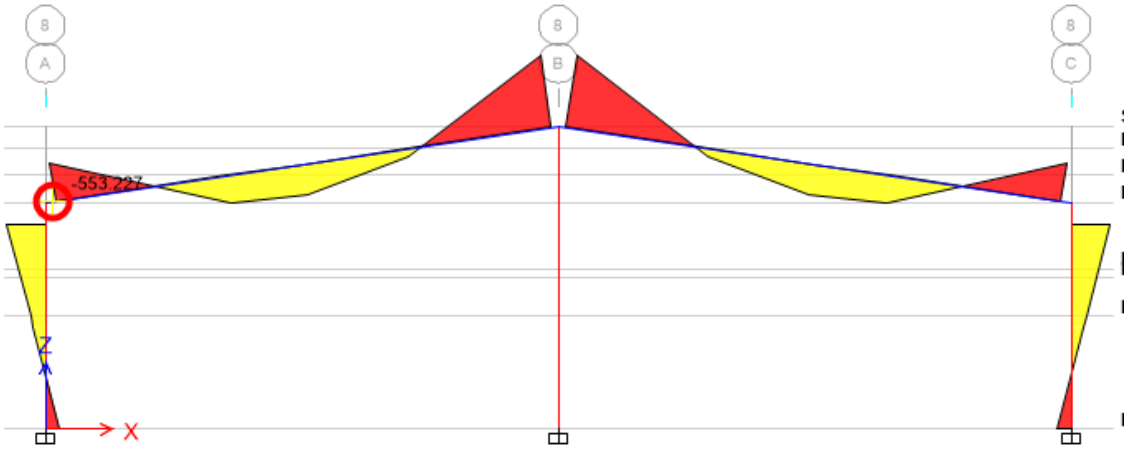


Figura 65: Momento máximo en la conexión de la VM-1 con CM-1, eje 8: Mu = 553.227kips-in, Combinación: E-7

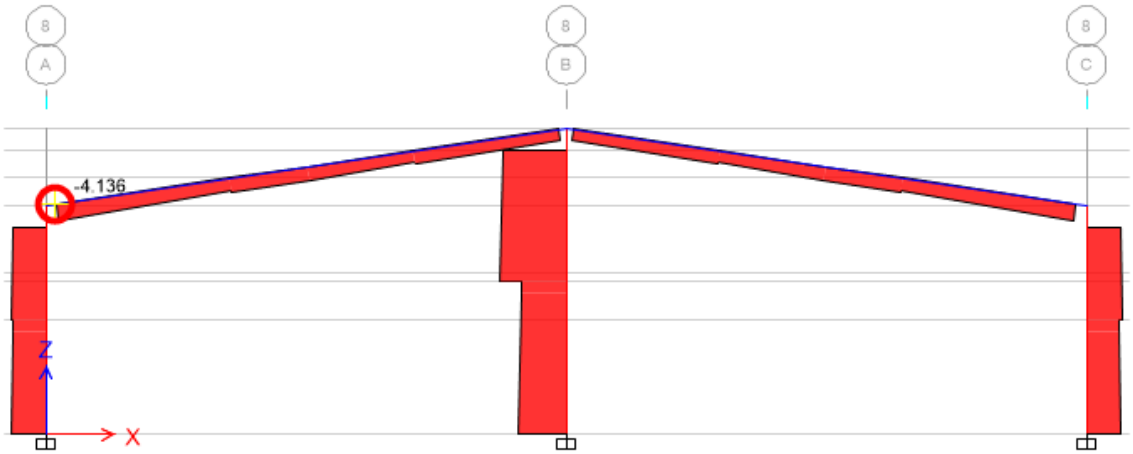


Figura 66: Axial máximo en la conexión de la VM-1 con CM-1, eje 8: Pu = 4.13kips, Combinación: E-7

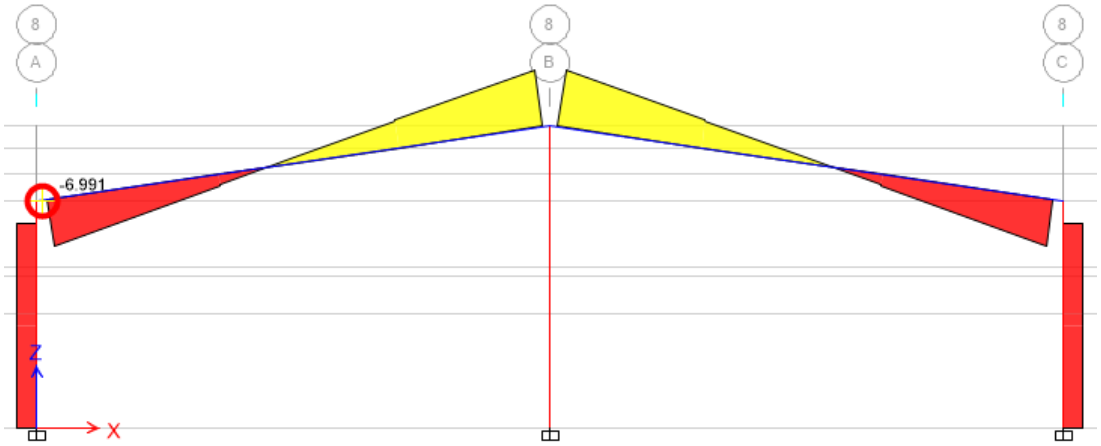


Figura 67: Cortante máximo en la conexión de la VM-1 con CM-1, eje 8: Nu = 6.991kips, Combinación: E-7

Nota: VM-1 es viga con peralte variable, CM-1 es columna con peralte variable, ver dimensiones y detalles en planos **Anexo 7.** Para ver los resultados de todas las combinaciones de carga para la viga VM-1 ver **Anexo 6.**

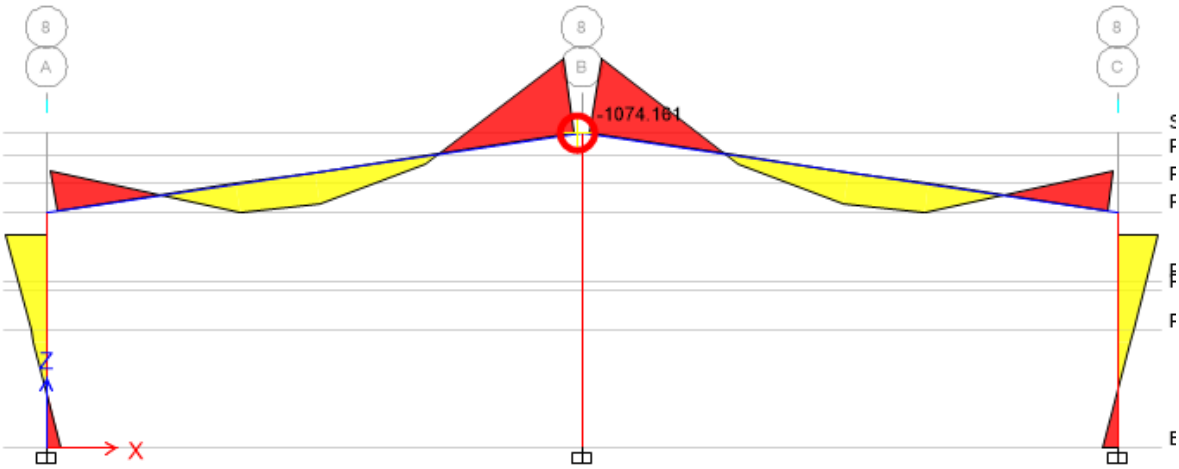


Figura 68: Momento máximo en la conexión de la VM-1 con CM-2, eje 8: Mu = 1074.161kips-in, Combinación: E-7

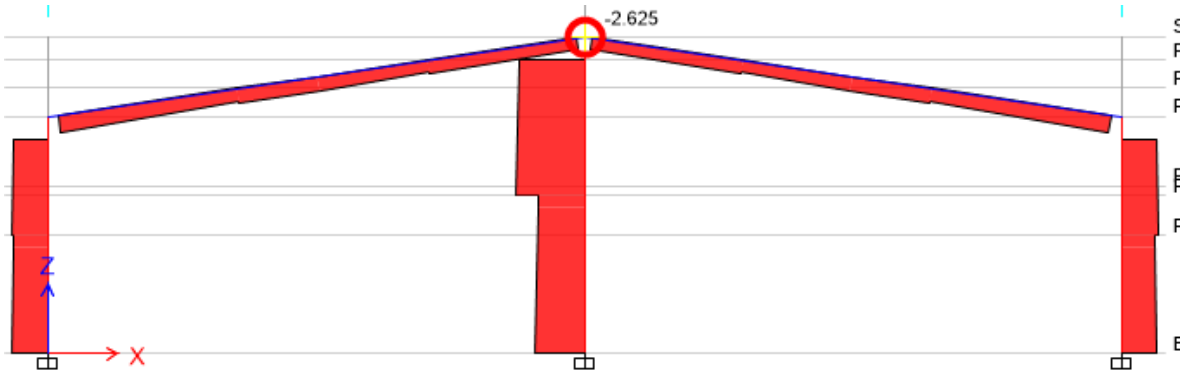


Figura 69: Axial máximo en la conexión de la VM-1 con CM-2, eje 8: Pu = 2.625kips, Combinación: E-7

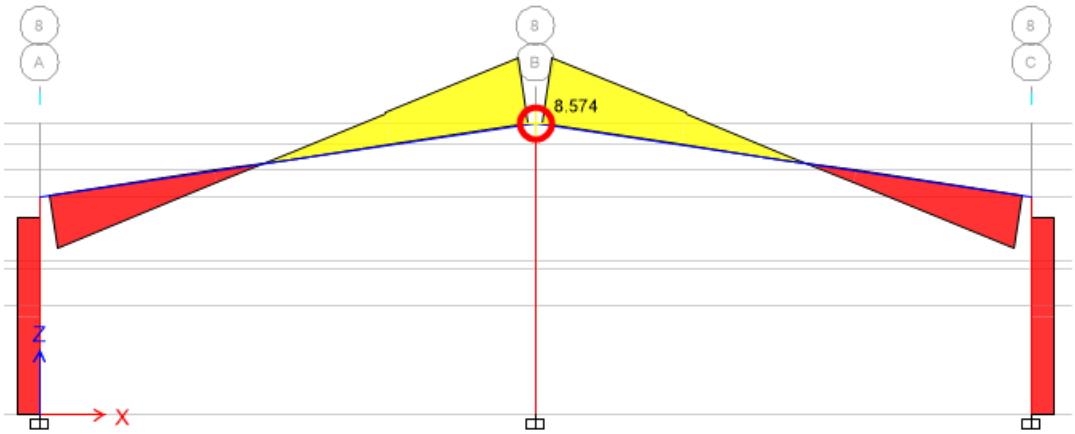


Figura 70: Cortante máximo en la conexión de la VM-1 con CM-2, eje 8: Nu = 8.574kips, Combinación: E-7

Nota: VM-1 es viga con peralte variable, CM-2 es columna W21x55, ver dimensiones y detalles en planos **Anexo 7.** Para ver los resultados de todas las combinaciones de carga para la viga VM-1 ver **Anexo 6.**

3.1.5.4 Arriostre L6”x6”x1/4”

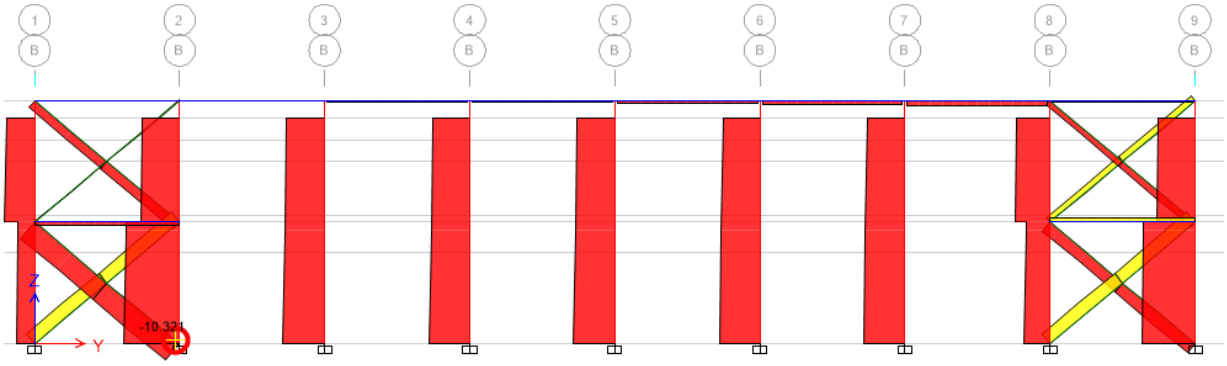


Figura 71: Axial máximo en la conexión de la VM-1 con CM-1, eje 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9: Pu = 10.32kips, Combinación: E-7

Nota: L-1 es el angular de arriostre de 6”x6”x1/4”, ver dimensiones y detalles en planos **Anexo 7.** Para ver los resultados de todas las combinaciones de carga para la arriostre L-1 ver **Anexo 6.**

3.1.5.5 Momentos y Axial para placa base

3.1.5.5.1 Columna CM-2: W21x55

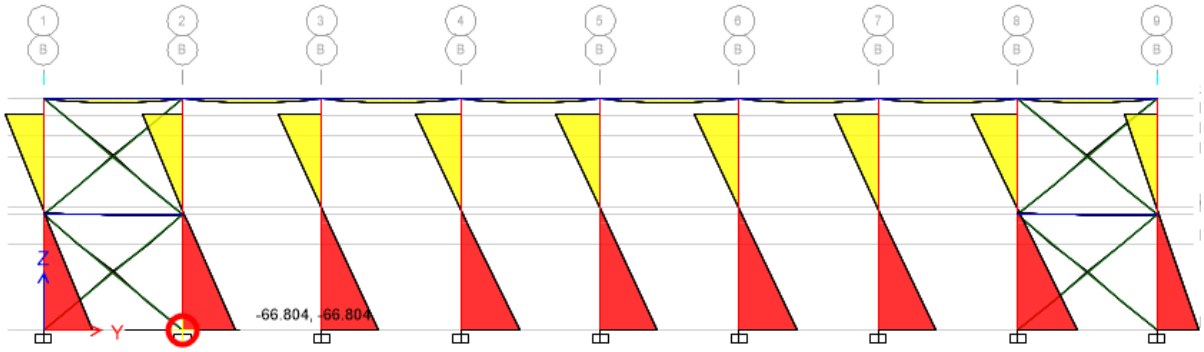


Figura 72: Momento máximo en la base, para columna CM-2 de W21x55, Mu = 66.80kips-in, Combinación: E-11, eje B.

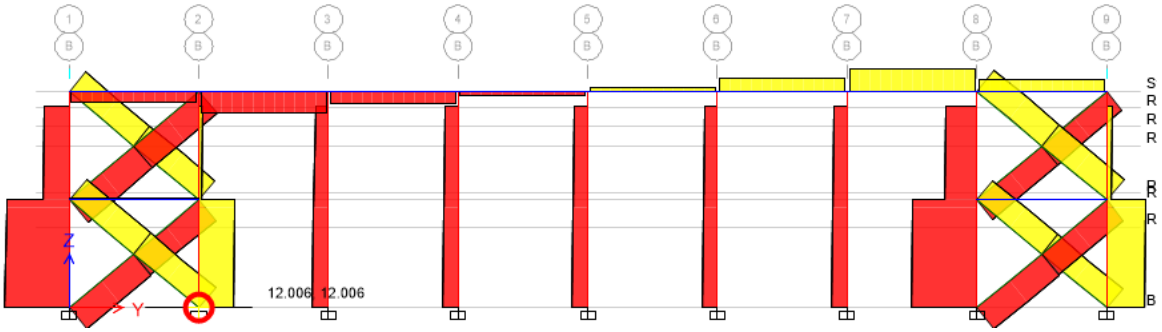


Figura 73: Axial máximo en la base, para columna CM-2 de W21x55, Pu = 12.006kips, Combinación: E-11, eje B.

3.1.5.5.2 Para columna CM-1

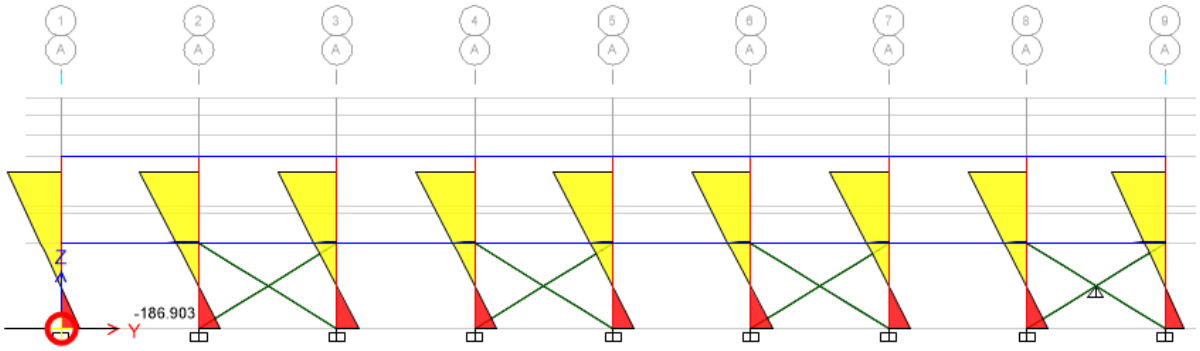


Figura 74: Momento máximo en la base, para columna CM-1, Mu = 186.90kips-in, Combinación: E-7, eje A.

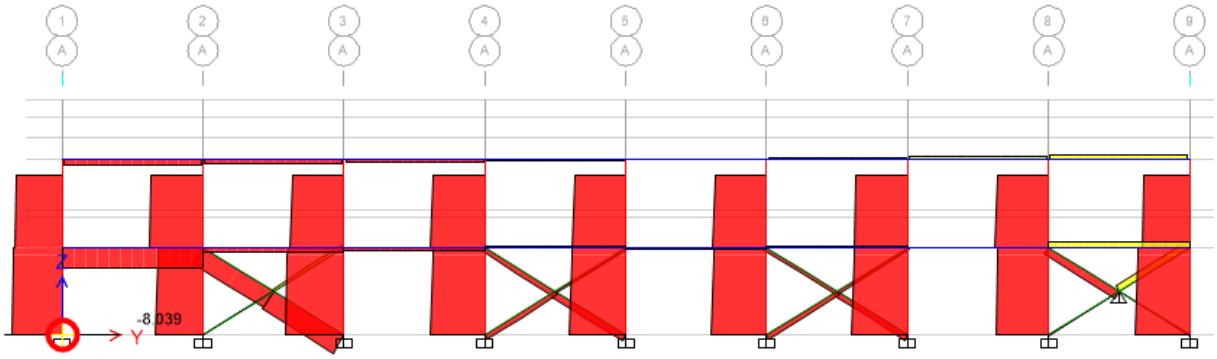


Figura 75: Axial máximo en la base, para columna CM-1, Pu = 8.03kips, Combinación: E-7, eje A.

4 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1 Diseño de Columnas

4.1.1 Columna CM-1

En el diseño de la columna metálica CM-1 de peralte variable (Ver **Anexo 7**) se puede observar que trabaja a 33.2% de su capacidad por lo que resiste los esfuerzos presentes en la estructura.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C3	5	0	ELAST-7	Ordinary Moment Frame	CM-1	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
295.2756	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.022	0.068	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V\text{-}RI}$	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in²)	J (in⁴)	I_{33} (in⁴)	I_{22} (in⁴)	A_{v3} (in²)	A_{v2} (in²)
7.35	0.15	343.41	9.02	3	4.48

Design Properties

S_{33} (in³)	S_{22} (in³)	Z_{33} (in³)	Z_{22} (in³)	r_{33} (in)	r_{22} (in)	C_w (in⁶)
38.37	3.01	45.4	4.77	6.8354	1.108	700.93

Material Properties

E (kip/in²)	f_y (kip/in²)	R_y	α
29007.545	50	1.1	NA

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P_u (kip)	M_{u33} (kip-in)	M_{u22} (kip-in)	V_{u2} (kip)	V_{u3} (kip)	T_u (kip-in)
0	-8.039	-186.873	-32.14	-2.602	-1.387	-0.001

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	0.904	1	1	1	1	0.453
Minor Bending	0.5	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.5	1	1.652

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0.332 =	0.043 + 0.11 + 0.179

Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	φP_{nc} Capacity (kip)	φP_{nt} Capacity (kip)
8.039	93.539	330.75

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-in)	φM_n Capacity (kip-in)	φM_n No L_{TBD} (kip-in)
Major Bending	186.873	1691.989	1800.135
Minor Bending	32.14	179.817	

Shear Design

	V_u Force (kip)	φV_n Capacity (kip)	Stress Ratio
Major Shear	2.602	102.848	0.025
Minor Shear	1.387	81	0.017

4.1.2 Columna CM-2

En el diseño de la columna metálica CM-2 de W21x55 (Ver **Anexo 7**) se puede observar que trabaja a 31.1% de su capacidad por lo que resiste los esfuerzos presentes en la estructura.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	C21	129	0	ELAST-11	Ordinary Moment Frame	W21X55	Seismic MD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
394.4882	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
-0.015	-0.005	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S_{DS}	R	Ω_0	C_d
No	No	Yes	A	1	1	1	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V\text{-}RI}$	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in²)	J (in⁴)	I_{33} (in⁴)	I_{22} (in⁴)	A_{v3} (in²)	A_{v2} (in²)
16.2	1.24	1140	48.4	8.58	7.8

Design Properties

S_{33} (in³)	S_{22} (in³)	Z_{33} (in³)	Z_{22} (in³)	r_{33} (in)	r_{22} (in)	C_w (in⁶)
109.62	11.78	126	18.4	8.3887	1.7285	4967.35

Material Properties

E (kip/in²)	f_y (kip/in²)	R_y	α
29000	50	1.1	NA

(ASCE 12.4.3.2(5): (1.2+0.2*Sds)*D + 1.0*L + Omega0*Qe)

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P_u (kip)	M_{u33} (kip-in)	M_{u22} (kip-in)	V_{u2} (kip)	V_{u3} (kip)	T_u (kip-in)
0	-87.915	0	0	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	0.928	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.499	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.499	1	2.271

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.311 =	0.311 + 0 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	φP_{nc} Capacity (kip)	φP_{nt} Capacity (kip)
87.915	282.404	729

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-in)	φM_n Capacity (kip-in)	φM_n No L_{TBD} (kip-in)
Major Bending	0	5670	5670
Minor Bending	0	828	

Shear Design

	V_u Force (kip)	φV_n Capacity (kip)	Stress Ratio
Major Shear	0	234	0.001
Minor Shear	0	231.705	1.393E-04

4.2 Diseño de Vigas y arriostre

4.2.1 Viga VM-1

En el diseño de la viga metálica VM-1 de peralte variable (Ver **Anexo 7**) se puede observar que trabaja a 50.8% de su capacidad por lo que resiste los esfuerzos presentes en la estructura.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B16	32	666.6472	ELAST-7	Ordinary Moment Frame	VM-1	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
676.6048	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.002	0.023	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V\text{-}RI}$	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in²)	J (in⁴)	I_{33} (in⁴)	I_{22} (in⁴)	A_{v3} (in²)	A_{v2} (in²)
21.03	1.91	2496.04	22.28	7.32	13.87

Design Properties

S_{33} (in³)	S_{22} (in³)	Z_{33} (in³)	Z_{22} (in³)	r_{33} (in)	r_{22} (in)	C_w (in⁶)
169.22	7.43	205.62	12.71	10.8934	1.0291	4582.13

Material Properties

E (kip/in²)	f_y (kip/in²)	R_y	α
29000	50	1.1	NA

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P_u (kip)	M_{u33} (kip-in)	M_{u22} (kip-in)	V_{u2} (kip)	V_{u3} (kip)	T_u (kip-in)
666.6472	-2.625	-1074.161	-1.002	8.574	0.007	0.013

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	0.965	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.353	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.353	1	1.093

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0.508 =	0.015 + 0.491 + 0.002

Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	φP_{nc} Capacity (kip)	φP_{nt} Capacity (kip)
2.625	88.256	946.535

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-in)	φM_n Capacity (kip-in)	φM_n No L_{TBD} (kip-in)
Major Bending	1074.161	2185.971	9252.727
Minor Bending	1.002	534.677	

Shear Design

	V_u Force (kip)	φV_n Capacity (kip)	Stress Ratio
Major Shear	8.574	368.548	0.023
Minor Shear	0.007	197.64	3.621E-05

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kip)	Load Combo	Right End Reaction (kip)	Load Combo
7.22	ELAST-11D	8.574	ELAST-11D

4.2.2 Viga VM-2

En el diseño de la viga metálica VM-2 de W10x17 (Ver **Anexo 7**) se puede observar que trabaja a 51.6% de su capacidad por lo que resiste los esfuerzos presentes en la estructura.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	B60	78	118.1102	ELAST-4	Ordinary Moment Frame	W10X17	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
236.2205	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.031	0.4	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S_{DS}	R	Ω_0	C_d
No	No	Yes	A	1	1	1	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V\text{-}RI}$	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in²)	J (in⁴)	I_{33} (in⁴)	I_{22} (in⁴)	A_{v3} (in²)	A_{v2} (in²)
4.99	0.16	81.9	3.56	2.65	2.42

Design Properties

S_{33} (in³)	S_{22} (in³)	Z_{33} (in³)	Z_{22} (in³)	r_{33} (in)	r_{22} (in)	C_w (in⁶)
16.22	1.78	18.7	2.8	4.0513	0.8446	84.63

Material Properties

E (kip/in²)	f_y (kip/in²)	R_y	α
29007.545	50	1.1	NA

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P_u (kip)	M_{u33} (kip-in)	M_{u22} (kip-in)	V_{u2} (kip)	V_{u3} (kip)	T_u (kip-in)
118.1102	-7.842	9.196	0	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.3a,H1-1a)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	0.965	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.965	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.965	1	1.136

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3a,H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.516 =	0.507 + 0.01 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	φP_{nc} Capacity (kip)	φP_{nt} Capacity (kip)
7.842	15.475	224.55

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-in)	φM_n Capacity (kip-in)	φM_n No L_{TBD} (kip-in)
Major Bending	9.196	212.626	841.5
Minor Bending	0	126	

Shear Design

	V_u Force (kip)	φV_n Capacity (kip)	Stress Ratio
Major Shear	0	72.72	0
Minor Shear	0	71.458	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kip)	Load Combo	Right End Reaction (kip)	Load Combo
0.161	ELAST-11D	0.161	ELAST-11D

4.2.3 Arriostre L-1

En el diseño del arriostre L-1 de angular 6”x6”x1/4” (Ver **Anexo 7**) se puede observar que trabaja a 31% de su capacidad por lo que resiste los esfuerzos presentes en la estructura.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (in)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story1	D65	211	153.9974	ELAST-5	Ordinary Moment Frame	L6X6X1/4	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (in)	LLRF	Stress Ratio Limit
153.9974	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.096	0.198	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S_{DS}	R	Ω_0	C_d
No	No	Yes	A	1	1	1	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	$\Phi_{V\text{-}RI}$	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (in²)	J (in⁴)	I_{33} (in⁴)	I_{22} (in⁴)	A_{v3} (in²)	A_{v2} (in²)
2.94	0.06	10.57	10.57	1.33	1.33

Design Properties

S_{33} (in³)	S_{22} (in³)	Z_{33} (in³)	Z_{22} (in³)	r_{33} (in)	r_{22} (in)	C_w (in⁶)
2.4	2.4	4.32	4.32	1.8973	1.8973	

Section Properties --- Unsymmetric Sections

I_{xy} (in⁴)	I_{max} (in⁴)	I_{min} (in⁴)	S_{max} (in³)	S_{min} (in³)	r_{max} (in)	r_{min} (in)	α (deg)
-6.33	16.91	4.24	3.98	1.88	2.399	1.2019	45

Material Properties

E (kip/in²)	f_y (kip/in²)	R_y	α
29007.545	36	1.5	45

Stress Check forces and Moments

Location (in)	P_u (kip)	M_{u33} (kip-in)	M_{u22} (kip-in)	V_{u2} (kip)	V_{u3} (kip)	T_u (kip-in)
153.9974	-10.134	-1.837	-0.495	0.06	-0.006	2.011E-04

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H2-1)

	L Factor	K_1	K_2	B_1	B_2	C_m
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
1	1	1

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H2-1)

D/C Ratio =	$(f_{ra}/F_{ca}) + (f_{rbw}/F_{cbw}) + (f_{rbz}/F_{cbz})$
0.31 =	0.279 + 0.004 + 0.027

Axial Force and Capacities

P_u Force (kip)	φP_{nc} Capacity (kip)	φP_{nt} Capacity (kip)
10.134	36.336	95.175

Moments and Capacities

	M_u Moment (kip-in)	φM_n Capacity (kip-in)	φM_n No L_{TBD} (kip-in)
Major Bending	0.495	118.31	125.977
Minor Bending	1.837	67.429	

Shear Design

	V_u Force (kip)	φV_n Capacity (kip)	Stress Ratio
Major Shear	0.06	25.922	0.002
Minor Shear	0.006	25.923	2.377E-04

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (kip)	Load Combo	Right End Reaction (kip)	Load Combo
-10.216	ELAST-11D	-10.134	ELAST-11D

4.3 Diseño de clavador

Cálculo de carga

Carga muerta

Peso de cubierta de techo(lamina de zinc cal 26) =	5.4 kg/m²
Accesorios =	3 kg/m²
Carga muerta total =	8.4 kg/m²

Carga Viva, según art.11 RNC-07

Carga distribuida =	10 kg/m²
Carga puntual al centro del claro =	100 kg

w = CV + CM = 18.4kg/m²

Asumiendo largueros @ 1.2 m de separación máxima, claro libre de 6m y una sección de 2” x 6” x 1/8”x1/2”

Calculo de propiedades geométricas y de peso

$$Area\ \ sección\ \ \ A = 8.47cm^2 = 0.000847m^2$$

$$\gamma_{acero} = 7850kg/m^3$$

$$Peso\ \ propio = A\gamma_{acero} = (0.000847m^2)(7850kg/m^3)$$

$$Peso\ \ propio\ \ PP = 6.65kg/m$$

Geometría de techo

Pendiente =15.5%

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{pendiente\%}{100}\right)\frac{180}{\pi}$$ **Ecuación *107***

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{pendiente\%}{100}\right)\frac{180}{\pi} = \tan^{-1}\left(\frac{15}{100}\right)\frac{180}{\pi} = 8.53^0$$

$$S_x = 38.09cm^3$$

$$S_y = 7.03cm^3$$

Carga total para clavador, ancho tributario = 1.2m

$$CM = 1.2m(8.94kg/m^2) = 10.08kg/m$$
$$CV = 1.2m(10kg/m^2) = 12kg/m$$

$$w_t = CM + CV + PP = 10.08kg/m + 12kg/m + 6.65kg/m$$
$$w_t = 28.73kg/m$$

Esfuerzo requerido por flexión biaxial

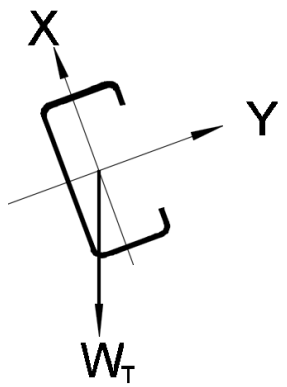


Figura 76

$$M_x = \left(\frac{w_t l^2}{8} + \frac{P_t l}{4}\right)\cos\theta$$ **Ecuación *104***

$$M_x = \left(\frac{(28.73kg/m)(6m)^2}{8} + \frac{(100kg)(6m)}{4}\right)\cos 8.53^0$$
$$M_x = 276.2kg - m = 27620kg - cm$$

Usando sag-rod al centro del claro la longitud del claro se reduce a **"3 mts"**

$$M_y = \left(\frac{w_t (l/2)^2}{8} + \frac{P_t l}{4}\right) sen\theta$$ **Ecuación *106***

$$M_y = \left(\frac{(28.73kg/m)(3m)^2}{8} + \frac{(100kg)(6m)}{4}\right) sen 8.53^0$$
$$M_y = 27.04kg - m = 2704kg - cm$$

$$F_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y}$$ **Ecuación *108***

$$F_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{S_y} = \frac{27620kg - cm}{38.09cm^3} + \frac{2704kg - cm}{7.03cm^3}$$

$$F_b = 1109.76kg / cm^2$$

<u>Esfuerzo resistente por flexión</u>

$F_b = 0.60F_y$ **Ecuación *109***

$$F_y = 2536.37kg / cm^2$$

$$F_b = 0.60(2536.37kg / cm^2)$$

$$F_b = 1521.82kg / cm^2$$

La sección es satisfactoria ya que el esfuerzo actuante **1109.76 kg/cm²** es menor que el esfuerzo resistente **1521.82 kg/cm²**

<u>Calculo de deflexiones</u>

Módulo de elasticidad (E) = 2100000 kg/cm²

Inercia I = 290.26 cm⁴

Deflexión total por carga muerta

$\Delta_{CM} = \frac{5CMl^4}{384EI}$ **Ecuación *110***

$$\Delta_{CM} = \frac{5(0.1008kg / cm)(600cm)^4}{384(2100000kg / cm^2)(290.26cm^4)}$$

$$\Delta_{CM} = 0.279cm$$

Deflexión total por carga viva

$$\Delta_{CV} = \frac{5CVl^4}{384EI} + \frac{Pl^3}{48EI}$$ **Ecuación *111***

$$\Delta_{CV} = \frac{5(0.12kg/cm)(600cm)^4}{384(2100000kg/cm^2)(290.26cm^4)} + \frac{(100kg)(600cm)^3}{48(2100000kg/cm^2)(290.26cm^4)}$$

$$\Delta_{CV} = 1.07cm$$

Deflexiones permisibles, Ecuación 112:

Deflexión permisible = $\frac{L}{240} + 0.5cm = \frac{600}{240} = 3cm > 1.07cm + 0.279cm = 1.349cm$

La sección es satisfactoria Δ=1.349cm ≤ 3cm, cumple por desplazamiento.

4.4 Diseño de Placa Base con momento

4.4.1 Placa base de columna CM-1

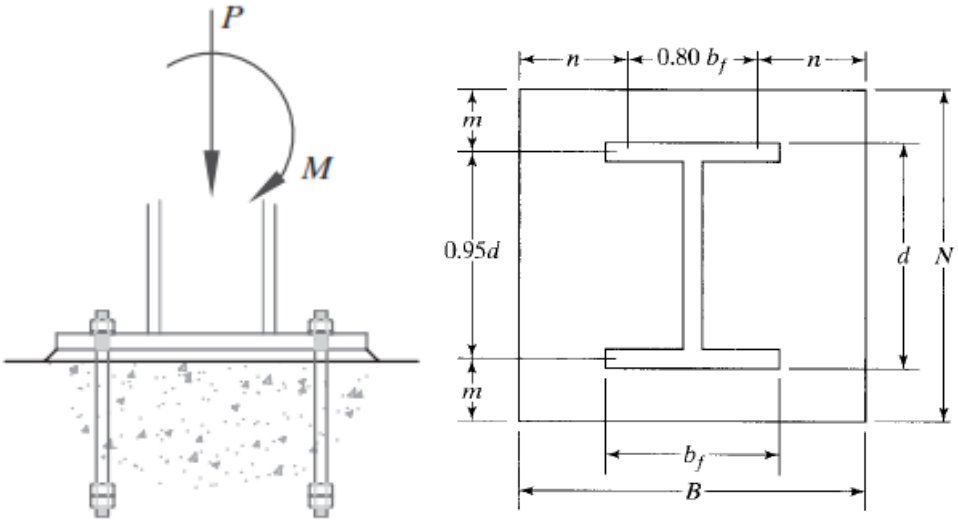


Figura 77

Pedestal		**Columna**	
$bc =$	24 in	$d =$	17.70 in
$hc =$	16 in	$b_f =$	6 in
$f'_c =$	3 ksi	**Perno:**	**F1554 Gr55**
Placa base:	**Acero A-36**	$d_b =$	¾ in
$N =$	22 in	$b_{edge} =$	1.5 in
$B =$	13 in	$f_y =$	55 ksi
$f_y =$	36 ksi	$f_u =$	75 ksi
$f_u =$	58 ksi	$h_{ef} =$	20 in
$t_p =$	¾ in		
Combinación de carga		**Elástica E-7**	**Ver Anexo 6**
Pu =	8.03 kips	Mu =	186.9kips-in

La distancia del perno al borde de la placa es b_{edge}

Chequeo geométrico de las dimensiones

$N = 22 \geq d + 4in = 17.7in + 4in = 21.7in$ ok

$B = 13 \geq b_f + 4in = 6in + 4in = 10in$ ok

$A_1 = NB = (22)(13) = 286in^2$

$A_2 = (bc)(hc) = (24)(16) = 384in^2$

$\phi = 0.65$ Sección J8 del AISC 360-16

$P_p = 0.85 f_c' A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ Ecuación J8-2 del AISC 360-16

$$\phi P_p = 0.65(0.85)(3000)(286)\sqrt{\frac{384}{286}}$$

$$\phi P_p = 1314.73 kips < 1.7 f'_c A_1 = 1.7(3000)(286) = 1458.6 kips$$

$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{186.9}{8.03} = 23.275 in > \frac{N}{6} = 3.667 in$, es distribución triangular

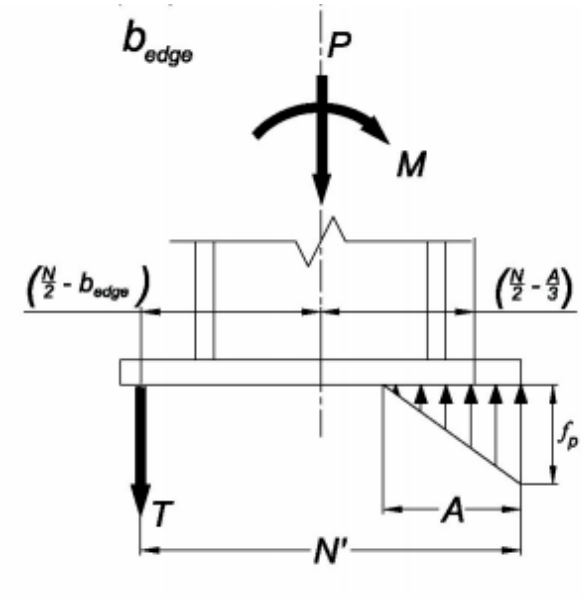


Figura 78

$$A' = \frac{N}{2} - b_{edge} = \frac{22in}{2} - 1.5in = 9.5in$$

$$N' = N - b_{edge} = 22in - 1.5in = 20.5in$$

$$f_{pu} = \frac{\phi P_p}{A_1} = \frac{1314.73 kips}{286 in^2} = 4.597 ksi$$

$$f' = \frac{f_{pu} BN'}{2} = \frac{(4.597 ksi)(13in)(20.50in)}{2} = 612.55 kips$$

$$A = \frac{f' \pm \sqrt{f'^2 - 4\left(\frac{f_{pu}B}{6}\right)(PuA' + Mu)}}{\frac{f_{pu}B}{3}}$$

$$A = \frac{612.55 \pm \sqrt{(612.55)^2 + \left(\frac{4.597(13)}{6}\right)[(8.03)(9.5) + 186.9]}}{\frac{4.597(13)}{3}}$$

$$A = \begin{cases} 0.433in \\ 61.06in \end{cases}$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{22 - 0.95(17.70)}{2} = 2.59in$$

Se utiliza $A = 0.433in < b_{edge} = 1.5in$, el momento requerido debido a los esfuerzos de distribución triangular para 1 in de análisis es:

$$M_{upl} = \frac{f_{pu}A}{2}\left(m - \frac{A}{3}\right) = \frac{4.597(0.433)}{2}(2.59 - 0.433/3)$$

$$M_{upl} = 2.437kips - in/in$$

El momento requerido debido a los esfuerzos debido a la tensión de los anclajes para 1 in de análisis es:

$$T_u = \frac{f_{pu}AB}{2} - Pu = \frac{4.597(0.433)(13)}{2} - 8.03 = 4.908kips$$

$$M_{upl} = \frac{T\ (m - b_{edge})}{\#\ pernos(m - b_{edge})} = \frac{4.908(2.59 - 1.5)}{2(2.59 - 1.5)} = 2.454kips - in/in$$

Usar $M_{upl} = 2.454kips - in/in$

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_{u,m}}{\phi_b F_y}} = \sqrt{\frac{6(2.454)}{0.90(36)}} = 0.674in < \frac{3}{4}in \quad \text{OK}$$

4.4.2 Placa base de columna CM-2

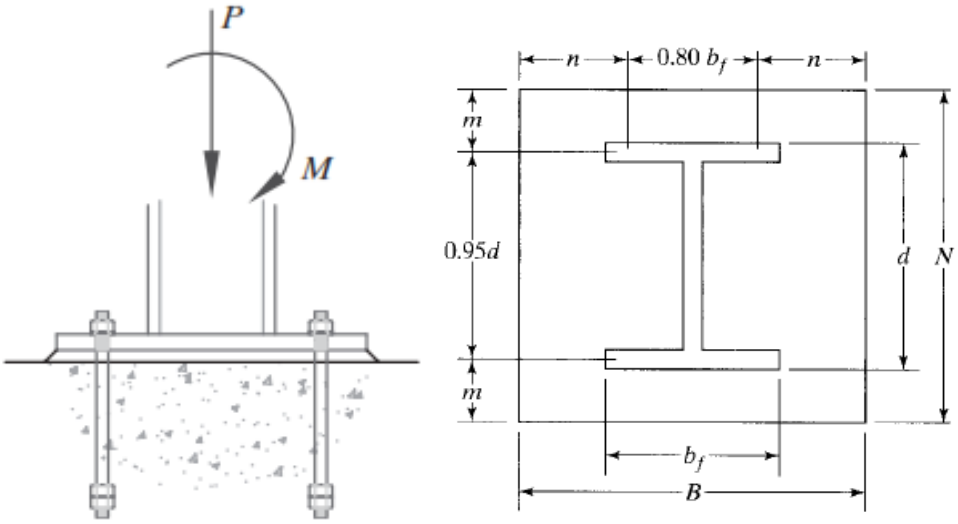


Figura 49

Pedestal		**Columna**	
$bc =$	28 in	$d =$	20.80 in
$hc =$	14 in	$b_f =$	6.53 in
$f'_c =$	3 ksi	**Perno:**	**F1554 Gr55**
Placa base:	**Acero A-36**	$d_b =$	¾ in
$N =$	26 in	$b_{edge} =$	1.5 in
$B =$	12 in	$f_y =$	55 ksi
$f_y =$	36 ksi	$f_u =$	75 ksi
$f_u =$	58 ksi	$h_{ef} =$	20 in
$t_p =$	¾ in		
Combinación de carga		**Elástica E-6**	**Ver Anexo 6**
Pu =	12.06 kips	Mu =	66.8kips-in

La distancia del perno al borde de la placa es b_{edge}

Chequeo geométrico de las dimensiones

$N = 26 \geq d + 4in = 20.8in + 4in = 24.8in$ ok

$B = 12 \geq b_f + 4in = 6.53in + 4in = 10.53in$ ok

$A_1 = NB = (26)(12) = 312in^2$

$A_2 = (bc)(hc) = (28)(14) = 392in^2$

$\phi = 0.65$ Sección J8 del AISC 360-16

$P_p = 0.85 f_c' A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ Ecuación J8-2 del AISC 360-16

$$\phi P_p = 0.65(0.85)(3000)(312)\sqrt{\frac{392}{312}}$$

$$\phi P_p = 1255.908 kips < 1.7 f'_c A_1 = 1.7(3000)(312) = 1591.2 kips$$

$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{66.8}{12.06} = 5.539 in > \frac{N}{6} = 4.333 in$, es distribución triangular

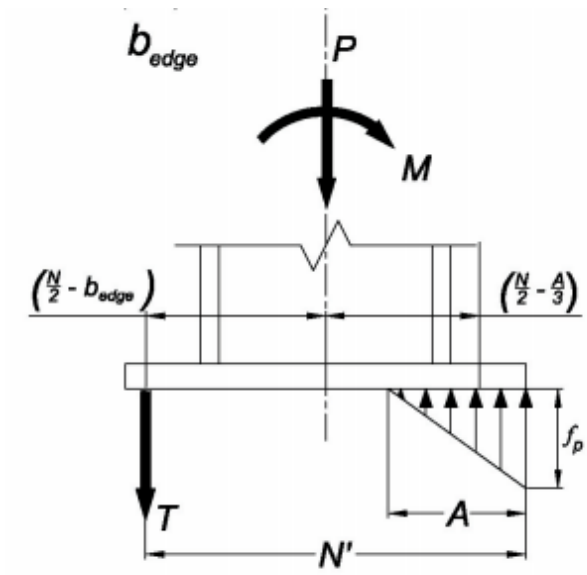


Figura 50

$$A' = \frac{N}{2} - b_{edge} = \frac{26in}{2} - 1.5in = 11.5in$$

$$N' = N - b_{edge} = 26in - 1.5in = 24.5in$$

$$f_{pu} = \frac{\phi P_p}{A_1} = \frac{1255.908 kips}{312 in^2} = 4.025 ksi$$

$$f' = \frac{f_{pu} BN'}{2} = \frac{(4.025 ksi)(12in)(24.50in)}{2} = 591.675 kips$$

$$A = \frac{f' \pm \sqrt{f'^2 - 4\left(\frac{f_{pu}B}{6}\right)(PuA' + Mu)}}{\frac{f_{pu}B}{3}}$$

$$A = \frac{591.675 \pm \sqrt{(591.675)^2 + \left(\frac{4.025(12)}{6}\right)[(12.06)(11.5) + 66.8]}}{\frac{4.025(12)}{3}}$$

$$A = \begin{cases} 0.349in \\ 73.151in \end{cases}$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{26 - 0.95(20.80)}{2} = 3.12in$$

Se utiliza $A = 0.349in < b_{edge} = 1.5in$, el momento requerido debido a los esfuerzos de distribución triangular para 1 in de análisis es:

$$M_{upl} = \frac{f_{pu}A}{2}\left(m - \frac{A}{3}\right) = \frac{4.025(0.349)}{2}(3.12 - 0.349/3)$$

$$M_{upl} = 2.11kips - in/in$$

El momento requerido debido a los esfuerzos debido a la tensión de los anclajes para 1 in de análisis es:

$$T_u = \frac{f_{pu}AB}{2} - Pu = \frac{4.025(0.349)(12)}{2} - 12.06 = -3.632kips$$

$$M_{upl} = \frac{T\ (m - b_{edge})}{\#\ pernos(m - b_{edge})} = \frac{3.632(3.12 - 1.5)}{2(3.12 - 1.5)} = 1.816kips - in/in$$

Usar $M_{upl} = 2.11kips - in/in$

$$t_p = \sqrt{\frac{6M_{u,m}}{\phi_b F_y}} = \sqrt{\frac{6(2.11)}{0.90(36)}} = 0.625in < \frac{3}{4}in \quad \text{OK}$$

4.5 Diseño de uniones

4.5.1 Uniones empernadas.

4.5.1.1 Unión CM-2 con VM-2 (Detalle 2 del plano)

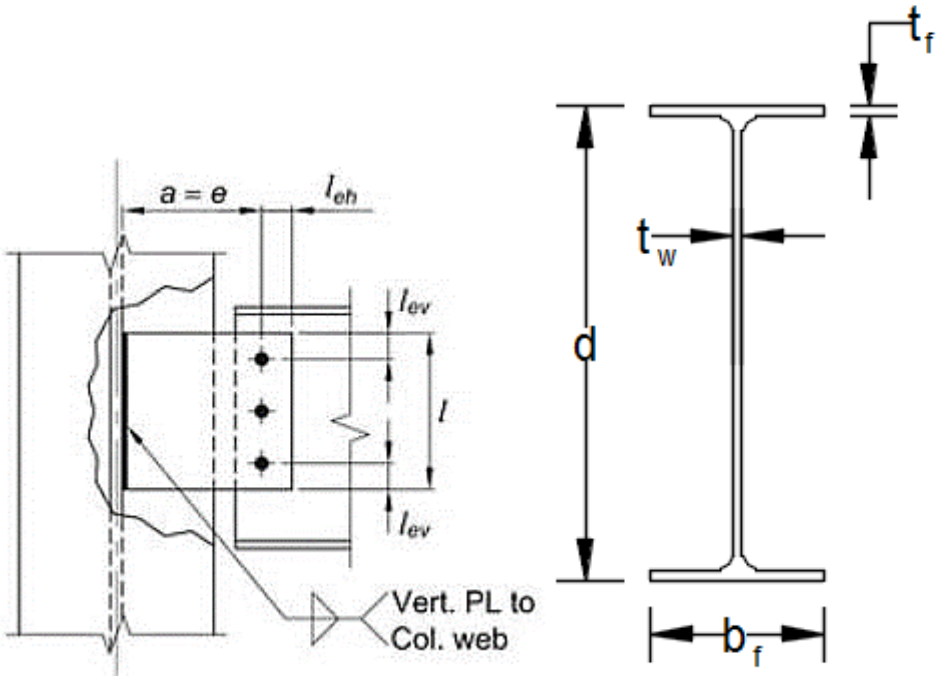


Figura 79

Columna	**W21x55**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	20.8 in	$t_w =$	0.375 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	8.22 in	$t_f =$	0.522 in	$f_u =$	65 ksi
$Z_x =$	126 in³	$T =$	18.375 in		
$A =$	16.2 in²	$k_{des} =$	1.02 in		

Viga	**W10x17**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	10.1 in	$t_w =$	0.24 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	4.01 in	$t_f =$	0.33 in	$f_u =$	65 ksi
$Z_x =$	18.7 in³	$T =$	8.375 in		
$A =$	4.99 in²				

Placa:		**Acero Placa:**	**A36**
$l =$	7.00 in	$f_y =$	36 ksi
$a = e =$	6.50 in	$f_u =$	58 ksi
$l_{eh} =$	2.00 in	$Soldadura\ F_{EXX} =$	70 ksi
$l_{ev} =$	2.00 in		
$espesor\ t =$	3/8 in		
$l_{eh2} =$	2.00 in		

Pernos:	**F3125 Gr A325**		
# pernos n =	2	$f_y =$	0 ksi
$s =$	3 in	$f_u =$	120 ksi
$d_b =$	3/4 in		
$d_h =$	13/16 in	Tabla J3.3 AISC Manual v15	

Combinación de diseño	**Elástica E-4**		**Ver Anexo 6**
Nu =	7.842 kips	Vu =	0.161 kips

$$R_u = \sqrt{V_u^{\ 2} + N_u^{\ 2}} =$$ 7.844 kips

Angulo resultante $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{N_u}{V_u}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{7.842}{0.161}\right) = 1.5502 rad = 88.824^0$

<u>1-) Revisión de pernos</u>

<u>1.1-) Esfuerzos de la conexión empernada al alma de la viga</u>

$$e_x = a + 0.5s = 6.5in + 0.5(3in) = 8in$$

Determinación del coeficiente C para grupos de pernos cargados excéntricamente, de la tabla 7-6 del AISC Manual v15, tenemos:

$$\left.\begin{array}{c}\theta = 60^0 \\ e_x = 8\,plg \\ n = 2\end{array}\right\} C = 0.56$$

$$\left.\begin{array}{c}\theta = 75^0 \\ e_x = 8\,plg \\ n = 2\end{array}\right\} C = 0.84$$

$$\left.\begin{array}{r}\theta = 88.824^0 \\ e_x = 8\,plg \\ n = 2\end{array}\right\} C = 1.098 \text{ extrapolando}$$

Resistencia a cortante permisible, tabla 7-1 del AISC Manual v15

$$\phi r_n = 17.9 kips / perno$$

Aplastamiento del perno, $3.0 d_b t_w F_u$ **Ecuación *41*,** ecuación J3-6b del AISC 360-16, resistencia al aplastamiento del perno

$$\phi = 0.75$$
$$\phi r_n = 0.75(3.0)(0.75in)(0.24in)(65ksi)$$
$$\phi r_n = 26.33 kips / perno$$

Arrancamiento del perno, $1.5 l_c t_w F_u$ **Ecuación *42*,** ecuación J3-6d del AISC 360-16, resistencia al arrancamiento del perno

$$l_c = l_{eh} - 0.5 d_h = (2 - 1/4)in - 0.5(0.8125in) = 1.34375in$$

$$\phi = 0.75$$
$$\phi r_n = 0.75(1.5)(1.34375in)(0.24in)(65ksi)$$
$$\phi r_n = 23.58 kips / perno$$

Gobierna $\phi r_n = 17.9 kips / perno$

La resistencia de diseño será $\phi R = \phi C r_n$ **Ecuación *40***

$$\phi R_n = \phi C r_n = 1.098(17.9 kips / perno)$$

$$\phi R_n = 19.65 kips > Ru = 7.844 kips \quad \text{OK}$$

<u>1.2-) Esfuerzo de la conexión empernada – platina</u>

Arrancamiento del perno, $1.5 l_c t_w F_u$ **Ecuación *42*,** ecuación J3-6d del AISC 360-16, resistencia al arrancamiento del perno

$$l_c = l_{ev} - 0.5 d_h = 2in - 0.5(0.8125in) = 1.59375in$$

$$\phi = 0.75$$
$$\phi r_n = 0.75(1.5)(1.59375in)(0.375in)(58ksi)$$
$$\phi r_n = 38.997 kips / perno$$

La resistencia de diseño será $\phi R = \phi Cr_n$ **Ecuación *40***

$\phi R_n = \phi Cr_n = 1.098(38.997 kips / perno)$

$\phi R_n = 42.821 kips > Ru = 7.844 kips$ OK

2-) Revisión de la viga

2.1-) Esfuerzo de fluencia a cortante de la viga

$A_{gv} = dt_w = 10.1in(0.24in) = 2.424in^2$

$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$ **Ecuación *44***

$R_n = 0.60(50ksi)(2.424in^2)$
$R_n = 72.72kip$

$\phi = 1$

$\phi R_n = 72.72kip > V_u = 0.161kip$ OK

2.2-) Esfuerzo de fluencia a tensión de la viga

$\phi R = \phi f_y A_g$ **Ecuación *45***

$R_n = (50ksi)(4.99in^2)$
$R_n = 249.5kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 187.125kip > N_u = 7.842kip$ OK

2.3-) Ruptura del bloque cortante en el alma de la viga

$l_{eh2} = 2in - 1/4in = 1.75in$

$A_{gv} = 2l_{eh2}t_w$
$A_{gv} = 2(1.75in)(0.24in)$
$A_{gv} = 0.84in^2$

$A_{nv} = A_{gv} - 2(0.5)(d_h + 1/16in)t_w$
$A_{gv} = 0.84in^2 - 2(0.5)(0.8125in + 1/16in)(0.24in)$
$A_{gv} = 0.63in^2$

$A_{nt} = [(n-1)s - (n-1)(d_h + 1/16in)]t_w$
$A_{nt} = [(2-1)(3in) - (2-1)(0.8125in + 1/16in)](0.24in)$
$A_{nt} = 0.51in^2$

$U_{bs} = 1$ para esfuerzos de tensión uniformes, según sección J4.3 del AISC 360-16

$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$ **Ecuación *46***

$$R_n = 0.6(65ksi)(0.63in^2) + 1(65ksi)(0.51in^2) \leq 0.6(50ksi)(0.84in^2) + 1(65ksi)(0.51in^2)$$
$$R_n = 57.72kip \leq 58.35kip$$

Gobierna $R_n = 57.72kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 43.29kip > N_u = 7.842kip$ OK

<u>3-) Placa de conexión</u>

<u>3.1-) Espesor máximo de la platina de conexión</u>

Del AISC Manual v15, página 10-87, las limitaciones de diseño establecen:

$l_{eh} = 2in > 2d_b = 2(3/4in) = 1.5in$ OK

pernos = 2, tipo de orificio = STD

$t_{p\max} = d/2 + 1/16$

$t_{p\max} = \frac{(3/4)}{2} + 1/16 = 7/16in > 3/8in$ OK

<u>3.2.1-) Esfuerzo a flexión de la platina de conexión</u>

$$M_u = V_u a$$
$$M_u = (0.16kips)(6.5in)$$
$$M_u = 1.0465kips - in$$

$M_n = M_p = f_y Z \leq 1.60 f_y S_x$ **Ecuación *47***

$$M_n = M_p = (35ksi)\left((0.375in)\frac{(7in)^2}{4}\right) \leq 1.60(36ksi)\left((0.375in)\frac{(7in)^2}{6}\right)$$
$$M_n = M_p = 165.34kip - in \leq 176.4kip - in$$

$$M_n = 165.34kip - in$$

3.2.2-) Esfuerzo a flexión por el pandeo lateral – torsional

$L_b = 6.5in$

$d = l = 7in$

$$d_{ct} = \frac{[d_{viga} - (n-1)s]}{2} = \frac{[10.1in - (2-1)3in]}{2} = 3.55in$$

$t = 3/8in$

$$C_b = \left[3 + \ln\left(\frac{L_b}{d}\right)\right]\left(1 - \frac{d_{ct}}{d}\right) \geq 1.84$$ **Ecuación *51***

$$C_b = \left[3 + \ln\left(\frac{6.5}{7}\right)\right]\left(1 - \frac{3.55}{7}\right) \geq 1.84$$

$C_b = 1.44 \geq 1.84$

$Usar\ C_b = 1.84$

$$S_x = \frac{t_{platina} l^2}{6} = \frac{(3/8)(7in)^2}{6} = 3.0625in^2$$

$$M_y = F_y S_x = (36ksi)(3.0625in^2) = 110.25kips - in$$

$$\frac{L_b d}{t^2} = \frac{(6.5in)(7in)}{(0.375in)^2} = 323.56$$

$$\frac{0.08E}{F_y} = \frac{0.08(29000ksi)}{36ksi} = 64.44$$

$$\frac{1.9E}{F_y} = \frac{1.9(29000ksi)}{36ksi} = 1530.55$$

$$si\ \ \frac{0.08E}{f_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{f_y} \quad M_n = C_b\left[1.52 - 0.274\left(\frac{L_b d}{t^2}\right)\frac{f_y}{E}\right]M_y \leq M_p$$ **Ecuación *49***

$$M_n = 1.84\left[1.52 - 0.274\left(\frac{(6.5)(7)}{(3/8)^2}\right)\frac{36}{29000}\right](110.25) \leq 165.375$$

$M_n = 286.02 \leq 165.375$

Usar $M_n = 165.375$

$\phi = 0.90$

$\phi M_n = 148.83kip - in > 1.0465kip - in$

3.3-) Esfuerzo a la fluencia al cortante de la platina de conexión

$$A_{gv} = lt = 7in(0.375in) = 2.63in^2$$

$$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$$ **Ecuación *44***

$$R_n = 0.60(36ksi)(2.63in^2)$$
$$R_n = 56.7kip$$

$$\phi = 1$$

$$\phi R_n = 56.7kip > V_u = 0.161kip$$ OK

3.4-) Esfuerzo de fluencia a tensión de la platina de conexión

$$A_g = lt$$
$$A_g = 7in(0.375in)$$
$$A_g = 2.63in^2$$

$$\phi R = \phi f_y A_g$$ **Ecuación *45***

$$R_{np} = (36ksi)(2.63in^2)$$
$$R_{np} = 94.5kip$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi R_n = 85.05kip > N_u = 7.842kip$$ OK

3.5-) Interacción de fluencia de axial, flexión y cortante en la platina de conexión

$$\frac{N_u}{\phi R_{np}} = \frac{7.842kip}{85.05kip} = 0.092 < 0.2$$

Si $\frac{N_u}{\phi R_{np}} < 0.2$ entonces $\left(\frac{N_u}{2\phi R_{np}} + \frac{V_u a}{\phi M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}}\right)^2 \leq 1$ **Ecuación *53***

$$\left(\frac{0.092}{2} + \frac{1.0465}{148.83}\right)^2 + \left(\frac{0.161}{56.7}\right)^2 \leq 1$$
$$(0.053)^2 + (0.003)^2 \leq 1$$
$$0.003 \leq 1 \; OK$$

3.6-) Esfuerzo de ruptura a tensión de la platina de conexión

$$A_n = [l - n(d_h + 1/16in)]t = [7in - 2(0.8125in + 1/16in)](0.375in) = 1.969in^2$$

$A_n U$ **Ecuación *56***

$U = 1$, Tabla D3.1 del AISC 360-16, todo el elemento se encuentra a tensión

$$A_n = (1.969in^2)(1) = 1.969in^2$$

$\phi R_n = \phi f_u A_e$ **Ecuación *55***

$$R_{np} = (58ksi)(1.969in^2) = 114.202kip$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 85.6515kip > N_u = 7.842kip$ OK

3.7-) Ruptura a flexión de la platina de conexión

$$Z_{net} = \frac{tl^2}{4} - \frac{1}{4}\left[(d_h + 1/16)(s)(n^2 - 1) + (d_h + 1/16)^2\right]$$ **Ecuación *58***

$$Z_{net} = \frac{(3/8)(7)^2}{4} - \frac{(3/8)}{4}\left[(13/16in + 1/16in)(3in)(2^2 - 1) + (13/16in + 1/16in)^2\right] = 3.784in^3$$

$\phi M_n = \phi f_u Z_{net}$ **Ecuación *57***

$$M_n = (58ksi)(3.784in^2)$$
$$M_n = 219.472kip - in$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi M_n = 164.604kip - in > M_u = 1.0465kip - in$ OK

3.8-) Esfuerzo de ruptura a cortante

$$A_{nv} = [l - n(d_h + 1/16in)]t = [7in - 2(0.8125in + 1/16in)](0.375in) = 1.969in^2$$

$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$ **Ecuación *59***

$$R_{nv} = 0.60(58ksi)(1.969in^2) = 68.521kip$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_{nv} = 51.3907kip > V_u = 0.161kip$ OK

3.9-) Interacción de ruptura de axial, flexión y cortante en la platina de conexión

$$\frac{N_u}{\phi R_{np}} = \frac{0.161kip}{85.05kip} = 0.002 < 0.2$$

Si $\frac{N_u}{\phi R_{np}} < 0.2$ entonces $\left(\frac{N_u}{2\phi R_{np}} + \frac{V_u a}{\phi M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}}\right)^2 \leq 1$ **Ecuación *53***

$$\left(\frac{0.002}{2} + \frac{1.0465}{164.604}\right)^2 + \left(\frac{0.161}{51.39}\right)^2 \leq 1$$

$$(0.007)^2 + (0.003)^2 \leq 1$$

$$0.00006 \leq 1 \ OK$$

3.10.1-) Bloque cortante en platina de conexión – dirección del cortante en la viga

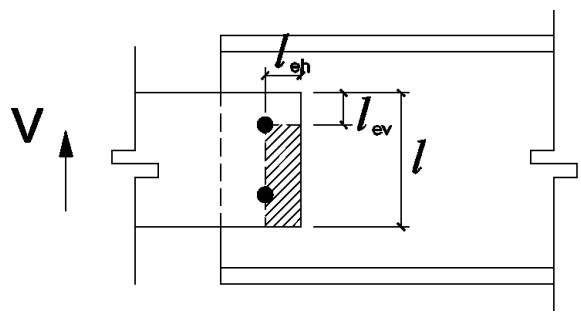


Figura 80

$$A_{gv} = (l - l_{ev})t \qquad A_{nv} = A_{gv} - (n - 0.5)(d_h + 1/16in)t$$

$$A_{gv} = (7in - 2in)(0.375in) \qquad A_{gv} = 1.875in^2 - (2 - 0.5)(0.8125in + 1/16in)(0.375in)$$

$$A_{gv} = 1.875in^2 \qquad A_{gv} = 1.383in^2$$

$$A_{nt} = [l_{eh} - 0.5(d_h + 1/16in)]t$$

$$A_{nt} = [2in - 0.5(0.8125in + 1/16in)](0.375in)$$

$$A_{nt} = 0.586in^2$$

$U_{bs} = 0.5$ ya que los esfuerzos de tensión no son uniformes a lo largo de la zona de tensión, según sección J4.3 del AISC 360-16

$$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$$ **Ecuación *46***

$R_n = 0.6(58ksi)(1.383in^2) + 0.5(58ksi)(0.586in^2) \leq 0.6(36ksi)(1.875in^2) + 0.5(58ksi)(0.586in^2)$

$R_n = 65.1224kip \leq 57.494kip$

Gobierna $R_n = 57.494kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 43.1205kip > V_u = 0.161kip$ OK

3.10.2-) Esfuerzo de ruptura de bloque cortante – dirección axial en la viga, corte en L

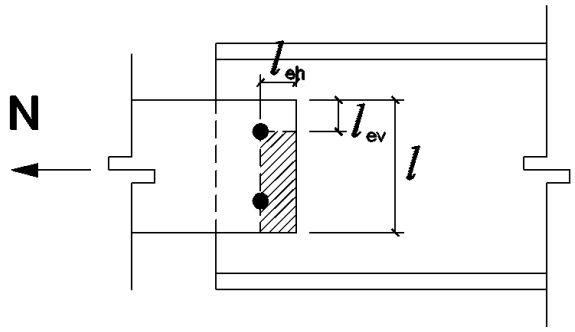


Figura 81

$A_{gv} = l_{eh}t$ $\quad$ $A_{nv} = A_{gv} - 0.5(d_h + 1/16in)t$

$A_{gv} = 2in(0.375in)$ $\quad$ $A_{gv} = 0.75in^2 - 0.5(0.8125in + 1/16in)(0.375in)$

$A_{gv} = 0.75in^2$ $\quad$ $A_{gv} = 0.586in^2$

$A_{nt} = [l - l_{ev} - (n - 0.5)(d_h + 1/16in)]t$

$A_{nt} = [7in - 2in - (2 - 0.5)(0.8125in + 1/16in)](0.375in)$

$A_{nt} = 1.383in^2$

$U_{bs} = 1$ ya que los esfuerzos de tensión son uniformes a lo largo de la zona de tensión, según sección J4.3 del AISC 360-16

$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$ **Ecuación *46***

$R_n = 0.6(58ksi)(0.5986in^2) + 1(58ksi)(1.383in^2) \leq 0.6(36ksi)(0.75in^2) + 1(58ksi)(1.383in^2)$

$R_n = 100.6068kip \leq 96.414kip$

Gobierna $R_n = 96.414kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 72.3105kip > N_u = 7.842kip$ OK

3.10.3 Esfuerzo de ruptura de bloque cortante – dirección axial en la viga, corte en U

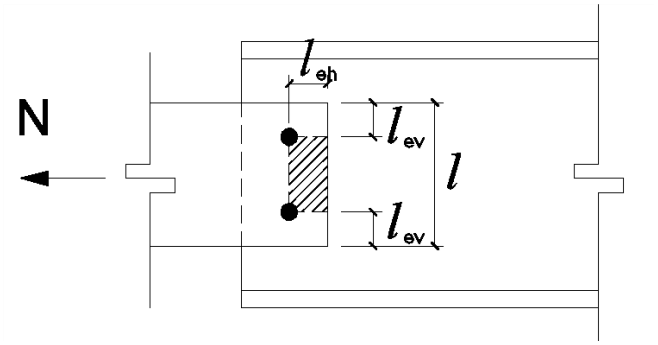


Figura 82

$A_{gv} = 2l_{eh}t$ $\qquad$ $A_{nv} = A_{gv} - 2(0.5)(d_h + 1/16in)t$

$A_{gv} = 2(2in)(0.375in)$ $\qquad$ $A_{gv} = 1.5in^2 - 2(0.5)(0.8125in + 1/16in)(0.375in)$

$A_{gv} = 1.5in^2$ $\qquad$ $A_{gv} = 1.172in^2$

$$A_{nt} = [l - 2l_{ev} - (n - 0.5)(d_h + 1/16in)]t$$
$$A_{nt} = [7in - 2(2in) - (2 - 0.5)(0.8125in + 1/16in)](0.375in)$$
$$A_{nt} = 0.797in^2$$

$U_{bs} = 1$ ya que los esfuerzos de tensión son uniformes a lo largo de la zona de tensión, según sección J4.3 del AISC 360-16

$$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$$ **Ecuación *46***

$$R_n = 0.6(58ksi)(1.172in^2) + 1(58ksi)(0.797in^2) \leq 0.6(36ksi)(1.5in^2) + 1(58ksi)(0.797in^2)$$
$$R_n = 87.01kip \leq 78.626kip$$

Gobierna $R_n = 78.626kip$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 58.969kip > N_u = 7.842kip$ OK

3.11-) Esfuerzo de ruptura del bloque cortante en la platina – interacción combinada cortante-axial

$$\left(\frac{V_u}{\phi R_{bsv}}\right)^2 + \left(\frac{N_u}{\phi R_{bsn}}\right)^2 \leq 1$$ ecuación H3-6 del AISC 360-16

$$\left(\frac{0.161}{43.1205}\right)^2+\left(\frac{7.42}{58.9695}\right)^2 \le 1$$

$$(0.0037)^2+(0.133)^2 \le 1$$

$$0.0177 \le 1 \; OK$$

4-) Revisión de la columna

4.1-) Esfuerzo de ruptura cortante del alma de la columna

$$A_{nv}=2lt_w=2(7in)(0.375in)=5.25in^2$$

$$\phi R_{nv}=\phi 0.60 f_u A_{nv}$$ **Ecuación *59***

$$R_{nv}=0.60(65ksi)(5.25in^2)=204.75kip$$

$$\phi=0.75$$

$$\phi R_{nv}=153.56kip>V_u=0.161kip$$ OK

4.2-) Análisis de las líneas de influencia en el alma de la columna de soporte

$$T=d-2k_{es}=20.8in-2(1.02in)=18.76in$$

$$a=\frac{d}{2}-k_{es}+\frac{t_w}{2}=\frac{20.8in}{2}-1.02in+\frac{0.375in}{2}=9.5675in$$

$$b=\frac{d}{2}-k_{es}-\frac{t_w}{2}-t_p=\frac{20.8in}{2}-1.02in-\frac{0.375in}{2}-3/8in=8.82in$$

$$\phi R_n=\phi\frac{t_w{}^2 f_y}{4}\left[\frac{4\sqrt{Tab(a+b)}+l(a+b)}{ab}\right]$$ **Ecuación *60***

$$R_n=\frac{(0.375in)^2(50ksi)}{4}\left[\frac{4\sqrt{(18.76in)(9.5675in)(8.82in)(9.56in+8.82in)}+7in(9.56in+8.82in)}{(9.5675in)(8.82in)}\right]$$

$$R_n=16.899kip$$

ya que $\sqrt{\frac{8ab}{a+b}}=\sqrt{\frac{8(9.675in)(8.82in)}{9.675in+8.82in}}=26.242in>a=6.50in$, el valor de Rn debe ser reducido 50% según el capítulo 9 del AISC Manual v15, pagina 9-16.

$$\phi R_n=0.50(16.899kip)=8.449kips\,,\;\phi=1$$

$$\phi R_n=8.499kip>N_u=7.842kip$$ OK

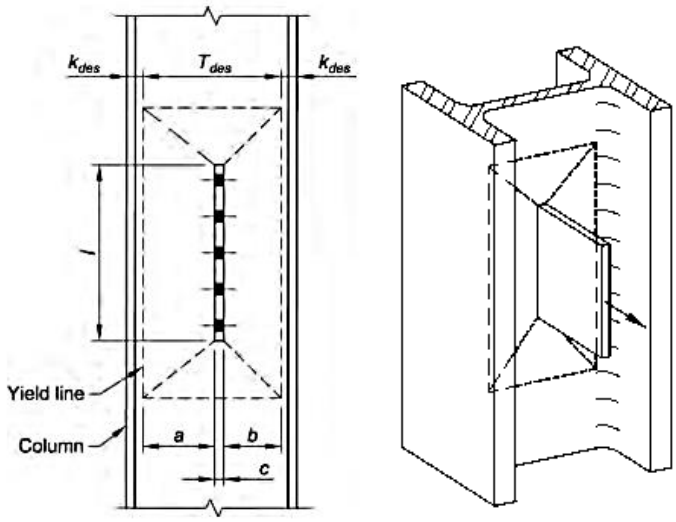


Figura 83

4.3 Soldadura de unión placa-columna

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.375in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=5/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=3/16”

Se propone usar soldadura de filtete de ¼” (D=4)

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}(88.824^0) = 1.4998$$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50 sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l$$ **Ecuación *91***

$$R_n = 0.60 F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l\,\mu(2lados) = 0.60(70ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{4}{16}\right)(7in)(1.4998)(2)$$

$$R_n = 155.896 kips$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 116.922 kip > R_u = 7.844 kip$ OK

4.5.1.2 Unión VM-1 con W21x55 (Detalle 2 del plano)

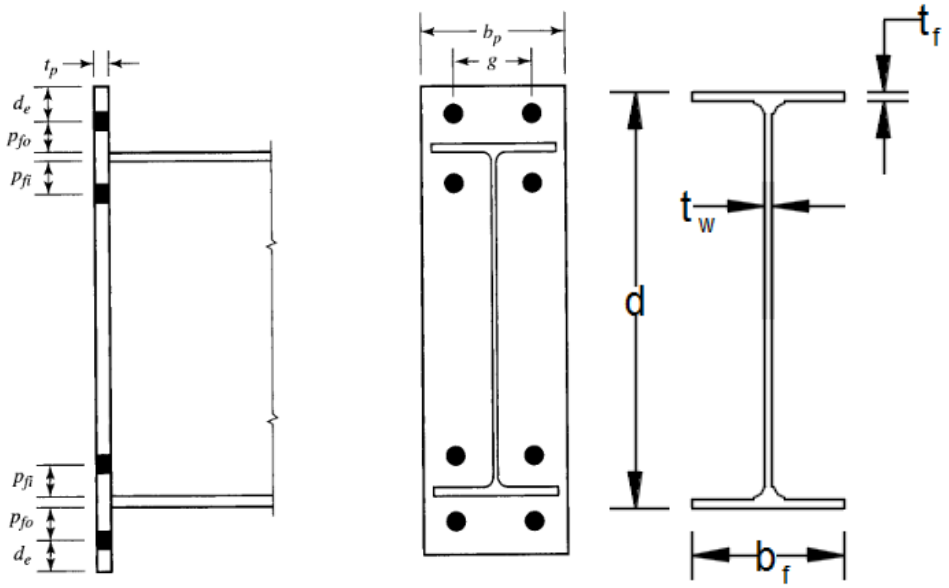


Figura 84

Columna	**W21x55**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	20.8 in	$t_w =$	0.375 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	8.22 in	$t_f =$	0.522 in	$f_u =$	65 ksi
$Z_x =$	126 in³	$T =$	18.375 in		
$A =$	16.2 in²	$k_{des} =$	1.02 in		

Viga	**W30**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	29.5 in	$t_w =$	0.47 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	6 in	$t_f =$	0.61 in	$f_u =$	65 ksi
$A =$	21.03 in²	$T =$	26.5 in		

Placa:		**Acero Placa:**	**A36**
$b_p =$	6.56 in	$f_y =$	36 ksi
$g =$	4.50 in	$f_u =$	58 ksi
$d_e =$	2.00 in	$Soldadura\ F_{EXX} =$	70 ksi
$p_{f0} =$	2.50 in		
$p_{fi} =$	2.50 in		
$espesor\ t_p =$	3/4 in		

Pernos: F3125 Gr A325

$f_y =$ 0 ksi $\qquad f_{nv} =$ 54 ksi

$f_u =$ 120 ksi $\qquad f_{nt} =$ 90 ksi

$d_b =$ 1/2 in

$d_h =$ 9/16 in $\qquad$ Tabla J3.3 AISC Manual v15

Combinación de diseño **Elástica E-7** **Ver Anexo 6**

Mu = 1074.16 kips-in $\qquad$ Vu = 8.574 kips

Pu = 2.625 kips

1-) Revisión de pernos

1.1-) Esfuerzo de momento basado en el esfuerzo de los pernos

$$h_0 = d - t_f / 2 + p_{f0} = 31.695in$$

$$h_1 = d - t_f / 2 - p_{f1} = 26.695in$$

$$A_b = \frac{\pi}{4}(1/2)^2 = 0.196in^2$$

$\phi P_t = \phi f_{nt} A_b$ **Ecuación *64***

$$P_t = 90ksi(0.196in^2) = 17.64kips$$

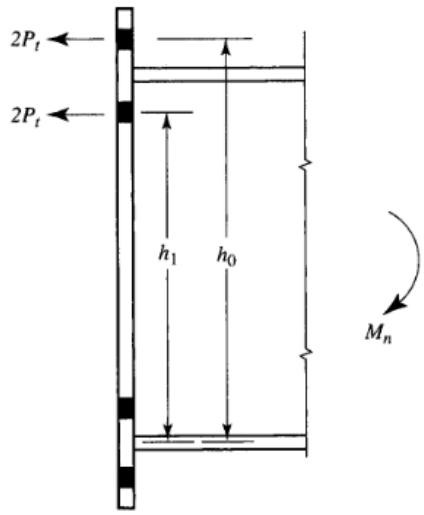


Figura 85

$$M_n = [2P_t(h_0 + h_1)] = 2(17.64kips)(31.69in + 26.69in) = 2059.99kips - in$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi M_n = 1544.99kip - in > M_u = 1074.16kip - in$ OK

1.2-) Resistencia al cortante de los pernos

$\phi P_t = \phi f_{nt} A_b$ **Ecuación *64***

$$P_t = 4(45ksi)(0.196in^2) = 42.336kips$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 31.752kip > V_u = 8.574kip$ OK

1.3.1-) Resistencia al aplastamiento en la placa con los pernos a compresión

$\phi R_n = \phi 1.2 l_c t f_u$ **Ecuación *66***

$l_c = p_{f1} + p_{f0} + t_{wb} - d_h = 2.5in + 2.5in + 0.47in - 0.5625in = 4.91in$

$R_n = 4(1.2)(4.91in)(3/4in)(58ksi) = 1024.79kips$

$\phi R_n = \phi 2.4 d_b t f_u$ **Ecuación 67**

$R_n = 4(2.4)(0.50in)(3/4in)(58ksi) = 208.80kips$

Gobierna $R_n = 208.80kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 156.6kip > V_u = 8.574kip$ OK

1.3.2) Resistencia al aplastamiento en el patín de la columna de los pernos a compresión

$\phi R_n = \phi 1.2 l_c t f_u$ **Ecuación *66***

$l_c = p_{f1} + p_{f0} + t_{wb} - d_h = 2.5in + 2.5in + 0.47in - 0.5625in = 4.91in$

$R_n = 4(1.2)(4.91in)(0.522in)(65ksi) = 799.337kips$

$\phi R_n = \phi 2.4 d_b t f_u$ **Ecuación 67**

$R_n = 4(2.4)(0.50in)(0.522in)(65ksi) = 162.864kips$

Gobierna $R_n = 162.864kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 122.148kip > V_u = 8.574kip$ OK

2-) Revisión de la placa

2.1-) Revisión de distancias

$Le = 1in$ (Tabla J3.4 del AISC 360-16, **Anexo 2**)

$b_p \geq g + 2Le$ **Ecuación *68***

$b_p = 6.56in \geq g + 2Le = 6in$ OK

$b_p \geq b_f$ **Ecuación *69***

$b_p = 6.56in \geq b_f = 6in$ OK

2.2-) Espesor de la placa de conexión

$$s = \min\left(\frac{1}{2}\sqrt{b_p g}, p_{fi}\right)$$ **Ecuación *72***

$$s = \min\left(\frac{1}{2}\sqrt{(6.56in)(4.5in)}, 2.5in\right) = \min(2.717in, 2.5in) = 2.5in$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{p_{f0}}\right) - \frac{1}{2}\right] + \frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi} + s)\right]$$ **Ecuación *71***

$Y_p = 169.314$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11\phi M_n}{\phi_b f_y Y_p}}$$ **Ecuación *70***

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11(3484.131)}{0.90(36)(169.314)}} = 0.559in < 3/4in$$ Ok

2.3-) Esfuerzo de fluencia cortante de la placa

$x_1 = 14.35in$

$x_2 = 14.5in$

$\theta = 8.812^0$

$$T = \frac{M}{x_1 + x_2} = \frac{1544.992kips - in}{14.35in + 14.5in} = 53.553kips$$

$$T_x = T\cos\theta = 53.553kips[\cos(8.812^0)] = 52.921kips$$

$$F_{fu} = T_x / 2 = 26.4605kips$$

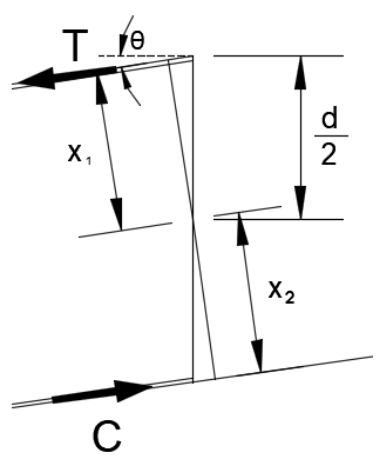


Figura 86

$A_{gv} = b_p t_p = (6.56in)(3/4in) = 4.92in^2$

$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$ **Ecuación *44***

$R_n = 0.60(36ksi)(4.92in^2) = 106.272kips$

$\phi = 1.00$

$\phi R_n = 106.272kip > F_{fu} = 26.4605kip$ OK

2.4-) Esfuerzo de ruptura a cortante de la placa

$A_n = A_{gv} - 2d_h t_p = 5.74in^2 - 2(0.5625in)(3/4in) = 4.076in^2$

$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$ **Ecuación *59***

$R_{nv} = 0.60(58ksi)(4.076in^2) = 141.845kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 106.38kip > F_{fu} = 26.4605kip$ OK

2.5.1-) soldadura en el patín a tensión en la conexión viga-placa

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.61in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=1/4”

Tamaño mínimo de soldadura, t=9/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 3/8” (D=6)

$\mu = 1 + 0.5sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$\mu = 1 + 0.5sen^{1.5}(90^0) = 1.5$

$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l$ **Ecuación *91***

$l = 2b_{fb} - t_w = 2(6in) - (0.47in) = 11.53in$

$R_n = 0.60F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l\mu = 0.60(70ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{6}{16}\right)(11.53in)(1.5)$

$R_n = 192.613kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 144.459 kip > T = 53.553 kip$ OK

2.5.2-) Soldadura en el alma de la viga en la zona de compresión con la placa

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.47in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=3/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=1/4”

Se propone usar soldadura de filtete de 1/4” (D=4)

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}(0^0) = 1$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50 sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l$$ **Ecuación *91***

$l = 2(d - 2t_{fb}) = 2[29.5in - 2(0.61in)] = 56.56in$

$$R_n = 0.60 F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l\mu = 0.60(70ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{6}{16}\right)(56.56in)(1)$$

$R_n = 419.93 kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 314.95 kip > V_u = 8.574 kip$ OK

3-) Revisión de la columna

3.1-) Revisión del patín de la columna

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} = \frac{1}{2}\sqrt{(8.22in)(4.5in)} = 3.04in$$

$c = p_{f0} + t_{fb} + p_{fi} = 5.61in$

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{s}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1\left(s + \frac{3c}{4}\right) + h_0\left(s + \frac{c}{4}\right) + \frac{c^2}{2}\right] + \frac{g}{2}$$ **Ecuación *73***

$Y_c = 236.753$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11\phi M_n}{\phi_b F_y Y_c}} = \sqrt{\frac{1.11(1544.992)}{0.90(50)(236.753)}}$$

$t_p = 0.401in < t_f = 0.522in$, OK No requiere atiezadores.

3.2-) Falla por flexión local en el patín de la columna

$q = d_e + p_{f0} = 4.5in$

$10t_f = 6.1in > q = 4.5in \Rightarrow C = 0.50$

$\phi R_n = \phi C 6.25 t_f^{\,2} f_y$ **Ecuación *75***

$R_n = 0.50(6.25)(0.522in^2)(50ksi) = 42.576kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 38.318kip < T_x = 52.921kip$, Aumentar dimensiones de columna o colocar atiezadores

3.3-) Estado límite de fluencia local del alma en compresión

$q = d_e + p_{f0} = 4.5in < d = 29.5in \Rightarrow C = 0.50$

$\phi R_n = \phi[C(6k + t_{fb}) + 2w + 2t_p] f_y t_w$ **Ecuación *77***

$R_n = [0.50\{6(1.02in) + 0.61in\} + 2(0.375in) + 2(0.75in)](50ksi)(0.375in) = 105.281kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 94.7529kip > T_x = 52.921kip$, OK No requiere atiezadores

3.4-) Aplastamiento del alma

$q = d_e + p_{f0} = 4.5in < d/2 = 14.75in \Rightarrow$ Aplica ecuación J10-5 del ASIC 360-16

$N = 0.61in$

$N/d = 0.021$, aplicar **Ecuación 79**

Si $N/d \leq 0.2$, entonces $R_n = 0.40 t_w^{\,2}\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$ **Ecuación *79***

$$R_n = 0.40(0.375in)\left[1+3(0.021)(0.375in/0.522in)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{29000ksi(50ksi)(0.522in)}{0.375in}} = 82.98kips$$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 62.23kip > T_x = 52.92kip$, OK No requiere atiezadores

3.5-) Pandeo por compresión del alma

$h = d - 2k_{es} = 20.8in - 2(1.02in) = 18.76in$

$$R_n = \frac{24t_w{}^3\sqrt{EF_{yw}}}{h}$$ **Ecuación *81***

$$R_n = \frac{24(0.375in)^3\sqrt{29000ksi(50ksi)}}{20.8in} = 81.237kip$$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 60.92kip > T_x = 52.92kip$, OK No requiere atiezadores

3.6-) Cortante en el alma de la columna

$M_1 = M_2 = M_u = 1074.16kips - in$

$P_r = P_u = V = 2.625kip$

$$F = \frac{M_1 + M_2}{d_m} - V = \frac{2Mu}{d_m} - Pu$$ **Ecuación *83***

$$F = \frac{2(1074.16kips - in)}{29.03in} - 2.625kips = 71.378kip$$

$P_c = f_y A$ **Ecuación *85***

$P_c = F_y A = 50ksi(16.2in^2) = 810kip$

$0.40P_c = 0.40(810kip) = 324kip > Pr = 2.625kip$, aplica ecuación J10-9 del AISC 360-16.

Si $P_r \leq 0.40P_c$ entonces $R_n = 0.60F_y d_c t_w$ **Ecuación *86***

$R_n = 0.60(50ksi)(20.8in)(0.375in) = 234kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 210.6kip > F = 71.378kip$, OK

3.7-) Diseño de atiezadores

$\phi R_{n-\min} = 38.318kip$

$b' = (b_f - t_w)/2 = 3.9225in$

$d' = d - 2t_f = 17.716in$

$t_{atiezador} = 3/8in$

$t_{\min} = t_{f-viga}/2 = 0.61in/2 = 0.305in < 3/8in$ OK

$t_{\min} = b'/16 = 17.716in/16 = 0.245in < 3/8in$ OK

$b'_{\min} = \frac{b_{f-viga}}{3} - \frac{t_{w-col}}{2}$ **Ecuación *101***

$b'_{\min} = \frac{b_{f-biga}}{3} - \frac{t_{w-col}}{2} = \frac{6in}{3} - \frac{0.375in}{2} = 1.813in < b' = 3.9225in$ OK

$b'_{\max} = \frac{b_{f-col} - t_{w-col}}{2}$ **Ecuación *102***

$b'_{\max} = \frac{b_{f-col} - t_{w-col}}{2} = \frac{8.22in - 0.375in}{2} = 3.923in > b' = 3.9225in$ OK

$A_{s-atiezador} = t_{atiezador} b'(2\ atiezadores) = (3/8in)(3.9225in)(2) = 2.942in^2$

$A_{st} = \frac{T_x - \phi R_{n-\min}}{\phi F_{yst}}$ **Ecuación *103***

$A_{st} = \frac{T_x - \phi R_{n-\min}}{\phi F_{yst}} = \frac{119.342kip - 38.3184kip}{0.90(36ksi)} = 2.50in^2 < 2.942in^2$ OK

3.8-) soldadura en atiezador

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.38in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=3/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=5/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 1/4” (D=4)

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}(0^0) = 1$

$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50 sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l$ **Ecuación *91***

$l = (2 lados)(2 platinas) d' = 2(2)(17.71 in) = 70.864 in$

$R_n = 0.60 F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l \mu = 0.60(70 ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{4}{16}\right)(70.864 in)(1)$

$R_n = 526.138 kips$

$\phi = 0.75$

$Farr = T_x - \phi R_{n-\min} = 119.342 kip - 38.318 kip = 81.024 kip$

$\phi R_n = 394.6038 kip > Farr = 81.024 kip$ OK

4.5.1.3 Unión VM-1 con CM-1 (Detalle 3 del plano)

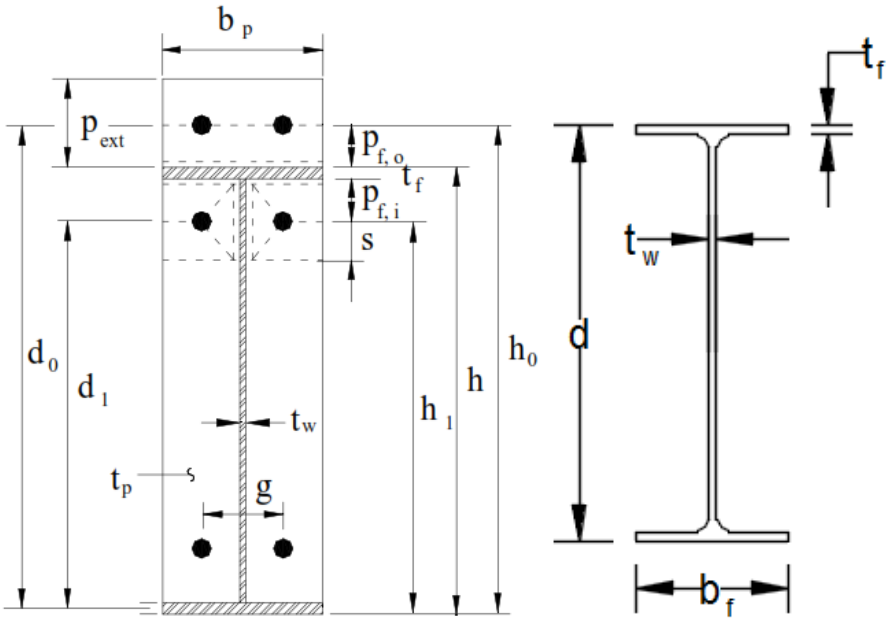


Figura 87

Columna	**W18x35**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	28 in	$t_w =$	0.3 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	6 in	$t_f =$	0.75 in	$f_u =$	65 ksi
$Z_x =$	66.5 in³	$T =$	15.5 in		
$A =$	10.3 in²	$k_{des} =$	0.827 in		

Viga	**W30**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	29.5 in	$t_w =$	0.47 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	6 in	$t_f =$	0.61 in	$f_u =$	65 ksi
$A =$	21.03 in²	$T =$	26.5 in		

Placa:		**Acero Placa:**	**A36**
$b_p =$	6.00 in	$f_y =$	36 ksi
$g =$	4.50 in	$f_u =$	58 ksi
$d_e =$	2.00 in	$Soldadura\ F_{EXX} =$	70 ksi
$p_{f0} =$	2.50 in		
$p_{fi} =$	2.50 in		
$espesor\ t_p =$	3/4 in		

Pernos: F3125 Gr A325

$f_y =$ 0 ksi $\qquad f_{nv} =$ 54 ksi

$f_u =$ 120 ksi $\qquad f_{nt} =$ 90 ksi

$d_b =$ 1/2 in

$d_h =$ 9/16 in $\qquad$ Tabla J3.3 AISC Manual v15

Combinación de diseño **Elástica E-7** **Ver Anexo 6**

Mu = 553.22 kips-in $\qquad$ Vu = 6.991 kips

Pu = 4.136 kips

1-) Revisión de pernos

1.1-) Esfuerzo de momento basado en el esfuerzo de los pernos

$$h_0 = d - t_f / 2 + p_{f0} = 31.695in$$

$$h_1 = d - t_f / 2 - p_{f1} = 26.695in$$

$$A_b = \frac{\pi}{4}(1/2)^2 = 0.196in^2$$

$\phi P_t = \phi f_{nt} A_b$ **Ecuación *64***

$$P_t = 90ksi(0.196in^2) = 17.64kips$$

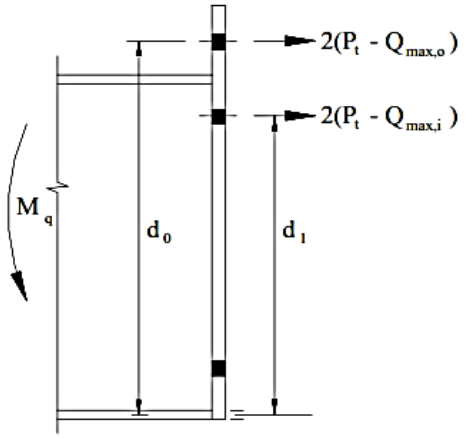


Figura 88

$$M_n = [2P_t(h_0 + h_1)] = 2(17.64kips)(31.69in + 26.69in) = 2059.999kips - in$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi M_n = 1544.999kip - in > M_u = 553.22kip - in$ OK

1.2-) Resistencia al cortante de los pernos

$\phi P_t = \phi f_{nt} A_b$ **Ecuación *64***

$$P_t = 4(45ksi)(0.196in^2) = 42.336kips$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 31.752kip > V_u = 6.991kip$ OK

1.3.1-) Resistencia al aplastamiento en la placa con los pernos a compresión

$\phi R_n = \phi 1.2 l_c t f_u$ **Ecuación *66***

$l_c = p_{f1} + p_{f0} + t_{wb} - d_h = 2.5in + 2.5in + 0.47in - 0.5625in = 4.908in$

$R_n = 4(1.2)(4.908in)(3/4in)(58ksi) = 1024.79kips$

$\phi R_n = \phi 2.4 d_b t f_u$ **Ecuación 67**

$R_n = 4(2.4)(0.75in)(3/4in)(58ksi) = 208.8kips$

Gobierna $R_n = 208.80kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 156.6kip > V_u = 6.991kip$ OK

1.3.2) Resistencia al aplastamiento en el patín de la columna de los pernos a compresión

$\phi R_n = \phi 1.2 l_c t f_u$ **Ecuación *66***

$l_c = p_{f1} + p_{f0} + t_{wb} - d_h = 2.5in + 2.5in + 0.47in - 0.5625in = 4.908in$

$R_n = 4(1.2)(4.908in)(0.75in)(65ksi) = 1148.472kips$

$\phi R_n = \phi 2.4 d_b t f_u$ **Ecuación 67**

$R_n = 4(2.4)(0.50in)(0.75in)(65ksi) = 234.00kips$

Gobierna $R_n = 234kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 175.5kip > V_u = 6.991kip$ OK

2-) Revisión de la placa

2.1-) Revisión de distancias

$Le = 0.75in$ (Tabla J3.4 del AISC 360-16, **Anexo 2**)

$b_p \geq g + 2Le$ **Ecuación *68***

$b_p = 6in \geq g + 2Le = 6in$ OK

$b_p \geq b_f$ **Ecuación *69***

$b_p = 6in \geq b_f = 6in$ OK

2.2-) Espesor de la placa de conexión

$$s = \min\left(\frac{1}{2}\sqrt{b_p g}, p_{fi}\right)$$ **Ecuación *72***

$$s = \min\left(\frac{1}{2}\sqrt{(6in)(4.5in)}, 2.5in\right) = \min(2.598n, 2.5in) = 2.5in$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{p_{f0}}\right) - \frac{1}{2}\right] + \frac{2}{g}\left[h_1(p_{fi} + s)\right]$$ **Ecuación *71***

$Y_p = 159.924$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11\phi M_n}{\phi_b f_y Y_p}}$$ **Ecuación *70***

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11(3484.131)}{0.90(36)(169.314)}} = 0.575in < 3/4in$$ Ok

2.3-) Esfuerzo de fluencia cortante de la placa

$x_1 = 14.98in$

$x_2 = 14.78in$

$\theta = 8.812^0$

$$T = \frac{M}{x_1 + x_2} = \frac{1544.991kips - in}{14.98in + 14.78in} = 51.915kips$$

$$T_x = T\cos\theta = 51.915kips[\cos(8.812^0)] = 51.302kips$$

$$F_{fu} = T_x / 2 = 25.651kips$$

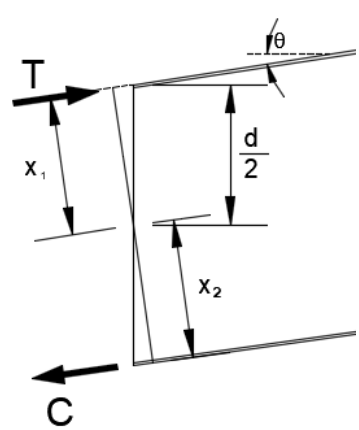


Figura 89

$$A_{gv} = b_p t_p = (6in)(3/4in) = 4.5in^2$$

$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$ **Ecuación *44***

$R_n = 0.60(36ksi)(4.5in^2) = 97.2kips$

$\phi = 1.00$

$\phi R_n = 97.2kip > F_{fu} = 25.651kip$ OK

2.4-) Esfuerzo de ruptura a cortante de la placa

$A_n = A_{gv} - 2d_h t_p = 4.50in^2 - 2(0.5625in)(3/4in) = .656in^2$

$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$ **Ecuación *59***

$R_{nv} = 0.60(36ksi)(4.5in^2) = 97.2kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 97.2kip > F_{fu} = 25.651kip$ OK

2.5.1-) soldadura en el patín a tensión en la conexión viga-placa

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.61in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=1/4”

Tamaño mínimo de soldadura, t=9/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 3/8” (D=6)

$\mu = 1 + 0.5sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$\mu = 1 + 0.5sen^{1.5}(90^0) = 1.5$

$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l$ **Ecuación *91***

$l = 2b_{fb} - t_w = 2(6in) - (0.47in) = 11.53in$

$R_n = 0.60F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l\mu = 0.60(70ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{6}{16}\right)(11.53in)(1.5)$

$R_n = 192.613kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 144.459 kip > T = 51.915 kip$ OK

2.5.2-) Soldadura en el alma de la viga en la zona de compresión con la placa

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.47in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=3/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=7/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 1/4” (D=4)

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}(0^0) = 1$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50 sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l$$ **Ecuación *91***

$l = 2(d - 2t_{fb}) = 2[29.5in - 2(0.61in)] = 56.56in$

$$R_n = 0.60 F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l\mu = 0.60(70ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{4}{16}\right)(56.56in)(1)$$

$R_n = 629.9 kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 472.42 kip > V_u = 6.991 kip$ OK

3-) Revisión de la columna

3.1-) Revisión del patín de la columna

$$s = \frac{1}{2}\sqrt{b_p g} = \frac{1}{2}\sqrt{(6in)(4.5in)} = 2.6in$$

$c = p_{f0} + t_{fb} + p_{fi} = 5.61in$

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2}\left[h_1\left(\frac{1}{s}\right) + h_0\left(\frac{1}{s}\right)\right] + \frac{2}{g}\left[h_1\left(s + \frac{3c}{4}\right) + h_0\left(s + \frac{c}{4}\right) + \frac{c^2}{2}\right] + \frac{g}{2}$$ **Ecuación *73***

$Y_c = 120.813$

$$t_p = \sqrt{\frac{1.11\phi M_n}{\phi_b F_y Y_c}} = \sqrt{\frac{1.11(1544.99)}{0.90(36)(120.813)}}$$

$t_p = 0.562in < t_f = 0.75in$, OK No requiere atiezadores

3.2-) Falla por flexión local en el patín de la columna

$q = d_e + p_{f0} = 4.5in$

$10t_f = 6.1in > q = 4.5in \Rightarrow C = 0.50$

$\phi R_n = \phi C 6.25 t_f^{\,2} f_y$ **Ecuación *75***

$R_n = 0.50(6.25)(0.75in^2)(50ksi) = 87.89kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 79.10kip > T_x = 51.302kip$, OK No requiere atiezadores

3.3-) Estado límite de fluencia local del alma en compresión

$q = d_e + p_{f0} = 4.5in < d = 29.5in \Rightarrow C = 0.50$

$\phi R_n = \phi[C(6k + t_{fb}) + 2w + 2t_p] f_y t_w$ **Ecuación *77***

$R_n = [0.50\{6(0.827in) + 0.61in\} + 2(0.375in) + 2(0.75in)](50ksi)(0.3in) = 75.54kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 67.986kip > T_x = 51.302kip$, OK No requiere atiezadores

3.4-) Aplastamiento del alma

$q = d_e + p_{f0} = 4.5in < d/2 = 14.75in \Rightarrow$ Aplica ecuación J10-5 del ASIC 360-16

$N = 0.61in$

$N/d = 0.021$, aplicar **Ecuación 79**

Si $N/d \le 0.2$, entonces $R_n = 0.40 t_w^{\,2}\left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$ **Ecuación *79***

$$R_n = 0.40(0.3in)\left[1 + 3(0.021)(0.3in/0.75in)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{29000ksi(50ksi)(0.75in)}{0.3in}} = 69.634kips$$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 52.225kip > T_x = 51.302kip$, OK No requiere atiezadores

3.5-) Pandeo por compresión del alma

$h = d - 2k_{es} = 28in - 2(0.827in) = 26.346in$

$$R_n = \frac{24t_w{}^3\sqrt{EF_{yw}}}{h}$$ **Ecuación *81***

$$R_n = \frac{24(0.3in)^3\sqrt{29000ksi(50ksi)}}{26.346in} = 29.617kip$$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 22.21kip < T_x = 51.302kip$, Aumentar dimensiones de columna o colocar atiezadores

3.6-) Cortante en el alma de la columna

$M_u = 553.22kips - in$

$P_r = P_u = V = 4.136kip$

$$F = \frac{Mu}{d} - Pu$$ **Ecuación *84***

$$F = \frac{553.22kips - in}{29.03in} - 4.136kips = 14.921kip$$

$P_c = f_y A$ **Ecuación *85***

$P_c = F_y A = 50ksi(10.3in^2) = 515kip$

$0.40P_c = 0.40(515kip) = 206kip > Pr = 4.136kip$, aplica ecuación J10-9 del AISC 360-16.

Si $P_r \leq 0.40P_c$ entonces $R_n = 0.60F_y d_c t_w$ **Ecuación *86***

$R_n = 0.60(50ksi)(29.03in)(0.3in) = 252kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 226.8kip > F = 14.921kip$, OK

3.7-) Diseño de atiezadores

$$\phi R_{n-\min} = 22.21kip$$

$$b' = (b_f - t_w)/2 = 2.85in$$

$$d' = d - 2t_f = 24.846in$$

$$t_{atiezador} = 3/8in$$

$$t_{\min} = t_{f-viga}/2 = 0.61in/2 = 0.305in < 3/8in \quad \text{OK}$$

$$t_{\min} = b'/16 = 2.85in/16 = 0.178in < 3/8in \quad \text{OK}$$

$$b'_{\min} = \frac{b_{f-viga}}{3} - \frac{t_{w-col}}{2}$$ **Ecuación *101***

$$b'_{\min} = \frac{b_{f-biga}}{3} - \frac{t_{w-col}}{2} = \frac{6in}{3} - \frac{0.3in}{2} = 1.85in < b' = 2.85in \quad \text{OK}$$

$$b'_{\max} = \frac{b_{f-col} - t_{w-col}}{2}$$ **Ecuación *102***

$$b'_{\max} = \frac{b_{f-col} - t_{w-col}}{2} = \frac{6in - 0.3in}{2} = 2.85in = b' = 2.85in \quad \text{OK}$$

$$A_{s-atiezador} = t_{atiezador} b'(2\ atiezadores) = (3/8in)(2.85in)(2) = 2.138in^2$$

$$A_{st} = \frac{T_x - \phi R_{n-\min}}{\phi F_{yst}}$$ **Ecuación *103***

$$A_{st} = \frac{T_x - \phi R_{n-\min}}{\phi F_{yst}} = \frac{51.30kip - 22.21kip}{0.90(36ksi)} = 0.898in^2 < 2.138in^2 \quad \text{OK}$$

3.8-) soldadura en atiezador

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.30in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=3/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=1/4”

Se propone usar soldadura de filtete de 1/4” (D=4)

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}(0^0) = 1$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50 sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l$$ **Ecuación *91***

$l = (2 lados)(2\, platinas) d' = 2(2)(24.846 in) = 99.384 in$

$$R_n = 0.60 F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l\,\mu = 0.60(70 ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{4}{16}\right)(99.384 in)(1)$$

$R_n = 737.889 kips$

$\phi = 0.75$

$Farr = T_x - \phi R_{n-\min} = 51.30 kip - 22.21 kip = 29.089 kip$

$\phi R_n = 553.4165 kip > Farr = 29.089 kip$ OK

4.5.1.4 Placa de arriostre con CM-1 (Detalle 7 del plano)

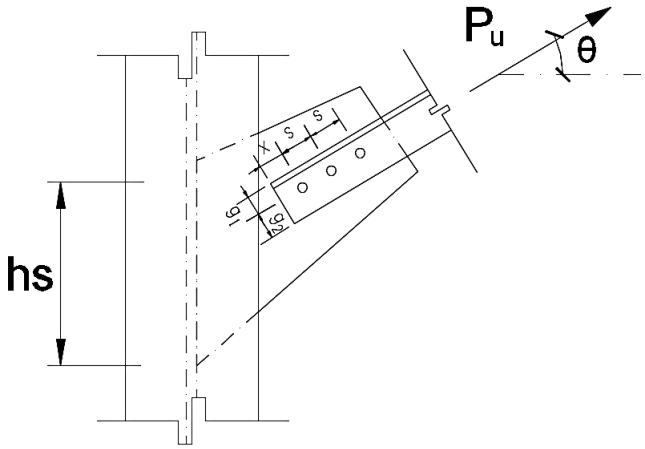


Figura 90

Arriostre:	**Angular**	**Acero arriostre:**	**A36**
$Angular\ de\ ancho\ "a" =$	6 in	$f_y =$	36 ksi
$espesor\ de\ angular\ t_a =$	1/4 in	$f_u =$	58 ksi
Angular de 6”x6”x1/4”		$Soldadura\ F_{EXX} =$	70 ksi

Placa:		**Acero Placa:**	**A36**
$espesor\ t_{w-columna} =$	0.38 in	$f_y =$	36 ksi
$espesor\ t_p =$	3/4 in	$f_u =$	58 ksi
		Acero Columna:	**A992 Gr 50**
		$f_y =$	50 ksi
		$f_u =$	65 ksi
Pernos:	**F3125 Gr A325**		
$f_y =$	0 ksi	$f_{nv} =$	54 ksi
$f_u =$	120 ksi	$f_{nt} =$	90 ksi
$d_b =$	3/4 in	$T_b =$	28 ksi
$d_h =$	13/16 in	Tabla J3.3 AISC Manual v15	
$\#\ pernos\ n =$	3		
$g_1 =$	3.25 in	$x =$	2.75 in
$s =$	3 in	$L_i = x + (n-1)s =$	8.75 in
Combinación de diseño	**Elástica E-7**		**Ver Anexo 6**
Pu =	10.326 kips		

<u>1-) Revisión de la resistencia de los pernos</u>

1.1-) Resistencia nominal de los pernos, según sección J3.8 del AISC 360-16, ecuación J3-4.

$\phi R_n = \phi \mu D_u h_f T_b n_s$ **Ecuación *88***

$R_n = (3 pernos)(0.3)(1.13)(1)(28 kips)(1) = 28.476 kip$

$\phi = 1.00$

$\phi R_n = 28.476 kip > Pu = 10.326 kip$, OK

1.2-) Resistencia al cortante de los pernos

$\phi P_t = \phi f_{nt} A_b$ **Ecuación *64***

$$A_b = \frac{\pi}{4}\left(\frac{3}{4} in\right)^2 = 0.44 in^2$$

$R_n = (3 pernos)(54 ksi)(0.442 in^2) = 71.604 kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 53.703 kip > Pu = 10.326 kip$, OK

1.3-) Resistencia al aplastamiento de los pernos

por arrancamiento $\phi R_n = \phi 1.2 l_c t f_u$ **Ecuación *66***

$l_c = \min(s - d_h, g_2 - 0.5 d_h) = \min[3in - 0.8125in, 2.75in - 0.5(0.8125in)]$
$l_c = \min(2.1875in, 2.34375in) = 2.1875in$

$R_n = 3(1.2)(2.188in)(3/8in)(120ksi) = 354.456 kip$

por aplastamiento $\phi R_n = \phi 2.4 d_b t f_u$ **Ecuación 67**

$R_n = 3(2.4)(3/4in)(3/8in)(120ksi) = 243 kip$

Gobierna $R_n = 243 kips$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 182.25 kip > P_u = 10.326 kip$ OK

2-) Revisión del angular

2.1-) Revisar las distancias mínimas al borde

$x = 2.75in > 1in$ OK según tabla J3.4 del AISC 360-16 (**Anexo 2**)

$g_2 = 2.75in > 1in$ OK según tabla J3.4 del AISC 360-16 (**Anexo 2**)

$t_{\min-conectado} = 1/4in$

$x = 2.75in < 12t = 3in < 6in$ OK según sección J3.5 del AISC 360-16

$g_2 = 2.75in < 12t = 3in < 6in$ OK según sección J3.5 del AISC 360-16

2.2-) Esfuerzo de fluencia a tensión del angular

$\phi R = \phi f_y A_g$ **Ecuación *45***

$A_g = 2at_a - t_a^{\ 2} = 2(6in)(1/4in) - (0.25in)^2 = 2.938in^2$

$R_n = (36ksi)(2.938in^2) = 105.768kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 95.1912kip > P_u = 10.326kip$ OK

2.3-) Esfuerzo de ruptura a tensión del angular

$\phi R_n = \phi f_u A_e$ **Ecuación *55***

$$\bar{x} = \frac{a^2 + at_a - t_a^{\ 2}}{4a - 2t_a} = \frac{(6in)^2 + (6in)(1/4in) - (1/4in)^2}{2(6in) - 2(1/4)} = 1.59in$$

$l = (n-1)s = (3-1)(3in) = 6in$

$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{1.59}{6} = 0.735$ según tabla D3.1 AISC 360-16, caso 2

$A_n = A_g - A_{agujeros} = 2.938in^2 - \frac{\pi}{4}(3/4)^2 = 2.42in^2$

$A_e = A_n U$ **Ecuación *56***

$A_e = (2.42in^2)(0.735) = 1.779in^2$

$R_n = (58ksi)(1.779in^2) = 103.18kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 77.38kip > P_u = 10.326kip$ OK

2.4-) Bloque cortante en el angular

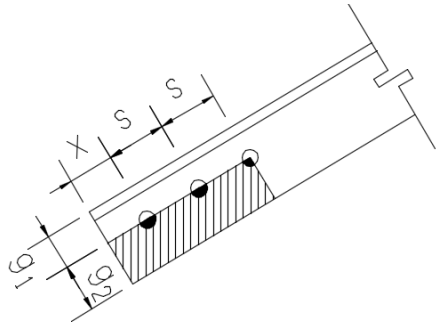


Figura 91

$A_{gv} = L_i t_a = 8.75in(0.25in) = 2.188in^2$

$A_{nv} = A_{gv} - (n - 0.5)d_h t_a$

$A_{nv} = 2.188in^2 - (3 - 0.5)(0.8125in)(0.25in)$

$A_{nv} = 1.68in^2$

$A_{gt} = g_2 t_a = 2.75in(0.25in) = 0.688in^2$

$A_{nt} = A_{gt} - 0.5d_h t_a$

$A_{nt} = 0.688in^2 - 0.5(0.8125in)(0.25in)$

$A_{nt} = 0.586in^2$

$U_{bs} = 1$

$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$ **Ecuación *46***

$R_n = 0.60(58ksi)(1.68in^2) + (1)(58ksi)(0.586in^2) \leq 0.60(36ksi)(2.188in^2) + (1)(58ksi)(0.586in^2)$

$R_n = 92.452kip \leq 81.248kips$

Gobierna $R_n = 81.248kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 60.94kip > P_u = 10.326kip$ OK

3-) Revisión de la placa de conexión

3.1-) Diseño de soldadura

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.38in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=3/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=5/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 3/16” (D=3)

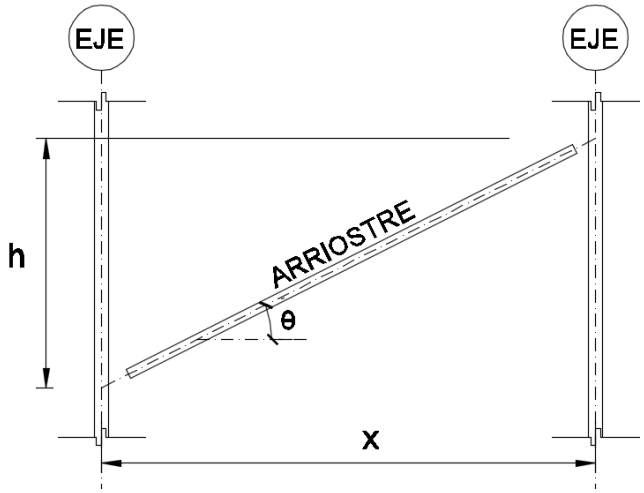


Figura 92

h = 3.75m
x = 6 m
hs = 10 in
d = 5 in
t = 3/8 in

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h}{x}\right) = 32.01^0$$

$$Pux = Pu\cos\theta = (10.326)\cos(32.01^0) = 8.756kip$$

$$Puy = Pusen\theta = (10.326)sen(32.01^0) = 5.473kip$$

Cortante directo $f_{1y} = \frac{Puy}{hs} = \frac{5.473}{10} = 0.27365kips/in$

Tensión directo $f_{1x} = \frac{Pux}{hs} = \frac{8.756}{10} = 0.4378kips/in$

$$M = \frac{P_{ux}hs}{2} + P_{uy}d = \frac{0.437(10)}{2} + 0.27365(5) = 43.783kips - in/in$$

$$I_p = 2\left(\frac{1}{12}bh^3\right) = 2\left(\frac{1}{12}(1)(10)^3\right) = 166.667in^4$$

$$c_y = \frac{hs}{2} = 10in/2 = 5in$$

$$f_{2x} = \frac{Mc_y}{I_p} = \frac{(43.783)(5)}{166.667} = 1.313kips/in$$

$$f_v = \sqrt{(\sum f_x)^2 + (\sum f_y)^2}$$ **Ecuación *98***

$$f_v = \sqrt{(0.4378 + 1.313)^2 + 0.27365^2} = 1.772 kips/in$$

De la **Ecuación 91**:

$$f_r = \frac{\phi R_n}{l} = \phi 0.60 F_{EXX} \frac{\sqrt{2}}{2}\left(\frac{D}{16}\right) = \phi 0.60(70ksi)\frac{\sqrt{2}}{2}\left(\frac{3}{16}in\right)$$

$$f_r = 4.176 kip/in > f_v = 1.772 kip/in$$

<u>3.2.1-) Cheque del esfuerzo cortante a fluencia</u>

Cortante directo $fv = Puy/hs = 5.473 kips/10in = 0.5473 kip/in$

$$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$$ **Ecuación *44***

$$R_n = 1(0.60)(36ksi)(3/8in)(10in) = 81kip$$

$$\phi = 1.00$$

$$\phi R_n = 81kip > P_{uy} = 5.473kip$$ OK

<u>3.2.2-) Cheque del esfuerzo cortante de ruptura</u>

$$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$$ **Ecuación *59***

$$R_n = 0.60(58ksi)(3/8in)(10in) = 130.5kip$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = 97.88kip > P_{uy} = 5.473kip$$ OK

3.3.1-) Bloque cortante en la platina de conexión, corte en L

y = 3 in
g = 4.93 in, valor obtenido de AutoCAD

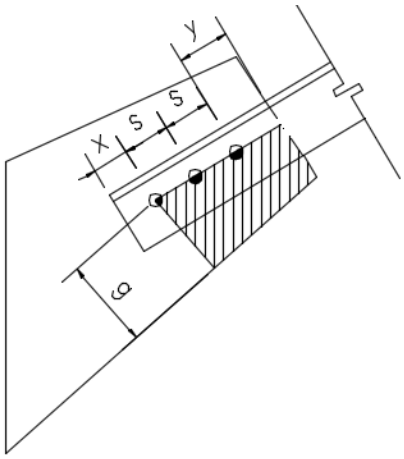


Figura 93

$$A_{gv} = [(n-1)s + y]t = [(3-1)3in + 3in](3/8in)$$
$$A_{gv} = 3.375in^2$$

$$A_{gt} = gt = 4.93in(3/8in) = 1.849in^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (n-0.5)d_h t$$
$$A_{nv} = 3.375in^2 - (3-0.5)(0.8125in)(3/8in)$$
$$A_{nv} = 2.61in^2$$

$$A_{nt} = A_{gt} - 0.5d_h t_a$$
$$A_{nt} = 1.849in^2 - 0.5(0.8125in)(3/8in)$$
$$A_{nt} = 1.70in^2$$

$$U_{bs} = 1$$

$$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \le 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$$ **Ecuación *46***

$$R_n = 0.60(58ksi)(2.613in^2) + (1)(58ksi)(1.697in^2) \le 0.60(36ksi)(3.375in^2) + (1)(58ksi)(1.697in^2)$$
$$R_n = 189.3584kip \le 171.326kips$$

Gobierna $R_n = 171.326kip$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 128.49kip > P_u = 10.326kip$ OK

3.3.2-) Bloque cortante en la platina de conexión, corte total

k = 12 in, valor obtenido de AutoCAD

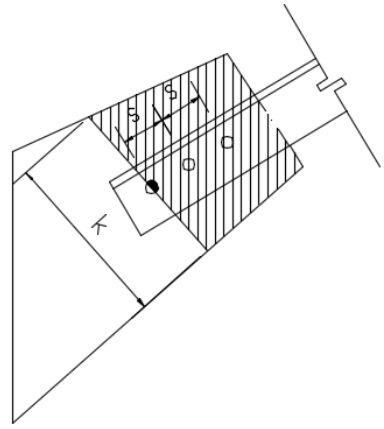


Figura 94

$A_{gv} = 0$

$A_{nv} = 0$

$A_{gt} = kt = 12in(3/8in) = 4.50in^2$

$A_{nt} = A_{gt} - d_h t$

$A_{nt} = 4.5in^2 - 0.5(0.8125in)(3/8in)$

$A_{nt} = 4.195in^2$

$U_{bs} = 1$

$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$ **Ecuación *46***

$R_n = 0.60(58ksi)(0in^2) + (1)(58ksi)(4.195in^2) \leq 0.60(36ksi)(0in^2) + (1)(58ksi)(4.195in^2)$

$R_n = 243.31kip \leq 243.31kips$

Gobierna $R_n = 243.31kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 182.48kip > P_u = 10.326kip$ OK

4.5.2 Uniones soldadas.

4.5.2.1 Unión CM-2 con VM-2 (Detalle 8 del plano)

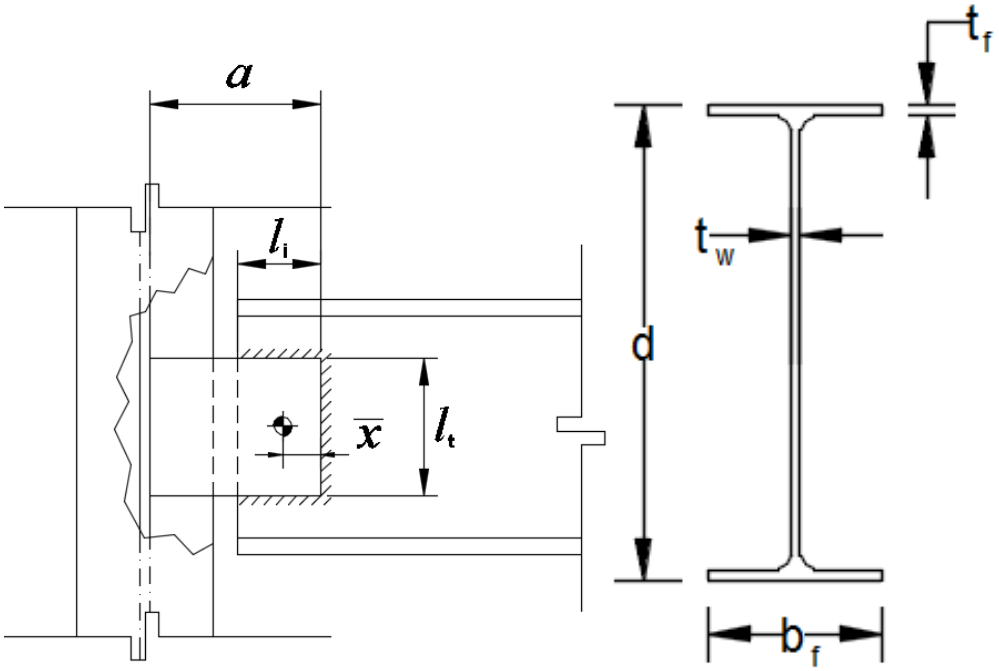


Figura 95

Columna	**W21x55**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	20.8 in	$t_w =$	0.375 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	8.22 in	$t_f =$	0.522 in	$f_u =$	65 ksi
$Z_x =$	126 in³	$T =$	18.375 in		
$A =$	16.2 in²	$k_{des} =$	1.02 in		

Viga	**W10x17**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	10.1 in	$t_w =$	0.24 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	4.01 in	$t_f =$	0.33 in	$f_u =$	65 ksi
$Z_x =$	18.7 in³	$T =$	8.375 in		
$A =$	4.99 in²				

Placa:		**Acero Placa:**	**A36**
$l =$	7.00 in	$f_y =$	36 ksi
$a = e =$	6.50 in	$f_u =$	58 ksi
$l_{eh} =$	2.00 in	$Soldadura\ F_{EXX} =$	70 ksi
$l_{ev} =$	2.00 in		
$espesor\ t =$	3/8 in		
$l_{eh2} =$	2.00 in		

Combinación de diseño	**Elástica E-4**		**Ver Anexo 6**
Nu =	7.842 kips	Vu =	0.161 kips

$$R_u = \sqrt{V_u^{\,2} + N_u^{\,2}} = \quad 7.844 \text{ kips}$$

$$\bar{x} = \frac{l_i^2}{l_t + 2l_i} = \frac{(2in)^2}{7in + 2(2in)} = 0.364in$$

Angulo resultante $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{N_u}{V_u}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{7.842}{0.161}\right) = 1.5502rad = 88.824^0$

<u>1-) Placa de conexión</u>

<u>1.1-) Diseño de unión de la placa con la viga</u>

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.24in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=2/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=4/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 1/4” (D=4)

$$f_{1y} = \frac{Nu}{l} = \frac{7.842}{11} = 0.713kips/in$$

$$f_{1x} = \frac{Vu}{l} = \frac{0.161}{11} = 0.015kips/in$$

$$M = \frac{N_u l_t}{2} + V_u(a - \bar{x}) = 28.435kips - in$$

$$I_p = \frac{(2l_i + l_t)^3}{12} - \frac{l_i^2(l_i + l_t)^2}{2l_i + l_t} = 81.462in^4$$

$$c_y = \frac{hs}{2} = 10in/2 = 5in$$

$$f_{2x} = \frac{Mc_y}{I_p} = \frac{M(l_t/2)}{I_p} = \frac{(28.435)(7/2)}{81.466} = 1.222 kips/in$$

$$f_{2y} = \frac{Mc_x}{I_p} = \frac{M(l_i - \bar{x})}{I_p} = \frac{(28.435)(2in - 0.364in)}{81.466} = 0.571 kips/in$$

$$f_v = \sqrt{(\sum f_x)^2 + (\sum f_y)^2}$$ **Ecuación *98***

$$f_v = \sqrt{(0.015 + 1.222)^2 + (0.713 + 0.571)^2} = 2.022 kips/in$$

De la **Ecuación 91**:

$$f_r = \frac{\phi R_n}{l} = \phi 0.60 F_{EXX} \frac{\sqrt{2}}{2}\left(\frac{D}{16}\right) = \phi 0.60(70ksi)\frac{\sqrt{2}}{2}\left(\frac{4}{16}in\right)$$

$$f_r = 5.568 kip/in > f_v = 2.022 kip/in$$

<u>1.2.1-) Esfuerzo a flexión de la platina de conexión</u>

$$M_u = V_u a$$

$$M_u = (0.16kips)(6.5in)$$

$$M_u = 1.0465 kips - in$$

$$M_n = M_p = f_y Z \leq 1.60 f_y S_x$$ **Ecuación *47***

$$M_n = M_p = (35ksi)\left((0.375in)\frac{(7in)^2}{4}\right) \leq 1.60(36ksi)\left((0.375in)\frac{(7in)^2}{6}\right)$$

$$M_n = M_p = 165.34 kip - in \leq 176.4 kip - in$$

$$M_n = 165.34 kip - in$$

<u>1.2.2-) Esfuerzo a flexión por el pandeo lateral – torsional</u>

$$L_b = 6.5in$$

$$d = l = 7in$$

$$d_{ct} = \frac{[d_{viga} - (n-1)s]}{2} = \frac{[10.1in - (2-1)3in]}{2} = 3.55in$$

$$t = 3/8in$$

$$\left[3 + \ln\left(\frac{L_b}{d}\right)\right]\left(1 - \frac{d_{ct}}{d}\right) \geq 1.84$$ **Ecuación *51***

$$C_b = \left[3 + \ln\left(\frac{6.5}{7}\right)\right]\left(1 - \frac{3.55}{7}\right) \geq 1.84$$

$$C_b = 1.44 \geq 1.84$$

$$Usar\ C_b = 1.84$$

$$S_x = \frac{t_{platina} l^2}{6} = \frac{(3/8)(7in)^2}{6} = 3.0625in^2$$

$$M_y = F_y S_x = (36ksi)(3.0625in^2) = 110.25kips - in$$

$$\frac{L_b d}{t^2} = \frac{(6.5in)(7in)}{(0.375in)^2} = 323.56$$

$$\frac{0.08E}{F_y} = \frac{0.08(29000ksi)}{36ksi} = 64.44$$

$$\frac{1.9E}{F_y} = \frac{1.9(29000ksi)}{36ksi} = 1530.55$$

$$si\ \ \frac{0.08E}{f_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{f_y} \quad M_n = C_b\left[1.52 - 0.274\left(\frac{L_b d}{t^2}\right)\frac{f_y}{E}\right]M_y \leq M_p$$ **Ecuación *49***

$$M_n = 1.84\left[1.52 - 0.274\left(\frac{(6.5)(7)}{(3/8)^2}\right)\frac{36}{29000}\right](110.25) \leq 165.375$$

$$M_n = 286.02 \leq 165.375$$

Usar $M_n = 165.375$

$$\phi = 0.90$$

$$\phi M_n = 148.83kip - in > 1.0465kip - in$$

<u>1.3-) Esfuerzo a la fluencia al cortante de la platina de conexión</u>

$$A_{gv} = lt = 7in(0.375in) = 2.63in^2$$

$$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$$ **Ecuación *44***

$$R_n = 0.60(36ksi)(2.63in^2)$$

$$R_n = 56.7kip$$

$$\phi = 1$$

$\phi R_n = 56.7kip > V_u = 0.161kip$ OK

1.4-) Esfuerzo de fluencia a tensión de la platina de conexión

$A_g = lt$

$A_g = 7in(0.375in)$

$A_g = 2.63in^2$

$\phi R = \phi f_y A_g$ **Ecuación *45***

$R_{np} = (36ksi)(2.63in^2)$

$R_{np} = 94.5kip$

$\phi = 0.9$

$\phi R_n = 85.05kip > N_u = 7.842kip$ OK

1.5-) Interacción de fluencia de axial, flexión y cortante en la platina de conexión

$$\frac{N_u}{\phi R_{np}} = \frac{7.842kip}{85.05kip} = 0.092 < 0.2$$

Si $\frac{N_u}{\phi R_{np}} < 0.2$ entonces $\left(\frac{N_u}{2\phi R_{np}} + \frac{V_u a}{\phi M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}}\right)^2 \leq 1$ **Ecuación *53***

$$\left(\frac{0.092}{2} + \frac{1.0465}{148.83}\right)^2 + \left(\frac{0.161}{56.7}\right)^2 \leq 1$$

$(0.053)^2 + (0.003)^2 \leq 1$

$0.003 \leq 1 \; OK$

1.6-) Esfuerzo de ruptura a tensión de la platina de conexión

$A_n = l_t t = [7in](0.375in) = 2.625in^2$

$A_n U$ **Ecuación *56***

$U = 1$, Tabla D3.1 del AISC 360-16, todo el elemento se encuentra a tensión

$A_n = (2.625in^2)(1) = 2.625in^2$

$\phi R_n = \phi f_u A_e$ **Ecuación *55***

$R_{np} = (58ksi)(2.625in^2) = 152.25kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 114.1875kip > N_u = 7.842kip$ OK

2.1-) Chequeo de la viga

2.1.1-) Esfuerzo cortante en el alma de la viga producto del axial

$f_v = Nu / l_i = 7.842kip / 2in = 0.713kip / in$

$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$ **Ecuación *44***

$\phi R_n = 1(0.60)(50ksi)(0.24in)$

$\phi R_n = 7.20kip / in > f_v = 0.713kip / in\ OK$

$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$ **Ecuación *59***

$\phi R_n = 0.75(0.60)(65ksi)(0.24in)$

$\phi R_n = 7.02kip > f_v = 0.713kip / in\ OK$

2.1.2-) Esfuerzo cortante en el alma de la viga producto del cortante

$f_v = Vu / l_t = 0.161kip / 7in = 0.015kip / in$

$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$ **Ecuación *44***

$\phi R_n = 1(0.60)(50ksi)(0.24in)$

$\phi R_n = 7.20kip / in > f_v = 0.015kip / in\ OK$

$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$ **Ecuación *59***

$\phi R_n = 0.75(0.60)(65ksi)(0.24in)$

$\phi R_n = 7.02kip > f_v = 0.015kip / in\ OK$

2.2-) Ruptura del bloque cortante en el alma de la viga

$A_{gv} = 2 l_i t_w$

$A_{gv} = 2(2in)(0.24in)$ $A_{nv} = 0.96in^2$

$A_{gv} = 0.96in^2$

$A_{nt} = l_t t_w$
$A_{nt} = (7in)(0.24in)$
$A_{nt} = 1.68in^2$

$U_{bs} = 1$ para esfuerzos de tensión uniformes, según sección J4.3 del AISC 360-16

$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$ **Ecuación *46***

$R_n = 0.6(65ksi)(0.96in^2) + 1(65ksi)(1.68in^2) \leq 0.6(50ksi)(0.96in^2) + 1(65ksi)(1.68in^2)$
$R_n = 146.64kip \leq 138kip$

Gobierna $R_n = 138kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 103.5kip > N_u = 7.842kip$ OK

<u>3-) Revisión de la columna</u>

<u>3.1-) Esfuerzo de ruptura cortante del alma de la columna</u>

$A_{nv} = 2lt_w = 2(7in)(0.375in) = 5.25n^2$

$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$ **Ecuación *59***

$R_{nv} = 0.60(65ksi)(5.25in^2) = 204.75kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_{nv} = 153.56kip > V_u = 0.161kip$ OK

3.2-) Análisis de las líneas de influencia en el alma de la columna de soporte

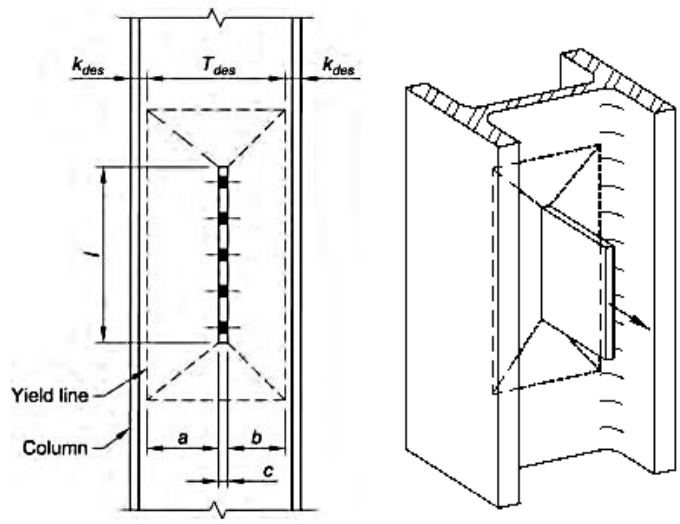


Figura 96

$$T = d - 2k_{es} = 20.8in - 2(1.02in) = 18.76in$$

$$a = \frac{d}{2} - k_{es} + \frac{t_w}{2} = \frac{20.8in}{2} - 1.02in + \frac{0.375in}{2} = 9.5675in$$

$$b = \frac{d}{2} - k_{es} - \frac{t_w}{2} - t_p = \frac{20.8in}{2} - 1.02in - \frac{0.375in}{2} - 3/8in = 8.82in$$

$$\phi R_n = \phi \frac{t_w{}^2 f_y}{4}\left[\frac{4\sqrt{Tab(a+b)} + l(a+b)}{ab}\right]$$ **Ecuación *60***

$$R_n = \frac{(0.375in)^2(50ksi)}{4}\left[\frac{4\sqrt{(18.76in)(9.5675in)(8.82in)(9.56in+8.82in)} + 7in(9.56in+8.82in)}{(9.5675in)(8.82in)}\right]$$

$$R_n = 16.899kip$$

ya que $\sqrt{\frac{8ab}{a+b}} = \sqrt{\frac{8(9.675in)(8.82in)}{9.675in+8.82in}} = 26.242in > a = 6.50in$, el valor de Rn debe ser reducido 50% según el capítulo 9 del AISC Manual v15, pagina 9-16.

$$\phi R_n = 0.50(16.899kip) = 8.449kips$$

$$\phi = 1$$

$$\phi R_n = 8.499kip > N_u = 7.842kip$$ OK

3.3 Soldadura de unión placa-columna

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.375in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=5/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=3/16”

Se propone usar soldadura de filtete de ¼” (D=4)

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}(88.824^{0}) = 1.4998$$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50 sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l$$ **Ecuación *91***

$$R_n = 0.60 F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l\,\mu(2 lados) = 0.60(70 ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{4}{16}\right)(7 in)(1.4998)(2)$$

$$R_n = 155.896 kips$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 116.922 kip > R_u = 7.844 kip$ OK

4.5.2.2 Unión VM-1 con W21x55 (Detalle 8 del plano)

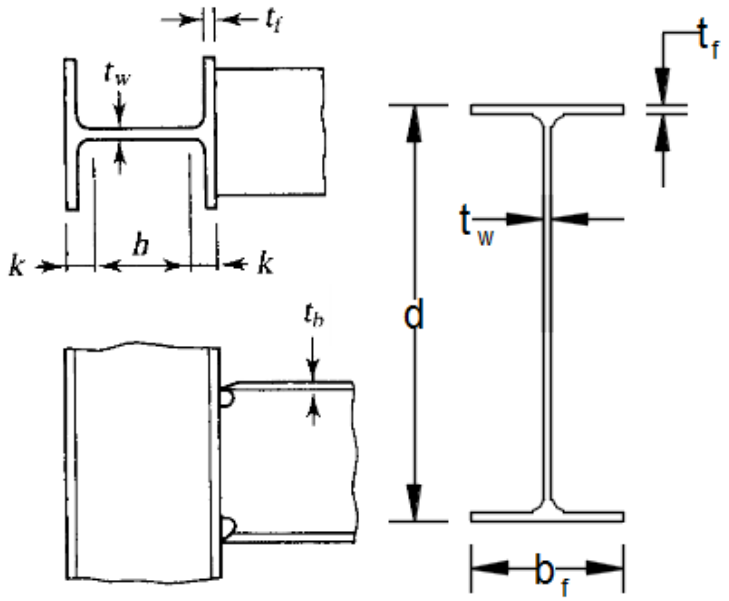


Figura 97

Columna	**W21x55**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	20.8 in	$t_w =$	0.375 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	8.22 in	$t_f =$	0.522 in	$f_u =$	65 ksi
$Z_x =$	126 in³	$T =$	18.375 in		
$A =$	16.2 in²	$k_{des} =$	1.02 in		

Viga	**W30**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	29.5 in	$t_w =$	0.47 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	6 in	$t_f =$	0.61 in	$f_u =$	65 ksi
$A =$	21.03 in²	$T =$	26.5 in		

Acero Placa, acero atiezador: A36

$f_y =$ 36 ksi

$f_u =$ 58 ksi

$Soldadura\ F_{EXX} =$ 70 ksi

Combinación de diseño Elástica E-7 Ver Anexo 6

Mu = 1074.16 kips-in Vu = 8.574 kips Pu = 2.625 kips

$x_1 = 14.35in$

$x_2 = 14.5in$

$\theta = 8.812^0$

$$T = \frac{M}{x_1 + x_2} = \frac{1074.16kips - in}{14.35in + 14.5in} = 37.233kips$$

$$T_x = T\cos\theta = 37.233kips[\cos(8.812^0)] = 36.794kips$$

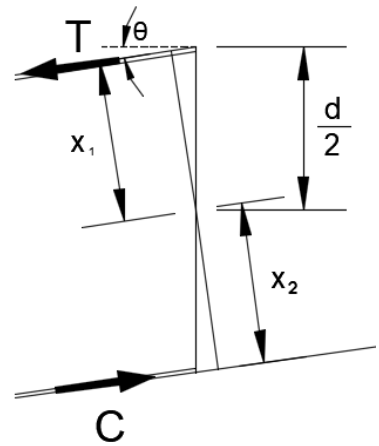


Figura 98

1-) Diseño de soldadura

1.1-) Soldadura en el patín de la viga

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.52in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=4/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=8/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 3/8” (D=6)

$\mu = 1 + 0.5sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$$\mu = 1 + 0.5sen^{1.5}(90^0) = 1.5$$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l$$ **Ecuación *91***

$$l = 2b_{fb} - t_w = 2(6in) - 2(0.47in) = 11.53in$$

$$R_n = 0.60F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l\mu = 0.60(70ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{6}{16}\right)(11.53in)(1.5)$$

$$R_n = 192.613kips$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 144.4599kip > T = 37.233kip$ OK

1.2-) Soldadura en el alma de la viga

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.47in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=3/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=7/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 1/4” (D=4)

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}(90^0) = 1.5$$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50 sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l$$ **Ecuación *91***

$$l = 2(d - 2t_f) = 2[29.5in - 2(0.61in)] = 56.56in$$

$$R_n = 0.60 F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l\mu = 0.60(70ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{4}{16}\right)(56.56in)(1.5)$$

$$R_n = 629.905kips$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 472.4287kip > Vu = 8.574kip$ OK

2-) Revisión de la columna

2.1-) Esfuerzo de fluencia cortante en el patín de la columna

$$A_{gv} = b_f t_f = 8.22in(0.522in) = 4.291in^2$$

$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$ **Ecuación *44***

$$R_n = 0.60(50ksi)(4.291in^2)$$
$$R_n = 128.73kip$$

$$\phi = 1$$

$\phi R_n = 128.73kip > T_x = 36.794kip$ OK

2.2-) Esfuerzo de ruptura a cortante del patín de la columna

$A_{nv} = A_{gv} = 4.291in^2$

$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$ **Ecuación *59***

$R_{nv} = 0.60(65ksi)(4.291in^2) = 167.349kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_{nv} = 128.73kip > T_x = 36.794kip$ OK

2.3-) Falla por flexión local en el patín de la columna

$q = 0$

$10t_f = 6.1in > q = 0 \Rightarrow C = 0.50$

$\phi R_n = \phi C 6.25 t_f{}^2 f_y$ **Ecuación *75***

$R_n = 0.50(6.25)(0.522in)^2(50ksi) = 42.576kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 38.318kip > T_x = 36.794kip$, OK No requiere atiezadores

2.4-) Estado límite de fluencia local del alma en compresión

$q = 0 < d = 29.5in \Rightarrow C = 0.50$

$\phi R_n = \phi[C(5k) + t_{fb}] f_y t_w$ **Ecuación *99***

$R_n = [0.50(5)(1.02in) + 0.61in](50ksi)(0.375in) = 59.25kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 53.325kip > T_x = 36.794kip$, OK No requiere atiezadores

2.5-) Aplastamiento del alma

$q = 0 < d/2 = 14.75in \Rightarrow$ Aplica ecuación J10-5 del ASIC 360-16

$N = 0.61in$

$N/d = 0.021$, aplicar **Ecuación 79**

Si $N/d \leq 0.2$, entonces $R_n = 0.40t_w^{\ 2}\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$ **Ecuación *79***

$$R_n = 0.40(0.375in)\left[1+3(0.021)(0.375in/0.522in)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{29000ksi(50ksi)(0.522in)}{0.375in}} = 82.98kips$$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 62.23kip > T_x = 36.794kip$, OK No requiere atiezadores

<u>2.6-) Pandeo por compresión del alma</u>

$h = d - 2k_{es} = 20.8in - 2(1.02in) = 18.76in$

$R_n = \frac{24t_w^{\ 3}\sqrt{EF_{yw}}}{h}$ **Ecuación *81***

$$R_n = \frac{24(0.375in)^3\sqrt{29000ksi(50ksi)}}{20.8in} = 81.237kip$$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 60.92kip > T_x = 36.794kip$, OK No requiere atiezadores

<u>2.7-) Cortante en el alma de la columna</u>

$M_1 = M_2 = M_u = 1074.16kips - in$

$P_r = P_u = V = 2.625kip$

$F = \frac{M_1 + M_2}{d_m} - V = \frac{2Mu}{d_m} - Pu$ **Ecuación *83***

$$F = \frac{2(1074.16kips - in)}{29.03in} - 2.625kips = 71.378kip$$

$P_c = f_y A$ **Ecuación *85***

$P_c = F_y A = 50ksi(16.2in^2) = 810kip$

$0.40P_c = 0.40(810kip) = 324kip > Pr = 2.625kip$, aplica ecuación J10-9 del AISC 360-16.

Si $P_r \leq 0.40P_c$ entonces $R_n = 0.60F_y d_c t_w$ **Ecuación *86***

$$R_n = 0.60(50ksi)(20.8in)(0.375in) = 234kip$$

$$\phi = 0.90$$

$\phi R_n = 210.6kip > F = 71.378kip$, OK

4.5.2.3 Unión VM-1 con CM-1 (Detalle 9 del plano)

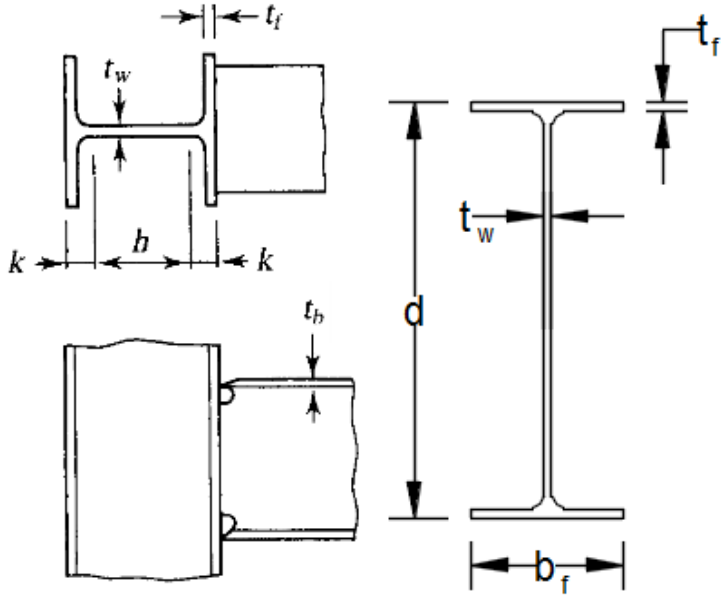


Figura 99

Columna	**W18x35**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	28 in	$t_w =$	0.3 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	6 in	$t_f =$	0.75 in	$f_u =$	65 ksi
$Z_x =$	66.5 in³	$T =$	15.5 in		
$A =$	10.3 in²	$k_{des} =$	0.827 in		

Viga	**W30**			**Acero Columna:**	**A992 Gr 50**
$d =$	29.5 in	$t_w =$	0.47 in	$f_y =$	50 ksi
$b_f =$	6 in	$t_f =$	0.61 in	$f_u =$	65 ksi
$A =$	21.03 in²	$T =$	26.5 in		

Acero Placa, acero atiezador: A36

$f_y =$ 36 ksi

$f_u =$ 58 ksi

$Soldadura\ F_{EXX} =$ 70 ksi

Combinación de diseño Elástica E-7 Ver Anexo 6

Mu = 553.22 kips-in Vu = 6.991 kips Pu = 4.136 kips

$x_1 = 14.98in$

$x_2 = 14.78in$

$\theta = 8.812^0$

$$T = \frac{M}{x_1 + x_2} = \frac{553.22kips - in}{14.98in + 14.78in} = 18.589kips$$

$$T_x = T\cos\theta = 18.589kips[\cos(8.812^0)] = 18.37kips$$

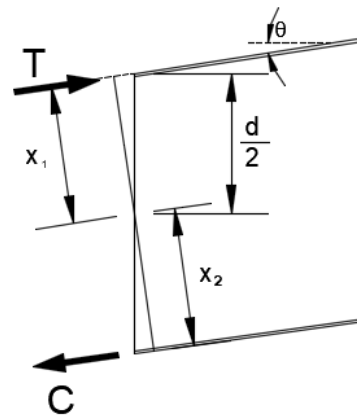


Figura 100

1-) Diseño de soldadura

1.1-) Soldadura en el patín de la viga

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.61in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=4/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=9/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 3/8” (D=6)

$\mu = 1 + 0.5sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$$\mu = 1 + 0.5sen^{1.5}(90^0) = 1.5$$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60F_{EXX}(1 + 0.50sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l$$ **Ecuación *91***

$$l = 2b_{fb} - t_w = 2(6in) - 2(0.47in) = 11.53in$$

$$R_n = 0.60F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right)l\mu = 0.60(70ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{6}{16}\right)(11.53in)(1.5)$$

$$R_n = 192.613kips$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 144.4599kip > T = 18.589kip$ OK

1.2-) Soldadura en el alma de la viga

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.47in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=3/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=7/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 1/4” (D=4)

$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}\theta$ ecuación J2-5 del AISC Manual v15

$$\mu = 1 + 0.5 sen^{1.5}(90^0) = 1.5$$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.50 sen^{1.5}\theta)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l$$ **Ecuación *91***

$$l = 2(d - 2t_f) = 2[29.5in - 2(0.61in)] = 56.56in$$

$$R_n = 0.60 F_{EXX}\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{D}{16}\right) l\mu = 0.60(70ksi)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)\left(\frac{4}{16}\right)(56.56in)(1.5)$$

$$R_n = 629.905kips$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 472.4287kip > Vu = 6.991kip$ OK

2-) Revisión de la columna

2.1-) Esfuerzo de fluencia cortante en el patín de la columna

$$A_{gv} = b_p t_p = 6in(0.75in) = 4.5in^2$$

$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$ **Ecuación *44***

$$R_n = 0.60(36ksi)(4.5in^2)$$
$$R_n = 97.2kip$$

$$\phi = 1$$

$\phi R_n = 97.2kip > T_x = 18.37kip$ OK

2.2-) Esfuerzo de ruptura a cortante del patín de la columna

$A_{nv} = A_{gv} = 4.5n^2$

$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$ **Ecuación *59***

$R_{nv} = 0.60(65ksi)(4.5in^2) = 156.6kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_{nv} = 117.45kip > T_x = 18.37kip$ OK

2.3-) Falla por flexión local en el patín de la columna

$q = 0$

$10t_f = 6.1in > q = 0 \Rightarrow C = 0.50$

$\phi R_n = \phi C 6.25 t_f{}^2 f_y$ **Ecuación *75***

$R_n = 0.50(6.25)(0.75in^2)(50ksi) = 87.89kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 79.10kip > T_x = 18.37kip$, OK No requiere atiezadores

2.4-) Estado límite de fluencia local del alma en compresión

$q = 0 < d = 29.5in \Rightarrow C = 0.50$

$\phi R_n = \phi[C(5k) + t_{fb}] f_y t_w$ **Ecuación *99***

$R_n = [0.50(5)(0.827in) + 0.61in](50ksi)(0.3in) = 40.163kip$

$\phi = 0.90$

$\phi R_n = 36.1467kip > T_x = 18.37kip$, OK No requiere atiezadores

2.5-) Aplastamiento del alma

$q = 0 < d/2 = 14.75in \Rightarrow$ Aplica ecuación J10-5 del ASIC 360-16

$N = 0.61in$

$N/d = 0.021$, aplicar **Ecuación 79**

Si $N/d \leq 0.2$, entonces $R_n = 0.40t_w^{\ 2}\left[1+3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$ **Ecuación *79***

$$R_n = 0.40(0.3in)\left[1+3(0.021)(0.3in/0.75in)^{1.5}\right]\sqrt{\frac{29000ksi(50ksi)(0.75in)}{0.3in}} = 69.634kips$$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 52.225kip > T_x = 18.37kip$, OK No requiere atiezadores

<u>2.6-) Pandeo por compresión del alma</u>

$h = d - 2k_{es} = 28in - 2(0.827in) = 26.346in$

$R_n = \frac{24t_w^{\ 3}\sqrt{EF_{yw}}}{h}$ **Ecuación *81***

$$R_n = \frac{24(0.3in)^3\sqrt{29000ksi(50ksi)}}{26.346in} = 29.617kip$$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 22.21kip > T_x = 18.37kip$, OK No requiere atiezadores

<u>2.7-) Cortante en el alma de la columna</u>

$M_u = 553.22kips - in$

$P_r = P_u = V = 4.136kip$

$F = \frac{Mu}{d} - Pu$ **Ecuación *84***

$$F = \frac{553.22kips - in}{29.03in} - 4.136kips = 14.921kip$$

$P_c = f_y A$ **Ecuación *85***

$P_c = F_y A = 50ksi(10.3in^2) = 515kip$

$0.40P_c = 0.40(515kip) = 206kip > Pr = 4.136kip$, aplica ecuación J10-9 del AISC 360-16.

Si $P_r \leq 0.40P_c$ entonces $R_n = 0.60F_y d_c t_w$ **Ecuación *86***

$$R_n = 0.60(50ksi)(29.03in)(0.3in) = 252kip$$

$$\phi = 0.90$$

$\phi R_n = 226.8kip > F = 14.921kip$, OK

4.5.2.4 Placa de arriostre con CM-1 (Detalle 13 del plano)

Arriostre:	**Angular**	**Acero arriostre:**	**A36**
$Angular\ de\ ancho\ "a" =$	6 in	$f_y =$	36 ksi
$espesor\ de\ angular\ t_a =$	1/4 in	$f_u =$	58 ksi
Angular de 6”x6”x1/4”		$Soldadura\ F_{EXX} =$	70 ksi

Placa:		**Acero Placa:**	**A36**
$espesor\ t_{w-columna} =$	0.38 in	$f_y =$	36 ksi
$espesor\ t_p =$	3/4 in	$f_u =$	58 ksi
		Acero Columna:	**A992 Gr 50**
		$f_y =$	50 ksi
		$f_u =$	65 ksi
Combinación de diseño	**Elástica E-7**		**Ver Anexo 6**
Pu =	10.326 kips		

<u>1-) Revisión del angular</u>

<u>1.1-) Diseño de soldadura longitudinal</u>

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.25in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=2/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=4/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 3/16” (D=3)

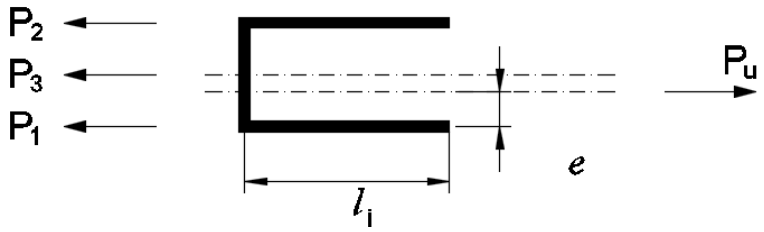


Figura 101

$e = \dfrac{a^2 + at_a - t_a^{\ 2}}{4a - 2t_a} = 1.59in$ centro de gravedad para un angular el centro de gravedad y el eje del arriostre deben coincidir.

$R_n = R_{nwl} + R_{nwt}$ **Ecuación *92***

$$\phi R_{wl} + \phi R_{wt} = 0.75(0.60)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)(3/16)(70)(2) + 0.75(0.60)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)(3/16)(70)(6)$$

$$\phi R_{wl} + \phi R_{wt} = 33.411kips > Pu = 10.326kips\ OK$$

$R_n = 0.85R_{nwl} + 1.5R_{nwt}$ **Ecuación *93***

$$\phi R_{wl} + \phi R_{wt} = 0.85(0.75)(0.60)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)(3/16)(70)(2) + 1.50(0.75)(0.60)\left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)(3/16)(70)(6)$$

$$\phi R_{wl} + \phi R_{wt} = 44.687kips > Pu = 10.326kips\ OK$$

<u>1.2-) Esfuerzo de fluencia a tensión del angular</u>

$\phi R = \phi f_y A_g$ **Ecuación *45***

$$A_g = 2at_a - t_a^{\ 2} = 2(6in)(1/4in) - (0.25in)^2 = 2.938in^2$$

$$R_n = (36ksi)(2.938in^2) = 105.768kip$$

$$\phi = 0.90$$

$\phi R_n = 95.1912kip > P_u = 10.326kip$ OK

<u>1.3-) Esfuerzo de ruptura a tensión del angular</u>

$\phi R_n = \phi f_u A_e$ **Ecuación *55***

$U = 1$ según tabla D3.1 AISC 360-16, caso 1

$$A_n = A_g = 2.938in^2$$

$A_e = A_n U$ **Ecuación *56***

$$A_e = (2.938in^2)(1) = 2.938in^2$$

$$R_n = (36ksi)(2.938in^2) = 105.75kip$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 95.175 kip > P_u = 10.326 kip$ OK

2-) Revisión de la placa de conexión

2.1-) Diseño de soldadura

Espesor mínimo de los elementos a soldar es = 0.38in

Según la **Tabla *4*: tamaños máximos y mínimos de soldaduras de filete** los espesores propuestos son:

Tamaño máximo de soldadura, t=3/16”

Tamaño mínimo de soldadura, t=5/16”

Se propone usar soldadura de filtete de 3/16” (D=3)

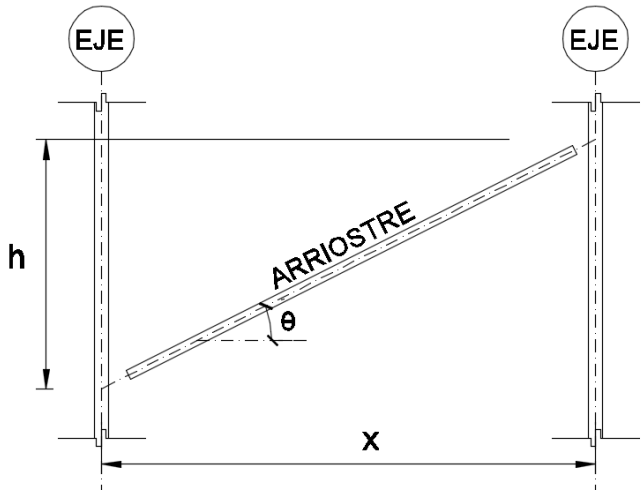


Figura 102

h = 3.75m
x = 6 m
hs = 10 in
d = 5 in
t = 3/8 in

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h}{x}\right) = 32.01^0$$

$$Pux = Pu\cos\theta = (10.326)\cos(32.01^0) = 8.756 kip$$

$$Puy = Pusen\theta = (10.326)sen(32.01^0) = 5.473 kip$$

Cortante directo $f_{1y} = \frac{Puy}{hs} = \frac{5.473}{10} = 0.27365 kips/in$

Tensión directo $f_{1x} = \frac{Pux}{hs} = \frac{8.756}{10} = 0.4378 kips/in$

$$M = \frac{P_{ux} hs}{2} + P_{uy} d = \frac{0.437(10)}{2} + 0.27365(5) = 43.783 kips - in/in$$

$$I_p = 2\left(\frac{1}{12} bh^3\right) = 2\left(\frac{1}{12}(1)(10)^3\right) = 166.667 in^4$$

$$c_y = \frac{hs}{2} = 10in/2 = 5in$$

$$f_{2x} = \frac{Mc_y}{I_p} = \frac{(43.783)(5)}{166.667} = 1.313 kips/in$$

$$f_v = \sqrt{(\sum f_x)^2 + (\sum f_y)^2}$$ **Ecuación *98***

$$f_v = \sqrt{(0.4378 + 1.313)^2 + 0.27365^2} = 1.772 kips/in$$

De la **Ecuación 91**:

$$f_r = \frac{\phi R_n}{l} = \phi 0.60 F_{EXX} \frac{\sqrt{2}}{2}\left(\frac{D}{16}\right) = \phi 0.60(70ksi)\frac{\sqrt{2}}{2}\left(\frac{3}{16} in\right)$$

$$f_r = 4.176 kip/in > f_v = 1.772 kip/in$$

<u>2.2.1-) Cheque del esfuerzo cortante a fluencia</u>

Cortante directo $fv = Puy/hs = 5.473 kips/10in = 0.5473 kip/in$

$$\phi R = \phi 0.60 f_y A_{gv}$$ **Ecuación *44***

$$R_n = 1(0.60)(36ksi)(3/8in)(10in) = 81 kip$$

$$\phi = 1.00$$

$\phi R_n = 81 kip > P_{uy} = 5.473 kip$ OK

<u>2.2.2-) Cheque del esfuerzo cortante de ruptura</u>

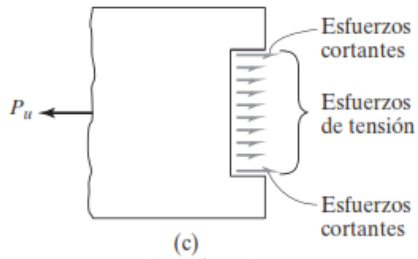
$$\phi R_{nv} = \phi 0.60 f_u A_{nv}$$ **Ecuación *59***

$$R_n = 0.60(58ksi)(3/8in)(10in) = 130.5 kip$$

$$\phi = 0.75$$

$\phi R_n = 97.88kip > P_{uy} = 5.473kip$ OK

2.3-) Bloque cortante en la platina de conexión, corte en U



(c)
Fractura por tensión y fluencia por cortante

Figura 103

$A_{gv} = 2l_i t = 2(1in)(3/8in)$

$A_{gv} = 0.75in^2$

$A_{nv} = A_{gv} = 0.75in^2$

$A_{nt} = at = (6in)(3/8in)$

$A_{nt} = 2.25in^2$

$U_{bs} = 1$

$R_n = 0.60 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.60 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$ **Ecuación *46***

$R_n = 0.60(58ksi)(0.75in^2) + (1)(58ksi)(2.25in^2) \leq 0.60(36ksi)(0.75in^2) + (1)(58ksi)(2.25in^2)$

$R_n = 156.6kip \leq 146.7kips$

Gobierna $R_n = 146.7kip$

$\phi = 0.75$

$\phi R_n = 110.03kip > P_u = 10.326kip$ OK

4.6 Revisión de desplazamientos

h = 10 m

Δ - techo = 10.969 mm ELAST-6

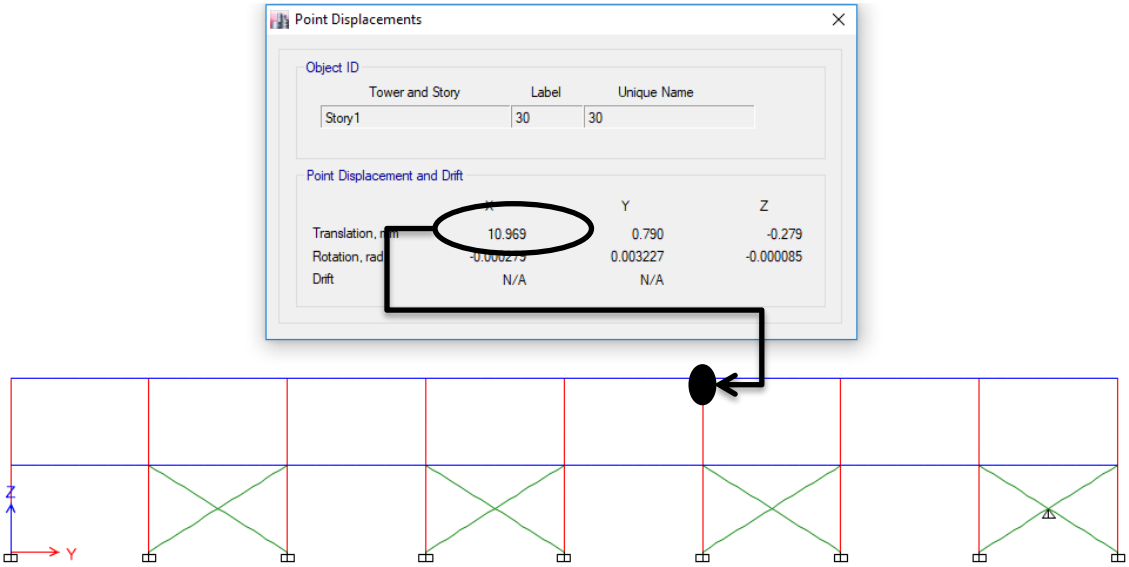


Figura 104

Estado Límite de Servicio. Ver Art.34, inc. a, RNC-07

QΩ / 2.5 = 1.6

Desplazamiento lateral Permisible = 0.002* h

Titulo III, Cap. I, Art.34, inc. c, Punto a.

Altura = 10000 mm

Desplazamiento lateral Permisible = 20.00 mm

Δpiso = 10.969 mm

Δpiso * QΩ / 2.5 = 17.55 mm

Δpiso =17.55mm < Δ máx =20mm CUMPLE

Estado Límite de Colapso. Ver Art.34, inc. c, RNC-07

QΩ= 1.6

Desplazamiento lateral Permisible = 0.03* h

Titulo III, Cap. I, Art.34, inc. c, Tabla 4

Altura =	10000	mm
Desplazamiento lateral Permisible =	300.00	mm
Δpiso =	10.97	mm
Δpiso * QΩ =	17.55	mm

Δpiso =17.55mm < Δ máx =300mm CUMPLE

Nivel de Techo (eje x, marco típico)

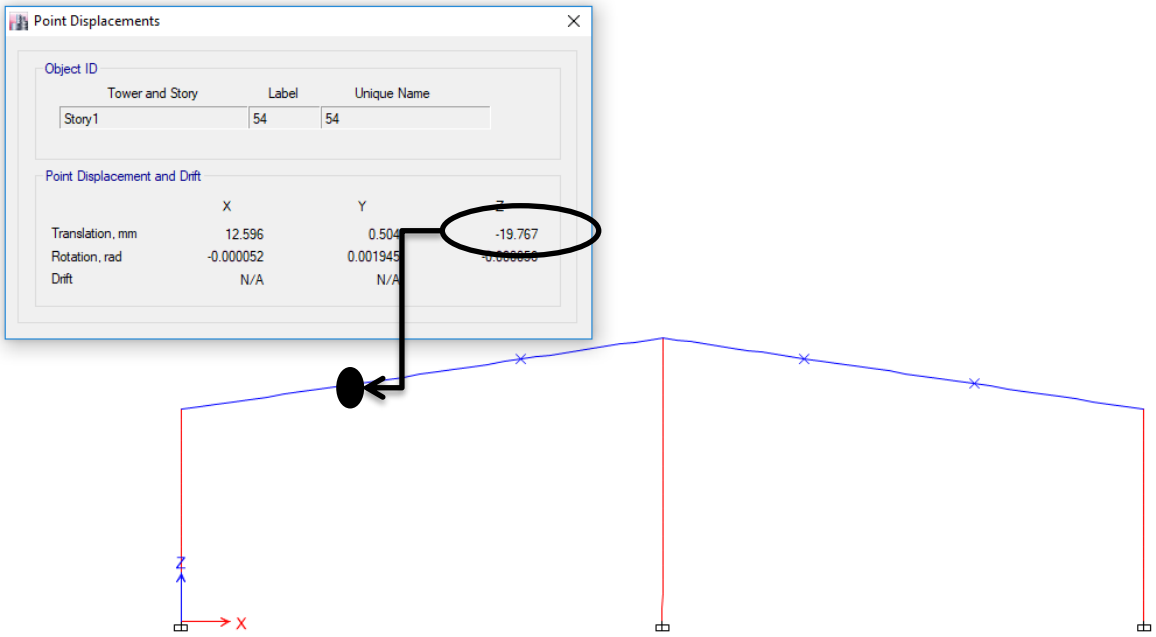
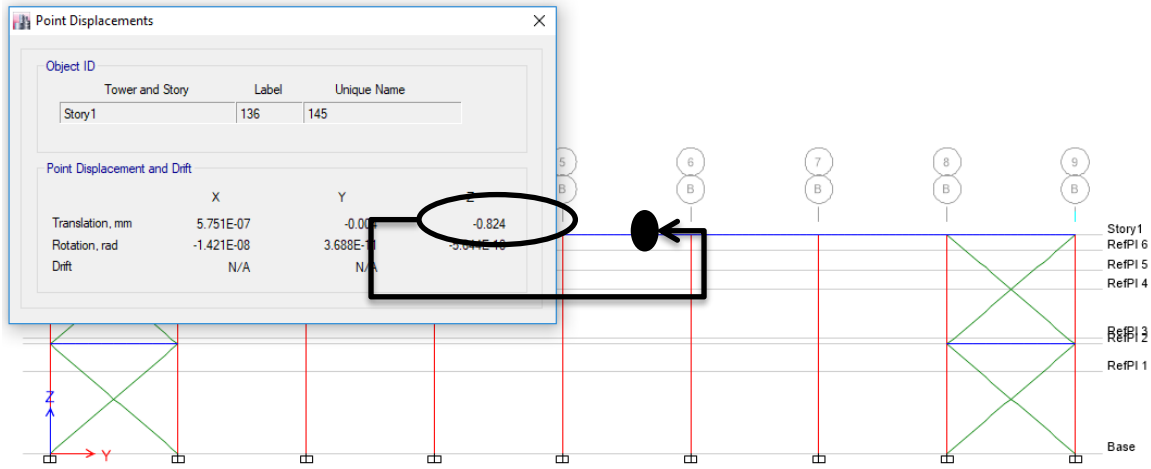


Figura 105

Donde L =	17000	mm
Deflexión Permisible L / 240 =	70.83	mm
ELAST6 Deflexión actuante=	19.767	mm

Δ = 19.767mm < Δ máx =70.833mm CUMPLE

Nivel de Techo (eje y)



	Donde L =	6000	mm
	Deflexion Permisible L / 240 =	25.00	mm
ELAST1	Deflexion actuante=	0.824	mm

Δ = 0.824mm < Δ máx =25mm CUMPLE

5 ANALISIS COMPARATIVO DE LA RESISTENCIA DE LAS UNIONES SOLDADAS VS EMPERNADAS

5.1 Rotacion de los elementos de conexión y su comportamiento antisísmico

Para la conexion EPC (End Plate Conection) utilizada en la conexión principal viga-columna, en ambos casos de la soldadura empernada y soldada, esta es considerada una conexión tipo FR (Fully Restrained según el AISC 360-16 capitulo B ítem B3-4b-a) el cual consiste en una conexión rigida, tiene un grado de restricción tal que los angulos originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambios bajo cargas.

Para las conexiones SPC (Single Plate Conection) utilizada en la conexión secundaria de vigas transversales-columna, en ambos casos de la soldadura empernada y soldada, esta es considerada una conexión tipo PR (Partially Restrained según el AISC 360-16 capitulo B ítem B3-4b-b) el cual consiste en una conexión que ignora la rigidez, permitiendo a los extremos de la viga girar hacia abajo cuando están cargados, aunque estas tienen cierta resistencia al momento (o resistencia a rotación en los extremos), se supone que es despreciable, y se consideran capaces de resistir solamente fuerzas cortantes.

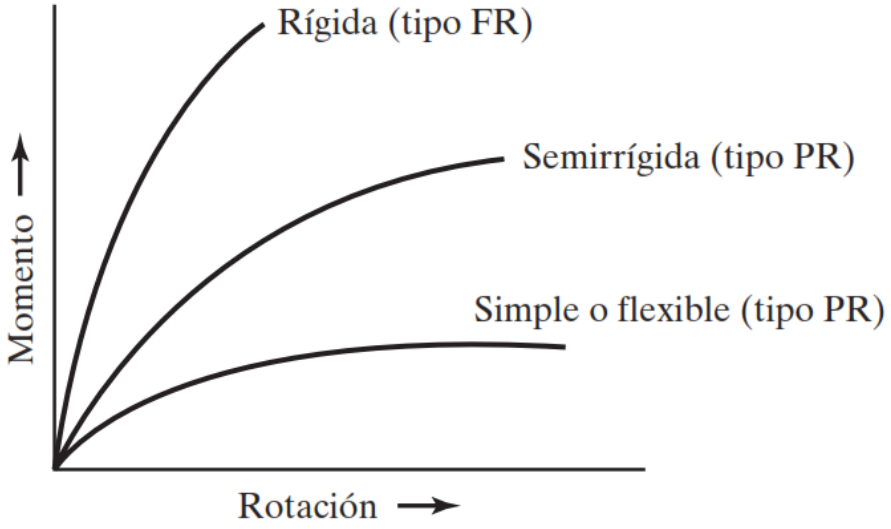


Figura 106: Curva típica momento-rotación para conexiones

Esto queda mas claro con la curva momento-rotacion mostrada en la figura 106, en la cual se hace una comparación de los ángulos de giros según el tipo de conexión y el momento aplicado.

Las conexiones fueron diseñadas sísmicamente bajo el AISC 341-16 y este en la sección D2 item 1, dice: “las conexiones deben diseñarse según el AISC 360 -16 capitulo J”, estos fueron los criterios que se utilizaron.

Dado que ambos fueron diseñados bajo los criterios del AISC 360-16, se espera que en ambos diseños EPC y SPC que se comporten iguales, presentando para el caso de la SPC el mismo ángulo de rotación y para el caso EPC una restricción mayor al 90% en la conexión empernada y la conexión soldada.

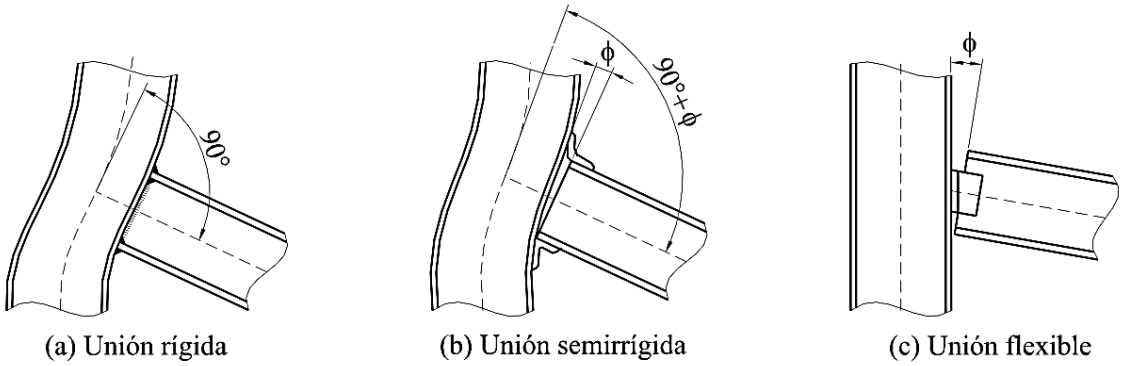


Figura 107: Rotaciones de las uniones según su tipo

La curva momento–rotación de cualquier unión, a partir de la cual se pueden deducir todas las variables de las que depende el comportamiento rotacional de la misma, se puede obtener por medio de ensayos experimentales y mediante modelos más o menos sencillos de tipo teórico, analítico, mecánico o numérico (básicamente de elementos finitos)[8]. Dado que todas las conexiones FR se comportaran iguales y todas las conexiones PR se comportaran iguales, no es necesario determinar el angulo rotacional en la conexión y este no afectará los desplazamientos significativamente según su tipo de conexión.

[8] **Modelos empíricos:** Estos son modelos que basados en ensayos proponen la predicción de la curva momento-rotacion dada su tipología, geometría y los resultados estadísticos. Modelo de Frye y Morris, Modelo de Krishnamurthy, Modelo de Kukreti, Modelo de Attiogbe y Morris, Modelo de Faella, Piluso y Rizzano.
Modelos teóricos y analíticos: se basan en la aplicacion de las reglas de la Mecanica y de la Resistencia de Materiales a modelos más o menos simplificados. Pretenden desarrollar reglas de diseño relativamente simples que puedan ser empleadas de forma rutinaria, aunque a mayor simplicidad se obtiene una menor exactitud. Modelo de Chen, Modelo de Yee y Melchers
Modelos mecánicos: método de elementos finitos.

Los resultados obtenidos con estos modelos deben ser comparados con los resultados experimentales para garantizar su fiabilidad.

5.2 Comparación de capacidad de soporte según el tipo de conexión empernada vs soldada ante el comportamiento sísmico.

5.2.1 Empernada vs soldada CM-1 con VM-1

EPC - CONEXION VIGA PRINCIPAL VM-1 CON COLUMNA CM-1						
REVISION SOLDADURA			Fuerza actuante	REVISION DEL PERNO		
Modo de Falla	Capacidad soporte	Factor Seguridad		Factor Seguridad	Capacidad soporte	Modo de Falla
cortante de soldadura	472.42 kips	67.59	6.99 kips	4.54	31.752 kips	cortante del perno
Momento(a)	4299.12 kips-in	7.77	553.22 kips-in	2.79	1544.99kips-in	Momento
Esfuerzo fluencia Patin columna	97.2 kips	5.29	18.37 kips	5.29	97.2 kips	Esfuerzo fluencia platina
Esfuerzo ruptura cortante placa	117.45 kips	4.58	25.65 kips	3.71	95.42 kips	Esfuerzo ruptura cortante placa
Falla por compresion local en el patin de la columna	79.10 kips	1.54	51.30 kips	1.54	79.1 kips	Falla por compresion local en el patin de la columna
Estado limite de fluencia local del alma en compresion	36.1467 kips	1.97	18.37kips	3.70	67.98 kips	Estado limite de fluencia local del alma en compresion
Aplastamiento del alma	52.22 kips	1.02	51.30 kips	1.02	52.22 kips	Aplastamiento del alma
Pandeo por compresion del alma	22.21 kips	0.43	51.30 kips	0.43	22.21 kips	Pandeo por compresion del alma
Cortante en el alma de la columna	226.8 kips	118.13	14.92 kips	15.20	226.8 kips	Cortante en el alma de la columna

(a)Valor obtenido de 144.55kips(14.98in+14.78in)=4299.12kips-in

Tabla 7: Comparativa unión VM-1 con CM-1

5.2.2 Empernada vs soldada VM-1 con W21x55

EPC - CONEXION VIGA PRINCIPAL VM-1 CON COLUMNA W21x55						
REVISION SOLDADURA			Fuerza actuante	REVISION DEL PERNO		
Modo de Falla	Capacidad soporte	Factor Seguridad		Factor Seguridad	Capacidad soporte	Modo de Falla
cortante	472.42 kips	55.10	8.574 kips	3.70	31.752 kips	cortante
Momento(a)	4299.12 kips-in	4.00	1074.16 kips-in	1.44	1544.99 kips-in	Momento
Esfuerzo fluencia Patin columna	128.73 kips	4.87	26.46 kips	4.00	106.27 kips	Esfuerzo fluencia platina
Esfuerzo ruptura cortante placa	125.51 kips	4.74	26.46 kips	4.02	106.38 kips	Esfuerzo ruptura cortante placa
Falla por compresion local en el patin de la columna	38.31 kips	1.04	36.79 kips	1.04	38.31 kips	Falla por compresion local en el patin de la columna
Estado limite de fluencia local del alma en compresion	53.32 kips	1.45	36.79 kips	2.58	94.75 kips	Estado limite de fluencia local del alma en compresion
Aplastamiento del alma	62.23 kips	1.69	36.79 kips	1.69	62.23 kips	Aplastamiento del alma
Pandeo por compresion del alma	60.92 kips	1.66	36.79 kips	1.66	60.92 kips	Pandeo por compresion del alma
Cortante en el alma de la columna	210.6 kips	2.95	71.37 kips	2.95	210.6 kips	Cortante en el alma de la columna

(a)Valor obtenido de 144.55kips(14.98in+14.78in)=4299.12kips-in

Tabla 8 Comparativa unión VM-1 con CM-2

5.2.3 Empernada vs soldada W21x55 con W10x17

SPC - CONEXION VIGA W10x17 CON COLUMNA W21x55						
REVISION SOLDADURA			Fuerza actuante	REVISION DEL PERNO		
Modo de Falla	Capacidad soporte	Factor Seguridad		Factor Seguridad	Capacidad soporte	Modo de Falla
Esfuerzo combinado Cortante-Tensión	116.92 kips	14.91	7.84 kips (b)	2.51	19.6542 kips	Esfuerzo combinado Cortante-Tensión
Momento	0		0		0	Momento
Esfuerzo fluencia cortante en la viga	79.2 kips (c)	491.93	0.161 kips	451.58	72.72 kips	Esfuerzo fluencia cortante en la viga
Cortante alma de la viga	103.5 kips	13.20	7.84 kips	5.52	43.29 kips	Cortante alma de la viga
Esfuerzo a flexion platina de conexion	148.83 kips-in	143.11	1.04 kips-in	143.11	148.83 kips-in	Esfuerzo a flexion platina de conexion
Esfuerzo a la fluencia cortante de la platina de conexion	56.7 kips	352.17	0.161 kips	165.84	26.7 kips	Esfuerzo a la fluencia cortante de la platina de conexion
Esfuerzo fluencia a tension de la platina de conexion	85.05 kips	10.85	7.84 kips	10.85	85.05 kips	Esfuerzo fluencia a tension de la platina de conexion
Ruptura a flexion de la platina de conexion	114.187 kips	109.80	1.04 kips-in	158.27	164.60 kips-in	Ruptura a flexion de la platina de conexion
Esfuerzo de ruptura a cortante	153.56 kips	953.79	0.161 kips	319.19	51.39 kips	Esfuerzo de ruptura a cortante

(b) Valor obtenido de los esfuerzos combinados de cortante y momento $\sqrt{(7.842^2+0.161^2)}$

(c) Valor obtenido del esfuerzo lineal 7.20kips/in(11in) = 79.2kips

Tabla 9 Comparativa unión VM-2 con CM-2

6 ANALISIS ECONOMICO DE LAS CONEXIONES EMPERNADAS VS CONEXIONES SOLDADAS.

6.1 Analisis de mano de obra

Salario mensual de un soldador (oficial) basado en el convenio colectivo 2019:

Analisis del convenio	Costo
Mano de Obra MO = Salario oficial según convenio colectivo 2019:	C$ 10,221.00
Mano de Obra MO al día:	C$ 340.70
Mano de Obra más septimo:	C$ 397.26
Vacaciones:	C$ 33.09
Treciavo :	C$ 33.09
INSS Laboral 7%(MO+SEPTIMO+VACACIONES):	C$ 30.12
INSS Patronal 22.5%(MO+SEPTIMO+VACACIONES):	C$ 96.83
Sub total 1(MO+SEPTIMO+VACACIONES):	C$ 430.35
Ret. IR 2%(MO+SEPTIMO+VACACIONES-INSS7%):	C$ 8.00
Sub Total 2(MO+SEPTIMO+VACACIONES+TRECIAVO-RET-INSS7%):	C$ 425.31
COSTO TOTAL SOLDADOR (MO+SEPTIMO+VACACIONES+TRECIAVO+RET+INSS7%+INSS22.5%):	**C$ 598.40**

Siendo 1$ = 34.2394C$[9], 1 salario al día soldador = 17.48$

Salario mensual de un ayudante basado en el convenio colectivo 2019:

Analisis del convenio	Costo
Mano de Obra MO = Salario ayudante según convenio colectivo 2019:	C$ 9,346.59
Mano de Obra MO al día:	C$ 311.55
Mano de Obra más septimo:	C$ 363.27
Vacaciones:	C$ 30.26
Treciavo :	C$ 30.26
INSS Laboral 7%(MO+SEPTIMO+VACACIONES):	C$ 27.55
INSS Patronal 22.5%(MO+SEPTIMO+VACACIONES):	C$ 88.54
Sub total 1(MO+SEPTIMO+VACACIONES):	C$ 393.53
Ret. IR 2%(MO+SEPTIMO+VACACIONES-INSS7%):	C$ 7.32
Sub Total 2(MO+SEPTIMO+VACACIONES+TRECIAVO-RET-INSS7%):	**C$ 388.92**
COSTO TOTAL AYUDANTE (MO+SEPTIMO+VACACIONES+TRECIAVO+RET+INSS7%+INSS22.5%):	**C$ 547.20**

1 salario al día ayudante = 15.98$

Tabla 10 Analisis de mano de obra con indirectos según convenio colectivo

[9] Tipo de cambio oficial al 26/05/2020 según el BCN: https://www.bcn.gob.ni/estadisticas/mercados_cambiarios/tipo_cambio/cordoba_dolar/index.php

6.1.1 Mano de obra – estructura empernada

Rendimiento de 1 soldador al día en taller=	110	kg/día	
Rendimiento de 1 soldador al día en campo=	200	kg/día	
Peso total =	63620.5	kg	
Días de 1 soldador en taller (alistado)=	578	días	
Días de 1 soldador en campo (ensamblaje)=	318	días	
Cantidad de cuadrillas =	2		
Considerar cuadrillas de =	4	soldadores	$ 69.91
	7	ayudantes	$ 111.87
Costo cuadrilla =			**$ 181.78**
Días de trabajo en taller=	72	considerando 2 cuadrillas con 4soldadores y 7ayudantes	
Días de trabajo en campo=	40	considerando 2 cuadrillas con 4soldadores y 7ayudantes	
Costo total fabricacion =	26,176.19	$	
Costo total montaje =	14,542.33	$	
Costo $/kg fabricacion=	**0.41**	**$/kg**	
Costo $/kg montaje=	**0.23**	**$/kg**	

6.1.2 Mano de obra – estructura soldada

Rendimiento de 1 soldador al día en taller=	135	kg/día	
Rendimiento de 1 soldador al día en campo=	110	kg/día	
Peso total =	63620.5	kg	
Días de 1 soldador en taller (alistado)=	471	días	
Días de 1 soldador en campo (ensamblaje)=	578	días	
Cantidad de cuadrillas =	2		
Considerar cuadrillas de =	4	soldadores	$ 69.91
	7	ayudantes	$ 111.87
Costo cuadrilla =			**$ 181.78**
Días de trabajo en taller=	59	considerando 2 cuadrillas con 4soldadores y 7ayudantes	
Días de trabajo en campo=	72	considerando 2 cuadrillas con 4soldadores y 7ayudantes	
Costo total fabricacion =	21,449.93	$	
Costo total montaje =	26,176.19	$	
Costo $/kg fabricacion=	0.41	**$/kg**	
Costo $/kg montaje=	0.41	**$/kg**	

6.2 Fichas unitarias

6.2.1 Ficha unitaria – estructura empernada

ELEMENTOS ESTRUCTURALES - CONEXIONES EMPERNADA

TARJETA DE PRECIO UNITARIO

Proyecto :	Comparacion del comportamiento antisismico de una nave industrial con uniones empernadas vs uniones soldadas, comparación de costo.	**Fecha :**	05/05/2020
Precio Unitario :	Estructura de Acero A 572 y A 992	**Unidad de Medida :**	kg.
		Cantidad analizada :	59443.80
Ubicación :	MANAGUA	**Moneda :**	$

CODIGO		DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO $	PRECIO TOTAL $
TIPO						
M		CM-1 W Sec Var 6''X17.7''/6''X28''	c/u	18.00	500.56	9,010.10
M		CM-2 W 21X55	c/u	9.00	1,111.70	10,005.34
M		VM-1 SECCION CENTRAL W	c/u	18.00	1,041.83	18,752.98
M		VM-1 SECCION UNIDA A CM-1 6''X29.5''/20.8''	c/u	18.00	366.38	6,594.87
M		VM-2 SECCION UNIDA A CM-2 6''X29.5''/29.8''	c/u	18.00	215.52	3,879.33
M		VM-2 W 10X17	c/u	24.00	205.14	4,923.48
M		VM-3 CAJA PERLIN 4''X6''1/8''	c/u	18.00	69.34	1,248.05
M		L-1 ANGULAR 6''X6''X1/4''	c/u	48.00	74.69	3,585.17
M		P-1 2''X6''X1/8''	c/u	30.00	287.46	8,623.67
Q		Oxigeno industrial	botella	78.00	27.42	2,138.76
Q		electrodo	lb	1188.88	1.50	1,783.31
M		pintura	gln	322.13	16.80	5,411.78
M		cener	gln	80.53	10.50	845.59
O		Fabricacion de estructura	kg.	59443.80	0.41	24,457.71
O		montaje de estructura	kg.	59443.80	0.23	13,587.62
T		Camion grua capacidad 20 ton x 20 mts telescopica	dia	40.00	200.00	8,000.00
T		Transporte de materiales	glb.	1.00	1,500.00	1,500.00

OBSERVACIONES

RESUMEN

MATERIAL :	**1.230**
% Materiales :	0.586
MANO DE OBRA :	**0.640**
% Mano de Obra :	0.305
EQUIPO :	**0.070**
% Equipos :	0.033
TRANSPORTE	**0.160**
% Transporte	0.076
SUBCONTRATO :	**0.000**
% Subcontratos :	0.000

ELABORADO POR:

TOTAL :	$	2.10
	C$	70.33

PLATINAS DE CONEXIONES EMPERNADA

TARJETA DE PRECIO UNITARIO

Proyecto :	Comparacion del comportamiento antisismico de una nave industrial con uniones empernadas vs uniones soldadas, comparación de costo.	**Fecha :**	05/05/2020
Precio Unitario :	Estructura de Acero A 572 y A 992	**Unidad de Medida :**	kg.
		Cantidad analizada :	3309.73
Ubicación :	MANAGUA	**Moneda :**	$

CODIGO		DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO $	PRECIO TOTAL $
TIPO						
M	36.00	ATIEZADOR EN COLUMNA CM-1 PL 2.85''X25.62''X3/8''	kg.	128.14	0.85	108.92
M	36.00	ATIEZADOR EN COLUMNA CM-2 PL 17.7'''X3.92''X3/8''	kg.	121.77	0.85	103.50
M	18.00	PLACA DE CONEXIÓN DE COLUMNA CM-2 :38.72''X6.56''X3/4''	kg.	445.78	0.85	378.91
M	36.00	PLACA DE CONEXIÓN DE COLUMNA CM-1 CON VM-1 :34.33''X6''X3/4''	kg.	722.99	0.85	614.54
M	18.00	PLACA DE TOPE EN CM-1 26.37''X6''X3/8''	kg.	138.84	0.85	118.01
M	48.00	PLACA DE CONEXIÓN CM-1 CON VM-2 Y VM-2 CON CM-2 PL 7''X8.5''X3/8''	kg.	139.23	0.85	118.35
M	22.00	PLACA DE UNION DE ARRIOSTRE L-1 CON CM-1 Y CM-2 PA1 Y PA2 19.17''X11.73''X3/8''	kg.	241.17	0.85	204.99
M	28.00	PLACA DE UNION DE ARRIOSTRE L-1 CON VM-2 Y VM-3 PA-4 25.73''X18.24''X3/8''	kg.	640.62	0.85	544.52
M	12.00	PLACA DE UNION CENTRAL ENTRE ARRIOSTRES L-1 PA-3 38.79''X28.31''X3/8''	kg.	642.41	0.85	546.05
M	40	PLACA DE CONEXIÓN VM-3 CON CM-1 Y CM-2 ANGULAR L-2 3''X3''X1/8''	kg.	11.46	0.85	9.74
M	270	FIJADORES PARA CLAVADOR P-1 ANGULAR L-2 3''X3''X1/8''	kg.	77.33	0.85	65.73
M	108	PERNO F 1554 GR 55 Ø 3/4'' CON 3 TUERCAS, 2 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION. EJES A,B,C.	C/U	108.00	15.00	1,620.00
M	288	PERNO A 325 Ø 1.2'' X 2 3/4'' DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	C/U	288.00	2.50	720.00
M	216	PERNO A 325 Ø 1.2'' X 2 1/2'' DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	C/U	216.00	2.50	540.00
M	288	PERNO A 325 Ø 3/4'' X 1 1/2'' DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	C/U	288.00	3.50	1,008.00
M	132	PERNO A 325 Ø 3/4'' X 1 3/4'' DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	C/U	132.00	3.50	462.00
M	168	PERNO A 325 Ø 3/4'' X 1 3/4'' DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	C/U	168.00	3.50	588.00
M	288.00	PERNO A 325 Ø 3/4'' X 1 3/4'' DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	C/U	288.00	3.50	1,008.00
Q		oxido rojo	botella	9.00	27.42	246.78
Q		electrodo	lb	34.00	1.5	51.00

M		pintura	gln	12.00	16.8	201.60
M		cener	gln	3.00	10.5	31.50
O		Fabricacion de estructura	kg.	3309.73	0.41	1,361.76
O		montaje de estructura	kg.	3309.73	0.23	756.54
T		Transporte de materiales	glb.	1.00	89.57	89.57

OBSERVACIONES

RESUMEN

MATERIAL :	**2.720**
% Materiales :	0.782
MANO DE OBRA :	**0.640**
% Mano de Obra :	0.184
EQUIPO :	**0.090**
% Equipos :	0.026
TRANSPORTE	**0.030**
% Transporte	0.009
SUBCONTRATO :	**0.000**
% Subcontratos :	0.000

ELABORADO POR:

TOTAL :	$	3.48
	C$	116.55

6.2.2 Ficha unitaria – estructura soldada

ELEMENTOS ESTRUCTURALES - CONEXIONES SOLDADAS

TARJETA DE PRECIO UNITARIO

Proyecto :	Comparacion del comportamiento antisismico de una nave industrial con uniones empernadas vs uniones soldadas, comparación de costo.	**Fecha :**	05/05/2020
Precio Unitario :	Estructura de Acero A 572 y A 992	**Unidad de Medida :**	kg.
		Cantidad analizada :	59443.80
Ubicación :	MANAGUA	**Moneda :**	$

CODIGO		DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO $	PRECIO TOTAL $
TIPO						
M		CM-1 W Sec Var 6''X17.7''/6''X28''	c/u	18.00	500.56	9,010.10
M		CM-2 W 21X55	c/u	9.00	1,111.70	10,005.34
M		VM-1 SECCION CENTRAL W	c/u	18.00	1,041.83	18,752.98
M		VM-1 SECCION UNIDA A CM-1 6''X29.5''/20.8''	c/u	18.00	366.38	6,594.87
M		VM-2 SECCION UNIDA A CM-2 6''X29.5''/29.8''	c/u	18.00	215.52	3,879.33
M		VM-2 W 10X17	c/u	24.00	205.14	4,923.48
M		VM-3 CAJA PERLIN 4''X6''1/8''	c/u	18.00	69.34	1,248.05
M		L-1 ANGULAR 6''X6''X1/4''	c/u	48.00	74.69	3,585.17
M		P-1 2''X6''X1/8''	c/u	30.00	287.46	8,623.67
Q		Oxigeno industrial	botella	78	27.42	2,138.76
Q		electrodo	lb	1188.876	1.5	1,783.31
M		pintura	gln	322.13001	16.8	5,411.78
M		cener	gln	80.532503	10.5	845.59
O		Fabricacion de estructura	kg.	59443.80	0.34	20,041.74
O		montaje de estructura	kg.	59443.80	0.41	24,457.71
T		Camion grua capacidad 20 ton x 20 mts telescopica	dia	72	200.00	14,400.00
T		Transporte de materiales	glb.	1	1,500.00	1,500.00

OBSERVACIONES

RESUMEN

MATERIAL :	**1.230**
% Materiales :	0.530
MANO DE OBRA :	**0.750**
% Mano de Obra :	0.323
EQUIPO :	**0.070**
% Equipos :	0.030
TRANSPORTE	**0.270**
% Transporte	0.116
SUBCONTRATO :	**0.000**
% Subcontratos :	0.000

ELABORADO POR:

TOTAL :	$	2.32
	C$	77.70

PLATINAS DE UNIONES SOLDADAS

TARJETA DE PRECIO UNITARIO

Proyecto :	Comparacion del comportamiento antisismico de una nave industrial con uniones empernadas vs uniones soldadas, comparación de costo.	**Fecha :**	05/05/2020
Precio Unitario :	Estructura de Acero A 572 y A 992	**Unidad de Medida :**	kg.
		Cantidad analizada :	1219.29
Ubicación :	MANAGUA	**Moneda :**	$

CODIGO		DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO $	PRECIO TOTAL $
TIPO						
M	36.00	ATIEZADOR EN COLUMNA CM-1 PL 2.85''X25.62''X3/8''	kg	128.14	0.85	108.92
M	18.00	PLACA DE CONEXIÓN DE COLUMNA 34.33''X6''X3/4''	kg	361.49	0.85	307.27
M	46.00	PLACA DE CONEXIÓN CM-1 CON VM-2 Y VM-2 CON CM-2 PL 7''X8.5''X3/8''	kg	133.43	0.85	113.41
M	16.00	PLACA DE UNION ARRIOSTRE L-1 CON CM-1 PA-5 10.18''X10''X3/8''	kg	79.40	0.85	67.49
M	4.00	PLACA DE UNION ARRIOSTRE L-1 CON CM-2 PA-6 9.79''X10''X3/8''	kg	19.09	0.85	16.23
M	12.00	PLACA DE UNION CENTRAL EN ARRIOSTRES L-1 PA-7 18.47''X22.93''X3/8''	kg	247.76	0.85	210.59
M	20.00	PLACA DE UNION ARRIOSTRE L-1 CON VM-3 PA-8 9.79''X10''X3/8''	kg	161.18	0.85	137.00
M	40.00	PLACA DE CONEXIÓN VM-3 CON CM-1 Y CM-2 ANGULAR L-2 3''X3''X1/8''	kg	11.46	0.85	9.74
M	270.00	FIJADORES PARA CLAVADOR P-1 ANGULAR L-2 3''X3''X1/8''	kg	77.33	0.85	65.73
M	108	PERNO F 1554 GR 55 Ø 3/4'' CON 3 TUERCAS, 2 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION. EJES A,B,C.	c/u	-	15.00	
Q		oxido rojo	botella	3.00	27.42	82.26
Q		electrodo	lb	25.00	1.50	37.50
M		pintura	gln	5.00	16.80	84.00
M		cener	gln	1.00	10.50	10.50
O		Fabricacion de estructura	kg.	1219.29	0.34	411.09
O		montaje de estructura	kg.	1219.29	0.41	501.67
T		Transporte de materiales	glb.	1.00	59.72	59.72

OBSERVACIONES

RESUMEN

MATERIAL :	**0.930**
% Materiales :	0.508
MANO DE OBRA :	**0.750**
% Mano de Obra :	0.410
EQUIPO :	**0.100**
% Equipos :	0.055
TRANSPORTE	**0.050**
% Transporte	0.027
SUBCONTRATO :	**0.000**
% Subcontratos :	0.000

ELABORADO POR:

TOTAL :	$	1.83
	C$	61.29

6.3 Costo estructura con conexiones soldadas

A partir del takeoff (Anexo 4 y Anexo 5), y del análisis de costo (fichas unitarias), se determinó el precio total a como se adjunta

Tabla 11: Costo de estructura con conexiones soldadas

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO $	TOTAL $
Estructura principal	kg	60310.77	$ 2.32	$ 139,920.98
Conexiones soldadas	kg	1219.29	$ 1.83	$ 2,231.29
		61,530.05		$ 142,152.27

6.4 Costo estructura con conexiones empernadas

Tabla 12: Costo de estructura con conexiones empernadas

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO $	TOTAL $
Estructura principal	kg	60310.77	$ 2.10	$ 126,652.61
Conexiones empernadas	kg	3309.73	$ 3.48	$ 11,517.86
		63,620.50		$ 138,170.47

6.5 Analisis

Tabla 13: Diferencia entre el tipo de conexión utilizada

	DIFERENCIA DE PESO (KG)	DIFERENCIA DE PESO (%)	DIFERENCIA DE COSTO ($)	DIFERENCIA DE COSTO (%)
Diferencia de peso soldada vs empernada	2090.44	3.40%	$ 3,981.80	2.88%

7 CONCLUSIONES

1. Se realizó el diseño estructural de los elementos principales de la nave industrial con el software ETABS aplicando las cargas obtenidas del RNC-07 y las consideraciones sísmicas respectivas, tomando en cuenta la categoría sísmica D y uniones OMF según lo estipulado en el AISC 341-16 para diseño sísmico. Se obutuvieron porcentajes de diseño a como sigue:

Elemento	% diseño
Viga principal VM-1	50.8%
Columna CM-1	33.2%
Columna CM-2 de W21x55	31.1%
Viga secundaria W10x17	51.6%

   Los porcentajes de diseños para las columnas es bajo y esto no debe considerarse como un sobrediseño, si no que las columnas requerían de un espesor de alma grande para soporartar el arrancamiento producido por la platina de conexión (análisis 4.2 de la sección 4.5.1.1 y análisis 3.2 de la sección 4.5.2.1), en vista que el diseño de las columnas no era prioridad para la monografía, se decidio priorizar el diseño de las conexiones.

2. Se diseñarón las conexiones empernadas y la misma conexión soldada utilizando el AISC 16, el AISC Design Example v15 y el AISC Design Guide, para el caso de la conexión EPC esta es considera del tipo FR (restricciones de rotación mayores al 90%) y para el caso de la SPC esta es considera del tipo PR (se permite la rotación), se espera de estas conexiones que se comporten iguales según sean FR o PR con respecto a la rotación en la conexión, no siendo significativos estas diferencias ni afectando en los desplazamientos según su conexión ni su comportamiento ante un evento sísmico.

3. Se calculó el peso de la estructura principal en 60,310.77kg, y siendo la diferencia en el peso de las conexiones de 2,090.44kg equivalente a 3.40% de discrepancia.

4. En base a las cantidades (Anexo 4 y Anexo 5) se calculó los costos unitarios (fichas unitarias) para estructuras metálicas y estructura de conexión con precios de mercado y mano de obra acorde a los precios del conevio colectivo 2019. Elaborandose un análisis de costos profundos en la mano de obra (capítulo 6.1) y determinándose que la mano de obra empernada es de 0.64$/kg mientras que la mano de obra soldada es de 0.75$/kg, siendo una diferencia de 0.11$/kg que equivale a 17.18% más barata la mano de obra para estructura empernada y afectando al costo total.

5. Una ventaja de la estructura empernada es que esta se trabaja en campo 40 días laborales vs 72 días laborales si la misma estructura fuera soldada, es decir que esta requiere 44% días menos que una estructura soldada, beneficiando no solamente en el costo de indirectos si no también en la renta de equipos como grúa.

6. Se determinó que el margen de costos para ambos casos con la misma estructura y garantizando las mismas condiciones de transmisión de momento pero conexiones una soldada y otra empernada fue de $3,981.80 equivalentes al 2.88% de variación, por lo que se puede apreciar que la diferencia es muy poca en cuanto al tipo de conexiones a usar, la ventaja es que la empernada solo se hiza y se conectan los pernos en sitio y no requiere de mano de obra calificada en cambio la otra con soldadura es un poco más tardado su montaje y requiere mano de obra calificada en el sitio.

7. Comparativamente las uniones soldadas son más resistentes a cortantes y momentos (ver sección 5.2) que la misma unión con pernos, si bien ambos casos son capaces de soportar los fuerzas resistentes, el factor de seguridad de una unión empernada es arriba de 1.40 mientras que el factor de seguridad de una unión soldada es arriba de 4.

8. Para las conexión tipo EPC (unión VM-1 con CM-1 y unión VM-1 con CM-2) la resistencia al esfuerzo a fluencia del alma de la columna es mayor empernada que soldada, en cambio el resto de análisis (ruptura cortante de la placa, esfuerzo fluencia de la platina, estado limite de fluencia del alma a compresión de la columna, aplastamiento del alma, pandeo por compresión del alma cortante en el alma de la columna) resistente iguales o la conexión soldada resiste más. Ambas conexiones garantizan resisitir más del 100% de las fuerzas actuantes (Factores de seguridad > 1).

9. Una vez analizados ambos sistemas de uniones sísmicamente, concluimos que el sistema empernado es el más económico debido a una diferencia significativa en el tiempo de montaje que conlleva a una reducción del costo para este tipo de estructuras.

8 RECOMENDACIONES

1. Realizar estudios comparativos de costos en estructuras de edificios de varios niveles de acero de conexiones soldadas vs conexiones empernadas.

2. Si bien el análisis comparativo de una sola nave industrial no es representativo, es bien recomendado el análisis de distintas estructuras de nave haciéndose planteamientos de cambios de geometría de la planta (si es más cuadrada o más rectangular).

3. A futuro un diagnostico del impacto que tiene el transporte en el costo del proyecto, ya que es determinante para la elección del tipo de conexión a utilizar, un proyecto lejos del sitio de fabricación de piezas, se inclinará por sistema de empernados o para lugares cercanos se inclinará por conexiones soldadas para disminuir la soldadura en el sitio y que todos los elementos sean prefabricados y empernarse en el proyecto.

4. Realizar un análisis de la diferencia entre el comportamiento rotacional de las uniones ya sea empernada o soldada según los modelos de Frye y Morris, modelo de Krishnamurthy, modelo de Kukreti, modelo de Attiogbe y Morris, modelo de Faella, Piluso y Rizzano, modelo de Chen, modelo de Yee y Melchers o el método de elementos finitos. Esto con el fin de determinar la curva momento-rotación y hacer una verificación con una prueba controlada de laboratorio.

9 BIBLIOGRAFIA

American Institute of Steel Construction, AISC 360-16

American Institute of Steel Construction, AISC Manual v15

American Institute of Steel Construction, AISC Design Example v15

American Institute of Steel Construction, Steel Design Guide 1, Base plate and anchor rod design, second edition. James M. Fisher & Lawrence A. Kloiber.

American Institute of Steel Construction, Steel Design Guide 4, Extend End-Plate moment connections Seismic and wind aplication, second edition. Thomas M. Murray & Emmet A. Summer.

American Institute of Steel Construction, Steel Design Guide 13, Stiffening of wide flange columns at moment connection: wind and seismic aplication, first edition. Charles J. Carter.

American Institute of Steel Construction, Steel Design Guide 16, flush and extended multiple-row moment end-plate connection, first edition. Thomas M. Murray & W. Lee Shoemaker.

American Concrete Institute, ACI 318-14

American Concrete Institute, ACI 318-02, Portland Cement Association PCA – Note, capítulo 34.

Jack C. McCormac & Stephen F. Cesnak. Diseños de estructura de acero, 5ta edición, 2012.

Abi Aghayere & Jason Vigil. Structural Steel design, 2009.

William T. Segui. Steel Design, fourth edition, 2007.

Sriramulu Vinnakota. Estructuras de acero: comportamiento y LRFD, primera edición, 2006.

ANEXO 1: Tablas RNC-07

Tabla 1A. Cubiertas de Techo (incluye material de fijación)

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35

Tabla 2A. Cielos rasos

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5
Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Machihembre de ½"	7
Yeso con perfiles de aluminio	8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Tabla 3A. Cubierta de pisos

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de Cerámica	30
Fibrocemento de 20 mm	22

Tabla 4A. Paredes

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2” x 3” con Plywood ¼" ambas caras	10
Esqueleto madera 2” x 3” con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

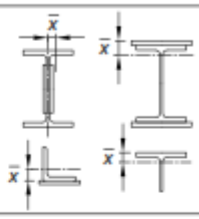
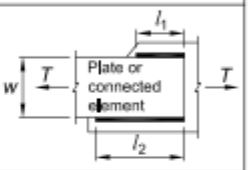
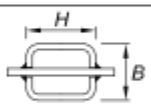
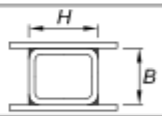
Nota: para paredes de repello de 1cm de espesor, agregar 20 kg/m² por cada cara repellada.

Tabla 1. Cargas vivas unitarias mínimas (kg/m2)-RNC-07

DESTINO	Máxima (CV)	Incidental (CVR)
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)	200	80
Salones de clase: Escuelas primarias	250	150
Salones de clase: Secundaria y universidad	250	150
Hospitales: (salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas	200	100
Hospitales: Salas de Operación	400	150
Oficinas: Despachos	250	100
Oficinas: Salas de Archivo	500	250
Bibliotecas: Salones de Lectura	300	150
Bibliotecas: Salón de Libros	600	400
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y Salas de juegos	400	250
Auditorios, Cines, Templos: Sillas Fijas	350	250
Auditorios, Cines, Templos: Sillas móviles	500	250
Teatros: Vestíbulos	200	80
Teatro: Piso del escenario	700	350
Graderías y tribunas	500	250
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público);	500	250
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)	500	350
Laboratorios	250	125
Comercio: Ligero	350	300
Comercio: Semi-pesado	450	400
Comercio: Pesado	550	500
Fábrica y Talleres: Ligero	400	350
Fábrica y Talleres: Semi-pesado	500	450
Fábrica y Talleres: Pesado	700	600
Bodegas: Ligero	450	400
Bodegas: Semi-pesado	550	475
Bodegas: Pesado	650	550
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40
Techos de losas con pendiente mayor de 5%	50	20
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)	250	150
Andamios y cimbra para concreto	150	100
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	400	200

ANEXO 2: Tablas AISC 360 - 16

TABLE D3.1
Shear Lag Factors for Connections to Tension Members

Case	Description of Element		Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).		$U = 1.0$	–
2	All tension members, except HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or by longitudinal welds in combination with transverse welds. Alternatively, Case 7 is permitted for W, M, S and HP shapes. (For angles, Case 8 is permitted to be used.)		$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.		$U = 1.0$ and A_n = area of the directly connected elements	–
4[a]	Plates, angles, channels with welds at heels, tees, and W-shapes with connected elements, where the tension load is transmitted by longitudinal welds only. See Case 2 for definition of $\bar{x}$.		$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2}\left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS.		$l \geq 1.3D$, $U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D$, $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
6	Rectangular HSS.	with a single concentric gusset plate	$l \geq H$, $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		with two side gusset plates	$l \geq H$, $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	W-, M-, S- or HP-shapes, or tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with flange connected with three or more fasteners per line in the direction of loading	$b_f \geq \frac{2}{3}d$, $U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d$, $U = 0.85$	–
		with web connected with four or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.70$	–
8	Single and double angles. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	with four or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.80$	–
		with three fasteners per line in the direction of loading (with fewer than three fasteners per line in the direction of loading, use Case 2)	$U = 0.60$	–

B = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm); D = outside diameter of round HSS, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm); d = depth of section, in. (mm); for tees, d = depth of the section from which the tee was cut, in. (mm); l = length of connection, in. (mm); w = width of plate, in. (mm); $\bar{x}$ = eccentricity of connection, in. (mm).

[a] $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$, where l_1 and l_2 shall not be less than 4 times the weld size.

TABLE J2.5
Available Strength of Welded Joints, ksi (MPa)

Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	ϕ and Ω	Nominal Stress (F_{nBM} or F_{nw}), ksi (MPa)	Effective Area (A_{BM} or A_{we}), in.^{2} (mm^2)	Required Filler Metal Strength Level[a][b]
COMPLETE-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS					
Tension—Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal.				Matching filler metal shall be used. For T- and corner-joints with backing left in place, notch tough filler metal is required. See Section J2.6.
Compression—Normal to weld axis	Strength of the joint is controlled by the base metal.				Filler metal with a strength level equal to or one strength level less than matching filler metal is permitted.
Tension or compression—Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld is permitted to be neglected in design of welds joining the parts.				Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
Shear	Strength of the joint is controlled by the base metal.				Matching filler metal shall be used.[c]

TABLE J3.1
Minimum Bolt Pretension, kips[a]

Bolt Size, in.	Group A[a] (e.g., A325 Bolts)	Group B[a] (e.g., A490 Bolts)	Group C, Grade 2[b] (e.g., F3043 Gr. 2 bolts)
1/2	12	15	–
5/8	19	24	–
3/4	28	35	–
7/8	39	49	–
1	51	64	90
1 1/8	64	80	113
1 1/4	81	102	143
1 3/8	97	121	–
1 1/2	118	148	–

[a] Equal to 0.70 times the minimum tensile strength of bolts as specified in ASTM F3125/F3125M for Grade A325 and Grade A490 bolts with UNC threads, rounded off to nearest kip.

[b] Equal to 0.70 times the minimum tensile strength of bolts, rounded off to nearest kip, for ASTM F3043 Grade 2 and ASTM F3111 Grade 2.

TABLE J3.2
Nominal Strength of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)

Description of Fasteners	Nominal Tensile Strength, F_{nt}, ksi (MPa)[a]	Nominal Shear Strength in Bearing-Type Connections, F_{nv}, ksi (MPa)[b]
A307 bolts	45 (310)[c]	27 (186)[c] [d]
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (620)	54 (372)
Group A (e.g., A325) bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (620)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (780)	68 (469)
Group B (e.g., A490) bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (780)	84 (579)
Group C (e.g., F3043) bolt assemblies, when threads and transition area of shank are not excluded from the shear plane	150 (1040)	90 (620)
Group C (e.g., F3043) bolt assemblies, when threads and transition area of shank are excluded from the shear plane	150 (1040)	113 (779)
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes	$0.75F_u$	$0.450F_u$
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes	$0.75F_u$	$0.563F_u$

[a] For high-strength bolts subject to tensile fatigue loading, see Appendix 3.
[b] For end loaded connections with a fastener pattern length greater than 38 in. (950 mm), F_{nv} shall be reduced to 83.3% of the tabulated values. Fastener pattern length is the maximum distance parallel to the line of force between the centerline of the bolts connecting two parts with one faying surface.
[c] For A307 bolts, the tabulated values shall be reduced by 1% for each 1/16 in. (2 mm) over five diameters of length in the grip.
[d] Threads permitted in shear planes.

TABLE J3.4
Minimum Edge Distance[a] from Center of Standard Hole[b] to Edge of Connected Part, in.

Bolt Diameter, in.	Minimum Edge Distance
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Over 1 1/4	1 1/4*d*

[a] If necessary, lesser edge distances are permitted provided the applicable provisions from Sections J3.10 and J4 are satisfied, but edge distances less than one bolt diameter are not permitted without approval from the engineer of record.
[b] For oversized or slotted holes, see Table J3.5.

ANEXO 3: Tablas AISC Manual v15

Table 7-1
Available Shear Strength of Bolts, kips

Nominal Bolt Diameter, d, in.					5/8		3/4		7/8		1	
Nominal Bolt Area, in.^{2}					0.307		0.442		0.601		0.785	
Designation	Thread Cond.	F_{nv}/Ω (ksi)	ϕF_{nv} (ksi)	Loading	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	N	27.0	40.5	S	8.29	12.4	11.9	17.9	16.2	24.3	21.2	31.8
				D	16.6	24.9	23.9	35.8	32.5	48.7	42.4	63.6
	X	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
Group B	N	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
	X	42.0	63.0	S	12.9	19.3	18.6	27.8	25.2	37.9	33.0	49.5
				D	25.8	38.7	37.1	55.7	50.5	75.7	65.9	98.9
Group C	N	45.0	67.5	S	–	–	–	–	–	–	35.3	53.0
				D	–	–	–	–	–	–	70.7	106
	X	56.5	84.8	S	–	–	–	–	–	–	44.4	66.6
				D	–	–	–	–	–	–	88.7	133
A307	Not applicable	13.5	20.3	S	4.14	6.23	5.97	8.97	8.11	12.2	10.6	15.9
				D	8.29	12.5	11.9	17.9	16.2	24.4	21.2	31.9

Nominal Bolt Diameter, d, in.					1 1/8		1 1/4		1 3/8		1 1/2	
Nominal Bolt Area, in.^{2}					0.994		1.23		1.48		1.77	
Designation	Thread Cond.	F_{nv}/Ω (ksi)	ϕF_{nv} (ksi)	Loading	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n	r_n/Ω	ϕr_n
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	N	27.0	40.5	S	26.8	40.3	33.2	49.8	40.0	59.9	47.8	71.7
				D	53.7	80.5	66.4	99.6	79.9	120	95.6	143
	X	34.0	51.0	S	33.8	50.7	41.8	62.7	50.3	75.5	60.2	90.3
				D	67.6	101	83.6	125	101	151	120	181
Group B	N	34.0	51.0	S	33.8	50.7	41.8	62.7	50.3	75.5	60.2	90.3
				D	67.6	101	83.6	125	101	151	120	181
	X	42.0	63.0	S	41.7	62.6	51.7	77.5	62.2	93.2	74.3	112
				D	83.5	125	103	155	124	186	149	223
Group C	N	45.0	67.5	S	44.7	67.1	55.4	83.0	–	–	–	–
				D	89.5	134	111	166	–	–	–	–
	X	56.5	84.8	S	56.2	84.3	69.5	104	–	–	–	–
				D	112	169	139	209	–	–	–	–
A307	Not applicable	13.5	20.3	S	13.4	20.2	16.6	25.0	20.0	30.0	23.9	35.9
				D	26.8	40.4	33.2	49.9	40.0	60.1	47.8	71.9

ASD	LRFD
$\Omega = 2.00$	$\phi = 0.75$

– Indicates that this grade is unavailable in the given diameter.
For end loaded connections greater than 38 in., see AISC *Specification* Table J3.2 footnote b.
Group A includes ASTM F3125 Grades A325 and F1852 bolts.
Group B includes ASTM F3125 Grades A490 and F2280 bolts.
Group C includes ASTM F3043 and ASTM F3111.
Thread condition "N" indicates that threads are included in the shear plane.
Thread condition "X" indicates that threads are excluded from the shear plane.
S = single shear D = double shear

Tabla 8-2 del AISC Manual v15

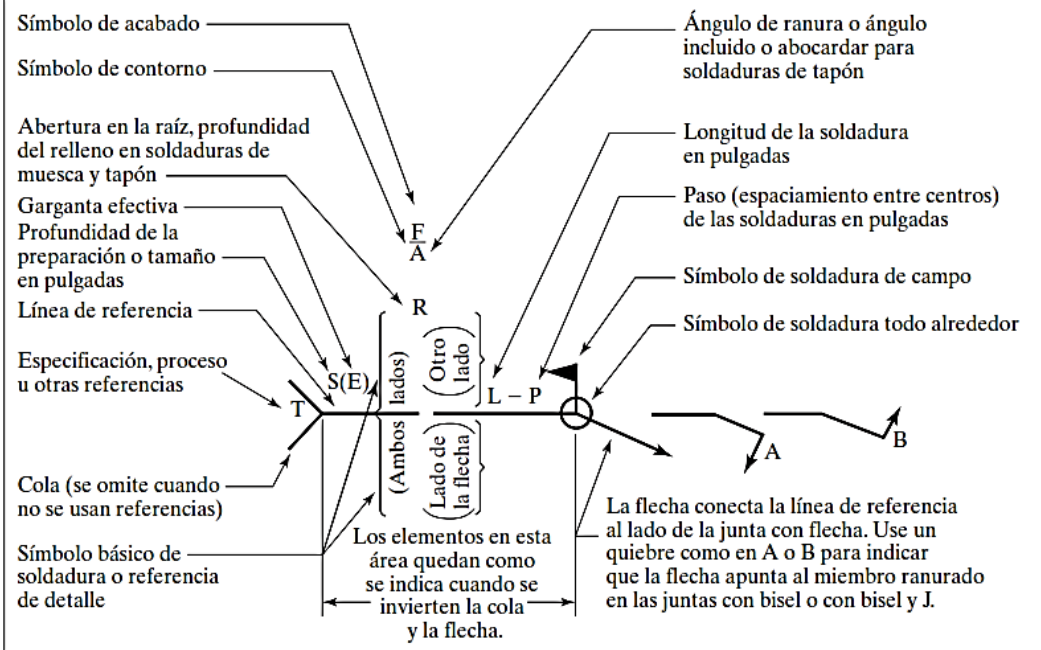
Símbolos básicos de soldadura

Posterior	Filete	Tapón o ranura	Ranura o a tope						
			Cuadrado	V	Bisel	U	J	Ensanchamiento en V	Ensanchamiento de bisel

Símbolos suplementarios de soldadura

Respaldo	Espaciado	Soldadura todo alrededor	Soldadura de campo	Contorno		Véase AWS A2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura
				Al ras	Convexo	

Posición estándar de los elementos de un símbolo de soldadura



Nota:
Tamaño, símbolo de la soldadura, longitud y espaciamiento deben leerse en ese orden de izquierda a derecha sobre la línea de referencia. Ni la orientación de la línea de referencia ni la posición de la flecha alteran esta regla.
El lado perpendicular de los símbolos ◺, V, Y, V, debe estar a la izquierda.
Las dimensiones de las soldaduras de filete deben mostrarse tanto en el lado con la flecha como en otro lado.
Los símbolos se aplican entre cambios bruscos en la dirección de la soldadura, a menos que se muestre el símbolo de "todo alrededor" o se indique algo diferente.
Estos símbolos no se refieren explícitamente al caso de ocurrencia frecuente en las estructuras, en donde material duplicado (por ejemplo, atiesadores) se localiza en el lado posterior de una placa de nudo o alma. Los fabricantes han adoptado la siguiente convención de estructuras: cuando en la lista de embarque del material en detalle se detecte la existencia de un miembro en el lado alejado, así como en el lado cercano, la soldadura mostrada para el claro cercano se duplicará para el lado alejado.

ANEXO 4: TakeOff conexiones empernadas

ITEM	DESCRIPCIÓN DE ELEMENTO	ANCHO(PLG.) / PATIN(PLG.)	ALTO(PLG.) / PERALTE(PLG.)	LONGITUD(MTS.)	ESPESOR(PLG.)	CEJA(PLG.)	CANT(UNDS.)	PESO(KGS/MT.)	PESO (KGS/PZ.)	PESO TOTAL(KGS.)
1) FUNDACIONES Y COLUMNAS.										
001	PLACA BASE PB-1 22"X13"3/4"	13.00	22.00		3/4		18.00		27.89	501.93
002	PLACA BASE PB-2 26"X16"X3/4"	16.00	26.00		3/4		9.00		40.56	365.04
003	COLUMNA CM-1 SECC VAR 6"X17.7"/6"X28"	6.00	17.70/28	7.40	patin:0.43"/alma:0.30"		18.00	VAR	455.06	8191.00
004	COLUMNA CM-2 21X55	8.22	20.80	10.05	P:0.52/A:0.37		9.00	81.94	823.48	7411.36
2) VIGAS, ARRIOSTRES Y CLAVADORES DE TECHO.										
005	VIGA VM-1-2 (SECCION CENTRAL)	6.00	20.80	11.20	P:0.61/A:0.47		18.00	84.56	947.12	17048.17
006	VIGA VM-1 SECCION UNIDA A CM1	6.00	29.5/20.8	3.40	P:0.61/A:0.47		18.00	VAR	333.07	5995.34
007	VIGA VM-1 SECCION UNIDA A CM2	6.00	29.5/29.8	2.00	P:0.61/A:0.47		18.00	VAR	195.93	3526.67
008	VIGA VM-2 W 10X17	4.01	10.1	6.00	P:0.33/A0.33		24.00	25.33	151.96	3647.02
009	VIGA VM-3 CAJA PERLIN 4"X6"X1/8"	4.00	6.00	6.00	1/8	5/8	18.00	12.84	77.04	1386.72
010	ARRIOSTRES L-1 ANGULAR 6"X6"X1/4"	6.00	6	3.68	1/4		48.00	15.03	55.33	2655.68
011	CLAVADOR DE TECHO PERLIN P-1 2"X6"X1/8"	2.00	6	49.75	1/8	5/8	30.00	6.42	319.40	9581.85

ITEM	DESCRIPCIÓN DE ELEMENTO	ANCHO(PLG.) / PATIN(PLG.)	ALTO(PLG.) / PERALTE(PLG.)	LONGITUD(MTS.)	ESPESOR(PLG.)	CEJA(PLG.)	CANT(UNDS.)	PESO(KGS/MT.)	PESO (KGS/PZ.)	PESO TOTAL(KGS.)

3) PLATINAS DE CONEXIONES EMPERNADAS

012	ATIEZADOR EN COLUMNA CM-1 PL 2.85"X25.62"X3/8"	2.85	25.62		3/8		36.00		3.56	128.14
013	ATIEZADOR EN COLUMNA CM-2 PL 17.7'"X3.92"X3/8"	3.92	17.7		3/8		36.00		3.38	121.77
014	PLACA DE CONEXIÓN DE COLUMNA CM-2 :38.72"X6.56"X3/4"	6.56	38.72		3/4		18.00		24.77	445.78
015	PLACA DE CONEXIÓN DE COLUMNA CM-1 CON VM-1 :34.33"X6"X3/4"	6	34.33		3/4		36.00		20.08	722.99
016	PLACA DE TOPE EN CM-1 26.37"X6"X3/8"	6	26.37		3/8		18.00		7.71	138.84
017	PLACA DE CONEXIÓN CM-1 CON VM-2 Y VM-2 CON CM-2 PL 7"X8.5"X3/8"	7	8.5		3/8		48.00		2.90	139.23
018	PLACA DE UNION DE ARRIOSTRE L-1 CON CM-1 Y CM-2 PA1 Y PA2 19.17"X11.73"X3/8"	19.17	11.73		3/8		22.00		10.96	241.17
019	PLACA DE UNION DE ARRIOSTRE L-1 CON VM-2 Y VM-3 PA-4 25.73"X18.24"X3/8"	25.73	18.24		3/8		28.00		22.88	640.62
020	PLACA DE UNION CENTRAL ENTRE ARRIOSTRES L-1 PA-3 38.79"X28.31"X3/8"	38.79	28.31		3/8		12.00		53.53	642.41
021	PLACA DE CONEXIÓN VM-3 CON CM-1 Y CM-2 ANGULAR L-2 3"X3"X1/8"	3	3	3	1/8		40.00	3.76	0.29	11.46
022	FIJADORES PARA CLAVADOR P-1 ANGULAR L-2 3"X3"X1/8"	3	3	3	1/8		270.00	3.76	0.29	77.33

PESO TOTAL (KGS.):	**63620.50**

4) PERNOS ESTRUCTURALES Y PERFORACIONES.

ITEM	DESCRIPCIÓN DE ELEMENTO	DIAMETRO(PLG.)	LONGITUD(PLG.)	LONGITUD(MTS.)	CANT PERNOS(UNDS.)	CANT PERFORACIONES(UNDS.)
023	PERNO F 1554 GR 55 Ø 3/4" CON 3 TUERCAS, 2 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION. EJES A,B,C.	3/4	20.00	0.51	108.00	108.00
024	PERNO A 325 Ø 1.2" X 2 3/4" DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	1/2	2.75	0.07	144.00	288.00
025	PERNO A 325 Ø 1.2" X 2 1/2" DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	1/2	2.50	0.06	108.00	216.00
026	PERNO A 325 Ø 3/4" X 1 1/2" DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	3/4	1.50	0.04	144.00	288.00
027	PERNO A 325 Ø 3/4" X 1 3/4" DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	3/4	1.75	0.04	66.00	132.00
028	PERNO A 325 Ø 3/4" X 1 3/4" DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	3/4	1.75	0.04	84.00	168.00
029	PERNO A 325 Ø 3/4" X 1 3/4" DE L CON 1 TUERCAS, 1 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION.	3/4	1.75	0.04	144.00	288.00

ANEXO 5: TakeOff conexiones soldadas

ITEM	DESCRIPCIÓN DE ELEMENTO	ANCHO(PLG.) / PATIN(PLG.)	ALTO(PLG.) / PERALTE(PLG.)	LONGITUD(MTS.)	ESPESOR(PLG.)	CEJA(PLG.)	CANT(UNDS.)	PESO(KGS/MT.)	PESO (KGS/PZ.)	PESO TOTAL(KGS.)
1) FUNDACIONES Y COLUMNAS.										
001	PLACA BASE PB-1 22"X13"3/4"	13.00	22.00		3/4		18.00		27.89	501.93
002	PLACA BASE PB-2 26"X16"X3/4"	16.00	26.00		3/4		9.00		40.56	365.04
003	COLUMNA CM-1 SECC VAR 6"X17.7"/6"X28"	6.00	17.70/28	7.40	patin:0.43" / alma:0.30"		18.00	VAR	455.06	8191.00
004	COLUMNA CM-2 21X55	8.22	20.80	10.05	P:0.52/A:0.37		9.00	81.94	823.48	7411.36
2) VIGAS, ARRIOSTRES Y CLAVADORES DE TECHO.										
005	VIGA VM-1-2 (SECCION CENTRAL)	6.00	20.80	11.20	P:0.61/A:0.47		18.00	84.56	947.12	17048.17
006	VIGA VM-1 SECCION UNIDA A CM1	6.00	29.5/20.8	3.40	P:0.61/A:0.47		18.00	VAR	333.07	5995.34
007	VIGA VM-1 SECCION UNIDA A CM2	6.00	29.5/29.8	2.00	P:0.61/A:0.47		18.00	VAR	195.93	3526.67
008	VIGA VM-2 W 10X17	4.01	10.1	6.00	P:0.33/A0.33		24.00	25.33	151.96	3647.02
009	VIGA VM-3 CAJA PERLIN 4"X6"X1/8"	4.00	6.00	6.00	1/8	5/8	18.00	12.84	77.04	1386.72
010	ARRIOSTRES L-1 ANGULAR 6"X6"X1/4"	6.00	6	3.68	1/4		48.00	15.03	55.33	2655.68
011	CLAVADOR DE TECHO PERLIN P-1 2"X6"X1/8"	2.00	6	49.75	1/8	5/8	30.00	6.42	319.40	9581.85
3) PLATINAS DE CONEXIONES SOLDADAS.										
012	ATIEZADOR EN COLUMNA CM-1 PL 2.85"X25.62"X3/8"	2.85	25.62		3/8		36.00		3.56	128.14
013	PLACA DE CONEXIÓN DE COLUMNA 34.33"X6"X3/4"	6	34.33		3/4		18.00		20.08	361.49
014	PLACA DE CONEXIÓN CM-1 CON VM-2 Y VM-2 CON CM-2 PL 7"X8.5"X3/8"	7	8.5		3/8		46.00		2.90	133.43
015	PLACA DE UNION ARRIOSTRE L-1 CON CM-1 PA-5 10.18"X10"X3/8"	10	10.18		3/8		16.00		4.96	79.40

016	PLACA DE UNION ARRIOSTRE L-1 CON CM-2 PA-6 9.79"X10"X3/8"	9.79	10		3/8		4.00		4.77	19.09
017	PLACA DE UNION CENTRAL EN ARRIOSTRES L-1 PA-7 18.47"X22.93"X3/8"	18.47	22.93		3/8		12.00		20.65	247.76
018	PLACA DE UNION ARRIOSTRE L-1 CON VM-3 PA-8 9.79"X10"X3/8"	9.84	16.8		3/8		20.00		8.06	161.18
019	PLACA DE CONEXIÓN VM-3 CON CM-1 Y CM-2 ANGULAR L-2 3"X3"X1/8"	3	3	3	1/8		40.00	3.76	0.29	11.46
020	FIJADORES PARA CLAVADOR P-1 ANGULAR L-2 3"X3"X1/8"	3	3	3	1/8		270.00	3.76	0.29	77.33
								PESO TOTAL (KGS.):		**61530.05**
								PESO TOTAL (TON.):		**61.53**

4) PERNOS ESTRUCTURALES.

ITEM	DESCRIPCIÓN DE ELEMENTO	DIAMETRO(PLG.)	LONGITUD(PLG.)	LONGITUD(MTS.)	CANT(UNDS.)
021	PERNO F 1554 GR 55 Ø 3/4" CON 3 TUERCAS, 2 ARANDELAS LISAS Y 1 ARANDELA DE PRESION. EJES A,B,C.	3/4	20.00	0.51	108.00

ANEXO 6: Resultados de combinaciones de cargas

Viga VM-2 crítica: ubicada en eje B entre los ejes 2 y 3, Resultantes por combinaciones de cargas

Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				in	kip	kip	kip	kip-in	kip-in	kip-in
Story1	B60	78	ELAST-1	4.11	-0.16	-0.161	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-1	232.11	-0.16	0.161	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-2	4.11	-2.422	-0.161	0	7.53E-06	0	0
Story1	B60	78	ELAST-2	232.11	-2.422	0.161	0	7.53E-06	0	0
Story1	B60	78	ELAST-3	4.11	2.223	-0.161	0	-7.53E-06	0	0
Story1	B60	78	ELAST-3	232.11	2.223	0.161	0	-7.53E-06	0	0
Story1	B60	78	ELAST-4	4.11	-7.842	-0.161	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-4	232.11	-7.842	0.161	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-5	4.11	7.643	-0.161	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-5	232.11	7.643	0.161	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-6	4.11	-0.095	-0.161	0	5.05E-05	0	0
Story1	B60	78	ELAST-6	232.11	-0.095	0.161	0	5.05E-05	0	0
Story1	B60	78	ELAST-7	4.11	-2.111	-0.161	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-7	232.11	-2.111	0.161	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-8	4.11	-2.383	-0.097	0	7.53E-06	0	0
Story1	B60	78	ELAST-8	232.11	-2.383	0.097	0	7.53E-06	0	0
Story1	B60	78	ELAST-9	4.11	2.263	-0.097	0	-7.53E-06	0	0
Story1	B60	78	ELAST-9	232.11	2.263	0.097	0	-7.53E-06	0	0
Story1	B60	78	ELAST-10	4.11	-7.802	-0.097	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-10	232.11	-7.802	0.097	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-11	4.11	7.683	-0.097	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-11	232.11	7.683	0.097	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-12	4.11	-0.055	-0.097	0	5.05E-05	0	0
Story1	B60	78	ELAST-12	232.11	-0.055	0.097	0	5.05E-05	0	0
Story1	B60	78	ELAST-13	4.11	-2.071	-0.097	0	0	0	0
Story1	B60	78	ELAST-13	232.11	-2.071	0.097	0	0	0	0

Viga VM-1 crítica: ubicada en eje 2 entre los ejes A y B, Resultantes por combinaciones de cargas

Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				in	kip	kip	kip	kip-in	kip-in	kip-in
Story1	B16	32	ELAST-1	13.404	-2.201	-3.894	2.80E-05	0.012	0.006	-308.59
Story1	B16	32	ELAST-1	666.647	-0.936	4.76	0.0002017	-0.011	-0.021	-595.429
Story1	B16	32	ELAST-2	13.404	-0.411	-2.504	0.0002125	0.027	0.013	-67.621
Story1	B16	32	ELAST-2	666.647	0.496	3.989	0.003	0.004	-0.384	-556.395
Story1	B16	32	ELAST-3	13.404	-2.885	-3.334	-0.00015	-0.004	-0.0003	-394.585
Story1	B16	32	ELAST-3	666.647	-1.896	3.138	-0.003	-0.025	0.372	-334.952
Story1	B16	32	ELAST-4	13.404	-1.194	-2.782	0.001	0.041	0.013	-178.076
Story1	B16	32	ELAST-4	666.647	-0.136	3.704	0.01	0.018	-1.251	-483.154
Story1	B16	32	ELAST-5	13.404	-2.102	-3.056	-0.00048	-0.018	0.001	-284.131
Story1	B16	32	ELAST-5	666.647	-1.263	3.423	-0.01	-0.039	1.238	-408.192
Story1	B16	32	ELAST-6	13.404	-4.78	-7.22	2.94E-05	0.021	0.011	-489.196
Story1	B16	32	ELAST-6	666.647	-2.524	8.346	0.0001853	-0.004	-0.02	-860.923
Story1	B16	32	ELAST-7	13.404	-4.136	-6.991	0.0004228	0.037	0.013	-553.227
Story1	B16	32	ELAST-7	666.647	-2.625	8.574	0.007	0.013	-1.002	-1074.16
Story1	B16	32	ELAST-8	13.404	0.248	-1.337	0.0002012	0.022	0.011	24.82
Story1	B16	32	ELAST-8	666.647	0.776	2.564	0.003	0.008	-0.382	-378.125
Story1	B16	32	ELAST-9	13.404	-2.226	-2.166	-0.00016	-0.008	-0.003	-302.144
Story1	B16	32	ELAST-9	666.647	-1.616	1.713	-0.003	-0.021	0.375	-156.683
Story1	B16	32	ELAST-10	13.404	-0.535	-1.614	0.001	0.037	0.01	-85.635
Story1	B16	32	ELAST-10	666.647	0.144	2.279	0.01	0.022	-1.248	-304.885
Story1	B16	32	ELAST-11	13.404	-1.443	-1.889	-0.00049	-0.023	-0.002	-191.689
Story1	B16	32	ELAST-11	666.647	-0.983	1.998	-0.01	-0.035	1.241	-229.923
Story1	B16	32	ELAST-12	13.404	-4.121	-6.052	1.80E-05	0.016	0.008	-396.755
Story1	B16	32	ELAST-12	666.647	-2.244	6.92	0.000153	0.001	-0.018	-682.653
Story1	B16	32	ELAST-13	13.404	-3.476	-5.824	0.00041	0.033	0.011	-460.785
Story1	B16	32	ELAST-13	666.647	-2.345	7.148	0.007	0.018	-1	-895.892

Columna CM-1 crítica: ubicada en eje 1 entre los ejes A y B, Resultantes por combinaciones de cargas

Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				in	kip	kip	kip	kip-in	kip-in	kip-in
Story1	C1	1	ELAST-1	0	-4.05	-1.112	-0.007	0.002	-0.34	-79.836
Story1	C1	1	ELAST-1	267.03	-3.224	-1.111	-0.009	-0.003	0.317	217.006
Story1	C1	1	ELAST-2	0	-3.007	0.048	-0.019	0.001	-0.885	76.253
Story1	C1	1	ELAST-2	267.03	-2.186	0.048	0.004	-0.006	0.667	63.355
Story1	C1	1	ELAST-3	0	-4.002	-1.865	0.006	0.001	0.237	-106.718
Story1	C1	1	ELAST-3	267.031	-3.171	-1.865	-0.022	0.002	-0.037	291.247
Story1	C1	1	ELAST-4	0	-3.33	-0.601	-0.034	0.001	-1.558	-20.892
Story1	C1	1	ELAST-4	267.031	-2.515	-0.601	0.019	-0.01	1.086	139.618
Story1	C1	1	ELAST-5	0	-3.679	-1.215	0.02	0.001	0.909	-109.573
Story1	C1	1	ELAST-5	267.031	-2.842	-1.215	-0.038	0.006	-0.456	214.984
Story1	C1	1	ELAST-6	0	-5.81	1.71	-0.013	0.004	-0.646	179.233
Story1	C1	1	ELAST-6	267.031	-4.985	-2.058	-0.003	-0.012	0.479	225.717
Story1	C1	1	ELAST-7	0	-8.039	-2.602	1.387	0.001	32.138	-186.903
Story1	C1	1	ELAST-7	267.031	-7.236	-2.602	-0.595	0.016	-24.258	507.929
Story1	C1	1	ELAST-8	0	-1.605	0.412	-0.016	0.0002364	-0.756	102.346
Story1	C1	1	ELAST-8	267.031	-1.115	0.412	0.008	-0.005	0.541	-7.565
Story1	C1	1	ELAST-9	0	-2.6	-1.501	0.008	0.001	0.367	-180.625
Story1	C1	1	ELAST-9	267.031	-2.1	-1.501	-0.018	0.003	-0.163	220.327
Story1	C1	1	ELAST-10	0	-1.928	-0.238	-0.031	0.001	-1.428	5.201
Story1	C1	1	ELAST-10	267.031	-1.444	-0.238	0.023	-0.009	0.96	68.697
Story1	C1	1	ELAST-11	0	-2.278	-0.852	0.023	0.000492	1.039	-83.48
Story1	C1	1	ELAST-11	267.031	-1.77	-0.852	-0.034	0.006	-0.582	144.064
Story1	C1	1	ELAST-12	0	-4.408	2.073	-0.011	0.004	-0.517	105.326
Story1	C1	1	ELAST-12	267.031	-3.914	-1.694	0.001	-0.011	0.353	154.797
Story1	C1	1	ELAST-13	0	-6.637	-2.239	1.389	0.001	32.268	-160.81
Story1	C1	1	ELAST-13	267.031	-6.164	-2.239	-0.591	0.017	-24.384	437.008

Columna CM-2 crítica: ubicada en eje 1 entre los ejes A y B, Resultantes por combinaciones de cargas

Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				in	kip	kip	kip	kip-in	kip-in	kip-in
Story1	C21	129	ELAST-1	0	-11.41	0	0.009	0	0.68	0
Story1	C21	129	ELAST-1	366.243	-9.655	0	0.003	0	-0.03	5.98E-06
Story1	C21	129	ELAST-2	0	-14.43	1.09	0.02	-0.002	2.438	22.583
Story1	C21	129	ELAST-2	366.243	-9.161	1.048	0.004	-0.001	-0.10	-169.62
Story1	C21	129	ELAST-3	0	-3.926	-1.09	-0.003	0.002	-1.15	-22.58
Story1	C21	129	ELAST-3	366.243	-5.555	-1.048	0.003	0.001	0.036	169.625
Story1	C21	129	ELAST-4	0	-26.69	0.327	0.046	-0.001	6.63	66.804
Story1	C21	129	ELAST-4	366.243	-13.36	0.315	0.004	-0.000354	-0.26	-50.91
Story1	C21	129	ELAST-5	0	8.334	-0.327	-0.029	0.001	-5.34	-66.804
Story1	C21	129	ELAST-5	366.243	-1.347	-0.315	0.003	0.0003551	0.196	50.91
Story1	C21	129	ELAST-6	0	-8.988	3.888	0.008	-0.017	0.634	33.897
Story1	C21	129	ELAST-6	366.243	-7.167	3.894	0.003	0.014	-0.03	-791.0
Story1	C21	129	ELAST-7	0	-25.81	0.0001064	0.054	-6.69E-06	6.166	0.022
Story1	C21	129	ELAST-7	366.243	-17.23	0.0001063	0.0002982	-6.98E-06	-0.24	-0.017
Story1	C21	129	ELAST-8	0	-10.76	1.09	0.016	-0.002	2.181	22.583
Story1	C21	129	ELAST-8	366.243	-6.218	1.048	0.002	-0.001	-0.08	-169.62
Story1	C21	129	ELAST-9	0	-0.254	-1.09	-0.006	0.002	-1.41	-22.58
Story1	C21	129	ELAST-9	366.243	-2.611	-1.048	0.002	0.001	0.049	169.625
Story1	C21	129	ELAST-10	0	-23.02	0.327	0.042	-0.001	6.373	66.804
Story1	C21	129	ELAST-10	366.243	-10.42	0.315	0.003	-0.00035	-0.24	-50.91
Story1	C21	129	ELAST-11	0	12.006	-0.327	-0.032	0.001	-5.60	-66.804
Story1	C21	129	ELAST-11	366.243	1.596	-0.315	0.001	0.0003549	0.209	50.91
Story1	C21	129	ELAST-12	0	-5.316	3.888	0.005	-0.017	0.378	33.897
Story1	C21	129	ELAST-12	366.243	-4.224	3.894	0.002	0.014	-0.01	-791.0
Story1	C21	129	ELAST-13	0	-22.14	0.0001065	0.05	-6.70E-06	5.91	0.022
Story1	C21	129	ELAST-13	366.243	-14.28	0.0001063	-0.001	-7.10E-06	-0.23	-0.017

Arriostre L-1 crítico: ubicada en eje B entre los ejes 1 y 2, Resultantes por combinaciones de cargas

Story	Beam	Unique Name	Load Case/Combo	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
				in	kip	kip	kip	kip-in	kip-in	kip-in
Story1	D57	195	ELAST-1	0	-0.397	-0.037	0	0	0	0
Story1	D57	195	ELAST-1	153.745	-0.315	0.061	0	0	0	-1.832
Story1	D57	195	ELAST-2	0	-3.215	-0.038	-0.021	-0.002	0	0
Story1	D57	195	ELAST-2	153.745	-3.133	0.061	-0.021	-0.002	3.252	-1.784
Story1	D57	195	ELAST-3	0	2.452	-0.037	0.021	0.002	0	0
Story1	D57	195	ELAST-3	153.745	2.534	0.062	0.021	0.002	-3.252	-1.902
Story1	D57	195	ELAST-4	0	-9.826	-0.038	-0.006	-0.001	0	0
Story1	D57	195	ELAST-4	153.745	-9.744	0.06	-0.006	-0.001	0.976	-1.645
Story1	D57	195	ELAST-5	0	9.063	-0.036	0.006	0.001	0	0
Story1	D57	195	ELAST-5	153.745	9.145	0.062	0.006	0.001	-0.976	-2.041
Story1	D57	195	ELAST-6	0	-0.374	-0.037	-0.003	-0.005	0	0
Story1	D57	195	ELAST-6	153.745	-0.292	0.061	-0.003	-0.005	0.488	-1.844
Story1	D57	195	ELAST-7	0	-10.32	-0.039	0	0	0	0
Story1	D57	195	ELAST-7	153.745	-10.24	0.06	0	0	0.0001746	-1.606
Story1	D57	195	ELAST-8	0	-3.063	-0.023	-0.021	-0.002	0	0
Story1	D57	195	ELAST-8	153.745	-3.013	0.036	-0.021	-0.002	3.252	-1.046
Story1	D57	195	ELAST-9	0	2.604	-0.022	0.021	0.002	0	0
Story1	D57	195	ELAST-9	153.745	2.654	0.037	0.021	0.002	-3.252	-1.165
Story1	D57	195	ELAST-10	0	-9.674	-0.024	-0.006	-0.001	0	0
Story1	D57	195	ELAST-10	153.745	-9.624	0.035	-0.006	-0.001	0.976	-0.908
Story1	D57	195	ELAST-11	0	9.215	-0.021	0.006	0.001	0	0
Story1	D57	195	ELAST-11	153.745	9.265	0.038	0.006	0.001	-0.976	-1.304
Story1	D57	195	ELAST-12	0	-0.221	-0.022	-0.003	-0.005	0	0
Story1	D57	195	ELAST-12	153.745	-0.172	0.037	-0.003	-0.005	0.488	-1.106
Story1	D57	195	ELAST-13	0	-10.17	-0.024	0	0	0	0
Story1	D57	195	ELAST-13	153.745	-10.12	0.035	0	0	0.0001747	-0.869

ANEXO 7: Planos