

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



COMPARACION DEL DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO
ESTRUCTURAL POR EL METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES
(ASD) Y EL DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

PRESENTADO POR:

NESTOR FRANCISCO GRANDE

RENE ALBERTO GRANDE

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE DE 2009.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR :

MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ

SECRETARIO GENERAL :

LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

SECRETARIO :

ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación Previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**COMPARACION DEL DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO
ESTRUCTURAL POR EL METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES (ASD) Y
EL DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)**

Presentado por :

NESTOR FRANCISCO GRANDE

RENE ALBERTO GRANDE

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docentes Directores :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

MSc. ING. CARLOS ALBERTO ESCOBAR FLORES

San Salvador, Septiembre de 2009.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores :

MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN

MSc. ING. CARLOS ALBERTO ESCOBAR FLORES

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Por haberme dado la viga y estar cada día a mi lado, haciendo que este espacio temporal sobre la tierra se convierta en un reto por superar y aprender. Por lo bendecido que he sido al tener mas que lo que merezco. Gracias.

A MI MADRE: Rosa Amelia Grande Mendoza, que representa una bendición para mi, Un Pilar que sostiene mi estructura; por su amor, sacrificio y por haberme enseñados los valores fundamentales para ser una persona de bien, por haberme enseñado la disciplina como base fundamental para el éxito y finalmente por haberme dado la mejor herencia que se puede pedir, “el conocimiento”.

A MIS HERMANOS: Rafael Alberto Cortez Grande por el apoyo incondicional en los estudios y los diferentes pasajes de la vida, por ser la imagen a superar. A mi hermano gemelo Rene Alberto Grande, por su apoyo incondicional en las buenas y las malas, por ser mi competencia que hace que saque y demuestre lo mejor de mi, por ser mi otro yo. Por ser un “Grande”

FAMILIARES: Por su apoyo incondicional, especialmente a la memoria de mi queridísima abuela Transito Mendoza de Grande, quien durante sus años de vida nos brindó todo su apoyo, al mismo tiempo agradezco al Lic. Cesar García, Licda. Sonia García y familia que nos brindaron todo su apoyo para poder culminar con éxito este trabajo de graduación.

ASESORES: Le agradezco muy especialmente a mis tres asesores, el Ing. Fredy Orellana, Ing. Luis Nosiglia e Ing. Carlos Escobar, por su valioso apoyo, conocimiento y por su orientación, que hicieron que este trabajo de graduación tenga la calidad esperada.

A MIS AMIGOS y COLEGAS:

Ing. Sulma Pineda, una de bendición en esta vida, por su apoyo incondicional en las buenas y las malas, por ser como el tercer integrante (anónimo) de este trabajo de graduación. Al Ing. Edgar Bodewig, jefe y amigo, quien sin interés alguno me dio un gran apoyo, brindándome muchos de los recursos que necesité para poder culminar este trabajo de graduación. A todos mis amigos: Arq. Claudia Molina, Ing. Ivonne Candray, Ing. Reynaldo Pazzuelo, Ing. Lidia Marengo y Mauricio Minero.

Néstor Francisco Grande.

AGRADECIMIENTO ESPECIALES

Agradezco a nuestros asesores del trabajo de graduación los ingenieros: Msc.Ing. Fredy Fabricio Orellana (coordinador), Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Duran, Ing. Carlos Alberto Escobar Flores, por el apoyo constante y esmerado en la elaboración de este trabajo. Así también por el tiempo valioso que prestaron como profesionales en sus áreas respectivas para orientarnos en la elaboración de este trabajo de graduación sin ningún interés.

Agradezco a la Ing. Sulma Pineda, porque desde que la conocí, ha sido un apoyo en todo sentido y de las personas a las cuales puedo llamar “amiga”, porque se que el apoyo y ayuda recibida a sido de forma natural, muchas gracias sulma, que Dios te bendiga.

Agradezco de igual manera al Lic. Cesar García, por la ayuda prestada en el trabajo de graduación, así mismo al Ing. Edgar Bodewig mi jefe, quien nos entrego todo su apoyo para la realización de la tesis y quien a estado pendiente de ayudarnos para la culminación de la misma, muchas gracias.

Agradezco de una forma muy especial a la Arq. Claudia Molina, por toda la ayuda dada a mi persona y porque ha sido un apoyo en todo momento desde que la conocí, muchas gracias.

Agradezco de una forma muy especial a mi hermano Néstor Francisco Grande, por ser parte del éxito de culminar el trabajo de graduación, por ser la persona con la que hemos “Guerreado”, cada día para alcanzar nuestras metas, por ser la persona que Dios me dio para crecer, muchas gracias mi hermano bendiciones y éxitos.

DEDICATORIA

A DIOS TODOPODEROSO: Mi padre celestial, que ha estado conmigo siempre y me ha ayudado en todo momento. Gracias mi Dios por haberme bendecido y por que lo seguirás haciendo, gracias por darme la vida que he tenido, por ayudarme a cumplir cada unas de mis metas, siento la culminación de mi tesis una de ellas. De igual manera agradezco al Santo Padre Cosme Pezzotto, por haber intercedido ante mi Dios para mis suplicas, muchas gracias.

A MI MADRE: Rosa Amelia Grande Mendoza, por su amor, sacrificio y por enseñarme día con día los valores morales y religioso y por ser la persona que me a dado en todo momento un apoyo incondicional. Le estaré agradecido toda mi vida por haber hecho de mi y de mis hermanos las personas que somos, muchas gracias mama.

A MI ABUELA: Transito Mendoza Viuda de Grande, mi segunda madre, de quien estaré agradecido por toda mi vida por todos los valores morales, religiosos y sabiduría transmitida. Abuela muchas gracias por seguirme cuidando y guiándome desde el cielo.

A MI FAMILIA: Por estar siempre pendiente de mi y mis hermanos, por darme ánimos a seguir adelante y por estar siempre en todo momento, en las buenas y en las malas, muchas gracias a mi familia “Grande”.

A MIS AMIGOS: Ing. Sulma Pineda, Arq. Claudia Molina, Ing. Reynaldo Pazuelo, Ing. Mauricio Minero, Ing. Ivonne Candray por todos los buenos y malos momentos pasados y porque de una u otra forma me han ayudado, muchas gracias.

A MIS COMPAÑEROS: A todos los compañeros de trabajo que me han ayudado muchas gracias, así como a mis compañeros de estudios, con los cuales nos hemos desvelado por salir adelante, muchas gracias. :

René Alberto Grande.

INDICE.

CAPITULO I: GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCION.....	2
1.2 ANTECEDENTES.....	4
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	9
1.4 OBJETIVOS.....	10
1.5 ALCANCES.....	11
1.6 LIMITACIONES.....	12
1.7 JUSTIFICACIONES.....	13
CAPITULO II: COMBINACIONES DE CARGA	14
2.1 DEFINICIÓN.....	15
2.2 REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES.....	16
2.3 COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN EL AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).....	19
2.3.1 METODO ASD.....	20
2.3.2 METODO LRFD.....	21
2.4 COMBINACIONES DE CARGA.....	21
2.4.1 COMENTARIOS.....	24

2.5 EJEMPLO COMBINACION DE CARGAS.....	25
CAPITULO III: MIEMBROS EN TENSION.....	34
3.1 INTRODUCCION.....	35
3.2 COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN TENSION.....	37
3.3 PRINCIPIO DE DISEÑO.....	39
3.4 AREA GRUESA.....	40
3.5 ÁREA NETA.....	40
3.6 ÁREA NETA EFECTIVA.....	42
3.7 EFECTO DEL PATRÓN DE LA COLOCACIÓN DE LOS TORNILLOS EN CONEXIONES.....	46
3.8 BLOQUE DE CORTANTE.....	48
3.9 METODOLOGÍA DE DISEÑO.....	50
3.10 SELECCIÓN DE UN MIEMBRO A TENSION USANDO TABLAS.....	56
3.11 ESTADOS LÍMITES GOBERNANTES EN MIEMBROS A TENSION.....	56
3.12 EJEMPLO DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A TENSION.....	58
3.13 COMENTARIO DE LOS EJEMPLOS DE MIEMBROS EN TENSION.....	84
CAPITULO IV: MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION AXIAL.....	86
4.1 GENERALIDADES.....	87

4.2 PERFILES USADOS PARA COLUMNAS.....	88
4.3 EFECTOS DE COLUMNAS LARGAS, CORTAS E INTERMEDIAS.....	91
4.4 CONDICIONES DE APOYOS EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS Y SU INFLUENCIA EN EL PROCESO DE CÁLCULO.....	93
4.5 EMPALMES DE COLUMNAS.....	101
4.6 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS.....	103
4.7 EJEMPLO DE DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESION.....	109
4.8 COMENTARIOS DE EJEMPLOS DE MIEMBROS A COMPRESION.....	117
CAPITULO V: VIGAS	118
5.1 INTRODUCCION.....	119
5.2 PERFILES USADOS EN VIGAS.....	119
5.3 ESFUERZOS DE FLEXION Y MOMENTO PLASTICO.....	121
5.4 CLASIFICACION DE LOS PERFILES.....	125
5.5 RESISTENCIA A FLEXION DE LOS PERFILES COMPACTOS.....	130
5.6 RESISTENCIA A FLEXION DE LOS PERFILES NO COMPACTOS.....	137
5.7 RESISTENCIA A FLEXION DE PERFILES COMPACTOS O NO COMPACTOS DEL ALMA FLEXIONADOS CON RESPECTO A SU MAYOR EJE.....	138
5.8 RESISTENCIA A FLEXION DE PERFILES TUBULARES HSS CUADRADOS Y RECTANGULARES.....	142

5.9 RESISTENCIA A FLEXION DE PERFILES HSS REDONDOS.....	143
5.10 CORTANTE EN VIGAS.....	143
5.11 RESISTENCIA A CORTANTE DE VIGAS.....	148
5.12 DEFLEXION EN VIGAS.....	150
5.13 DISEÑO DE VIGAS.....	151
5.14 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS.....	163
CAPITULO VI: MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION Y CARGA AXIAL.....	173
6.1 GENERALIDADES.....	174
6.2 ECUACIONES DE INTERACCION.....	175
6.3 FACTORES DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS.....	178
6.4 DISEÑO DE VIGAS- COLUMNAS.....	183
6.5 EJEMPLO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESION.....	189
CAPITULO VII: CONEXIONES.....	195
7.1 DEFINICION.....	196
7.2 DAÑOS EN LAS CONEXIONES.....	201
7.3 CONEXIONES ATORNILLADAS.....	203
7.3.1 DEFINICION.....	203
7.3.2 FALLAS DE TORNILLOS.....	206

7.3.3 FORMAS DE CARGA DE TRABAJO DE LOS TORNILLOS.....	208
7.3.4 METODOS DE INSTALACIÓN DE TORNILLOS.....	210
7.3.5 ESPECIFICACIONES AISC PARA CONEXIONES ATORNILLADA.....	213
7.3.6 DISEÑOS DE CONEXIONES ATORNILLADAS.....	215
7.4 CONEXIONES SOLDADAS.....	219
7.4.1 DEFINICION.....	219
7.4.2 PROCESOS DE SOLDADURA.....	220
7.4.3 TIPOS DE SOLDADURAS.....	223
7.4.4 ESPECIFICACIONES AISC PARA CONEXIONES SOLDADAS.....	225
7.4.5 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS.....	231
7.5 DISEÑO DE LOS MIEMBROS CONECTADOS.....	238
7.6 CONEXIONES EN EDIFICIOS.....	241
7.6.1INTRODUCCION.....	241
7.6.2 CONEXIONES TIPICAS EN EDIFICIOS.....	242
7.6.3 DISEÑO DE CONEXIONES RESISTENTES A MOMENTOS.....	251
7.7 EJEMPLO DE CONEXIONES RESISTENTES A MOMENTOS.....	254
CAPITULO VIII: VIGAS COMPUESTAS.....	268
8.1GENERALIDADES.....	269

8.2 ANCHO EFECTIVO DE PATINES.....	269
8.3 ESFUERZOS CORTANTES.....	270
8.4 RESISTENCIA DE VIGAS COMPUESTAS CON CONECTORES DE CORTANTE.....	271
8.4.1 Resistencia a flexión positiva.....	271
8.4.2 Resistencia a flexión negativa.....	272
8.5 ESFUERZO DE VIGAS COMPUESTAS CON FORMALETAS DECK DE ACERO.....	272
8.6 CONECTORES DE CORTANTE.....	274
8.7 METODOLOGIA DE DISEÑO.....	279
8.7.1 DISEÑO DE VIGA COMPUESTA.....	279
8.7.2 METODOLOGIA PARA EL DISEÑO DE CONECTORES DE CORTANTE.....	282
8.8 EJEMPLO VIGA COMPUESTA.....	283
CAPITULO IX: DISEÑO DE ELEMENTOS TRADICIONALES DE ESTRUCTURA DE	
TECHO.....	292
9.1 GENERALIDADES.....	293
9.2 ANÁLISIS DE VIGAS.....	296
9.3 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO.....	299
9.3.1 VIGAS METÁLICAS DE ALMA ABIERTA “VIGAS MACOMBER”.....	299
9.3.2 POLINES ESPACIALES.....	306
9.3.3 POLINES TIPO “C”.....	312

9.3.4 TIRANTES.....	316
9.3.5 TENSORES HORIZONTALES.....	318
9.4 EJEMPLOS DE APLICACION.....	320
9.4.1 EJEMPLO DEL DISEÑO DE VIGAS MACOMBER.....	320
9.4.2 EJEMPLO DEL DISEÑO DE POLIN ESPACIAL.....	331
9.4.3 EJEMPLO DEL DISEÑO DE POLIN “C”.....	341
9.4.4 EJEMPLO DEL DISEÑO DE TIRANTES.....	346
9.4.5 EJEMPLO DEL DISEÑO DE TENSORES HORIZONTALES.....	349
 CAPITULO X: EJEMPLO DEL DISEÑO DE UN EDIFICIO UTILIZANDO METODOLOGIAS	
DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO.....	354
10.1 INTRODUCCION.....	355
10.2 PRESENTACION DEL EDIFICIO A MODELAR.....	355
10.3 CARGAS DE DISEÑO.....	358
10.4 ASIGNACION DE PROPIEDADES DEL SISTEMA AL MODELO EN SOFTWARE	
ETABS.....	363
10.5 DISEÑO DEL EDIFICIO POR SOFTWARE ETABS.....	372
10.5.1 Metodología de Esfuerzos admisibles (ASD).....	372
10.5.2 Metodología por factores de carga y resistencia (LRFD).....	381
10.6 DISEÑO DE CONEXIONES.....	390

10.6.1 CONEXIONES EMPOTRADAS METODO ASD.....	390
10.6.2 CONEXIONES EMPOTRADAS METODO LRFD.....	399
10.6.3 CONEXIONES ARTICULADAS METODO ASD.....	408
10.6.4 CONEXIONES ARTICULADAS METODO LRFD.....	412
10.7 CUBIERTA DE TECHO.....	415
10.7.1 Metodología de esfuerzos admisibles (ASD).....	415
10.7.2 Metodología por factores de carga y resistencia (LRFD).....	425
10.8 DISEÑO DE CONEXIÓN PLACA BASE DE COLUMNA PARA CONDICION DE APOYOS EMPOTRADOS.....	435
10.8.1 METODO ASD.....	435
10.8.2 METODO LRFD.....	443
10.9 DISEÑO DE CONEXIÓN PLACA BASE DE COLUMNA PARA CONDICION DE APOYOS ARTICULADOS.....	450
10.9.1 METODO ASD.....	450
10.9.2 METODO LRFD.....	455
CAPITULO XI: CONCLUSIONES.....	459
CAPITULO XII: RECOMENDACIONES.....	464
ANEXOS.....	468
BIBLIOGRAFIA.....	515

CAPITULO I
GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCION.

El presente documento contiene la información correspondiente al trabajo de graduación **“COMPARACION DEL DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL POR EL METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES (ASD) Y EL METODO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)”**.

En el caso particular del capítulo I “Generalidades”, se encuentra la base que fundamenta la importancia de realizar el presente trabajo de graduación por medio del anteproyecto, el cual esta constituida por planteamiento del problema, alcances, limitaciones, objetivos y justificaciones.

El capítulo II “Combinaciones de carga” muestra las combinaciones de carga que propone nuestro reglamento para la seguridad estructural de las construcciones del año 1997 y las combinaciones de carga propuestas por el instituto americano de construcción en acero (AISC) del año 2005, se realiza una comparación cuantitativa de las combinaciones de carga establecida con nuestro Reglamento como por el AISC 2005 por medio de ejemplos prácticos reales.

El capítulo III “Miembros a tensión”, muestra la base teórica sobre el diseño de estos elementos, así como también se da las metodologías de diseño que se deben seguir para poder realizar un diseño adecuado de estos miembros. Por ultimo se presentan ejemplos prácticos del diseño de los miembros a tensión (obtenido del análisis de una estructura real).

El capítulo IV “Miembros sometidos a compresión”, se da la base teórica sobre el diseño de estos miembros por ambas metodologías acorde a lo estipulado en el AISC 2005, además se muestran las actualizaciones que presenta la especificación AISC 2005 con respecto a la ultima edición publicada para el diseño de miembros a compresión. Al final de este capítulo se presentan ejemplos prácticos del diseño de los elementos sometidos a compresión haciendo uso de las tablas de diseño de columnas.

El capítulo V “Miembros sometidos a flexión” se da la base teórica sobre el diseño por ambas metodologías acorde al AISC 2005, para vigas compactas, y no compactas, utilizando tanto las tablas de diseño, así como también los diagramas. Al final de el capítulo se presentan un ejemplo practico para el diseño de elementos sometidos a flexión.

El capítulo VI “Miembros sometidos a flexión y carga axial”, se da la base teórica sobre el diseño por ambas metodologías acorde a lo estipulado en el AISC 2005, además se muestran las tablas que incorpora el AISC 2005 para el diseño de vigas columnas, como una novedad ante las publicaciones pasadas, las cuales no las incluían. Al final de este capítulo se presentan ejemplos prácticos del diseño de los elementos sometidos a flexión y carga axial.

El capítulo VII “Conexiones”, se da la base teórica para el diseño de las conexiones por ambas metodologías acorde a lo estipulado en el AISC 2005, ya sean estas empalmadas, soldadas o una combinación de ambas, así mismo nos detalla los diferentes tipos de conexiones utilizadas en edificios. Al final del capítulo se muestra un ejemplo práctico del diseño de una conexión viga-columna de un edificio.

El capítulo VIII “Vigas Compuestas”, se da la base teórica sobre el diseño de vigas compuestas y el diseño de los conectores de cortante. Al final del capítulo se muestra un ejemplo práctico del diseño de una viga compuesta de un edificio en condiciones reales.

El capítulo IX “Diseño de elementos tradicionales de estructuras de techo”, se da la base teórica sobre el diseño de los elementos que puede estar compuesto una estructura de techo: vigas macizas, pólic, pólic espacial, tirantes, y arriostamientos horizontales. Al final de cada elemento expuesto se realiza un ejemplo de aplicación de los mismos.

El capítulo X “Ejemplo de diseño de un edificio utilizando metodologías de diseño en estructuras de acero”, en este capítulo se pone en práctica toda la base teórica estudiada en los capítulos anteriores, para lo cual se analiza y se diseña por medio del Software estructural Etabs 9.4V, un edificio con condiciones reales, para poder establecer una comparación del diseño de estructuras de acero por cada metodología: método ASD y método LRFD.

El capítulo XI “Conclusiones”, se analizan los resultados obtenidos y se llega a establecer las comparaciones de los métodos de diseño, así como también, se analiza a profundidad los cambios observados por el manual y especificaciones del AISC 2005 en comparación con las versiones anteriores.

El capítulo XII “Recomendaciones”, en este capítulo se sugiere lo que a nuestro punto de vista es necesario considerar al momento del diseño como el de la construcción.

1.2 ANTECEDENTES

Primeros usos del hierro y el acero

Aunque el primer metal que usaron los seres humanos probablemente fue algún tipo de aleación de cobre, tal como el bronce (hecho a base de cobre, estaño y algún otro aditivo), los avances más importantes en el desarrollo de los metales han ocurrido en la fabricación y uso del hierro y del acero. Actualmente, el hierro y el acero comprenden casi el 95% en peso de todos los metales producidos en el mundo.

A pesar de los esfuerzos de los arqueólogos durante muchas décadas, no ha sido posible descubrir cuándo se usó el hierro por primera vez. Los arqueólogos encontraron una daga y un brazalete de hierro en la Gran Pirámide de Egipto y afirman que la edad de éstos era por lo menos de 5000 años. El uso del hierro ha tenido una gran influencia en el avance de la civilización desde los tiempos más remotos y probablemente la seguirá teniendo en los siglos venideros. Desde el principio de la edad de hierro, alrededor del año 1000 A.C., el progreso de la civilización en la paz y en la guerra ha dependido mucho de lo que el hombre ha sido capaz de hacer con el hierro. En muchas ocasiones su uso ha decidido el resultado de enfrentamientos militares. Por ejemplo, durante la batalla de Maratón en Grecia, en el año 490 A.C., los atenienses, en inferioridad numérica, mataron 6400 persas y perdieron sólo 192 de sus propios soldados. Cada uno de los soldados victoriosos llevaba 57 libras de armadura de hierro durante la batalla. (Fue en esta batalla en la que Feidípides corrió aproximadamente 40 km hasta Atenas, muriendo al llegar después de anunciar la victoria.) Esta batalla supuestamente salvó a la civilización griega durante muchos años.

Según la teoría clásica sobre la primera producción de hierro en el mundo, hubo una vez un gran incendio forestal en el Monte Ida en la antigua Troya (la actual Turquía) cerca del mar Egeo. El terreno supuestamente era muy rico en depósitos ferrosos y el calor del fuego produjo una forma primitiva de hierro a la que se le pudo dar diversas formas, al golpearla. Muchos historiadores creen, sin embargo, que el hombre aprendió a usar primero el hierro que cayó a la Tierra en forma de meteoritos. Con frecuencia el hierro de los meteoritos está combinado con níquel, resultando entonces un metal más duro. Posiblemente

los primeros pobladores del planeta forjaron este material para convertido en armas y herramientas primitivas.

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente menos del 1 %. También contiene pequeños porcentajes de algunos otros elementos. Aunque se ha fabricado acero desde hace 2000 o 3000 años, no existió un método de producción económico sino hasta la mitad del siglo XIX.

El primer acero seguramente se obtuvo cuando los otros elementos necesarios para producirlo se encontraron presentes por accidente cuando se calentaba el hierro. Con el paso de los años, el acero se fabricó muy probablemente calentando hierro en contacto con carbón vegetal. La superficie del hierro absorbió algo de carbono del carbón vegetal que luego se martilló en el hierro caliente. Al repetir este proceso varias veces, se obtuvo una capa exterior endurecida de acero. De esta manera se produjeron las famosas espadas de Toledo y Damasco.

El primer hombre en producir acero en grandes cantidades fue Sir Henry Bessemer de Inglaterra. Recibió una patente inglesa para su proceso en 1855, pero sus esfuerzos para conseguir una patente en los Estados Unidos no tuvieron éxito, ya que se probó que William Kelly de Eddyville, Kentucky, había producido acero mediante el mismo proceso siete años antes de que Bessemer solicitara su patente inglesa. Kelly recibió la patente, pero se usó el nombre Bessemer para el proceso.

Kelly y Bessemer se percataron de que un chorro de aire a través del hierro fundido, quemaba la mayor parte de las impurezas en el metal. Desafortunadamente, el chorro de aire eliminaba algunos elementos provechosos como el carbono y el manganeso. Después se aprendió que esos elementos podían restituirse añadiendo hierro especular, que es una aleación de hierro, carbono y manganeso; se aprendió además que, con la adición de piedra caliza en el convertidor, podía removerse el fósforo y la mayor parte del azufre.

El convertidor Bessemer se usó en los Estados Unidos. Hasta principios de este siglo, pero desde entonces se ha reemplazado con mejores métodos como el proceso de hogar abierto y el de oxígeno básico.

Gracias al proceso Bessemer, en 1870 ya se podía producir en grandes cantidades acero estructural al carbono y por 1890 el acero era el principal metal estructural usado en los Estados Unidos.

El primer uso del acero para una estructura tuvo lugar en Shropshire, Inglaterra (200 Km al noroeste de Londres) en 1779; ahí fue construido con hierro fundido el puente Coalbrookdale en arco de 100 pies de claro sobre el río Severo. Se dice que este puente (aún en pie) fue un punto crítico en la historia de la ingeniería porque cambió el curso de la Revolución Industrial al introducir el hierro como material estructural. Supuestamente este hierro era cuatro veces más fuerte que la piedra y treinta veces más fuerte que la madera.

Muchos otros puentes de hierro fundido se construyeron en las décadas siguientes; pero después de 1840 el hierro dulce más maleable empezó a reemplazar al hierro fundido. El desarrollo del proceso Bessemer y avances subsecuentes como el proceso de hogar abierto, permitió la fabricación de acero a precios competitivos, lo que estimuló el increíble desarrollo que ha tenido lugar en los últimos 100 años del acero estructural.

Las construcciones a base de acero estructural datan desde años muy remotos como ya se describió anteriormente, pero no fue hasta la fundación del American Institute of Steel Construction (AISC) que comenzó cierto tipo de control tanto en los procesos de diseño como de supervisión de construcciones a base de este material.

El American Institute of Steel Construction fue fundado en el año de 1921, es la especificación técnica y organización de comercio no lucrativa para la industria de la fabricación del acero estructural en los Estados Unidos y adoptado por casi todos los países latinoamericanos como especificación para el diseño y control de construcciones de edificios, puentes y temas relacionados al acero estructural. La jefatura y comandancia esta a cargo de ejecutivos e ingenieros los cuales tienen su domicilio en Chicago.

El instituto es apoyado por 4 clases de membrecías: miembros activos en la fabricación, producción y ventas de acero estructural; miembros asociados quienes incluyen constructores, diseñadores, consultores relacionados con la industria, diseñadores de software y fabricantes de productos de acero; miembros profesionales los cuales son individuales o dueños de firmas en la practica de

ingeniería y arquitectura, en esta clase se incluyen profesores de ingeniería y arquitectura; y por último miembros afiliados quienes incluyen contratistas en general, inspectores de edificios y oficiales del código. El aporte financiero es apoyado por la participación de miembros de la ingeniería, investigaciones y el desarrollo de actividades que el instituto realiza a fin de ir actualizando e incrementando el nivel de conocimiento acerca del acero estructural en general, todo lo anterior hace posible la publicación de este manual de construcción de acero.

El objetivo del instituto es hacer al acero estructural como una opción de material de construcción, para llegar a ser el líder técnico en lo relacionado al acero estructural y actividades de mercado de construcción, incluyen especificaciones y desarrollos de códigos, investigaciones, asistencia técnica, certificación de calidad, estandarización y desarrollo del mercado. El AISC tiene una larga tradición del servicio de la industria de la construcción del acero, suministrando información segura y oportuna.

Para lograr estos objetivos, el instituto publica manuales, guías de diseño y especificaciones. Estas especificaciones tienen una alta posición con respecto a la literatura de ingeniería. Lo más excepcional de las especificaciones AISC, son las especificaciones para la construcción del acero estructural y los códigos prácticos para la construcción de edificios y puentes.

El instituto también publica información técnica y artículos oportunos en los periódicos de ingeniería en línea que tienen en su página de Internet, series de guías de diseño, revistas modernas para la construcción del acero, reportes de investigaciones y artículos diarios. Casi toda la información disponible y publicada por el AISC puede ser descargada en el sitio oficial de esta www.aisc.org

La especificación AISC para el diseño de edificios en acero, desde una primera versión realizada el año 1923, basada en el método de Esfuerzos Admisibles (ASD) ha evolucionado a lo que hoy se denomina el método de diseño basado en Factores de Carga y Resistencia (LRFD), metodología que fue introducida por primera vez el año 1986, lo cual hace que la mayoría de estructuras de acero existentes hayan sido diseñadas por método de esfuerzos admisibles.

El último manual del AISC fue publicado en el año del 2005 lo cual corresponde a su tercera edición, lo más relevante de esta última publicación es nuevamente la incorporación del método de diseño por esfuerzo admisibles (ASD) junto con el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), lo cual muestra la importancia que tienen ambos métodos y toma en contradicción lo que mucho se pensaba acerca del método ASD (que iba a desaparecer tal como en el método de diseño de estructuras de concreto), de manera tal que actualmente ambos métodos de diseño están normados y origina el uso de ambos métodos en los procesos de diseño de estructuras de acero.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Muchos son los libros encargados en la enseñanza de los métodos de diseño de elementos tradicionales en estructuras de acero, pero pocos aquellos que se encargan de comparar las dos metodologías de diseño utilizadas en nuestro país, lo cual genera ciertas incertidumbre al momento del proceso de diseño tales como ¿Por qué actualmente el American Institute of Steel Construction (principal especificación que rige el diseño en acero estructural) en su última edición provee como alternativa de diseño ambas metodologías, poniendo a disposición del diseñador su criterio en la elección del método, cuando en cada publicación desde su año de fundación en 1921 provee solo un tipo de método (iniciando con el método de esfuerzos admisible –ASD- y a partir de 1986 se propuso el método de factores de carga y resistencia –LRFD-)?, ¿es que acaso ambas metodologías proporcionan los mismos resultados, de manera que estos han sido calibrados para que el diseño que se obtienen como producto final sean iguales?; estas y muchas otras incertidumbres generan desconfianza a la hora de la elección del método de diseño a utilizar, lo cual reducen la posibilidad de conseguir los objetivos finales de todo diseño estructural tales como ser seguros, funcionales y económicos.

Muchos expertos en la materia afirman que el método de factores de carga y resistencia (LRFD) genera diseños más económicos que los realizados con el método de esfuerzos admisibles (ASD), pero ninguno muestra resultados tangibles que comprueben dicha afirmación. Por otra parte, existe una gran necesidad de conocer el proceso de diseño de las estructuras primarias y secundarias de techo, cuya demanda es casi constante en cualquier tipo de construcción (construcciones de concreto reforzado como de acero estructural), dichos temas no son profundizados en las materias encargadas del diseño como consecuencia del tiempo y la gran cantidad de temas a cubrir.

1.4 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL.

- ◆ Llegar a establecer la comparación de las dos metodologías propuestas por el American Institute of Steel Construction para el diseño de los elementos de acero estructural “METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES (ASD)” y “METODO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)”, de manera de establecer que metodología provee diseños más económicos y menos sobre dimensionados.

OBJETIVO ESPECIFICOS.

- ◆ Mostrar la metodología de diseño de Esfuerzos Admisibles (ASD) y criterios generales para el diseño de los diferentes elementos de Acero Estructural (Columnas, vigas, placas de conexiones, etc.) que conforman parte de la estructura principal del edificio.
- ◆ Mostrar la metodología de diseño de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y criterios generales para el diseño de los diferentes elementos de Acero Estructural (Columnas, vigas, Placas de conexiones, etc.) que conforman parte de la estructura principal del edificio a diseñar.
- ◆ Llegar a establecer la comparación en base al diseño de cada uno de los elementos estructurales por ambos métodos, de manera de llegar a determinar que metodología de diseño provee diseños más económicos y menos sobre dimensionados.
- ◆ Llegar a establecer la metodología de diseño de las estructuras primarias y secundarias de techo, desde la asignación de carga hasta el proceso final y revisión de las mismas, de manera de complementar la asignatura de diseño de estructuras de acero.
- ◆ Servir como material de apoyo, para la cátedra de estructuras de acero

1.5 ALCANCES

El presente trabajo de graduación pretende comparar y dar a conocer de manera técnica las dos metodologías existentes y utilizadas en los diseños a base de acero estructural, las cuales son: El método de esfuerzos admisibles (ASD) y el de factores de carga y resistencia (LRFD), dicha comparación servirá para poder evaluar que método de diseño proporciona los tres requisitos fundamentales: “seguridad, funcionalidad y economía”, tomando mas en cuenta el ultimo requisito como dicho fin de comparación. Además dicho trabajo de graduación podrá servir como una guía complementaria a la cátedra de “Estructuras de Acero”.

La comparación técnica de los métodos se hará mostrando los procesos de diseño de diferentes elementos estructurales utilizados en las construcciones a base de acero es tructural y se evaluara al final de cada diseño los resultados obtenidos. Además se mostrara el proceso de diseño de diferentes elementos primarios y secundarios utilizados como estructura de soporte de techos lo cual es muy importante para el conocimiento integral de los ingenieros civiles.

Este trabajo de graduación se ejecutara siguiendo como guía la principal especificación que rige el diseño de estructuras de acero, el American Institute of Steel Construction (AISC) del año 2005 (ultima edición), la cual por primera vez trae de manera integrada ambas metodologías de diseño.

1.6 LIMITACIONES.

El presente trabajo de graduación se limita a la comparación de las metodologías del diseño en acero estructural, aplicados específicamente a los elementos estructurales que componen un edificio incluyendo su estructura de techo y conexiones.

Este trabajo tomara como guía bibliográfica la principal norma que rige el diseño de elementos de acero estructural, el American Institute of Steel Construction (AISC) del año 2005, en la cual para esa última edición se desarrolla ambas metodologías de diseño, por lo tanto se omitirá utilizar versiones anteriores de dicha especificación que trataban ambas metodologías por aparte.

Para la aplicación del ejemplo final del edificio ha desarrollar, se hará uso del software Etabs para el análisis y diseño estructural ya que este programa tiene como enfoque el diseño y análisis estructural de edificios.

El edificio a modelar tendrá una estructuración a base de marcos espaciales de Acero estructural, de los cuales los elementos a ser diseñados por ambas metodologías (método de esfuerzo admisible ASD y método de factores de carga y resistencia LRFD), corresponderán a los estudiados en el presente documento, de manera de poder establecer al final una comparación entre ambas metodología de diseño.

Para los ejemplos de diseño a desarrollarse al final de cada capítulo, se utilizarán los elementos reales del edificio final a modelar (diseñados por ambos métodos), en estos diseños el análisis estructural se desarrollara mediante la utilización del software Etabs, por tanto no se pretende desarrollar de manera manual este proceso de calculo.

1.7 JUSTIFICACIONES

Debido a la necesidad de diseños de edificaciones seguras, funcionales y económicas, y al mismo tiempo a la necesidad que tienen los futuros ingenieros estructurales a cerca de un conocimiento mas amplio del diseño de estructuras de acero, se hace necesario el ejecutar el presente trabajo de graduación: “Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de diseño de esfuerzos admisibles (ASD) y el método de factores de cargas y resistencia (LRFD)”. Con este trabajo se busca llegar a establecer una guía complementaria para la cátedra de “Estructuras de Acero”, de manera de ampliar tópicos que se ven de manera ligera y en algunos casos no se alcanzan a ver debido al poco tiempo del que consta el ciclo académico, de este modo se busca establecer el proceso de diseño de los diferentes elementos de acero estructural, tanto los utilizados en la estructura principal como los usados para estructuras de soportes de techos (vigas macomber, polines espaciales, polín C, tensor, rigidizadores, conexiones, etc.), de manera de complementar los conocimientos adquiridos en la universidad acerca de los componentes de una estructura metálica en general.

Por otro lado, se busca llegar establecer una comparación técnica de los métodos, de manera de poder determinar que método aventaja al otro o bien si son iguales, y poder llegar a establecer un criterio mas amplio para los ingenieros estructurales al momento de seleccionar el método que utilizará al diseñar, ya que la especificación que rige estos, el American Institute of Steel Construction en su ultima publicación (2005) lo deja al criterio de cada diseñador.

Además como bien se dijo en el planteamiento del problema es necesario establecer que metodología de diseño resulta más económica de manera de realizar diseños estructurales que no alteren los proyectos.

CAPITULO II

COMBINACIONES DE CARGA

2.1 DEFINICIÓN.

Las combinaciones de carga es la forma de interrelacionar una o más cargas que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Existen diferentes tipos de combinaciones, aquellas que relacionan cargas permanentes, cargas permanentes con cargas variables ó cargas permanentes con cargas variables y accidentales, etc.

Dependiendo del código por medio del cual se rijan los diseños estructurales, así serán las combinaciones de carga ha utilizarse, es decir, para cada norma o reglamento específico existen una serie de combinaciones, de manera que las combinaciones de cargas propuestas por un reglamento o norma cualquiera pueden variar o ser iguales con respecto a otras dependiendo de su país de origen, por ejemplo, las combinaciones de carga estipuladas por nuestro reglamento para la seguridad estructural de la construcciones son diferentes al propuesto por la norma de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) y/o al de la especificación del Instituto Americano de Construcciones de Acero (AISC), pero las combinaciones de carga estipuladas por la norma de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) son iguales a las de la especificación del Instituto Americano de Construcciones de Acero (AISC); lo anterior es debido a que tanto el ASCE como el AISC son de los Estados Unidos de América y sus combinaciones de carga se adaptan a su medio, por otro lado, las combinaciones de carga del reglamento para la seguridad estructural están basadas en las condiciones particulares de nuestro medio, por ejemplo para el caso particular de nuestras combinaciones de carga, no se toma en cuenta la carga de nieve, hielo o lluvia ya que en nuestro medio o no existen (como el caso de la nieve) o no son tan incidentes (lluvia) o son pocos comunes (hielo o granizo).

Muchos son los reglamentos y normas como combinaciones de cargas útiles para los diseños estructurales, algunas son adopciones dependiendo de la región o país donde se pretenden desarrollar dichos diseños,

A continuación se exponen las combinaciones de cargas que proponen tanto el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de El Salvador y el de la especificación del instituto americano

de la construcción de acero, que son especificaciones utilizadas en la republica de El Salvador para el diseño de estructuras de acero .

2.2 REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES.

El reglamento para la seguridad estructural de las construcciones es el documento legal que rige los diseños y construcciones que se realizan en nuestro país. Esta reglamentación ampara las diferentes normas técnicas que son utilizadas para garantizar la seguridad estructural de las construcciones en El Salvador. En dicho reglamento se establecen los requisitos mínimos para el diseño estructural, la ejecución, supervisión y el uso de las construcciones; además se describen de manera específica la clasificación de las cargas, magnitudes, así como se definen el principio de diseño y las combinaciones de cargas a utilizarse para los diferentes diseños.

El reglamento en su parte introductoria estipula una serie de combinaciones de carga, las cuales serán utilizadas para el diseño de diferentes elementos estructurales, independientemente del tipo de material de construcción, en la actualidad en los Estados Unidos de Norteamérica, están tratando de unificar las combinaciones de carga para ser utilizadas en los diseños de elementos estructurales independientemente del tipo de material de construcción (concreto reforzado, acero estructural, etc.), ya que en realidad las acciones combinadas al que se ven sometidas las estructuras durante las condiciones de servicio no dependen del material de construcción del cual hayan sido creadas, sino de las condiciones propias de los efectos combinados.

Las combinaciones de carga de nuestro reglamento para la seguridad estructural de las construcciones se basan en el método de resistencia ultima y el de esfuerzos de trabajo, estas combinaciones de carga son similares a excepción de los factores de carga, el cual para el caso del método por esfuerzos admisibles tienen valores igual a la unidad (con la excepción de la combinación que relaciona la carga muerta y el sismo con un factor de 0.9 para la carga muerta), y los factores de carga para el método de resistencia ultima tienen factores distintos a la unidad.

A continuación se exponen las combinaciones de carga que propone nuestro reglamento en su el artículo 21:

Tabla 2.1 Combinaciones de carga según nuestro Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones 1997 por el método de resistencia última y el de esfuerzos de trabajo.

METODO POR RESISTENCIA ULTIMA	METODO POR ESFUERZO DE TRABAJO
1. $U = 1.4D + 1.7L$	1. $U = D + L$
2. $U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)$	2. $U = D + L + E$
3. $U = 0.9D + 1.43E$	3. $U = 0.9D + E$
4. $U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.62W)$	4. $U = D + L + W$
5. $U = 0.9D + 1.29W$	5. $U = D + W$
6. $U = 1.4D + 1.7L + 1.7F.$	6. $U = D + L + F.$
7. $U = 0.75 (1.4D + 1.4T + 1.7L)$	7. $U = D + T + L$
8. $U = 1.4 (D + T)$	8. $U = D + T$

En donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva debido a equipo y ocupación.

W: Carga de viento

E: Carga por sismo

F: Empuje lateral del terreno.

T: Efectos diferenciales, fluencia, contracción o los cambios de temperatura significativos.

Los factores de reducción de resistencia utilizados son los siguientes:

Tabla 2.2 Factores de Reducción de resistencia y de Seguridad para el método de resistencia última y esfuerzos de trabajo respectivamente, según Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones 1997.

CONDICION DE CARGA	Ω (Esfuerzos de Trabajo)	Φ (Resistencia Última)
Cortante y Torsión	0.4	0.85

Aplastamiento	0.9	0.70
Flexión pura	0.66	0.9
Tensión axial	0.6	0.9
Compresión axial	0.6	0.70 o 0.75

Nota: la fuente de los factores de reducción de resistencia para el método de Resistencia Última es la Norma Técnica para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de 1994 (que son las que toma El reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones) y el factor de seguridad para esfuerzos admisibles es del AISC 1986 que fue la que adoptó nuestra Norma Técnica para el Diseño de Estructuras de Acero.

Es de mencionar que el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones del año 1997, como se dijo en un inicio cubre diferentes normas técnicas, las cuales cada una de estas hacen referencia a las combinaciones de carga del reglamento para la seguridad estructural de las construcciones, dado que este reglamento fue decretado oficialmente como de carácter transitorio en el año de 1997, y que hasta el momento no se ha actualizado. Se hará referencia en este trabajo de graduación solo a las combinaciones de cargas del Instituto Americano de Construcciones en Acero (AISC 2005), las cuales han sido tomadas en base a las cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras de las Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) cuyas combinaciones de carga han sido actualizadas hasta el año 2005.

Las normas técnicas que incluye nuestro reglamento son:

- Norma técnica para el diseño por sismo
- Norma técnica para el diseño por viento
- Norma técnica para el diseño y construcción de estructuras de concreto,
- Norma técnica para el diseño y construcción de estructuras de acero
- Norma técnica para el diseño y construcción de estructura de mampostería,
- Norma técnica para el diseño y construcción de estructuras de madera,

- Norma técnica para el diseño de cimentaciones y estabilidad de taludes,
- Norma técnica para el control de calidad de los materiales estructurales
- Norma especial para el diseño y construcción de viviendas.

De todas las normas técnicas que ampara nuestro reglamento, la que trata el tema en estudio es la utilizada para el diseño y construcción de estructuras de acero, la cual según investigaciones realizadas fue desarrollada utilizando como base la especificación AISC 1989 cuya metodología de diseño estaba desarrollada por el método de esfuerzos de trabajo. Debido a que el método por esfuerzos admisibles propuesto por el AISC 1989 esta desactualizada, se hace necesario que nuestras normas técnicas se actualicen y es por ello que se hará referencia a la norma del AISC 2005 (en su última edición).

2.3 COMBINACIONES DE CARGA SEGÚN EL AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).

El instituto americano de construcciones de acero (AISC) es la norma líder en los Estados de Unidos de América para el diseño y construcción de estructuras de acero y es el marco de referencia para las diferentes normas y/o especificaciones vigentes en cada uno de los países latinoamericanos tal como se puede observar en la figura 2.1



Fig. 2.1 Reglamentos usados América y Europa.

Este instituto establece en su especificación publicada en el año del 2005 que es posible utilizar cualquiera de las metodologías que hasta el momento se ha publicado, las cuales son el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el método de factores de carga y resistencia (LRFD). Ambas metodologías son tratadas como independientes y por ende poseen combinaciones de carga y procedimientos de diseños de manera diferente.

A continuación se describirá de manera resumida las combinaciones de cargas para ambas metodologías.

2.3.1 Método ASD.

Este método se basa en diseñar los elementos para que de una serie de cargas combinadas los elementos diseñados trabajen dentro del rango elástico, de manera matemática se puede representar como:

$$Ra \leq Rn/\Omega \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

Ra: Es la resistencia requerida determinado por medio del análisis de una serie de combinaciones de carga, las combinaciones de cargas son propuestos por las especificaciones AISC en el método ASD, las cuales se detallaran mas adelante.

Rn: Es el esfuerzo nominal de los materiales, los cuales son estandarizados y propuestos por los proveedores y/o comprobados en base a diferentes pruebas de materiales.

Ω : Es el factor de seguridad el cual hace que los materiales trabajen dentro de sus estados límites, estos factores de seguridad son estandarizados por el AISC, los cuales tiene diferentes valores dependiendo la acción interna al que este sometido el elemento.

El diseño en base a este método implica la selección de una sección transversal que cumpla los fundamentos básicos del diseño (economía, seguridad y funcionalidad) y que esta sección seleccionada vaya a estar expuesta a esfuerzos cuyos valores máximos no excedan los estados límites (rango elástico).

2.3.2 Método LRFD

Este método se basa en diseñar los elementos de una estructura para que resistan cargas mayores a las de servicio de manera que se considera la resistencia o la condición de falla. De manera matemática la relación que describe el método es la siguiente:

$$R_u \leq \Phi R_n \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde:

R_u : Es la carga factorizada, lo cual es la suma de todas las cargas de servicio que resistirá los miembros, cada una de estas cargas es multiplicada por su propio factor de carga los cuales son valores mayores que la unidad (a excepción de la combinación de carga seis donde relacionan la carga muerta con la sísmica o de viento) y estos son propuestos por el AISC en su metodología LRFD.

R_n : Es la resistencia nominal de los materiales, las cuales son estandarizadas por sus proveedores y verificada por pruebas de materiales.

Φ : Es el factor de resistencia dado por las especificaciones para cada estado límite, los cuales son generalmente valores inferiores a la unidad.

De manera general este método trata de que los miembros resistan como cargas máximas cargas que no hagan alcanzar sus estados límites de falla. El objetivo principal de este método es proveer una confiabilidad uniforme a la estructura bajo varias consideraciones de carga

2.4 COMBINACIONES DE CARGA.

Las especificaciones AISC del 2005 en su tercera edición, propone en la parte 2 “consideraciones generales del diseño” las siguientes combinaciones de carga:

Tabla 2.3 Combinaciones propuesto por el AISC 2005 tanto para el método de esfuerzos admisible y el de factores de carga y resistencia.

<u>METODO ASD</u>	<u>METODO LRFD</u>
1. D	1. 1.4D
2. D+L	2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)
3. D + (Lr o S o R)	3. 1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
4. D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)	4. 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)
5. D ± (W o 0.7E)	5. 1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S
6. D + 0.75(W o 0.7E) + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)	6. 0.9D ± (1.6W o 1.0E)
7. 0.6D ± (W o 0.7E)	

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva debido a equipo y ocupación.

Lr: Carga viva de techo

S: Carga de nieve

R: Carga de lluvia o hielo

W: Carga de viento

E: Carga por sismo

Los Factores de reducción de resistencia (para el método de factores de carga y resistencia) y de seguridad (para el método de esfuerzos admisibles) se muestran a continuación:

Tabla 2.4 Factores de reducción de resistencia y de seguridad para el método de esfuerzos admisibles y el de factores de carga y resistencia del AISC 2005

CONDICION DE CARGA	Ω (ASD)	Φ (LRFD)
Cortante	1.67	0.9
Compresión	1.67	0.9
Flexión	1.67	0.9
Tensión por fluencia	1.67	0.9
Tensión por Ruptura	2.0	0.75
Combinación de carga axial y momento	1.67	0.9
Soldadura a tensión	1.88	0.8
Soldadura a compresión	1.88	0.8
Soldadura a cortante	2.0	0.75
Tensión y cortante en pernos	2.0	0.75
Aplastamiento de placas	2.0	0.75

Nota: Para la aplicación de las combinaciones de carga propuestas por el AISC 2005, método de Factores de Carga y resistencia se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

1. El factor de carga para “L” en la ecuación 3, 4 y 5 será igual a 1.0 para garajes, zonas ocupadas por áreas destinadas a actividades publicas y todas aquellas áreas donde la sobre carga “L” sea mayor que 100 lbs/ft².
2. Cuando la carga de viento no ha sido reducida por un factor de direccionalidad, se permite utilizar 1.3W en lugar de 1.6W en las ecuaciones 4 y 6. En las combinaciones de carga propuesta por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles ASCE 7-98, y en el Internacional Building Code IBC 2000, se incluye un factor de direccionalidad del viento que para edificios es de 0.85. El factor de carga para viento en las ecuaciones de las combinaciones de carga fue aumentado de

manera consecuyente ($1.3/0.85 = 1.53$ redondeado a 1.6). El código permite usar el factor de carga anterior de 1.3 si la carga de viento de diseño se obtienen de otras fuentes que no incluyan el factor de direccionalidad del viento.

3. Cuando la carga sísmica “E” se basa en fuerzas sísmicas a nivel de servicio, en las ecuaciones 5 y 6 se deberá usar 1.4E en lugar de 1.0E. Cabe recalcar que las fuerzas sísmicas obtenidas mediante nuestra Norma Técnica de Diseño por Sismo son a nivel de servicio, puesto que los espectros de diseños del cual se derivan nuestras ecuaciones son realizados de cargas sin factorar. Por tal motivo utilizaremos para las cargas sísmicas obtenidas por nuestra Norma el factor de 1.4E.

2.4.1 COMENTARIOS.

El método de diseño por esfuerzos admisibles ASD presenta mayores combinaciones de carga en comparación con el método de diseño por factores de carga y resistencia LRFD, además se pueden apreciar que muchas combinaciones de carga siguen el mismo patrón de carga (exceptuando los factores de amplificación de carga).

Se muestra en las combinaciones de carga para el método ASD que las tres primeras combinaciones no poseen valores de reducción (factores inferiores a la unidad) esto debido a que estas cargas se consideran casi constantes, es decir, presentan una mínima variación de su magnitud con el tiempo caso contrario ocurre en las siguientes combinaciones donde existen cargas que son variables en el tiempo (cargas sísmicas, de nieve, de viento, etc.) estas cargas presentan una reducción del 25%, esto lo indica el Instituto Americano de Construcciones de Acero (AISC) en la parte 2 “Consideraciones generales del diseño”.

Para el caso particular de las combinaciones propuestas por el método de diseño por factores de carga y resistencia se puede observar que en cada combinación de carga hay un efecto dominante el cual es aquella carga con un factor superior al de las otras cargas actuantes en la misma combinación. Es necesario mencionar que tanto los factores de carga y resistencia especificados en la metodología LRFD fueron determinados por medio de un análisis basado en la probabilidad de ocurrencia (frecuencia) de la acción combinada de dichas cargas utilizando el método de distribución de frecuencia; estos factores

toman en cuenta las incertidumbres en las propiedades de los materiales tanto en la etapa de diseño como en la de la supervisión de la construcción.

El método de diseño por factores de carga y resistencia LRFD además de proporcionar ventajas económicas, proporciona una confiabilidad mas uniforme para todas las estructuras de acero sean cuales sean las cargas. El método de diseño por esfuerzos admisibles ASD usa el mismo factor de seguridad para las cargas muertas y vivas, en cambio el método LRFD usa un factor de carga y de seguridad mucho menor para las cargas muertas (ya que estas se pueden determinar con mayor exactitud que las vivas). En consecuencia la comparación del peso que se obtiene para una estructura diseñada por ambos métodos dependen necesariamente de la relación entre cargas vivas y cargas muertas.

Pueden demostrarse que para valores pequeños de la relación de carga viva a carga muerta, menores que tres se tendrán ahorros en el peso del acero al usar el método LRFD, por otra parte si se tienen relaciones muy grandes no habrá prácticamente diferencia en los pesos resultantes al usar ambos métodos de diseño.

2.5 EJEMPLO COMBINACION DE CARGAS.

A continuación se presentan los ejemplos ilustrativos correspondientes al capítulo 2 de Combinaciones de carga, es preciso mencionar que todos los ejemplos que se desarrollan en cada uno de los capítulos del presente trabajo de graduación son en base a las condiciones de un edificio real, el cual se describe a continuación:

- ❖ **Nombre del proyecto:** Construcción de la alcaldía de Cuscatancingo.
- ❖ **Ubicación del proyecto:** Municipio de Cuscatancingo, departamento de San Salvador.
- ❖ **Ocupación:** Su uso será para albergar las oficinas de la alcaldía.

- ❖ **Estructuración:** Se ha estructurado a base de marco espaciales, pero en caso problemas de derivas o desplazamiento excesivo se puede reestructurar con la utilización de crucetas o muro de carga.
- ❖ **Área del proyecto:** 1200 m²
- ❖ **Numero de niveles:** El edificio cuenta con 3 niveles mas una cubierta de techo a dos aguas.
- ❖ **Descripción de la zona vecina al proyecto:** sitio rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura.

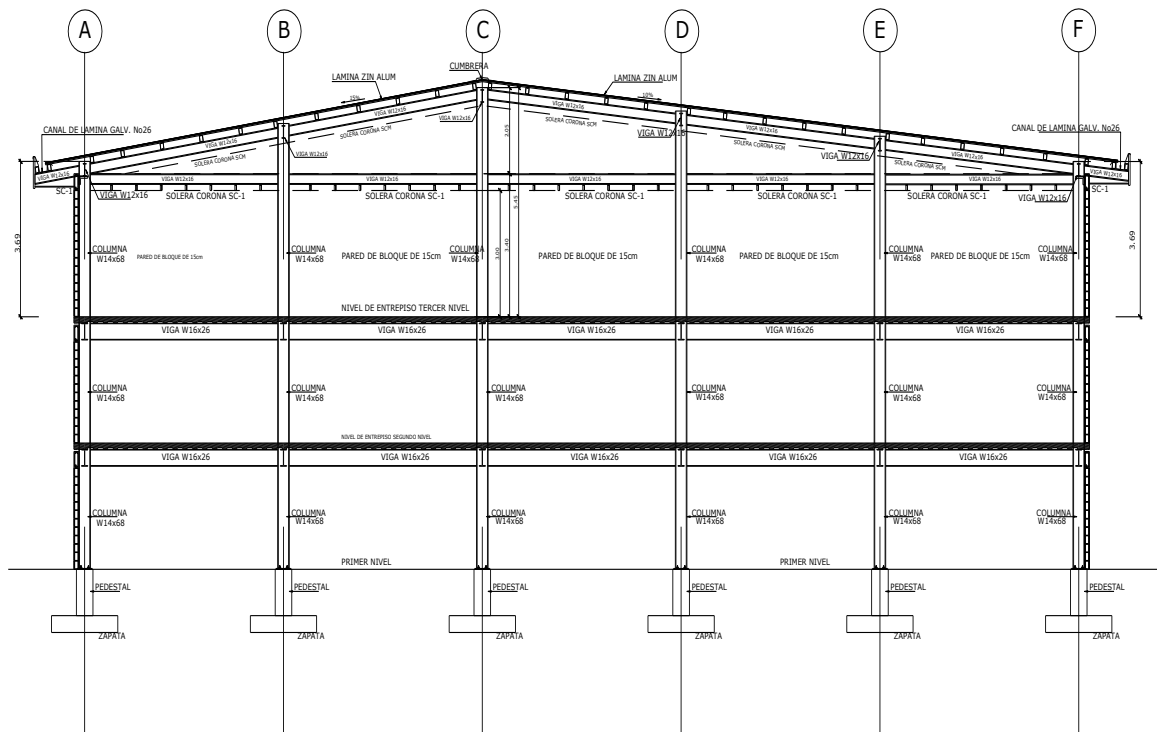


Fig. 2.2 Elevación de marco longitudinal

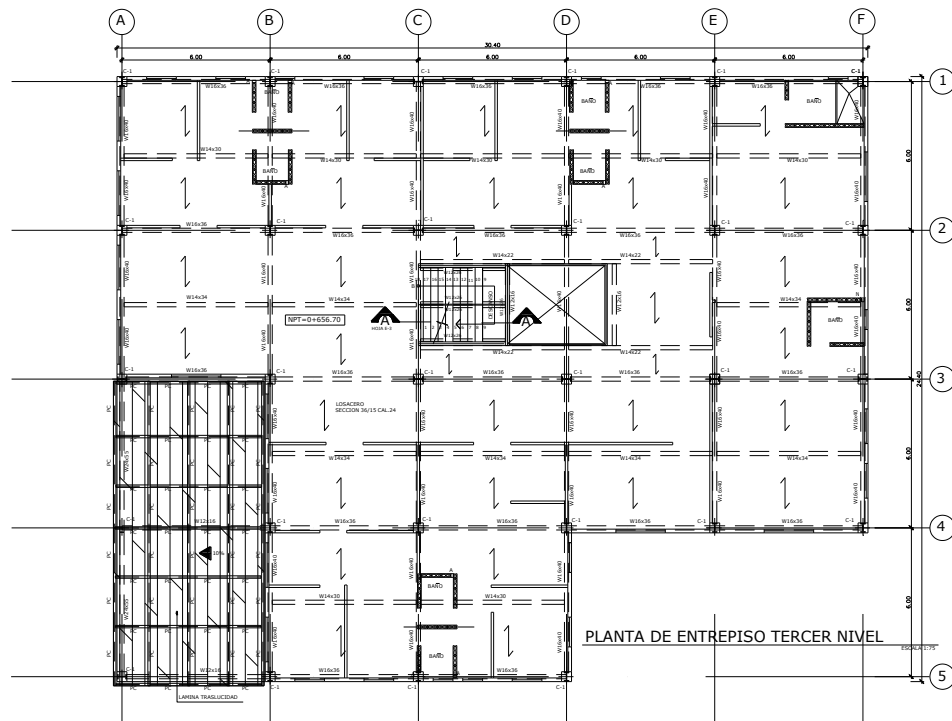


Fig. 2.3 Planta estructural del primer, segundo y tercer nivel

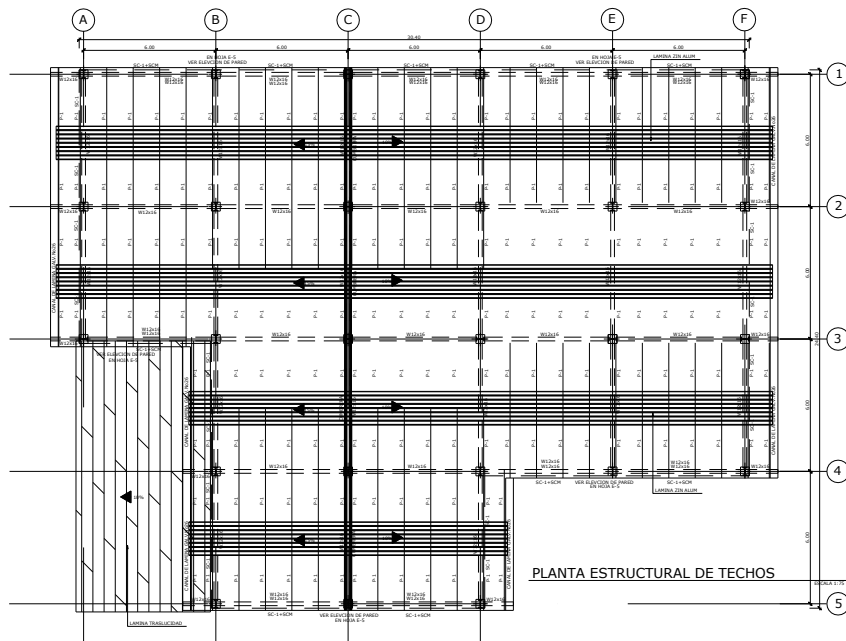


Fig. 2.4 Planta estructural de techo.

Para desarrollar el ejemplo correspondiente al capítulo 2 “Combinaciones de carga”, se procederá a realizar el ejemplo con cargas supuestas, puesto que para cada uno de los diseños de los capítulos posteriores se procederá a realizarse cada una de las combinaciones de carga (por ambos métodos), este ejemplo es solo a manera de ilustración.

PROBLEMA 1.

Las cargas axiales para la columna de un edificio se han calculado de acuerdo con el reglamento de construcción aplicable, con los siguientes resultados:

Carga muerta: 20 Ton.

Carga viva de techo: 0.5 Ton

Carga viva de los pisos: 25 Ton

Carga de viento: 0.8 Ton.

Carga de sismo: 0.6 Ton

Determinar la carga crítica de diseño usando las combinaciones de carga tanto por el método de diseño de resistencia última y el de factores de carga y resistencia.

Solución.

Las combinaciones de carga estipuladas por el American Institute of Steel Construction (AISC) del 2005 son las siguientes:

METODO ASD	METODO LRFD
1. D	1. 1.4D
2. D+L	2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)
3. D + (Lr o S o R)	3. 1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
4. D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)	4. 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)
5. D ± (W o 0.7E)	5. 1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S
6. D + 0.75(W o 0.7E) + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)	6. 0.9D ± (1.6W o 1.0E)
7. 0.6D ± (W o 0.7E)	

Donde:

D: carga muerta

L: carga viva debido a equipo y ocupación.

Lr: carga viva de techo

S: carga de nieve

R: carga de lluvia o hielo

W: carga de viento

E: carga por sismo

Sustituyendo las cargas actuantes en la columna del edificio en las combinaciones del AISC, se tienen los siguientes resultados:

METODO ASD	METODO LRFD
<p>1. D</p> <p>R = 20 Ton</p>	<p>1. 1.4D</p> <p>1.4(20)</p> <p>R = 28 Ton</p>
<p>2. D+L</p> <p>20+25</p> <p>R = 45 Ton</p>	<p>2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)</p> <p>1.2(20) + 1.6(25) + 0.5(0.5)</p> <p>R = 64.25 Ton</p>
<p>3. D + (Lr o S o R)</p> <p>20 + 0.5</p> <p>R = 20.5 Ton</p>	<p>3. 1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)</p> <p>1.2(20) + 1.6(0.5) + 0.5(25)</p> <p>R = 37.3 Ton</p>
<p>4. D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)</p> <p>20 + 0.75(25) + 0.75(0.5)</p> <p>R = 39.13 Ton</p>	<p>1.2(20) + 1.6(0.5) + 0.8(0.8)</p> <p>R = 25.44 Ton</p>
<p>5. D ± (W o 0.7E)</p> <p>20 + 0.8</p> <p>R = 20.8 Ton</p>	<p>4. 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)</p> <p>1.2(20) + 1.6(0.8) + 0.5(25) + 0.5(0.5)</p>

$20 - 0.8$ R = 19.2 Ton $20 + 0.7(0.6)$ R = 20.42 Ton $20 - 0.7(0.6)$ R = 19.58 Ton.	R = 38.03 Ton 5. $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$ $1.2(20) + 1.0(0.6) + 0.5(25)$ R = 37.1 Ton $1.2(20) - 1.0(0.6) + 0.5(25)$ R = 35.9 Ton
6. $D + 0.75(W \text{ o } 0.7E) + 0.75L + 0.75(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$ $20 + 0.75(0.8) + 0.75(25) + 0.75(0.5)$ R = 39.73 Ton. $20 + 0.75(0.7*0.6) + 0.75(25) + 0.75(0.5)$ R = 39.44 Ton.	6. $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$ $0.9(20) + 1.6(0.8)$ R = 19.28 Ton. $0.9(20) - 1.6(0.8)$ R = 16.72 Ton $0.9(20) + 1.0(0.6)$ R = 18.6 Ton $0.9(20) - 1.0(0.6)$ R = 17.4 Ton
7. $0.6D \pm (W \text{ o } 0.7E)$ $0.6(20) + 0.8$ R = 12.8 Ton $0.6(20) - 0.8$ R = 11.2 Ton $0.6(20) + 0.7(0.6)$ R = 12.42 Ton. $0.6(20) - 0.7(0.6)$ R = 11.58 Ton	

La carga de diseño por el método de esfuerzos admisibles es 45 Ton proveniente de la ecuación 2, en cambio en el método de factores de carga y resistencia la carga de diseño es de 64.25 Ton también de la ecuación 2 de dicha combinación.

PROBLEMA 2.

Resuelva el problema 1 utilizando las combinaciones de carga propuesta por nuestro Reglamento Para la Seguridad Estructural de las Construcciones.

Carga muerta: 20 Ton.

Carga viva de techo: 0.5 Ton

Carga viva de los pisos: 25 Ton

Carga de viento: 0.8 Ton.

Carga de sismo: 0.6 Ton

Determinar la carga critica de diseño usando las combinaciones de carga tanto por el método de diseño de resistencia última y el de factores de carga y resistencia.

Solución.

Las combinaciones de carga estipuladas por el American Institute of Steel Construction (AISC) del 2005 son las siguientes:

METODO DE ESFUERZO DE TRABAJO	METODO POR RESISTENCIA ULTIMA
1. $U = D + L$	1. $U = 1.4D + 1.7L$
2. $U = D + L + E$	2. $U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)$
3. $U = 0.9D + E$	3. $U = 0.9D + 1.43E$
4. $U = D + L + W$	4. $U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.62W)$
5. $U = D + W$	5. $U = 0.9D + 1.29W$
6. $U = D + L + F.$	6. $U = 1.4D + 1.7L + 1.7F.$
7. $U = D + T + L$	7. $U = 0.75 (1.4D + 1.4T + 1.7L)$
8. $U = D + T$	8. $U = 1.4 (D + T)$

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva debido a equipo y ocupación.

W: Carga de viento

E: Carga por sismo

F: Empuje lateral del terreno.

T: Efectos diferenciales, fluencia, contracción o los cambios de temperatura significativos.

Sustituyendo las cargas actuantes en la columna del edificio en las combinaciones, se tienen los siguientes resultados:

METODO ESFUERZOS DE TRABAJO	METODO RESISTENCIA ULTIMA
1. $U = D + L$ $U = 20 + 25 + 0.5$ U = 45.5 Ton.	1. $U = 1.4D + 1.7L$ $U = 1.4 (20) + 1.7 (25 + 0.5)$ U = 71.35 Ton
2. $U = D + L + E$ $U = 20 + 25 + 0.5 + 0.6$ U = 46.1 Ton.	2. $U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.87E)$ $U = 0.75 [(1.4 \times 20) + (1.7 \times 25.5) + (1.87 \times 0.6)]$ U = 54.35 Ton
3. $U = 0.9D + E$ $U = 0.9 (20) + 0.6$ U = 18.6 Ton.	3. $U = 0.9D + 1.43E$ $U = 0.9 (20) + 1.43 (0.6)$ U = 18.86 Ton
4. $U = D + L + W$ $U = 20 + 25 + 0.5 + 0.8$ U = 46.3 Ton.	4. $U = 0.75 (1.4D + 1.7L + 1.62W)$ $U = 0.75 [(1.4 \times 20) + (1.7 \times 25.5) + (1.62 \times 0.8)]$ U = 54.48 Ton
5. $U = D + W$ $U = 20 + 0.8$ U = 20.8 Ton.	5. $U = 0.9D + 1.29W$ $U = 0.9 (20) + 1.29 (0.8)$ U = 19.03 Ton
6. $U = D + L + F.$ $U = 20 + 25 + 0.5$ U = 45.5 Ton.	6. $U = 1.4D + 1.7L + 1.7F.$

<p>7. $U = D + T + L$</p> <p>$U = 20 + 0 + 25 + 0.5$</p> <p>U = 45.5 Ton.</p> <p>8. $U = D + T$</p> <p>U = 20 Ton.</p>	<p>$U = 1.4 (20) + 1.7 (25+0.5)$</p> <p>U = 71.35 Ton</p> <p>7. $U = 0.75 (1.4D + 1.4T + 1.7L)$</p> <p>$U = 0.75 [(1.4 \times 20) + (1.7 \times 25.5)]$</p> <p>U = 53.51 Ton</p> <p>8. $U = 1.4 (D + T)$</p> <p>$U = 1.4 (20)$</p> <p>U = 28 Ton.</p>
---	---

La carga de diseño por el método de Resistencia Última es 71.35 Ton proveniente de la ecuación 1 y 6, en cambio en el método Esfuerzos de Trabajo la carga de diseño es de 46.3 Ton también de la ecuación 4 de dicha combinación.

Comparando las cargas de diseño obtenidas por las combinaciones del AISC 2005 y las de nuestro Reglamento, se observa que las resultantes de nuestro Reglamento son de magnitud mayor, por ejemplo la carga de diseño determinada por el método ASD fue de 45 Ton mientras la obtenida por nuestro Reglamento es de 46.3 Ton. Una variación del 97.19 %. Por otra parte la carga de diseño obtenida por la metodología LRFD fue de 64.45 Ton mientras la obtenida por nuestro Reglamento es de 71.35 Ton, variando aproximadamente un 90.33 %; esta variación es generada mayormente debido a que los factores de amplificación de nuestro Reglamento son mayores a los utilizados por el AISC 2005.

Por otra parte, si comparamos los factores de reducción de resistencia (Φ) y los factores de seguridad (Ω) de Nuestro Reglamento para la Seguridad Estructural 1997 con las del Instituto Americano de Construcciones en Acero año 2005, podemos observar que las de nuestro Reglamentos son menores para el caso de cortante y compresión, lo hace que la resistencia de los diseño realizados por la especificación AISC tengan una ganancia de resistencia entre el 5 al 20 %, lo cual hace que los diseños realizados por nuestro Reglamento sean mas reforzados y por ende mas costosos.

CAPITULO III

MIEMBROS EN TENSION.

3.1 INTRODUCCION.

Los miembros en tensión se definen como elementos que por su geometría están sometidos a esfuerzos axiales de tensión cuando están sometidos a fuerzas axiales de tracción actuando a lo largo de sus ejes centroidales.

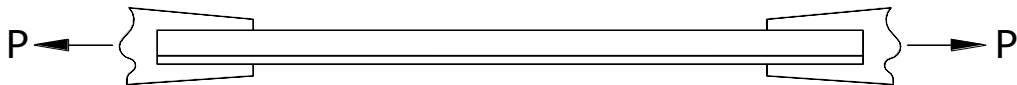


Fig. 3.1 Angulo cargado axialmente.

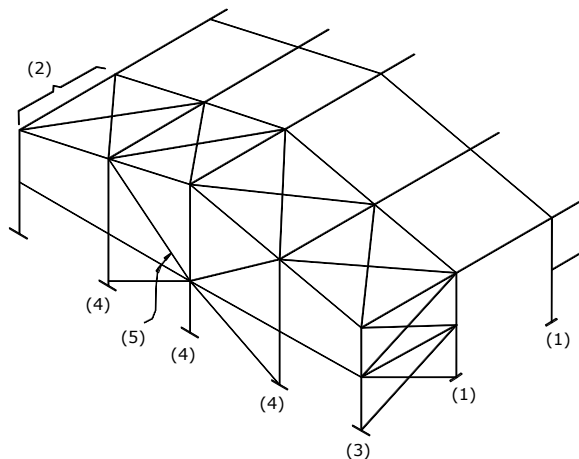
Estos elementos se utilizan en varios tipos de estructuras tales como:

- **Bodegas y estructuras industriales.**

Estas son usadas para el contraventeo de vigas y columnas en cubiertas y paredes.

Función:

1. Proporcionar soporte lateral
2. Resistir las fuerzas horizontales generalmente producidas por acciones de sismos y viento.



1. Marco rígido
2. Contraventeo horizontal en cubierta
3. Contraventeo vertical
4. Columnas de fachada
5. Contraventeo de columnas de fachada

Fig. 3.2 Elementos en tensión son utilizados en naves industriales.

- **Edificios urbanos**

Estas son generalmente utilizadas como elementos rigidizadores, para el control de las deflexiones y derivas de entrepiso. De forma mas especificas sus funciones son:

1. Evitar pandeo de un entrepiso o de la estructura completa.
2. Resistir fuerzas horizontales de sismo y viento.
3. Reducir los desplazamientos laterales de la estructura.

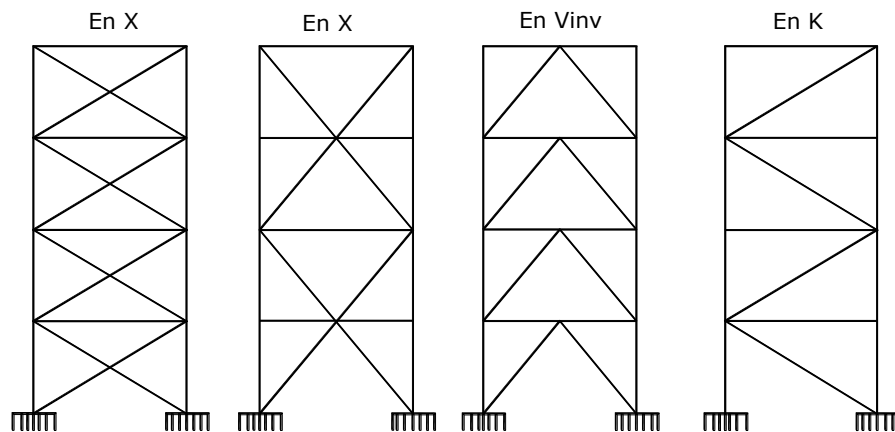


Fig. 3.3 Ejemplos de contravéntelos verticales en edificios.

- **Armaduras de puentes.**

Los elementos estructurales en tensión, son usados como la estructura de soporte y de transmisión de cargas que se generan de la superestructura producto del tránsito y del peso mismo de esta. De manera específica se resume lo siguiente:

Función:

1. Para transmitir a los elementos de apoyo (columnas o estribos) el total de las cargas a la que estará expuesta este tipo de estructuras
2. Resistir las cargas internas que se generan de la superestructura del puente.

- **Armaduras de techos.**

Los elementos estructurales en tensión de estas estructuras sirven de soporte, así para resistir las fuerzas horizontales de sismo o viento y transmitir las cargas a los elementos resistentes tales como columnas o paredes; cabe resaltar que de toda la estructura de techo, solo algunos elementos están sometidos a esfuerzos axiales de tensión, esto por la teoría del equilibrio estático.

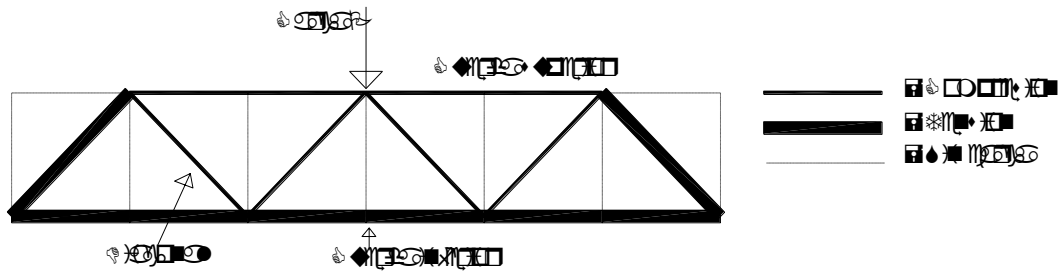


Fig. 3.4 Carga típica de un sistema de techo.

3.2 COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS EN TENSIÓN.

Un miembro sometido a fuerzas axiales de tensión no se pandea, por lo que no está sujeto a sobreesfuerzo originado por el pandeo, sin embargo la relación de esbeltez esta limitada por razones prácticas con un limite de $L/r \leq 300$ ya que estos elementos se pueden ver sometidos a otros tipos de acciones, por ejemplo si la carga axial en un miembro esbelto en tensión se retira y se aplican cargas transversales, vibraciones o deflexiones no deseadas pueden presentarse, lo cual pueden causar incomodidad y hace que la estructura no cumpla adecuadamente con la serviciabilidad para la que fue diseñada. Por lo tanto el único factor que determina el diseño es el área de sección transversal y la relación de esbeltez.

Puede usarse cualquier configuración de sección transversal, ya que como se mencionó anteriormente, para cualquier material el único factor que determina la resistencia de diseño a tensión es el área de su sección transversal. Un miembro dúctil de acero sin agujeros y sometidos a una carga de tensión puede resistir sin fracturarse una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal y del esfuerzo de fluencia, todo esto gracias al endurecimiento por deformación.

Si tenemos un miembro sometido a fuerzas axiales de tensión en zona de agujeros para tornillos, esta puede fallar por fractura de la sección neta que pasa por los agujeros, pero esta carga de falla puede ser más pequeña que la carga requerida para plastificar la sección gruesa alejada de los agujeros, lo anterior es posible debido a que si el área neta es suficientemente pequeña para que una carga cualquiera que no plastifique el área gruesa pero al mismo tiempo esta área con la carga actuante pueden generar grandes esfuerzo que alcancen la fractura del elemento, esto es que para una carga constante existe un limite inferior de área requerida para alcanzar la fractura de un elemento aunque no se llegue a alcanzar la fluencia del área gruesa.

Dado la gran diversidad de elementos sujetos a esfuerzos a tensión, las secciones mas utilizadas en nuestro país consisten de ángulos, tubos y en poca medida perfiles con secciones I y canales.

A continuación se muestran las secciones comerciales disponibles para elementos a tensión.

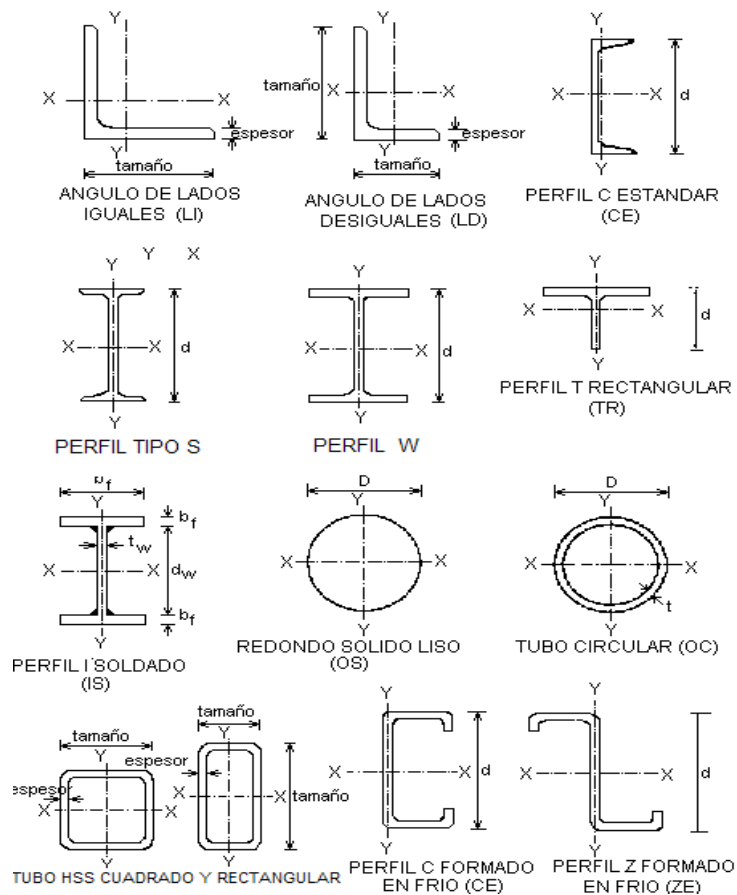


Fig. 3.5 Secciones comerciales típicas en acero estructural

Generalmente los elementos sometidos a esfuerzos axiales de tensión son en condiciones ideales 100% eficientes, ya que para una carga dada toda su sección esta siendo utilizada en su máxima capacidad para resistir dicha carga, sin embargo existen circunstancias que restan dicha eficiencia lo que ocasiona que los elementos sean sometidos a otros tipos de esfuerzos tales como cortantes, flexión y torsión, esto debido a irregularidades en su sección tales como abertura y otros.

3.3 PRINCIPIO DE DISEÑO.

Dado que un elemento cargado axialmente está sometido a fuerzas de tensión, el esfuerzo de tensión para un miembro cargado axialmente está dado por:

$$F = P/A \quad (\text{Ec. 3.1})$$

Donde:

F = Esfuerzo de tensión

P = Magnitud de la carga axial

A = Área de sección transversal normal a la carga.

La falla de un elemento cargado axialmente puede darse por uno de los dos estados límites: fluencia del área gruesa de la sección y deformación excesiva o fractura del miembro.

La ecuación 3.1 es la ecuación que gobierna los estados límites de falla de un elemento sometido a cargas axiales de tensión, de manera que lo que se puede observar es que para una carga constante la variación del modo de falla (que ocurra primero) está dado por el tipo de área de sección transversal sobre la que se aplica la carga, esta puede variar de sección gruesa a sección neta y/o efectiva, según sea el caso. Para el estado límite de fractura, la fluencia ocurrirá primero en la sección transversal neta (antes que ocurra en el área gruesa, dado una carga constante a lo largo del miembro), la deformación dentro de la longitud de la conexión será generalmente más pequeña que la deformación en el resto del miembro en tensión; la razón es que en la sección neta existe una longitud relativamente pequeña del miembro y el alargamiento total que es el producto de la longitud y la deformación unitaria axial (que es una función del esfuerzo). La mayor parte del miembro a tensión tendrá una sección transversal no reducida, por lo que al

alcanzarse el esfuerzo de fluencia sobre el área total se generara un alargamiento total mayor. Esta deformación mayor y no la primera fluencia es lo que es el estado límite de deformación excesiva.

3.4 AREA GRUESA.

Es el área total de la sección transversal, es decir, el área sólida de la sección de un miembro.

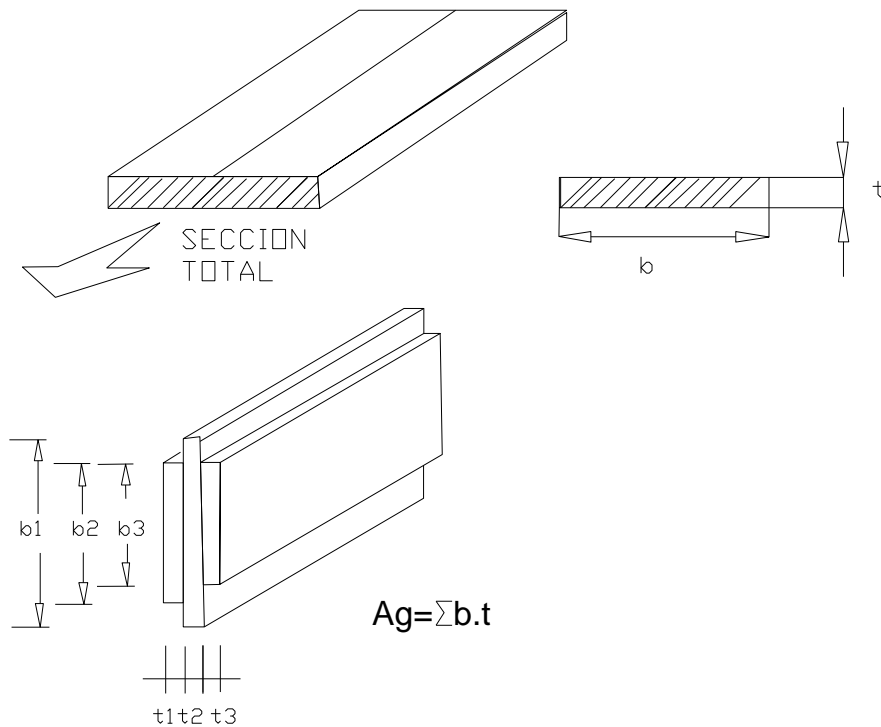


Fig. 3.6 Área gruesa de un elemento a tensión.

3.5 ÁREA NETA.

Es el área obtenida de la reducción del área gruesa producida por la presencia de abertura(s) generadas por ranuras o agujeros en un miembro sujeto a fuerzas axiales de tensión, el cual es común en la parte de las conexiones de dichos elementos a nudos o placas de nudos.

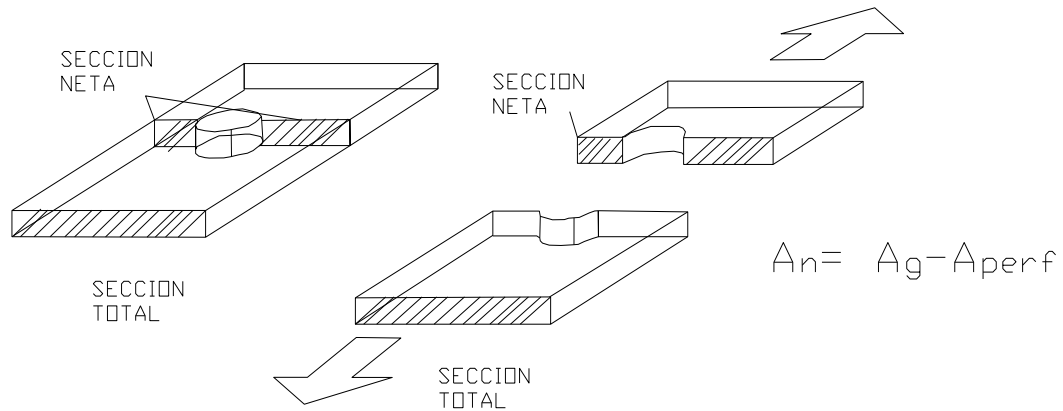


Fig. 3.7 Área neta de un elemento a tensión.

El instituto americano de construcciones de acero (AISC) define el área neta como:

El área neta de un miembro es la suma de los productos del espesor y el ancho neto, calculado como sigue:

- En el cálculo del área neta para elementos sujetos a fuerzas de tensión y cortante, el ancho del agujero de un perno será tomado como 1/16" (2mm) a cada lado de la conexión mayor que la dimensión nominal del agujero.
- Para tubos HSS ranurados soldados a una placa, el área neta es el área gruesa menos el producto del espesor y el ancho total del material que es removido del agujero.
- Para elementos con agujeros alternados que se extienden al otro lado en forma de una línea de zigzag, el ancho neto será obtenido reduciendo el ancho grueso menos la suma de las dimensiones de diámetros o ranuras como se encuentra estipulada en la sección J3.2 "Tamaños y uso de agujeros" de la especificación AISC. El área se calcula sobre una línea posible de falla por investigar y se hace el ancho neto igual al ancho total menos la cantidad " $d - s^2/4g$ " para cada agujero alternado en la cadena, menos " d " para cada agujero no alternado.

En la expresión anterior “d” es el diámetro del agujero, “S” es el paso, la cual es la separación de dos agujeros adyacentes en la dirección paralela a la carga y “g” es el gramil, que es la separación transversal perpendicular a la dirección de la carga.

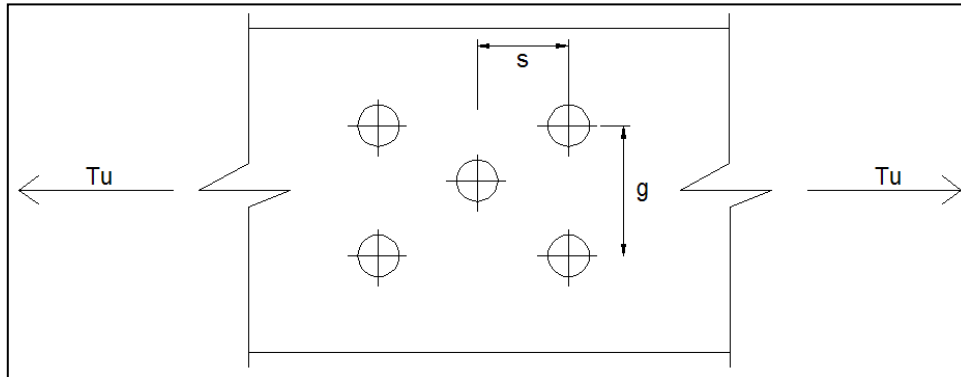


Fig. 3.8 Área neta para elementos con tornillos alternados.

Cuando se tienen líneas de conectores a ambos lados de un ángulo y los conectores en esas líneas están alternados entre sí, el área neta se encuentra desdoblando primero el ángulo para obtener una placa equivalente. Esta placa se analiza entonces como cualquier otra. El desdoblamiento se hace a lo largo de la superficie media, dando un ancho total de la placa que es igual a la suma de las longitudes de los lados menos el espesor del Angulo. La sección B2 del AISC especifica que cualquier línea de gramil que cruce el talón del ángulo sea reducida por una cantidad igual al espesor del ángulo.

Para elementos soldados según el AISC, el material producto de la soldadura (material fundido) no será considerado como parte del área neta ni gruesa.

Nota: según el AISC, en su sección J4.1 el límite máximo del área neta es $0.85A_g$ para unión de placas con agujeros.

3.6 ÁREA NETA EFECTIVA.

Usualmente cuando se somete un miembro que no sea una barra o una placa plana a esfuerzos de tensión hasta llevarlo a la falla, nos vamos a encontrar que este elemento falla con un esfuerzo en tensión menor al determinado con una probeta de prueba, a menos que se llegue a establecer de manera real que la

distribución de esfuerzos a través de toda la sección del elemento es uniforme. Lo anterior es debido a la combinación de varios factores tales como la ductilidad del material, el espaciamiento de los conectores, del procedimiento de fabricación y de un fenómeno conocido como retrazo de cortante. Todos los factores anteriormente mencionados contribuyen a la reducción del área neta pero el fenómeno mas perjudicial es el llamado retrazo de cortante.

El retrazo de cortante es la reducción de resistencia de un miembro debido a la concentración de esfuerzos cortantes de manera desigual en la vecindad de las conexiones.

En la figura 3.9 se puede observar el comportamiento del esfuerzo normal al que se ve sometido una placa sin abertura (fig. a) y cuando tiene la presencia de agujeros (fig. b)

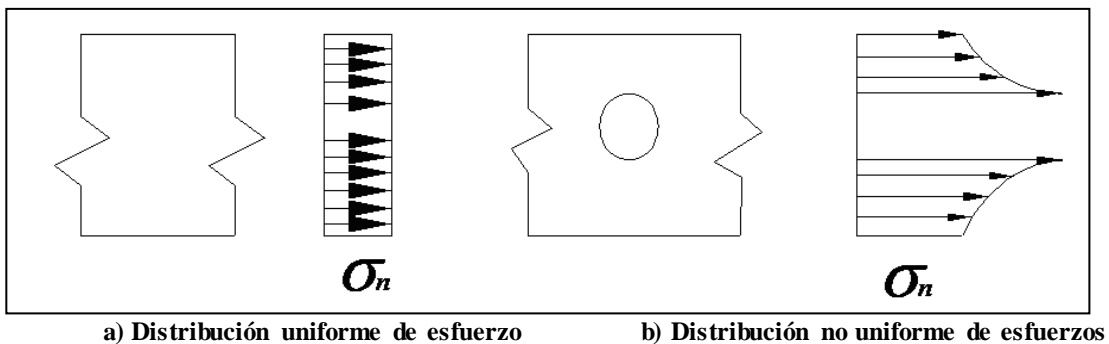


Fig. 3.9 Distribución de esfuerzos en una barra con y sin abertura.

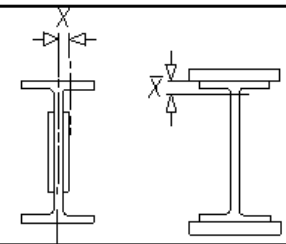
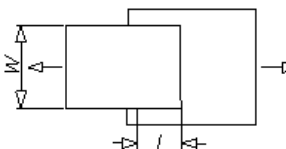
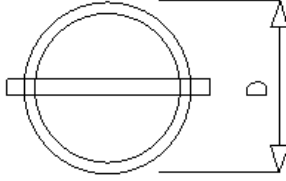
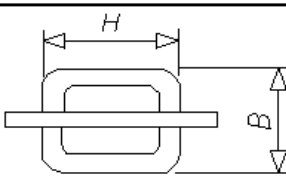
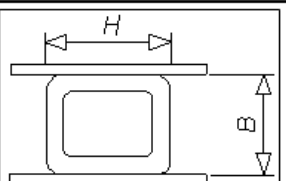
El retrazo de cortante se presenta cuando algunos elementos de la sección transversal no están conectados, como en el caso que solo un lado de un ángulo este atomillado o conectado o bien que solo un patín de un perfil W este conectado, etc. La consecuencia de esta conexión parcial es que el elemento conectado resulta sobrecargado y la parte no conectada no queda plenamente esforzada.

El AISC sugiere que el retrazo de cortante sea tomado tanto para conexiones atomilladas como a las soldadas, de manera que el concepto de área neta efectiva es aplicable a ambos tipos de conexiones. El Instituto Americano de Construcciones en acero (AISC) sugiere en el capítulo D, que el área neta efectiva sea tomada como sigue:

$$A_e = U A_g \quad (\text{Ec. 3.2})$$

El valor de “U” será tomado tal como se muestra en la tabla D.3.1 del ASIC que se muestra a continuación:

Tabla 3.1 Factor “U” para retrazo de cortante.

Caso	Descripcion del Elemento	Factor del retrazo de cortante "U"	Ejemplo
1	Todos los miembros en tension donde la carga en tension sea transmitida directamente a cada seccion transversal del elementos, conectados por pernos o por soldadura (excepto los casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	
2	Todos los miembros en tension, excepto las placas y tubos HSS, donde la carga en tension sea transmitida a una parte pero no a toda la seccion transversal del elemento esten conectados por pernos o por soldadura longitudinal (alternativamente para la secciones W, M, S y HP en el que el caso 7 puede ser usado)	$U = 1 - \frac{\bar{X}}{l}$	
3	Todos los miembros a tension donde la carga axial sea transmitida por conexión soldada transversalmente a una parte, pero no toda la seccion transversal del elemento	$U = 1.0$	
4	Para placas donde la carga axial sea transmitida solo por soldadura longitudinal	$l \geq 2W \dots U = 1.0$ $2W > l \geq 1.5W \dots U = 0.87$ $1.5W > l \geq W \dots U = 0.75$	
5	Tubos redondos HSS con placa concentrica	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \frac{\bar{X}}{l}$ $\bar{X} = \frac{D}{\pi}$	
6	Tubo rectangular		
6,1	Con placa concentrica	$l \geq H \dots U = 1 - \frac{\bar{X}}{l}$ $\bar{X} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
6,2	Con dos placas en los lados	$l \geq H \dots U = 1 - \frac{\bar{X}}{l}$ $\bar{X} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	

7	W, M y S o secciones HP o corte de tees de estas secciones, si U es calculado por el caso 2, el valor mayor deberá ser usado		
7,1	Quando esta conectada por alma por 3 ó mas conectores por fila en la direccion paralela a la carga	$bf \geq \frac{2}{3}d \dots U = 0.90$	
7,2	Quando esta conectada por el alma por 4 ó mas conectores por fila en la direccion paralela a la carga	$bf \geq \frac{2}{3}d \dots U = 0.85$ $U = 0.70$	
8	Angulos simples (si "U" es calculado por el caso 2, se usara el mayor valor de estos)		
8,1	Con 4 ó mas conectores por linea en la direccion paralela a la carga	$U = 0.80$	
8,2	Con 2 ó 3 conectores por fila en la direccion paralela a la carga	$U = 0.60$	

l = longitud de la conexión, W = ancho de la placa, X = excentricidad de la conexión, B = dimension exterior del ancho del miembro de un tubo HSS medido 90 grados en la direccion del plano, H = dimension exterior de la altura del miembro de un tubo HSS medido en el plano de la conexion

El valor de "U" para ángulos simples, ángulos dobles y secciones WT será mayor o igual que 0.60 a tomando como excepción cuando estas secciones sean diseñadas con valores de excentricidades como se estipula en la sección H1.2 o H2.

Con base a valores promedios X/L , para varios tipos de conexiones de miembros en tensión atornillados, el comentario al B3 del AISC dan valores del factor de reducción U, que pueden usarse en vez del valor calculado de $1 - X/L$. Estos valores promedios de U para conexiones atornilladas se basan en dos amplias categorías de conexiones; aquellas con dos sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada y aquellas con tres o mas sujetadores por línea. Se dan solo tres valores diferentes, estas corresponden a las siguientes condiciones:

1. Para perfiles W, M y S que tienen una razón ancho a peralte de por lo menos 2/3 (y perfiles T recortados de ellos) y están conectados a través de los patines con por lo menos tres sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada. $U = 0.90$
2. Para todos los otros perfiles (incluidos los perfiles compuestos) con por lo menos tres sujetadores por línea, $U = 0.85$

3. Para todos los miembros con solo dos sujetadores por línea, $U = 0.75$.

Pueden usarse valores de U promedio para conexiones soldadas. Las reglas son las mismas, excepto que las reglas correspondientes a dos sujetadores por línea no se aplican. Los valores promedios para conexiones soldadas son las siguientes:

1. Para perfiles W, M o S con una razón ancho peralte de por lo menos $2/3$ (y perfiles T recortados de ellos), y conectados en los patines, $U = 0.90$
2. Para todos los otros perfiles, $U = 0.85$.

Además existen casos especiales para conexiones soldadas, tales como los que siguen:

Solo cuando algunos elementos de la sección transversal no están conectados, A_e será menor que A_n . Para miembros en tensión como placas y barras simples, el área neta efectiva se toma como el área neta total calculada. Sin embargo hay una excepción a esta regla: para placas o barras conectadas por soldaduras longitudinales, el área neta efectiva se calcula como sigue:

$$A_e = UA_g \quad (\text{Ec. 3.3})$$

$$U = 1.0 \text{ para } L \geq 2w$$

$$U = 0.87 \text{ para } 1.5w \leq L < 2w$$

$$U = 0.75 \text{ para } w \leq L < 1.5w$$

$$L = \text{longitud del par de soldadura} \geq W$$

W = distancia entre soldaduras (que puede tomarse como el ancho de la placa o barra).

3.7 EFECTO DEL PATRÓN DE LA COLOCACIÓN DE LOS TORNILLOS EN CONEXIONES

Cuando los tornillos o remaches para la conexión de extremo de un miembro a tensión se colocan en una sola línea se obtiene un área neta máxima. Si no se cuenta con espacio suficiente para una sola línea de conectores, puede ser necesario usar más de una línea. Si este es el caso, generalmente ocurre que

colocar dos o más líneas de tornillo generan una reducción del área neta lo cual origina que la sección del elemento seleccionado sea muy grande lo que hace que se incrementen los costos.

Generalmente como una forma de contrarrestar el caso anterior, es conveniente alternar los conectores para proporcionar en cualquier sección un área neta tan grande como sea posible para resistir la carga.

Hasta ahora se ha supuesto que los elementos en tensión axial fallan transversalmente a lo largo de una línea de falla ABDE, que se muestra en la figura 3.11, pero en realidad puede que esta línea de falla ocurra en otro plano diferente al ya mencionado.

Según el AISC los agujeros alternados como la línea ABCF de la figura 3.10 son posibles planos de fallas, lo cual ocurre cuando la cantidad de alternación es suficientemente pequeña (los agujeros no están suficientemente separados), la influencia de un agujero excéntrico puede ser sentida por una sección transversal cercana y es entonces una posible fractura a lo largo de una trayectoria inclinada como la línea ABCF. En tal caso la relación $f = P/A$ no es aplicable y los esfuerzos sobre la porción inclinada AC son una combinación de esfuerzos de tensión como de cortante.

Para tal caso se supondrá una sección neta como la mencionada en el presente capítulo, para agujeros alternados en línea de zigzag.

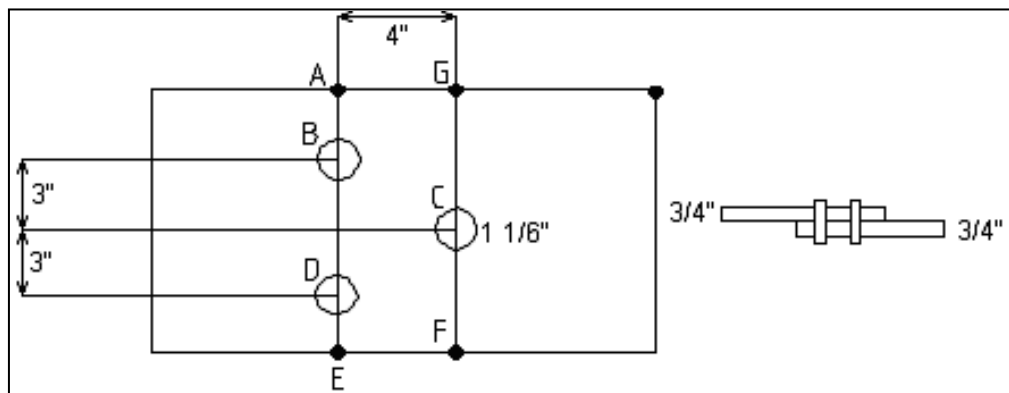


Figura 3.10 Miembro en tensión con tornillo alternado.

Para un elemento en tensión con conexiones simples, la hipótesis de que cada conector resiste una porción igual de carga no es compartida para elementos en tensión con conexiones alternadas, líneas diferentes de falla potencial pueden estar sometidas a cargas diferentes. Por ejemplo la línea ABDE de la figura 3.11 estará sometida a $2/3$ de la carga aplicada, la razón es que $1/3$ de la carga habrá sido transferida por el miembro a la conexión “C” antes de que la conexión “B” y “D” reciban cualquier carga.

3.8 BLOQUE DE CORTANTE.

El bloque de cortante se basa en la hipótesis de que un elemento sometido a fuerzas axiales de tensión genera dos posibles formas de falla, las cuales ocurren de manera simultánea, una de las dos superficies de falla se fractura y la otra fluye, es decir, la fractura ocurre sobre la superficie de cortante lo cual es acompañada por la fluencia sobre la superficie de tensión, o bien, la fractura sobre la superficie de tensión es acompañada por la fluencia sobre la superficie de cortante.

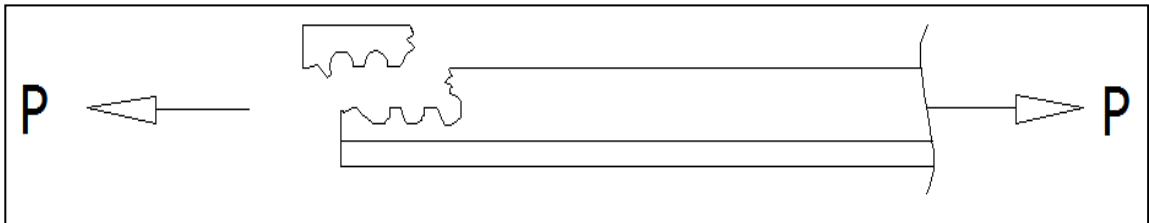


Fig. 3.11 Falla por bloque de cortante (Ruptura por cortante y tensión combinados).

En pocas palabras, este tipo de falla indica que un miembro estructural en tensión falla por arrancamiento o desprendimiento del material en la conexión atornillada extrema.

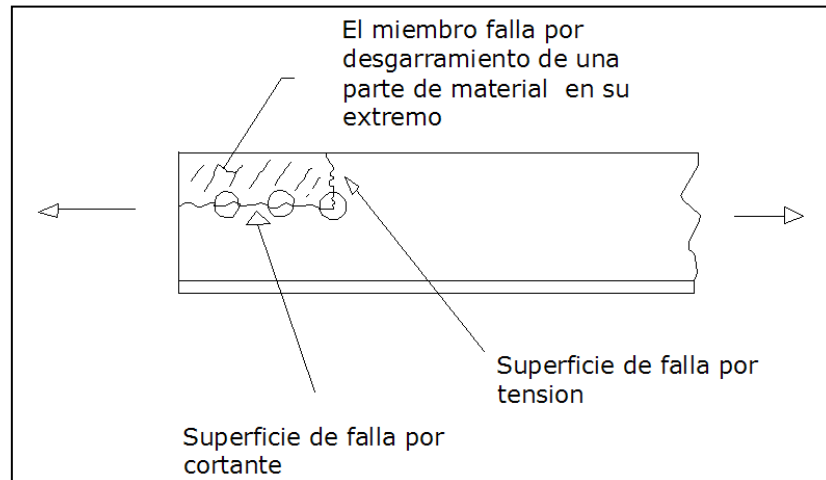


Fig. 3.12 Superficies de falla en el bloque de corte

La hipótesis del modo de falla de ruptura por tensión y cortante combinadas según el AISC son:

1. Las superficies de tensión y cortante no siempre se fracturan al mismo tiempo
2. Cuando ocurre la ruptura por cortante y tensión combinados, pueden ocurrir uno de los dos modos de fallas posibles:
 - La superficie en tensión se fracturará y la superficie por cortante fluirá
 - La superficie de tensión y cortante se fracturarán.

La resistencia nominal en tensión es $F_u A_{nt}$ por fractura y $F_y A_{gt}$ por fluencia, donde A_{nt} y A_{gt} son el área neta y total a lo largo de la superficie de tensión.

Nota: Como el estado límite es la fractura, la ecuación gobernante será la que obtenga el mayor término de fractura, es decir que para cualquier combinación de carga el valor resultante de esta combinación a tomar en cuenta será aquella que obtenga la mayor valor de fractura aun y cuando el valor total de esta combinación sea inferior al de la otra.

3.9 METODOLOGÍA DE DISEÑO.

<p>3.9.1 Método ASD.</p> <p>Procedimiento de Diseño.</p> <p>A continuación se mostrara el procedimiento paso a paso para el diseño de elementos de acero estructural sometido a fuerzas axiales de tensión:</p> <ol style="list-style-type: none">1. Se debe hacer una evaluación de aquellas combinaciones de cargas del método de esfuerzos admisibles estipuladas por el Instituto Americano de Construcciones en Acero en el que existan cargas que estén actuando sobre el elemento que se diseña.2. Se debe tener una noción inicial del tipo y forma de la conexión a utilizar para la unión de estos elementos.3. Área Gruesa: determinar el área gruesa necesaria para resistir el estado limite de deformación excesiva (luego de la fluencia) cuya ecuación gobernante es la siguiente: $P_a \leq P_n / \Omega \quad (\text{Ec. 3.4})$ <p>Para el diseño de elementos en tensión cuyo estado</p>	<p>3.9.2 Método LRFD.</p> <p>Procedimiento de Diseño.</p> <p>A continuación se mostrara el procedimiento paso a paso para el diseño de elementos de acero estructural sometido a fuerzas axiales de tensión:</p> <ol style="list-style-type: none">1. Se debe hacer una evaluación de aquellas combinaciones de cargas del método factores de carga y resistencia estipuladas por el Instituto Americano de Construcciones en Acero en el que existan cargas que estén actuando sobre el elemento que se diseña.2. Se debe tener una noción inicial del tipo y forma de la conexión a utilizar para la unión de estos elementos.3. Área Gruesa: determinar el área gruesa necesaria para resistir el estado limite de deformación excesiva (luego de la fluencia) cuya ecuación gobernante es la siguiente: $P_u \leq \phi P_n \quad (\text{Ec. 3.13})$ <p>Para el diseño de elementos en tensión cuyo estado de</p>
---	--

<p>de falla de deformación excesiva, $\Omega = 1.67$, entonces la ecuación queda:</p> $Pa \leq 0.6FyAg. \quad (\text{Ec. 3.5})$ <p>Donde:</p> <p>Pa: Es la resistencia requerida en tensión producto de la combinación mas desfavorable.</p> <p>Fy: Es el esfuerzo de fluencia del elemento a tensión.</p> <p>Ag: Es el área gruesa necesaria para evitar la fluencia del elemento en tensión.</p> <p>Despejando de la ecuación 3.5 el área gruesa, tenemos:</p> $Ag = 1.67 Pa / Fy \quad (\text{Ec. 3.6})$ <p>4. Área neta o neta efectiva: determinar el área neta o neta efectiva (según sea el caso), necesaria para evitar el segundo estado límite de fractura, cuya ecuación que gobierna dicho estado es la siguiente:</p> $Pa \leq Pn / \Omega \quad (\text{Ec. 3.4})$ <p>Para el diseño de elementos en tensión cuyo estado de falla de fractura, $\Omega = 2.0$, entonces la ecuación queda:</p>	<p>falla de deformación excesiva, $\emptyset = 0.9$, entonces la ecuación queda:</p> $Pu \leq 0.9FyAg. \quad (\text{Ec. 3.14})$ <p>Donde:</p> <p>Pu: Es el la carga ultima en tensión producto de la combinación mas desfavorable.</p> <p>Fy: Es el esfuerzo de fluencia del elemento a tensión.</p> <p>Ag: Es el área gruesa necesaria para evitar la fluencia del elemento en tensión.</p> <p>Despejando de la ecuación 3.14 el área gruesa, tenemos:</p> $Ag = 1.11 Pu / Fy \quad (\text{Ec. 3.15})$ <p>4. Área neta o neta efectiva: determinar el área neta o neta efectiva (según sea el caso), necesaria para evitar el segundo estado límite de fractura, cuya ecuación que gobierna dicho estado es la siguiente:</p> $Pu \leq \emptyset Pn \quad (\text{Ec. 3.16})$ <p>Para el diseño de elementos en tensión cuyo estado de falla de fractura, $\emptyset = 0.75$, entonces la ecuación queda:</p>
---	---

$P_a \leq 0.5F_u A_{ne}. \quad (\text{Ec. } 3.7)$ <p>Pa: Es la resistencia requerida en tensión producto de la combinación mas desfavorable.</p> <p>Fu: Es el esfuerzo último del acero del elemento.</p> <p>Ane: Es el área neta efectiva (o neta, según sea el caso) necesaria para evitar la fractura.</p> <p>Despejando de la ecuación 3.7 el área neta o neta efectiva, tenemos:</p> $A_{ne} = 2 P_a / F_u. \quad (\text{Ec. } 3.8)$ <p>5. Relación de esbeltez: aunque la esbeltez no se aplica a miembros en tensión, el AISC en su sección B7 sugiere una relación máxima de esbeltez de 300. Este valor de esbeltez es recomendado por razones prácticas cuando la carga axial de un miembro se retira y este es sometido a pequeñas cargas transversales originadas por viento, lo cual puede ocasionar vibraciones o deflexiones. La limitación de la relación de esbeltez esta dada por la siguiente ecuación:</p> $L / r \leq 300. \quad (\text{Ec. } 3.9)$ <p>Donde:</p> <p>L: Longitud del miembro en tensión.</p>	$P_u \leq 0.75F_u A_{ne}. \quad (\text{Ec. } 3.17)$ <p>Pu: Es el la carga ultima en tensión producto de la combinación mas desfavorable.</p> <p>Fu: Es el esfuerzo último del acero del elemento.</p> <p>Ane: Es el área neta efectiva (o neta, según sea el caso) necesaria para evitar la fractura.</p> <p>Despejando de la ecuación 3.17 el área neta o neta efectiva, tenemos:</p> $A_{ne} = 1.33 P_u / F_u. \quad (\text{Ec. } 3.18)$ <p>5. Relación de esbeltez: El valor de relación de esbeltez al igual que en el método ASD, no tiene importancia de diseño mas que por practica común y recomendada, por lo que la limitación de la relación de esbeltez al igual que la descrita en el método ASD esta dada por la siguiente ecuación:</p> $L / r \leq 300. \quad (\text{Ec. } 3.9)$ <p>Donde:</p> <p>L: Longitud del miembro en tensión.</p> <p>r: Radio de giro mínimo de la sección transversal.</p>
---	---

<p>I: Radio de giro mínimo de la sección transversal.</p> <p>Despejando de la ecuación. 3.9 el radio de giro de la sección tenemos:</p> $r \geq L/300. \quad (\text{Ec. 3.10})$ <p>6. Selección del elemento adecuado: de las tablas de propiedades de los perfiles y con base a la información obtenida hasta este punto (área gruesa y el radio de giro mínimo), seleccionar el perfil más ligero posible.</p> <p>7. Verificación del perfil seleccionado: luego de haber seleccionado el perfil más ligero, se debe determinar el área neta o neta efectiva según sea el caso, para la sección del elemento seleccionado, para esto se deberá tener una noción inicial del detallado de la conexión, así como aplicar los conocimientos mostrados en apartados anteriores dentro de este capítulo para el cálculo del área neta o neta efectiva. Verificando la existencia de retrazo de cortante o no, etc.</p> <p>8. Bloque de cortante: Luego de haber</p>	<p>Despejando de la ecuación 3.9 el radio de giro de la sección tenemos:</p> $r \geq L/300. \quad (\text{Ec. 3.10})$ <p>6. Selección del elemento adecuado: de las tablas de propiedades de los perfiles y con base a la información obtenida hasta este punto (área gruesa y el radio de giro mínimo), seleccionar el perfil más ligero posible.</p> <p>7. Verificación del perfil seleccionado: luego de haber seleccionado el perfil más ligero, se debe determinar el área neta o neta efectiva según sea el caso, para la sección del elemento seleccionado, para esto se deberá tener una noción inicial del detallado de la conexión, así como aplicar los conocimientos mostrados en apartados anteriores dentro de este capítulo para el cálculo del área neta o neta efectiva, verificando la existencia de Retrazo de cortante o no, etc.</p> <p>8. Bloque de cortante: Luego de haber comprobado que el perfil cumple con el área</p>
--	---

<p>comprobado que el perfil cumple con el área gruesa, neta o neta efectiva y relación de esbeltez; se debe comprobar que dicho perfil resista la acción combinada de tensión y cortante, mejor conocido como bloque de cortante. La ecuación que se debe satisfacer para este estado de falla es la siguiente:</p> $R_n = \left[\frac{(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_y A_{nt})}{\Omega} \right] \leq \left[\frac{(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})}{\Omega} \right] \quad (\text{Ec. 3.11})$ <p>Donde:</p> <p>Fu: Es el esfuerzo último del acero</p> <p>Fy: Es el esfuerzo de fluencia del acero.</p> <p>Anv: Área neta a lo largo de la superficie de corte.</p> <p>Ant: Área neta en tensión.</p> <p>Agv: Área gruesa a lo largo de la superficie de corte.</p> <p>Ubs: 1.0 para esfuerzos de tensión uniforme y 0.5 para esfuerzos de tensión no uniformes.</p> <p>Recles y Yura establecieron que la distribución de esfuerzos a tensión no siempre es uniforme, se considerara no uniforme cuando se tengan conexiones como placas a cortantes en viga que estén constituidas por dos filas de pernos</p>	<p>gruesa, neta o neta efectiva y relación de esbeltez; se debe comprobar que dicho perfil resista la acción combinada de tensión y cortante, mejor conocido como bloque de cortante. La ecuación que se debe satisfacer para este estado de falla es la siguiente:</p> $R_n = \left[\frac{(0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_y A_{nt})}{\Omega} \right] \leq \left[\frac{(0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt})}{\Omega} \right] \quad (\text{Ec. 3.19})$ <p>Donde:</p> <p>Fu: Es el esfuerzo último del acero</p> <p>Fy: Es el esfuerzo de fluencia del acero.</p> <p>Anv: Área neta a lo largo de la superficie de corte.</p> <p>Ant: Área neta en tensión.</p> <p>Agv: Área gruesa a lo largo de la superficie de corte.</p> <p>Ubs: 1.0 para esfuerzos de tensión uniforme y 0.5 para esfuerzos de tensión no uniformes</p> <p>Recles y Yura establecieron que la distribución de esfuerzos a tensión no siempre es uniforme, se considerara no uniforme cuando se tengan conexiones como placas a cortantes en viga que estén constituidas por dos filas de pernos paralela a la carga cortante.</p>
---	--

paralela a la carga cortante.

El factor de seguridad para la falla de bloque de cortante $\Omega = 2.0$, por lo que sustituyendo el

factor de seguridad en la ecuación 3.11 queda de la siguiente forma:

$$R_n = 0.3FuAnv + 0.5UbsFyAnt \leq 0.3FyAgv + 0.5UbsFuAnt \quad (\text{Ec. 3.12})$$

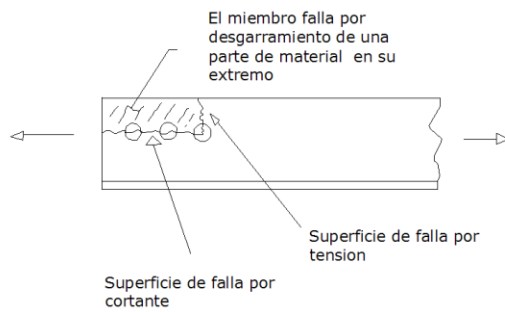


Fig. 3.13 Superficies de falla

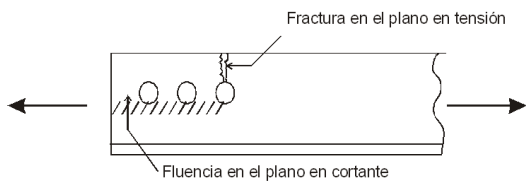


Fig. 3.14 Estados de falla por fluencia en el bloque de cortante.

El factor de reducción para la falla de bloque de cortante $\phi = 0.75$, por lo que sustituyendo el

factor de reducción en la ecuación 3.19 queda de la siguiente forma:

$$R_n = 0.45FuAnv + 0.75UbsFyAnt \leq 0.45FyAgv + 0.75UbsFuAnt \quad (\text{Ec. 3.20})$$

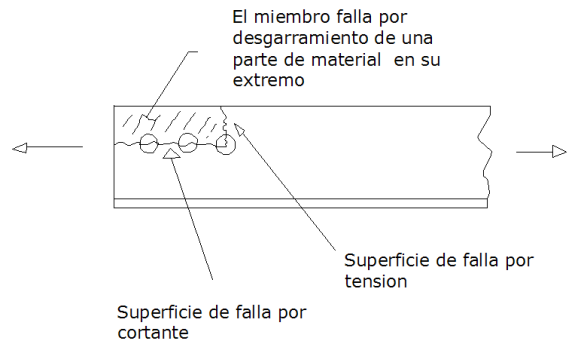


Fig. 3.13 Superficies de falla

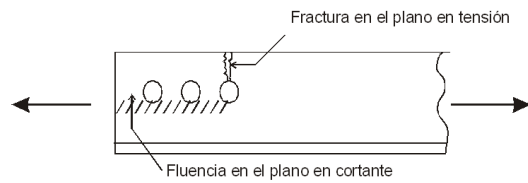
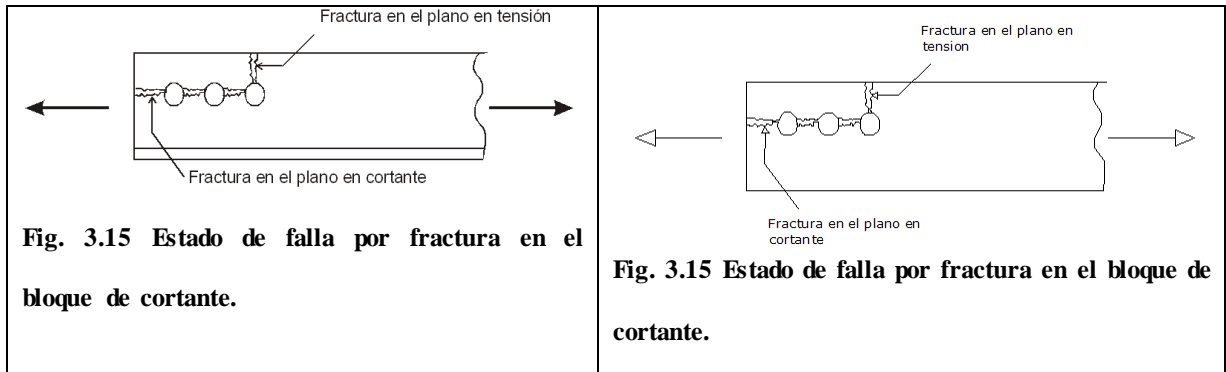


Fig. 3.14 Estados de falla por fluencia en el bloque de cortante.



3.10 SELECCIÓN DE UN MIEMBRO A TENSIÓN USANDO TABLAS.

Las fuerzas resistentes en tensión para varios tipos de perfiles son dados en la tabla 5-1 hasta la 5-8 del manual de diseño, estas resistencia son dadas tanto para el estado limite de falla por deformación excesiva como para la falla por ruptura para las dos metodologías de diseño; en cada caso los valores de las fuerzas resistentes están basados en la suposición que el área neta efectiva es igual al setenta y cinco por ciento del área gruesa ($A_e = 0.75A_g$), el cual es un valor arbitrariamente seleccionado por lo común que resulta este valor del área neta efectiva en las conexiones de elementos. Tal consideración simplifica enormemente el proceso de diseño de estos elementos y el de sus conexiones.

El AISC en su manual especifica que una vez se halla seleccionado el perfil para ser utilizado como miembro en tensión y se conozca el tipo de conexión a utilizar y dé como resultado $A_e \text{ real} > 0.75A_g$, se deje el perfil seleccionado como el definitivo; cuando el resultado de $A_e \text{ real} < 0.75A_g$, pero el valor no difiera tanto del valor calculado, el perfil seleccionado se puede dejar como el seleccionado.

3.11 ESTADOS LÍMITES GOBERNANTES EN MIEMBROS A TENSIÓN.

En el diseño de miembros sometidos a esfuerzos axiales de tensión, siempre habrá un estado límite gobernante, esto depende de la sección transversal del elemento que se seleccione como miembro en tensión, así como del tipo de perfil seleccionado y de sus resistencias tanto a la fluencia como a la ruptura.

A continuación se presentarán los criterios generales para diferentes tipos de secciones utilizadas como elementos a tensión.

- **Secciones W:** Para perfiles W con un $F_y = 50$ ksi y un $F_u = 65$ ksi (ASTM A992) el estado límite de ruptura controlará el diseño cuando $A_e/A_g < 0.923$, caso contrario el estado límite de fluencia gobernará el diseño.
- **Ángulos simples:** Para secciones angulares con un $F_y = 36$ ksi y un $F_u = 58$ ksi (ASTM A36) el estado límite de ruptura controlará el diseño cuando $A_e/A_g < 0.745$, caso contrario el estado límite de fluencia gobernará el diseño
- **Ángulos dobles:** Para secciones angulares con un $F_y = 36$ ksi y un $F_u = 58$ ksi (ASTM A36) el estado límite de ruptura controlará el diseño cuando $A_e/A_g < 0.745$, caso contrario el estado límite de fluencia gobernará el diseño
- **Secciones WT:** Para perfiles WT con un $F_y = 50$ ksi y un $F_u = 65$ ksi (ASTM A992) el estado límite de ruptura controlará el diseño cuando $A_e/A_g < 0.923$, caso contrario el estado límite de fluencia gobernará el diseño.
- **Secciones tubulares redondas HSS:** para perfiles tubulares HSS con un $F_y = 46$ ksi y un $F_u = 58$ ksi (ASTM A500 grado B) el estado límite de ruptura controlará el diseño cuando $A_e/A_g < 0.952$, caso contrario el estado límite de fluencia gobernará el diseño.
- **Secciones tubulares rectangulares HSS:** para perfiles tubulares HSS con un $F_y = 42$ ksi y un $F_u = 58$ ksi (ASTM A500) el estado límite de ruptura controlará el diseño cuando $A_e/A_g < 0.869$, caso contrario el estado límite de fluencia gobernará el diseño.
- **Tubo de acero:** para tuberías de acero con un $F_y = 35$ ksi y un $F_u = 60$ ksi (ASTM A53 grado B) el estado límite de ruptura controlará el diseño cuando $A_e/A_g < 0.70$, caso contrario el estado límite de fluencia gobernará el diseño

3.12 EJEMPLO DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A TENSION.

En el presente ejemplo se utilizara el edificio de la Alcaldía de Cuscatancingo como edificio de análisis, en este existen muy pocos elementos sometidos a cargas axiales de tensión puesto que la estructuración de marcos espaciales hace que todos los elementos de la estructura principal se encuentren sometidos a esfuerzos combinados de carga axial, cortante y momentos flectores; sin embargo en la estructura de techo es posible encontrar elementos a cargas axiales de tensión cuando se predetermina que esta actúe como una armadura de techo, pero por la longitud total de los claros que tiene el edificio para los apoyos de la armadura los cuales son de 30m y en base a un espaciamiento máximo de polines de 1.5 m, hace que los miembro de la armadura tengan cargas no solo en su nudo sino en partes intermedias a estos de manera que esta estructura no actué como una armadura real, por tal motivo la estructura principal será diseñada con en el capítulo 9.

Dado que en el tercer nivel se ha planteado una estructura de techo a un agua (entre los ejes A-B y 3-5, de la figura 3.16) con una longitud total en el lado corto de de 6 m y 12m en el lado largo, lo cual hace posible una estructura de soporte a base de armaduras espaciales.

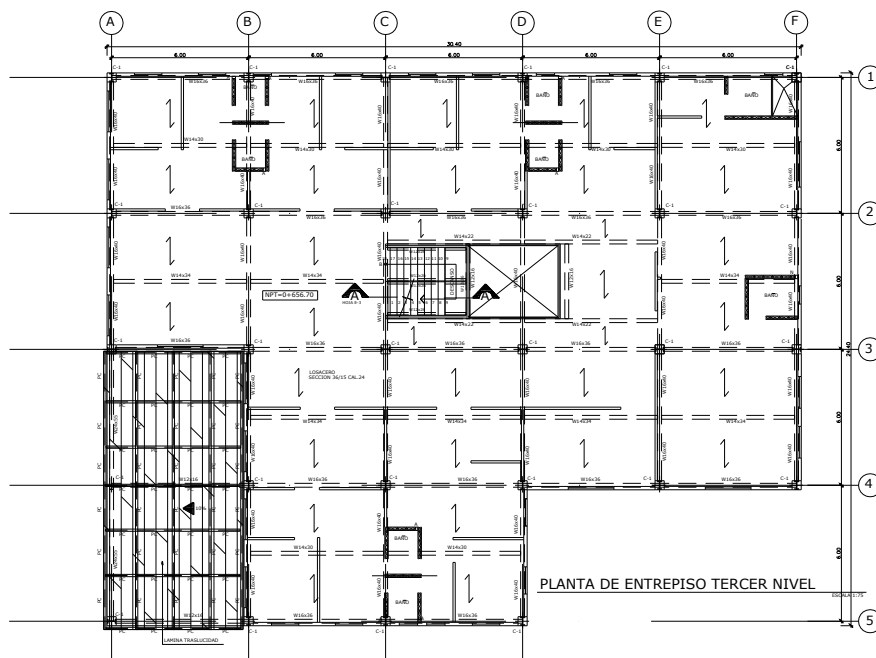


Fig. 3.16 Planta de entrepiso tercer nivel

La armadura se estructurara como se muestra en la figura 3.17 y 3.18

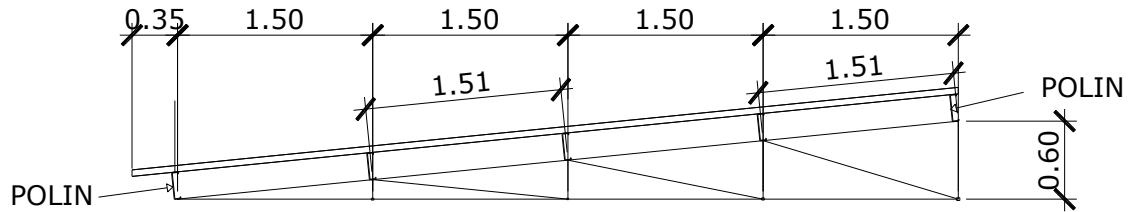


Fig. 3.17 Elevación de estructuración de armadura

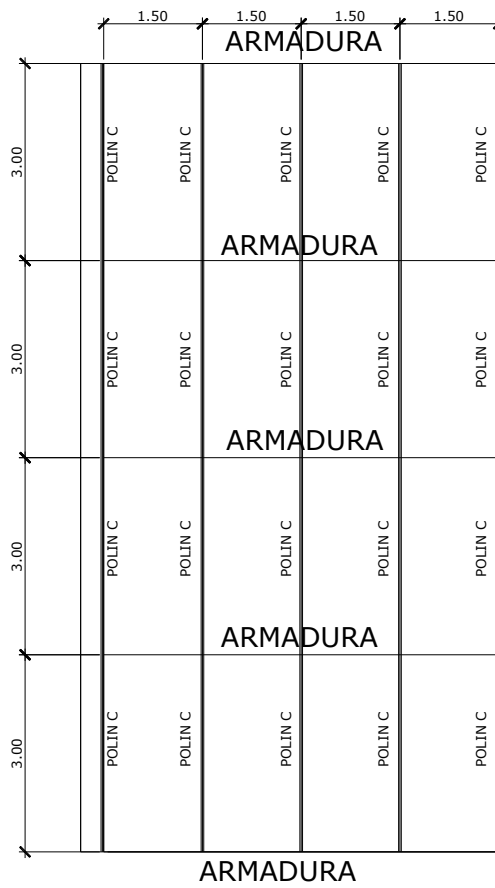


Fig. 3.18 Planta de estructuración de armadura

Las cargas a la que estará sometida la estructura son la que se muestra a continuación:

Cargas Muertas

Claros internos

Descripción	Unidad	Magnitud	Área tributaria	Carga puntual (Ton)
lamina de techo	Kg/m ²	10	1.51 m X 3m	0,05
Cielo falso + I. eléctrica	Kg/m ²	30	1.51 m x 3m	0,14
Peso de polín C	Kg/m	3,35	3m	0,01
Peso propio de estructura	Kg/m ²	17	1.51m x 3m	0,08
Total				0,27

Claros externos

Descripción	Unidad	Magnitud	Área tributaria	Carga puntual (Ton)
lamina de techo	Kg/m ²	10	0.76 m X 3m	0,02
Cielo falso + I. eléctrica	Kg/m ²	30	0.76 m x 3m	0,07
Peso de polín C	Kg/m	3,35	3m	0,01
Peso propio de estructura	Kg/m ²	17	0,76m x 3m	0,04
Total				0,14

Carga viva máxima de techo

Claros internos

Descripción	Unidad	Magnitud	Área tributaria	Carga puntual (Ton)
Cubierta de techo con pendiente mayor del 5%	Kg/m ²	20	1.51 m X 3m	0,09

Claros extremos

Descripción	Unidad	Magnitud	Área tributaria	Carga puntual (Ton)
Cubierta de techo con pendiente mayor del 5%	Kg/m ²	20	0,76m x 3m	0,05

NOTA: Se colocara una carga viva puntual de 0.1 Ton en el punto central (es el punto mas desfavorable)

Carga por viento

Magnitud de la presión estática del viento

$$P_p = C_p C_z K P_o$$

	Valores	Comentario
C _p	-0,7	Dependen del tipo y forma de la construcción, la cual para techo inclinado con $\theta \leq 30$
C _z	1	Dependen de las condiciones de exposición de la construcción en estudio
K	1	Dependen de las condiciones de exposición de la construcción en estudio, y cae dentro de la categoría B (sitio rodeado de construcciones de medianas alturas)
P _o	30	Es la presión básica de diseño en Kg/m ²

P _p (Kg/m ²)	-21
-------------------------------------	-----

Carga estática de viento

Claros internos

Descripción	Unidad	Magnitud	Área tributaria	Carga puntual (Ton)
Carga de viento de succión	Kg/m ²	-21	1.51 m X 3m	-0,10

Claros extremos

Descripción	Unidad	Magnitud	Área tributaria	Carga puntual (Kg)
Carga de viento de succión	Kg/m ²	-21	0,76m x 3m	-0,05

Las armaduras cargadas se muestran a continuación:

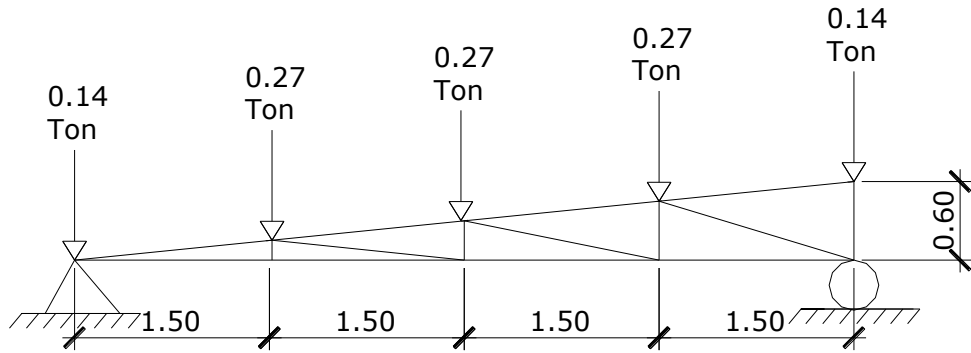


Fig. 3.19 Carga muerta sobre la armadura

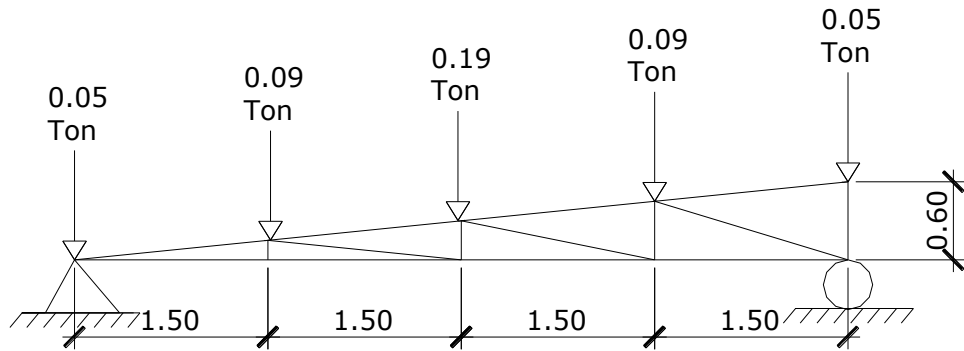


Fig. 3.20 Carga viva de techo sobre la armadura

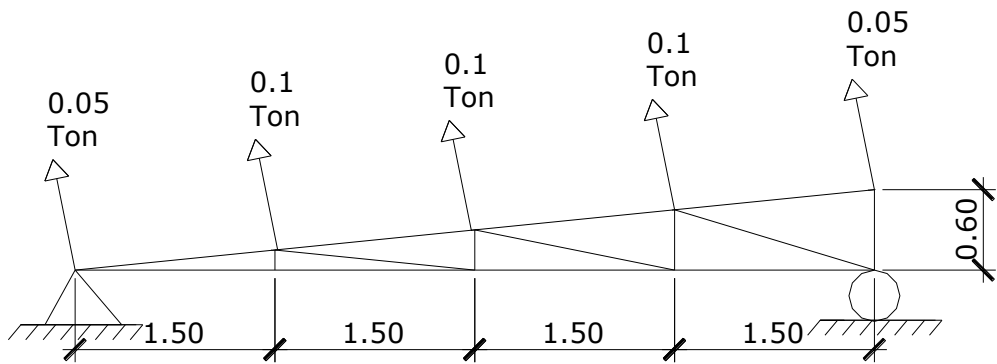


Fig. 3.21 Carga de viento sobre la armadura (perpendicular al área de la cubierta).

Realizando el análisis estructural con la ayuda del programa computacional Etab, se obtienen los siguientes resultados:

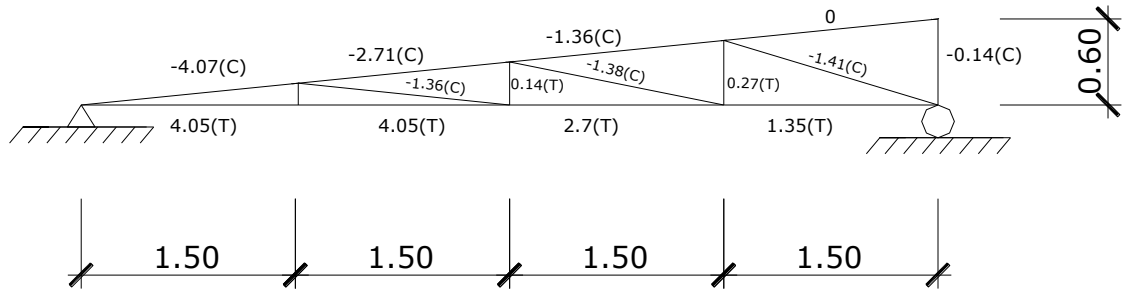


Fig. 3.22 Reacciones internas de la carga muerta de techo sobre la armadura.

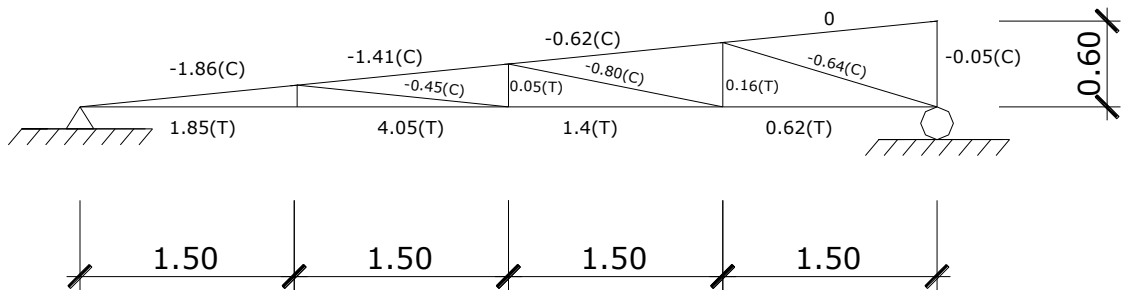


Fig. 3.23 Reacciones internas de la carga viva de techo sobre la armadura.

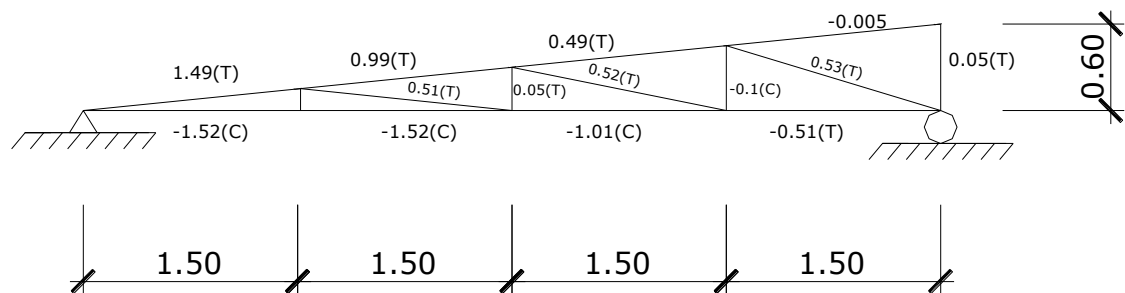


Fig. 3.24 Reacciones internas de la carga estática de viento de techo sobre la armadura.

En los problemas que vienen a continuación se diseñará solo un elemento, aquel que muestre las condiciones mas desfavorable que para tal caso es el elemento central de la cuerda inferior, además se

asumirá este mismo diseño para los demás elementos de la armadura, esto con el objetivo de evitar errores constructivos.

3.12.1 PROBLEMA 1.

Diseñe el elemento con acero A36 de una armadura por el método de esfuerzos admisibles cuya longitud es de 1.5m y se encuentra sometido a las siguientes cargas axiales:

Carga muerta: 4.05 Ton

Carga Viva: 4.05 Ton

Carga de viento: -1.52 Ton (succión).

Suponga que se encuentra conectada a una placa por medio de soldadura.

Solución.

1. Lo primero que se procederá a realizar es la determinación de la carga de diseño, la cual se realizará en base a las combinaciones de carga que estipula el AISC, no todas las combinaciones de carga se utilizarán, sino aquella que tengan como cargas la actuantes para este ejemplo.

1. D

$$\mathbf{R = 4.05 Ton}$$

2. D+L

$$\mathbf{R = 4.05 Ton}$$

3. D + (Lr o S o R)

$$4.05 + 4.05$$

$$\mathbf{R = 8.1 Ton}$$

4. D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)

$$+ 0.75(4.05)$$

$$\mathbf{R = 7.09 Ton}$$

5. D ± (W o 0.7E)

$$4.05 - (-1.52)$$

$$\mathbf{R = 5.57 Ton}$$

6. $D + 0.75(W \text{ o } 0.7E) + 0.75L + 0.75(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

$4.05 + 0.75(-1.52) + 0.75(4.05)$

R = 5.95 Ton

7. $0.6D \pm (W \text{ o } 0.7E)$

$0.6(4.05) - (-1.52)$

R = 3.95 Ton.

La carga de diseño es de 8.1 Ton (17.84 Kips), correspondiente a la ecuación 3.

2. Tener una idea del tipo de conexión a utilizarse, la cual será para este caso soldada en todo el perímetro de la barra en contacto con la placa del nudo (soldadura tanto longitudinal como transversal) del tipo mostrado en la figura 3.25

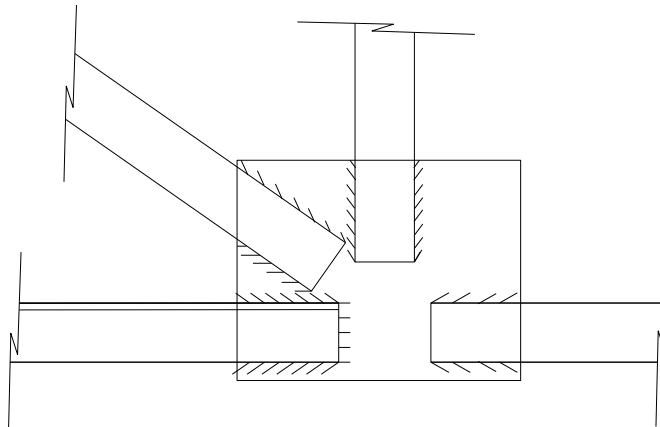


Fig. 3.25 Conexión soldada en todo su perímetro con la placa de conexión.

3.0 Determinación del área gruesa necesaria.

El área gruesa requerida es la siguiente:

$$A_g = 1.67 P_u / F_y$$

$$A_g = 1.67 \text{ (17.84/36)}$$

$$A_g = 0.83 \text{ pulg}^2$$

4.0 Determinación del área neta o neta efectiva.

El área neta efectiva requerida para la carga de diseño es la siguiente:

$$A_{ne} = 2 \text{ Pu/Fu}$$

$$A_{ne} = 2(17.84/58)$$

$$A_{ne} = 0.62 \text{ Pulg}^2$$

5.0 Relación de esbeltez.

El radio de giro del elemento de diseño debe ser al menos

$$L/r \leq 300$$

$$r \geq L/300$$

$$r \geq [(150/2.54)/300]$$

$$r \geq 0.20 \text{ pulg.}$$

6.0 Selección del elemento adecuado.

Generalmente las armadura están formadas por ángulos, tubos HSS o caños redondos, para nuestro problema en particular seleccionaremos los ángulos mas ligeros (comenzando la selección desde primeros ángulos en la lista), además, el área neta para elementos soldados distinto a perfiles W, M y S; es igual a 0.85 el área gruesa. Seleccionamos a continuación de la tabla de propiedades de los perfiles de los anexos A.1, tenemos:

Descripción	A. gruesa (pulg ²)	A. neta efectiva (pulg ²)	Radio de giro r (pulg)	Peso (lb/pie)
L2x2x1/4	0.94	0.8	0.391	3.19
L21/2x21/2x3/16	0.902	0.77	0.43	3.07
L3x2x3/16	0.902	0.77	0.44	3.07

Todos los ángulos mostrados en la tabla anterior cumplen con los requisitos de diseño, pero se seleccionara aquel mas ligero que para el caso se logra apreciar que hay dos ángulos con los mismos pesos por pie, por tal motivo se selecciona el ángulo con mayor radio de giro. Se selecciona el ángulo **L3x2x3/16**.

En el paso anterior se seleccionaron solo ángulos que cumplen con todos los requisitos de diseño, por tal motivo solo se procederá a realizar la revisión por bloque de cortante, se considerara que el ángulo tiene la siguiente longitud de soldadura:

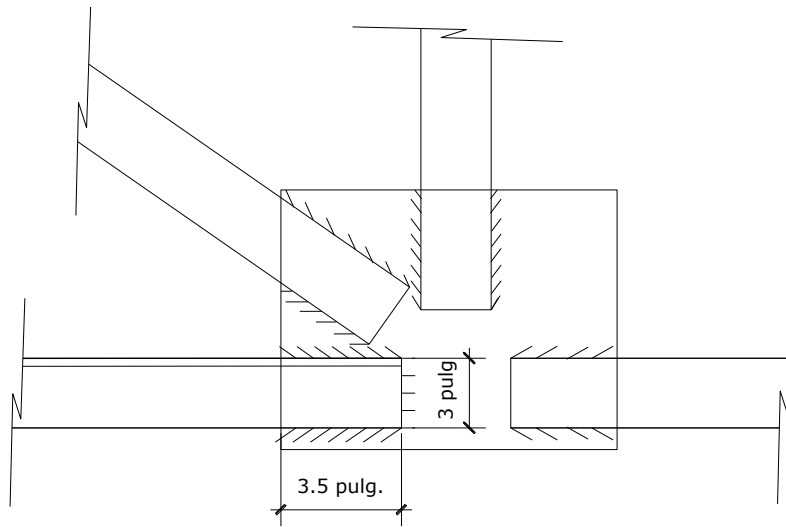


Fig. 3.26 Detalle de conexión soldada en el nudo de la armadura.

La resistencia por bloque de cortante del elemento es la siguiente:

$$R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt} \leq 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$$

Donde:

F_u : es el esfuerzo último del acero

F_y : es el esfuerzo de fluencia del acero.

A_{nv} : área neta a lo largo de la superficie de corte.

A_{nt} : área neta en tensión.

A_{gv} : área gruesa a lo largo de la superficie de corte

U_{bs} : 1.0

Para el caso particular de este problema los valores son los siguientes:

F_u : 58 ksi

F_y : 36 ksi

A_{nv} : $(3/16 \times 3.5 \times 2) = 1.31$ pulg

A_{nt} : $(3 \times 3/16) = 0.56$ pulg.

A_{gv} : $(3/16 \times 3.5 \times 2) = 1.31$ pulg

Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:

$$R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt}$$

$$R_n = 0.3(58 \times 1.31) + 0.5(1 \times 36 \times 0.56)$$

$$R_n = 22.79 + 10.08$$

$$R_n = 32.87 \text{ Kips.}$$

$$R_n = 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$R_n = 0.3(36 \times 1.31) + 0.5(1 \times 58 \times 0.56)$$

$$R_n = 14.15 + 16.24$$

$$R_n = 30.39$$

La resistencia de diseño por bloque de cortante es 32.87 Kips (por tener mayor valor ruptura en la ecuación) esta resistencia es mayor que la carga aplicada de 17.84 Kips, por tanto el elemento seleccionado es adecuado.

R/ L 3 x 2 x 3/16 pulg.

3.12.2 PROBLEMA 2.

Diseñar el mismo problema anterior considerando conexiones emperradas.

Muchos de los pasos para el diseño de este elemento son iguales, por tal motivo se procederán a retomar los valores obtenidos en el ejemplo anterior.

1.0 Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga de este problema son las mismas que las del problema anterior, resultando el valor de la carga de diseño de $P = 17.84$ Kips.

2.0 Condición de la conexión.

La conexión a utilizarse será a base de tornillos de $\frac{3}{4}$ pulg. de diámetro, se consideraran 2 tornillos por línea, en la figura 3.27 se puede observar el tipo de conexión.

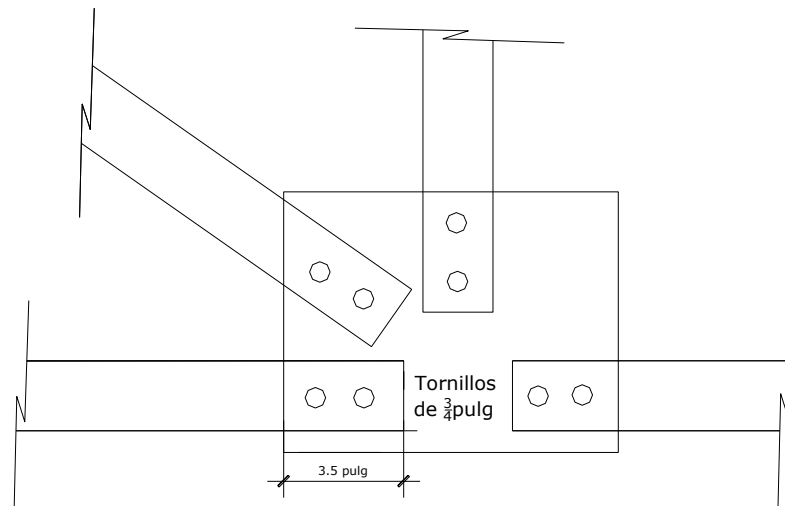


Fig. 3.27 Detalle de la conexión emperrada en el nudo de la armadura.

3.0 Determinación del área gruesa necesaria.

El área gruesa requerida es la siguiente:

$$A_g = 1.67 P_u / F_y$$

$$A_g = 1.67 (17.84/36)$$

$$A_g = 0.83 \text{ pulg}^2$$

4.0 Determinación del área neta o neta efectiva.

El área neta efectiva requerida para la carga de diseño es la siguiente:

$$A_{ne} = 2 P_u / F_u$$

$$A_{ne} = 2(17.84/58)$$

$$A_{ne} = 0.62 \text{ Pulg}^2$$

5.0 Relación de esbeltez.

El radio de giro del elemento de diseño debe ser al menos

$$L/r \leq 300$$

$$r \geq L/300$$

$$r \geq [(150/2.54)/300]$$

$$r \geq 0.20 \text{ pulg.}$$

6.0 Selección del elemento adecuado.

Generalmente las armaduras están formadas por ángulos, tubos HSS o caños redondos, para nuestro problema en particular seleccionaremos los ángulos más ligeros (comenzando la selección desde primeros ángulos en la lista), seleccionamos a continuación de la tabla de propiedades de los perfiles de los anexos

A.1, tenemos:

Descripción	A. gruesa (pulg ²)	Radio de giro r (pulg)	Peso (lb/pie)
L2x2x1/4	0.94	0.391	3.19
L2x2x3/8	1.36	0.39	4.7
L21/2x21/2x3/16	0.902	0.43	3.07
L21/2x21/2x5/16	1.31	0.42	4.5
L3x2x3/16	0.902	0.44	3.07

7.0 Verificación del área neta efectiva

El área neta es igual a:

$$A_n = A_g - [(\text{Diámetro} + 1/8 \text{ pulg}) \times \text{Espesor de ángulo}]$$

Y dado que solo un lado del ángulo estará empinado, existirá el efecto de retrazo de cortante, lo que hace que el área neta efectiva sea solo una porción del área neta; para el caso particular de un ángulo con solo dos sujetadores por línea, el factor 'U' de reducción es de 0.75.

Por tanto el área neta para los ángulos seleccionados es:

- Angulo L2x2x1/4 pulg

$$A_n = 0.94 - [(3/4 + 1/8) \times 1/4]$$

$$A_n = 0.72 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75(0.72)$$

$$A_{nef} = 0.54 \text{ pulg}^2 < A_{ef} \text{ requerida} = 0.62 \text{ pulg} \text{ (No cumple)}$$

- Angulo L2x2x3/8 pulg

$$A_n = 1.36 - [(3/4 + 1/8) \times 3/8]$$

$$A_n = 1.03 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (1.03)$$

$$A_{nef} = 0.77 \text{ pulg}^2 > A_{ef} \text{ requerida} = 0.62 \text{ pulg} \text{ (Si cumple)}$$

- Angulo L2 1/2x2 1/2x3/16 pulg

$$A_n = 0.902 - [(3/4 + 1/8) \times 3/16]$$

$$A_n = 0.74 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (0.74)$$

$$A_{nef} = 0.55 \text{ pulg}^2 < A_{ef} \text{ requerida} = 0.62 \text{ pulg} \text{ (No cumple)}$$

- Angulo L2 1/2x2 1/2x5/16 pulg

$$A_n = 1.31 - [(3/4 + 1/8) \times 5/16]$$

$$A_n = 1.04 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (1.04)$$

$$A_{nef} = 0.78 \text{ pulg}^2 > A_{ef} \text{ requerida} = 0.62 \text{ pulg} \text{ (Si cumple)}$$

- Angulo L3x2x3/16 pulg

$$A_n = 0.902 - [(3/4 + 1/8) \times 3/16]$$

$$A_n = 0.74 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (0.74)$$

$$A_{nef} = 0.55 \text{ pulg}^2 < A_{ef} \text{ requerida} = 0.62 \text{ pulg} \text{ (No cumple)}$$

Se selecciona el ángulo L 2 ½ x 2 ½ x 5/16 por ser el que cumple y el mas ligero.

8.0 Verificación del bloque de cortante.

En el paso anterior se seleccionaron solo ángulos que cumplen con todos los requisitos de diseño, por tal motivo solo se procederá a realizar la revisión por bloque de cortante, considerando el esquema de la figura 3.28 de este problema.

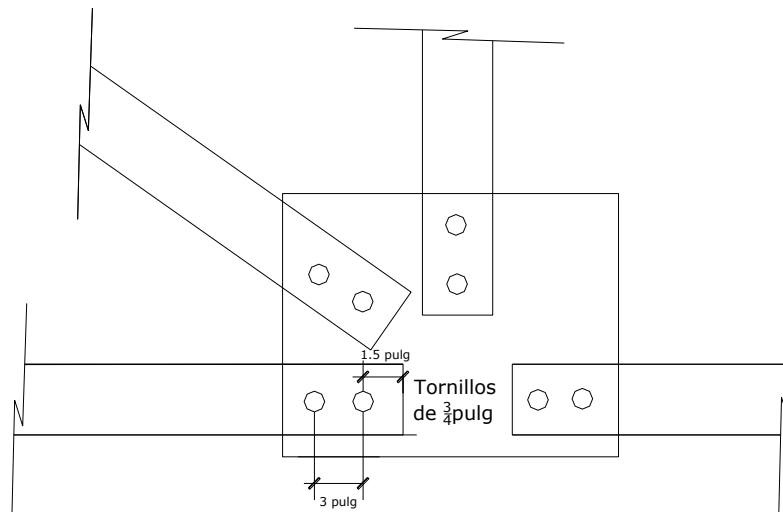


Fig. 3.28 Detalle de la conexión emperrada en el nudo de la armadura.

La resistencia por bloque de cortante del elemento es la siguiente:

$$R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt} \leq 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$$

Donde:

F_u : es el esfuerzo último del acero

F_y : es el esfuerzo de fluencia del acero.

Anv: área neta a lo largo de la superficie de corte.

Ant: área neta en tensión.

Agv: área gruesa a lo largo de la superficie de corte

Ubs: 1.0

Para el caso particular de este problema los valores son los siguientes:

Fu: 58 ksi

Fy: 36 ksi

$$\text{Anv: } 5/16 \{ (4.5) - [1.5 \times (3/4 + 1/8)] \} = 1.0 \text{ pulg}$$

$$\text{Ant: } 5/16 \{ (1.5) - [0.5 \times (3/4 + 1/8)] \} = 0.33 \text{ pulg.}$$

$$\text{Agv: } 5/16 \times 4.5 = 1.41 \text{ pulg}$$

Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:

$$R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt}$$

$$R_n = 0.3(58 \times 1) + 0.5(1 \times 36 \times 0.33)$$

$$R_n = 17.4 + 5.94$$

$$R_n = 23.34 \text{ Kips.}$$

$$R_n = 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$R_n = 0.3(36 \times 1.41) + 0.5(1 \times 58 \times 0.33)$$

$$R_n = 15.22 + 9.57$$

$$R_n = 24.79$$

La resistencia de diseño por bloque de cortante es 23.34 Kips (por tener mayor valor ruptura en la ecuación) esta resistencia es mayor que la carga aplicada de 17.84 Kips, por tanto el elemento seleccionado es adecuado.

R/ L 2 ½ x 2 ½ x 5/16 pulg.

3.12.3 PROBLEMA 3.

Diseñe el elemento con acero A36 de una armadura por el método factores de carga y resistencia cuya longitud es de 1.5m y se encuentra sometido a las siguientes cargas axiales:

Carga muerta: 4.05 Ton

Carga Viva: 4.05 Ton

Carga de viento: -1.52 Ton (succión).

Suponga que se encuentra conectada a una placa por medio de soldadura.

Solución.

1.0 Lo primero que se procederá ha realizar es la determinación de la carga de diseño, la cual se realizara en base a las combinaciones de carga que estipula el AISC, no todas las combinaciones de carga se utilizaran, sino aquella que tengan como cargas la actuantes para este ejemplo.

1.0 1.4D

$$1.4 (4.05)$$

$$\mathbf{R = 5.67 Ton}$$

2.0 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)

$$1.2 (4.05) + 0.5 (4.05)$$

$$\mathbf{R = 6.89 Ton}$$

3.0 1.2D + 1.6(Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)

$$1.2 (4.05) + 1.6 (4.05) + 0.8 (-1.52)$$

$$\mathbf{R = 10.12 Ton}$$

4.0 1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)

$$1.2(4.05) + 1.6(-1.52) + 0.5(4.05)$$

$$\mathbf{R = 4.45 Ton}$$

5.0 1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S

$$1.2 (4.05)$$

$$\mathbf{R = 4.86}$$

6.0 0.9D ± (1.6W o 1.0E)

$$0.9(4.05) - 1.6(-1.52)$$

$$\mathbf{R = 6.08 Ton}$$

La carga de diseño será de 10.12 Ton (22.28 Kips)

2.0 Tener idea de la forma del nudo para la conexión entre los elementos de la armadura, la cual será para este caso soldada en todo el perímetro de la barra en contacto con la placa del nudo (soldadura tanto longitudinal como transversal) del tipo mostrado en la figura 3.29

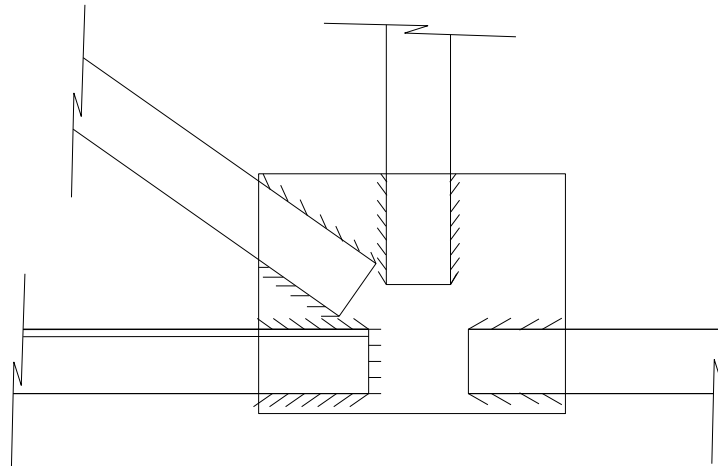


Fig. 3.29 Conexión soldada en todo su perímetro con la placa de conexión.

3.0 Determinación del área gruesa necesaria.

El área gruesa requerida es la siguiente:

$$A_g = 1.11 P_u / F_y$$

$$A_g = 1.11(22.28/36)$$

$$A_g = 0.69 \text{ pulg}^2$$

4.0 Determinación del área neta o neta efectiva.

El área neta efectiva requerida para la carga de diseño es la siguiente:

$$A_{ne} = 1.33 P_u / F_u$$

$$A_{ne} = 1.33(22.28/58)$$

$$A_{ne} = 0.51 \text{ pulg}^2$$

5.0 Relación de esbeltez.

El radio de giro del elemento de diseño debe ser al menos

$$L/r \leq 300$$

$$r \geq L/300$$

$$r \geq [(150/2.54)/300]$$

$$r \geq 0.20 \text{ pulg.}$$

6.0 Selección del elemento adecuado.

Generalmente las armadura están formadas por ángulos, tubos HSS o caños redondos, para nuestro problema en particular seleccionaremos los ángulos mas ligeros (comenzando la selección desde primeros ángulos en la lista), además, el área neta para elementos soldados distinto a perfiles W, M y S; es igual a 0.85 el área gruesa, seleccionamos a continuación de la tabla de propiedades de los perfiles de los anexos

A.1, tenemos:

Descripción	A. gruesa (pulg ²)	A. neta efectiva (pulg ²)	Radio de giro r (pulg)	Peso (lb/pie)
L1 3/4x1 3/4x1/4	0.813	0.69	0.34	2.77
L2x2x3/16	0.715	0.61	0.39	2.44
L2 1/2x2x3/16	0.809	0.69	0.43	2.75

Todos los ángulos mostrados en la tabla anterior cumplen con los requisitos de diseño, pero se seleccionara aquel mas ligero que para el caso se logra apreciar el ángulo **L2x2x3/16**.

7.0 En el paso anterior se seleccionaron solo ángulos que cumplen con todos los requisitos de diseño, por tal motivo solo se procederá a realizar la revisión por bloque de cortante, se considerara que el ángulo tiene la siguiente longitud de soldadura:

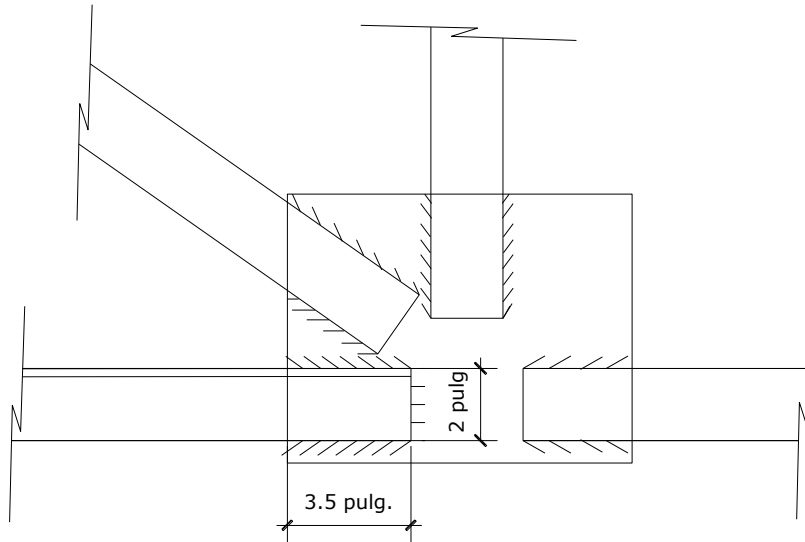


Fig. 3.30 Conexión soldada en todo su perímetro con la placa de conexión.

La resistencia por bloque de cortante del elemento es la siguiente:

$$R_n = 0.45F_uA_{nv} + 0.75U_{bs}F_yA_{nt} \leq 0.45F_yA_{gv} + 0.75U_{bs}F_uA_{nt}$$

F_u : es el esfuerzo último del acero

F_y : es el esfuerzo de fluencia del acero.

A_{nv} : área neta a lo largo de la superficie de corte.

A_{nt} : área neta en tensión.

A_{gv} : área gruesa a lo largo de la superficie de corte.

U_{bs} : 1.0

Para el caso particular de este problema los valores son los siguientes:

F_u : 58 ksi

F_y : 36 ksi

A_{nv} : $(3/16 \times 3.5 \times 2) = 1.31$ pulg

A_{nt} : $(2 \times 3/16) = 0.375$ pulg.

A_{gv} : $(3/16 \times 3.5 \times 2) = 1.31$ pulg

Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:

$$R_n = 0.45F_u A_{nv} + 0.75U_{bs}F_y A_{nt}$$

$$R_n = 0.45(58 \times 1.31) + 0.75(1 \times 36 \times 0.375)$$

$$R_n = 34.19 + 10.13$$

$$R_n = 44.32 \text{ Kips.}$$

$$R_n = 0.45F_y A_{gv} + 0.75U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$R_n = 0.45 (36 \times 1.31) + 0.75 (1 \times 58 \times 0.375)$$

$$R_n = 21.22 + 16.31$$

$$R_n = 37.53$$

La resistencia de diseño por bloque de cortante es 44.32 Kips (por tener el mayor valor ruptura en la ecuación) esta resistencia es mayor que la carga aplicada de 22.28 Kips, por tanto el elemento seleccionado es adecuado.

R/ L 2 x 2 x 3/16 pulg.

3.12.4 PROBLEMA 4.

Diseñar el mismo problema anterior considerando conexiones empernadas.

Muchos de los pasos para el diseño de este elemento son iguales, por tal motivo se procederán a retomar los valores obtenidos en el ejemplo anterior.

1.0 Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga de este problema son las mismas que las del problema anterior, resultando el valor de la carga de diseño de $P = 22.28$ Kips.

2.0 Condición de la conexión.

La conexión a utilizarse será a base de tornillos de $\frac{3}{4}$ pulg. de diámetro, se consideraran 2 tornillos por línea., en la figura 3.31 se puede observar el tipo de conexión.

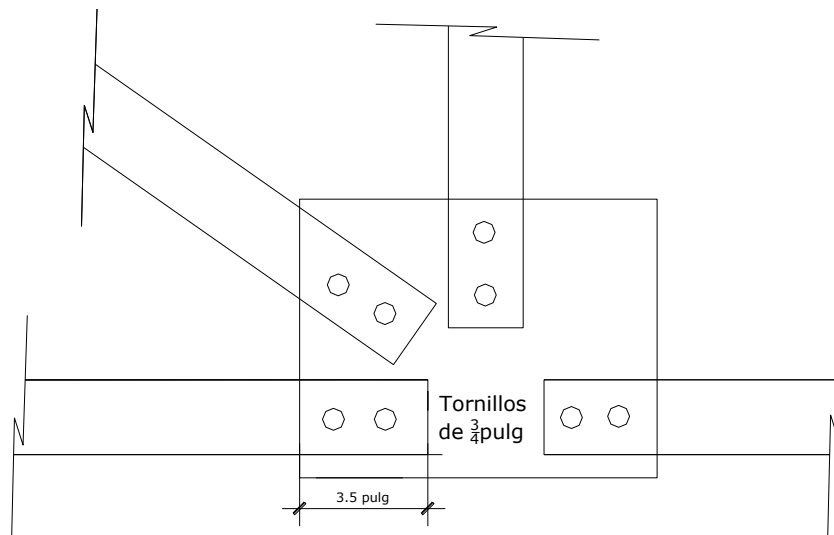


Fig. 3.31 Detalle de la conexión emperrada en el nudo de la armadura.

3.0 Determinación del área gruesa necesaria.

El área gruesa requerida es la siguiente:

$$A_g = 1.11 P_u / F_y$$

$$A_g = 1.11(22.28/36)$$

$$A_g = 0.69 \text{ pulg}^2$$

4.0 Determinación del área neta o neta efectiva.

El área neta efectiva requerida para la carga de diseño es la siguiente:

$$A_{ne} = 1.33 P_u / F_u$$

$$A_{ne} = 1.33(22.28/58)$$

$$A_{ne} = 0.51 \text{ pulg}^2$$

5.0 Relación de esbeltez.

El radio de giro del elemento de diseño debe ser al menos

$$L / r \leq 300$$

$$r \geq L / 300$$

$$r \geq [(150/2.54)/300]$$

$$r \geq 0.20 \text{ pulg.}$$

6.0 Selección del elemento adecuado.

Generalmente las armaduras están formadas por ángulos, tubos HSS o caños redondos, para nuestro problema en particular seleccionaremos los ángulos más ligeros (comenzando la selección desde primeros ángulos en la lista), seleccionamos a continuación de la tabla de propiedades de los perfiles de los anexos A.1, tenemos:

Descripción	A. gruesa (pulg ²)	Radio de giro r (pulg)	Peso (lb/pie)
L1 3/4x1 3/4x1/4	0.813	0.34	2.77
L2x2x3/16	0.715	0.39	2.44
L2x2x5/16	1.15	0.39	3.92
L2 1/2x2x3/16	0.809	0.43	2.75
L2 1/2x2x1/4	1.06	0.42	3.62

7.0 Verificación del área neta efectiva

El área neta es igual a:

$$A_n = A_g - [(\text{Diámetro} + 1/8 \text{ pulg}) \times \text{Espesor de ángulo}]$$

Y dado que solo un lado del ángulo estará emperrado, existirá el efecto de retrazo de cortante, lo que hace que el área neta efectiva sea solo una porción del área neta; para el caso particular de un ángulo con solo dos sujetadores por línea, el factor 'U' de reducción es de 0.75.

Por tanto el área neta para los ángulos seleccionados son:

- Angulo L1 3/4x1 3/4x1/4 pulg

$$A_n = 0.813 - [(3/4 + 1/8) \times 1/4]$$

$$A_n = 0.59 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (0.59)$$

$$A_{nef} = 0.45 \text{ pulg}^2 < A_{ef \text{ requerida}} = 0.51 \text{ pulg}^2 \text{ (No cumple)}$$

- Angulo L2x2x3/16 pulg

$$A_n = 0.715 - [(3/4 + 1/8) \times 3/16]$$

$$A_n = 0.55 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (0.55)$$

$$A_{nef} = 0.41 \text{ pulg}^2 < A_{ef} \text{ requerida} = 0.51 \text{ pulg} \text{ (No cumple)}$$

- Angulo L2x2x5/16 pulg

$$A_n = 1.15 - [(3/4 + 1/8) \times 5/16]$$

$$A_n = 0.88 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (0.88)$$

$$A_{nef} = 0.66 \text{ pulg}^2 > A_{ef} \text{ requerida} = 0.51 \text{ pulg} \text{ (Si cumple)}$$

- Angulo L2 1/2x2 1/2x5/16 pulg

$$A_n = 1.31 - [(3/4 + 1/8) \times 5/16]$$

$$A_n = 1.04 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (1.04)$$

$$A_{nef} = 0.78 \text{ pulg}^2 > A_{ef} \text{ requerida} = 0.51 \text{ pulg} \text{ (Si cumple)}$$

- Angulo L2 1/2x2x3/16 pulg

$$A_n = 0.809 - [(3/4 + 1/8) \times 3/16]$$

$$A_n = 0.64 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (0.64)$$

$$A_{nef} = 0.48 \text{ pulg}^2 < A_{ef} \text{ requerida} = 0.51 \text{ pulg} \text{ (No cumple)}$$

- Angulo L2 1/2x2x1/4 pulg

$$A_n = 1.06 - [(3/4 + 1/8) \times 1/4]$$

$$A_n = 0.84 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nef} = 0.75 A_n$$

$$A_{nef} = 0.75 (0.84)$$

$$A_{nef} = 0.63 \text{ pulg}^2 > A_{ef \text{ requerida}} = 0.51 \text{ pulg} \text{ (Si cumple)}$$

Se selecciona el ángulo L 2 1/2 x 2 x 1/4 por ser el que cumple y el mas ligero.

8.0 Verificación del bloque de cortante.

En el paso anterior se seleccionaron solo ángulos que cumplen con todos los requisitos de diseño, por tal motivo solo se procederá a realizar la revisión por bloque de cortante, considerando el esquema de la figura 3.32 de este problema.

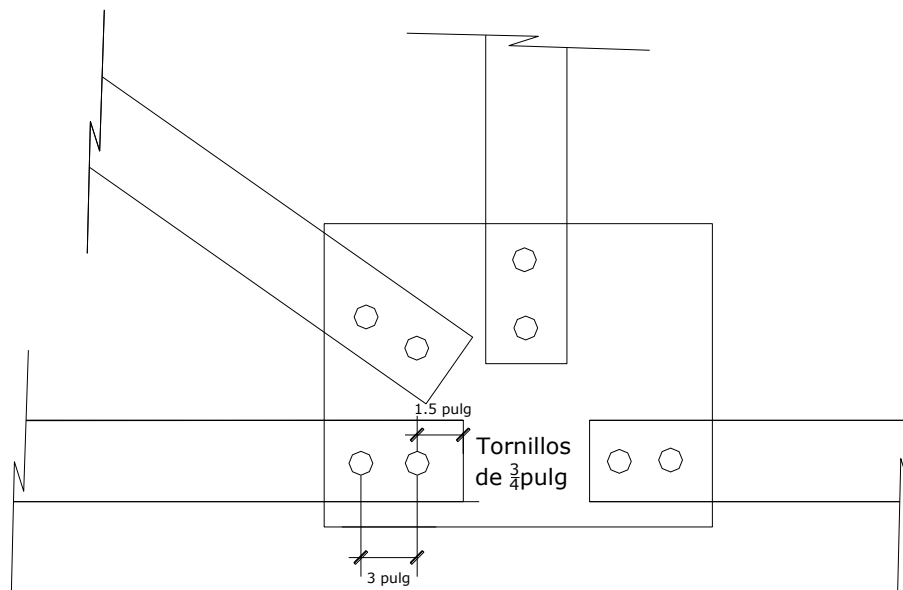


Fig. 3.32 Detalle de la conexión emperrada en el nudo de la armadura.

La resistencia por bloque de cortante del elemento es la siguiente:

$$R_n = 0.45F_u A_{nv} + 0.75U_{bs}F_y A_{nt} \leq 0.45F_y A_{gv} + 0.75U_{bs}F_u A_{nt}$$

Donde:

F_u: es el esfuerzo último del acero

F_y: es el esfuerzo de fluencia del acero.

A_{nv}: área neta a lo largo de la superficie de corte.

A_{nt}: área neta en tensión.

A_{gv}: área gruesa a lo largo de la superficie de corte

U_{bs}: 1.0

Para el caso particular de este problema los valores son los siguientes:

F_u: 58 ksi

F_y: 36 ksi

A_{nv}: $1/4 \{ (4.5) - [1.5 \times (3/4 + 1/8)] \} = 0.8 \text{ pulg}$

A_{nt}: $1/4 \{ (1.5) - [0.5 \times (3/4 + 1/8)] \} = 0.27 \text{ pulg.}$

A_{gv}: $1/4 \times 4.5 = 1.13 \text{ pulg}$

Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:

$$R_n = 0.45F_u A_{nv} + 0.75U_{bs}F_y A_{nt}$$

$$R_n = 0.45 (58 \times 0.8) + 0.75 (1 \times 36 \times 0.27)$$

$$R_n = 20.88 + 7.29$$

$$R_n = 28.17 \text{ Kips.}$$

$$R_n = 0.45F_y A_{gv} + 0.75U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$R_n = 0.45 (36 \times 1.13) + 0.75 (1 \times 58 \times 0.27)$$

$$R_n = 18.31 + 11.75$$

$$R_n = 30.06$$

La resistencia de diseño por bloque de cortante es 28.17 Kips (por tener mayor valor ruptura en la ecuación) esta resistencia es mayor que la carga aplicada de 22.28 Kips, por tanto el elemento seleccionado es adecuado.

R/ L 2 1/2 x 2 x 1/4 pulg.

3.13 COMENTARIO DE LOS EJEMPLOS DE MIEMBROS EN TENSIÓN.

Se realizaron 4 problemas prácticos reales, los cuales están divididos en dos problemas utilizando la metodología de diseño por esfuerzos admisibles y los otros dos restantes por el de factores de carga y resistencia, de estos dos (por cada método) se realizó uno utilizando la conexión con soldadura y el otro por pernos de anclaje. Es preciso mencionar que los problemas desarrollados por ambos métodos son iguales, de manera que nos da la condición ideal para comparar los resultados obtenidos, los cuales fueron:

Descripción	Perfil seleccionado	Peso del perfil seleccionado (lbs/pie)
Método ASD (condición soldada)	L3x2x3/16	3.07
Método LRFD (condición soldada)	L2x2x3/16	2.44
Método ASD (condición empernada)	L2 1/2 x 2 1/2 x 5/16	4.5
Método LRFD (condición empernada)	L2 1/2 x 2 x 1/4	3.62

Se puede observar que para cualquier condición de conexión, el diseño obtenido por el método de factores de carga y resistencia LRFD es siempre más ligero que el obtenido por el método de resistencia última ASD, esto puede tomarse de la base teórica que dice que valores pequeños de la relación carga viva a muerta menores que tres, se tienen ahorro de peso del acero al utilizar el método LRFD, tal aseveración puede demostrarse en los ejemplos anteriores (miembros a tensión), donde se tiene una relación carga viva a muerta 2.18, dando como resultados selección de perfiles más ligeros utilizando el método LRFD en vez del ASD.

El método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD), utiliza el mismo factor de seguridad para las cargas muertas y vivas, en tanto que el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) utiliza un factor de carga mucho menor para las cargas muertas (ya que se pueden determinar con mayor exactitud que las vivas), por consiguiente la comparación del peso que se obtiene para una estructura diseñada por ambos métodos depende necesariamente de la relación entre cargas vivas y muertas.

CAPITULO 4

MIEMBROS SOMETIDOS A COMPRESION AXIAL.

4.1 GENERALIDADES

Un miembro a compresión es un elemento o pieza recta en la que actúa una fuerza axial que produce una compresión pura. Existen muchos miembros que trabajan a compresión de los cuales las columnas son las más conocidas, pero entre otros elementos tenemos: las cuerdas superiores de las armaduras de techo, las crucetas que son miembros que proporcionan arriostramientos lateral en edificios, entre otros.

En estructuras reales nunca una columna trabaja exclusivamente a compresión axial, debido a imperfecciones de fabricación, desalineación de la carga axial con el eje centroidal del miembro, condiciones de la estructura, etc. Estas situaciones generan que el elemento se encuentre sometido además de la carga axial de compresión a flexión, sin embargo dichas excentricidades llegan a ser tan pequeñas que originan momentos flectores despreciables.

Entre los ejemplos prácticos de elementos sometidos a compresión tenemos:

Los sistemas de contraventeos verticales para evitar el pandeo de la estructura y limitar las deformaciones ocasionadas por las cargas laterales, tal como se muestra en la figura 4.1 que ilustra los miembros en compresión de un marco arriostrado bajo el estado de cargas de gravedad y sísmicas, las diagonales normalmente se consideran como columnas aisladas articuladas en ambos extremos.

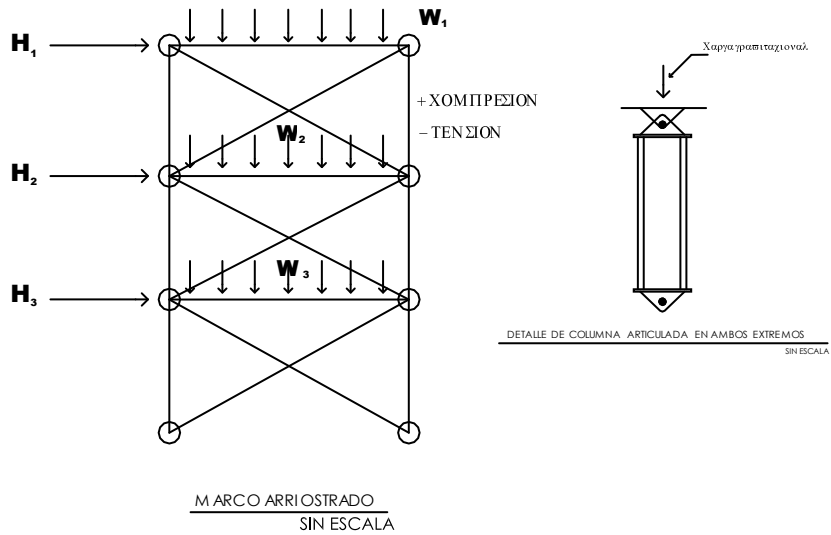


Fig. 4.1 Arriostramiento diagonal sometida a fuerza axial de compresión.

Como otro ejemplo de los miembros sometidos a carga axial de compresión, tenemos los elementos de las cuerdas superiores de armaduras de techos así como los arriostramientos horizontales de las cubiertas de techo, tal como se muestra en las figuras 4.2 y 4.3 respectivamente.

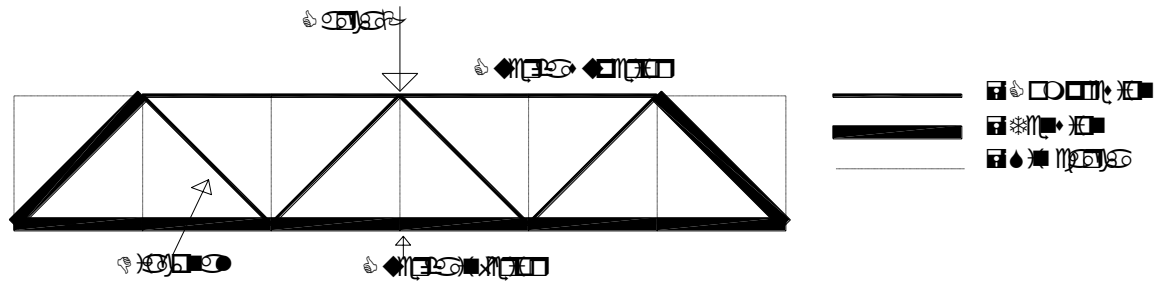


Fig. 4.2 Acciones internas de una armadura cargada

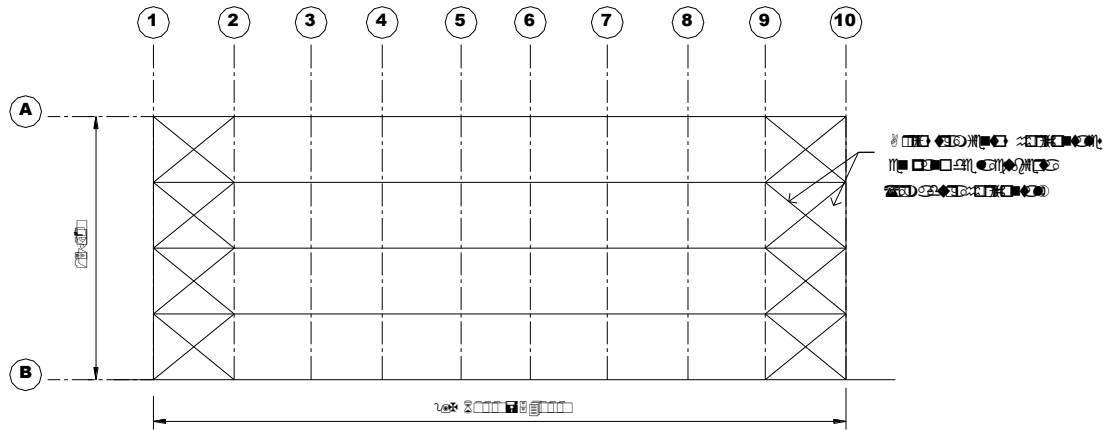


Fig. 4.3 Elementos a compresión para elementos de contraventeos horizontales.

4.2 PERFILES USADOS PARA COLUMNAS:

En teoría pueden utilizarse un sin fin de perfiles para resistir con seguridad una carga a compresión en una estructura dada, sin embargo desde el punto de vista práctico, el número de soluciones posibles se ve limitado por: el tipo de secciones disponibles, problemas de conexión y el tipo de estructura donde se va a usar dicha sección.

Las secciones utilizadas para miembros a compresión por lo común son similares a las usadas para los miembros a tensión con la excepción que las resistencias de los miembros a compresión varían en cierta relación inversa con las relaciones de esbeltez y se requiere entonces miembros más rígidos.

Dependiendo de la magnitud de las cargas, la disponibilidad de secciones y requisitos de operación, puede ser más ventajoso usar perfiles laminados, secciones soldadas o miembros armados.

La distribución de las cargas determinará si es mejor un miembro de sección variable o constante, mientras que los requisitos de operación, peso o de arquitectura pueden favorecer el uso de secciones con almas de celosía en lugar de llena. Entre los perfiles típicos que se emplean para trabajar en compresión tenemos:

Tubos circulares:

Tienen propiedades geométricas convenientes alrededor de los ejes principales y poco peso. Son estructuras estéticas a simple vista. Se usan principalmente en estructuras especiales tales como: Estructura de soporte de techo y en estructuras espaciales o tridimensionales para cubrir grandes claros.

Debido a su gran disponibilidad en el mercado, se consiguen fácilmente, haciendo referencia al diámetro exterior y grueso de pared.

Pero poseen conexiones difíciles de hacer en taller. Se recomienda utilizar nudos especiales de unión que tienen preparaciones para recibir los miembros del resto de la estructura.

Tubos cuadrados o rectangulares:

Los tubos rectangulares y cuadrados también poseen buenas propiedades para resistir compresión. Si bien las conexiones son más sencillas de ejecutar que en el caso de tubos circulares, se debe ser cuidadoso de no distorsionar la pared del tubo y usar métodos de soldadura adecuada. Son Perfiles eficientes, tienen características geométricas favorables alrededor de los dos ejes centroidales y principales, y debido a que este es simétrico con respecto a cualquier plano no está sometido a efectos de torsión o flexo torsión; Si la conexión es soldada, se recomienda el uso de electrodos adecuados para lograr soldaduras de calidad aceptable.

Perfiles “W”:

Son los más comunes para columnas de edificios aunque sus valores de resistencias están lejos de ser iguales respecto a los dos ejes.

Es un perfil conveniente para columnas de marcos rígidos de edificios convencionales. Por la forma de la sección abierta, facilita las conexiones. Las desventajas son la disponibilidad limitada a los tamaños de producción (si bien, puede subsanarse utilizando perfiles soldados) y el mayor peso de la sección comparado con un perfil tubular. Se puede fabricar en taller de acuerdo con las necesidades de diseño. Las conexiones a estos elementos son mucho más sencillas

Perfiles “T”:

El perfil T se adecua bien como cuerda en armaduras, debido a que permite una conexión sencilla de las diagonales. Sin embargo, su disponibilidad está limitada por la disponibilidad de perfiles W o S, ya que normalmente son fabricados cortando estos perfiles en dos

Ángulos de lados iguales o desiguales:

Debido a su baja resistencia a la compresión, el perfil de ángulo es usado para elementos de longitud corta como cuerda y diagonales en armaduras de techo, puntales de contraventeo, paredes de edificios industriales entre otros. También se usa en combinación con uno o más de los mismos perfiles para formar una sección de mayor resistencia. Debido a la sencillez de su producción, existe una gran variabilidad en la calidad. Los ángulos de lados iguales pueden ser más económicos que los de lados desiguales porque sus radios de giro mínimo son mayores para la misma área de acero

Canales:

Los canales sencillos no son satisfactorios como miembros a compresión debido a su radio de giro pequeño, respecto a los ejes centrodiales paralelos al alma, estas se pueden usar si se encuentran la manera de proporcionar soporte lateral en la dirección débil.

Secciones armadas:

Estas secciones se requieren cuando los miembros son muy largos y soportan cargas muy grandes, o bien cuando representan ventajas desde el punto de vista de las conexiones. El realizar una sección tipo H similar al perfil “W”, con una sección que tenga la misma área que un perfil “W”, por medio del uso de placas resulta mas económico que el mismo perfil “W” exportado de otros países tales como México y Brasil cuyo costo de envío son grandes comparados con la realización del mismos.

4.3 EFECTOS DE COLUMNAS LARGAS, CORTAS E INTERMEDIAS

Las columnas se pueden clasificar en tres grupos de acuerdo a su relación de esbeltez: columnas cortas, columnas intermedias y columnas largas.

Columnas cortas:

- Son miembros que tienen relaciones de esbeltez muy bajas
- Resisten fuerzas que ocasionan su plastificación completa
- La capacidad de carga no es afectada por ninguna forma de inestabilidad
- La resistencia máxima dependen solamente del área total de su sección transversal y de la resistencia de fluencia del acero
- En columnas muy cortas el esfuerzo de falla será igual al esfuerzo de fluencia y no ocurrirá pandeo (para que una columna quede en esta clasificación, debe ser tan corta que no tendrá ninguna aplicación)

Columnas intermedias:

- Son miembros con un rango de esbeltez intermedio
- La rigidez es suficiente para posponer la iniciación del fenómeno de inestabilidad hasta que parte del material esta plastificado.
- La resistencia máxima depende de: rigidez del miembro, esfuerzo de fluencia, forma y dimensiones de sus secciones transversales y de la distribución de los esfuerzos residuales.
- La falla es por inestabilidad inelástica.
- En columnas intermedias algunas fibras alcanzaran el esfuerzo de fluencia y otras no, es decir, estas fallaran tanto por fluencia como por pandeo y su comportamiento será inelástico, las columnas en estructuras reales normalmente caen en el rango de columnas intermedias.

Columnas largas:

- Miembros con relaciones de esbeltez altas.
- La inestabilidad se inicia en el intervalo elástico, los esfuerzos totales no llegan todavía al límite de proporcionalidad, en el instante que comienza el pandeo.
- Su resistencia máxima depende de la rigidez en flexión y en torsión.
- No depende del esfuerzo de fluencia F_y .

- Las formulas de Euler predice muy bien la resistencia de columnas largas en las que el esfuerzo axial de pandeo permanece por abajo del limite proporcional, dichas columnas fallan elásticamente.

En la figura 4.4 se ilustra la capacidad de los tres tipos de columnas, como veremos mas adelante, la esbeltez de las columnas se caracteriza a través de una relación de esbeltez en que intervienen el radio de giro de la sección transversal y la longitud de la columna. La línea continua representa un comportamiento idealizado y la línea punteada el comportamiento considerando excentricidades y esfuerzos residuales.

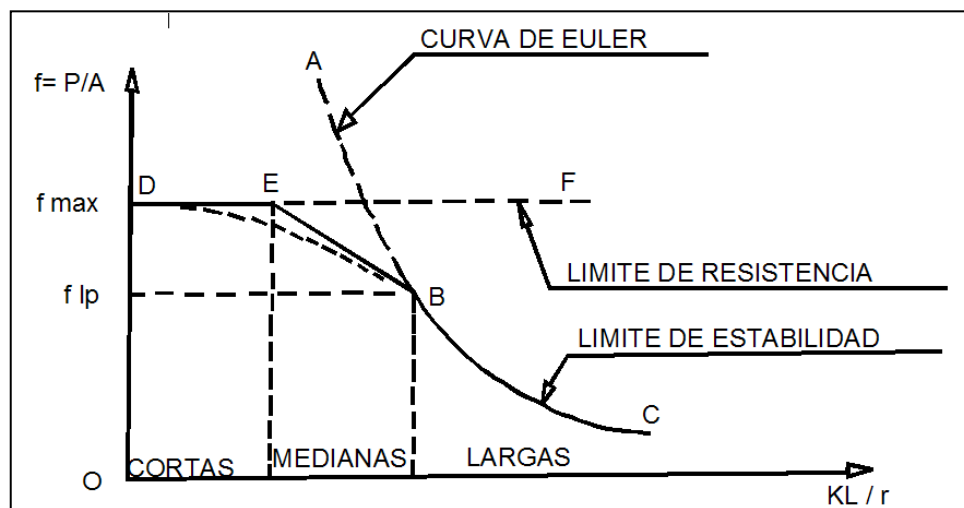


Fig. 4.4 Diagrama de esfuerzos de compresión en función de la relación de esbeltez.

4.4 CONDICIONES DE APOYOS EN LOS EXTREMOS DE LAS COLUMNAS Y SU INFLUENCIA EN EL PROCESO DE CÁLCULO

La condición de restricción en los apoyos de elementos sometidos a compresión, tales como las “columnas”, juega un papel importante, para determinar la capacidad de carga del elemento sometido a tal acción. Es bien sabido que una columna que posee mayor restricción contra la rotación posee mucha mayor capacidad de carga, que otra que posee libertad de poder girar en sus extremos, esto debido al efecto de pandeo.

La longitud efectiva de una columna se define como la distancia entre los dos puntos de momento cero, dentro del elemento analizado o dicho de otra manera, la distancia dentro de la curva elástica o deformada donde se da los puntos de inflexión, dicha longitud efectiva se representa como “ KL ”, donde:

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la columna.

El concepto de longitud efectiva es básicamente encontrar dentro de una columna con condiciones de apoyos dadas una columna que se comporte articulada, con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico.

Como se puede observa en la figura 4.5, columnas con condiciones de apoyos diferentes tienen longitudes efectivas diferentes, tal como el caso de la columna cuyos extremos se encuentran articulados, en la cual la longitud efectiva es igual a la longitud real de dicha columna, diferente para el caso de la columna en la que un extremo se encuentra articulado y otro empotrado, cuya longitud efectiva se reduce a 0.7 veces la longitud real.

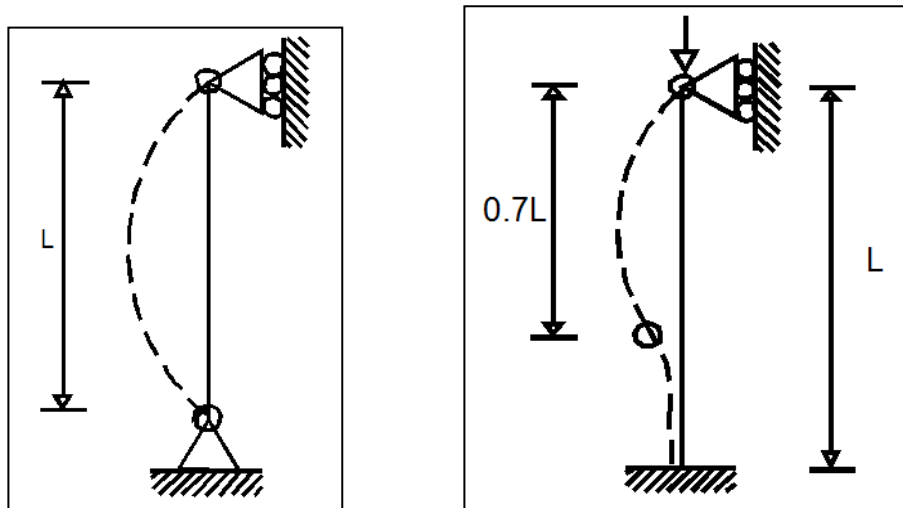


Fig. 4.5 Factor de longitud efectiva para condiciones de apoyos diferentes

Resulta evidente que entre mayor sea la longitud efectiva de una columna, mayor será el peligro que se pandee y menor su capacidad de carga.

En la determinación del factor de longitud efectiva “K” para columnas en estructuras deben considerarse:

1. Las condiciones de sujeción o apoyo en sus extremos.
2. Las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que se está diseñando.

Para ilustrar el efecto de la sujeción en los extremos, veamos el caso de columnas articuladas en su base, que forman parte de un marco no contraventado como el mostrado en la figura 4.6 (a), en el que se considera que la viga es de rigidez infinita en comparación con la de las columnas.

Ante desplazamientos horizontales del marco en su plano, se observa que la viga impide el giro, pero no el desplazamiento del extremo superior de las columnas, las cuales se comportan como un cantilever invertido. Como consecuencia, la longitud efectiva de las columnas es igual al doble de su longitud real ($K=2$).

De la figura 4.6 (b) se puede ver que la longitud efectiva de pandeo de una columna de un marco plano es al igual que en el caso de la columna aislada, la distancia entre dos puntos de inflexión que se forman en la curva elástica, por efecto del sistema de cargas, tipos de apoyo y desplazamientos horizontales relativos de los extremos.

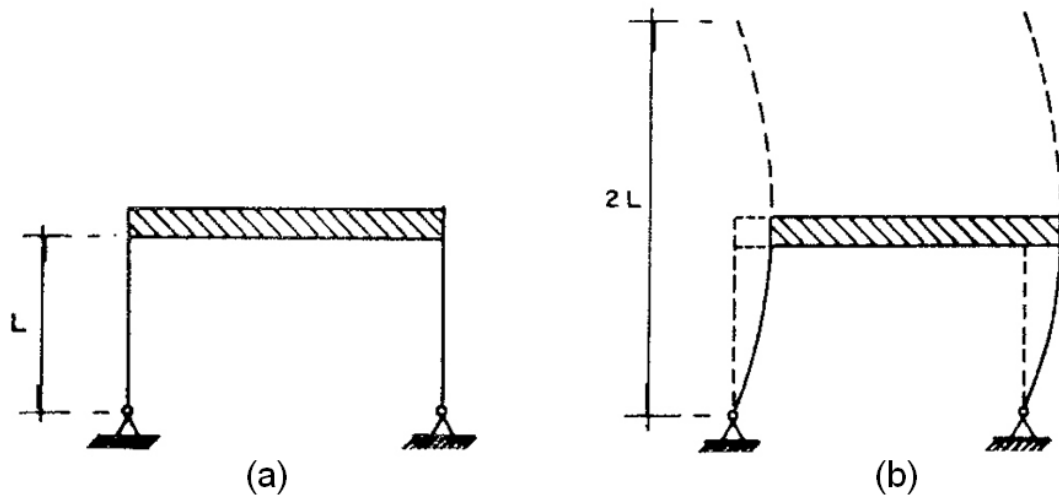
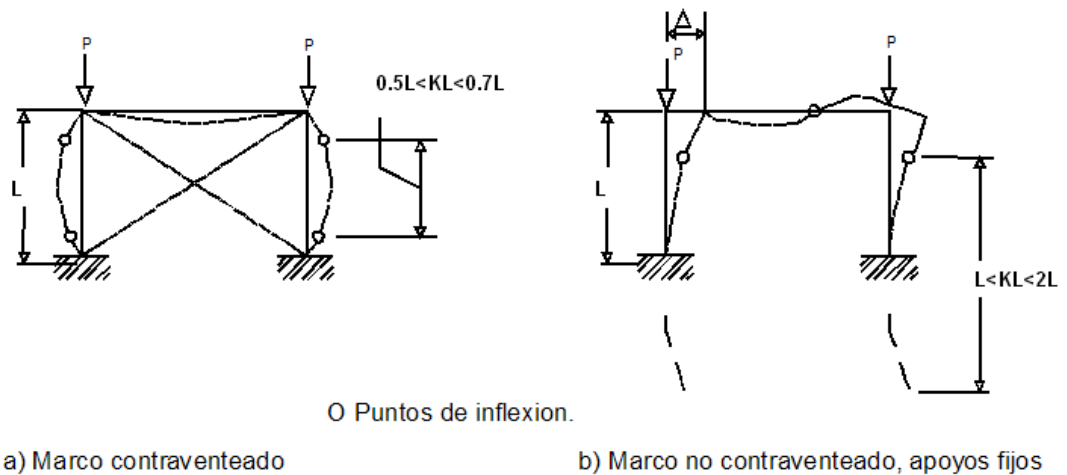


Fig. 4.6 Modo de pandeo de columnas en un marco con desplazamiento lateral.

La longitud efectiva también depende de las características de la estructura. La figura 4.7 ilustra las diferencias entre los posibles valores de K para el caso de un marco arriostrado y un marco con desplazamiento lateral no restringido. Las columnas de marcos arriostrados tienen valores de K que varían entre 0.5 y 1.0, en cambio, en las columnas de marcos no arriostrados, el valor de K siempre es mayor que 1.0



O Puntos de inflexion.

a) Marco contraventeado



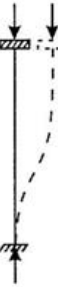


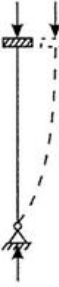




b) Marco no contraventeado, apoyos fijos

Fig. 4.7 Longitud efectiva KL en columnas de marcos

La tabla 4.1 (C-C2.2 de los comentarios del AISC 2005), presenta los valores de longitud efectiva recomendados cuando se tienen condiciones ideales aproximadas. Esta tabla proporciona dos grupos de valores de K ; uno de ellos es el valor teórico y el otro el valor recomendado para el diseño, basado en el hecho de que no son posibles las condiciones de articulación y empotramientos perfectos. Por ejemplo para el caso de una columna con apoyos empotrados en ambos extremos del miembro, el valor recomendado para el diseño es de 0.65, en tanto que el valor teórico es de 0.50. El diseñador estructural puede interpolar entre los valores dados en las tablas, utilizando su mejor juicio al estimar las condiciones de restricción a la que más se acerca a la realidad.

En la práctica para la mayoría de los edificios, el desplazamiento lateral de los marcos puede restringirse mediante muros de cortante o un adecuado sistema de contraventeo diagonal (estructuras arriostradas), para el caso de edificios construidos con marcos y muros ligeros de tableros desmontables (paredes de relleno), el desplazamiento lateral es apreciable (estructuras no arriostradas).

Tabla 4.1 Valores del coeficiente de K para columnas aisladas con diversas condiciones de apoyos.

<p>La línea punteada indica la forma de la columna pandeada</p>	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f) 
<p>Valor teórico de K</p>	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
<p>Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales</p>	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
<p>Condiciones en los extremos</p>	<p>  Rotación impedida y traslación impedida  Rotación libre y traslación impedida  Rotación impedida y traslación libre  Rotación libre y traslación libre </p>					

En columnas de estructuras reales es muy poco frecuente identificar las condiciones de apoyo, encontrándose por lo general entre los dos casos: extremos articulados y/o empotramiento. Para estos casos se pueden emplear nomogramas que permiten obtener el valor de K en función de las condiciones de restricción en los extremos de la columna. Estos nomogramas se usan para estimar las longitudes efectivas de columnas en aquellos marcos cuya resistencia al movimiento lateral la proporciona la rigidez de los miembros de la estructura. Para usar el nomograma es necesario conocer las dimensiones de las vigas y columnas que se conectan a la columna en cuestión, antes de poder determinar la longitud efectiva de ésta, es decir, antes de usar el nomograma se debe de hacer un predimensionamiento de cada uno de los miembros que compone la estructura.

Las condiciones de apoyo de la columna de una estructura dependen de la restricción generada por los elementos que concurren en los nudos que limitan a la columna. Esta restricción puede expresarse

en función del parámetro G, que es la razón entre las rigideces de las columnas y de las vigas que concurren al nudo.

El valor de “K” para columnas de marcos arriostrados y no arriostrados depende de la restricción de los nudos, expresado por el siguiente parámetro:

$$G = \frac{\sum (I_c / L_c)}{\sum (I_b / L_b)} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Donde:

I_c: es el momento de inercia de cada columna que concurre en el nudo

I_b: es el momento de inercia de cada viga que concurre en el nudo

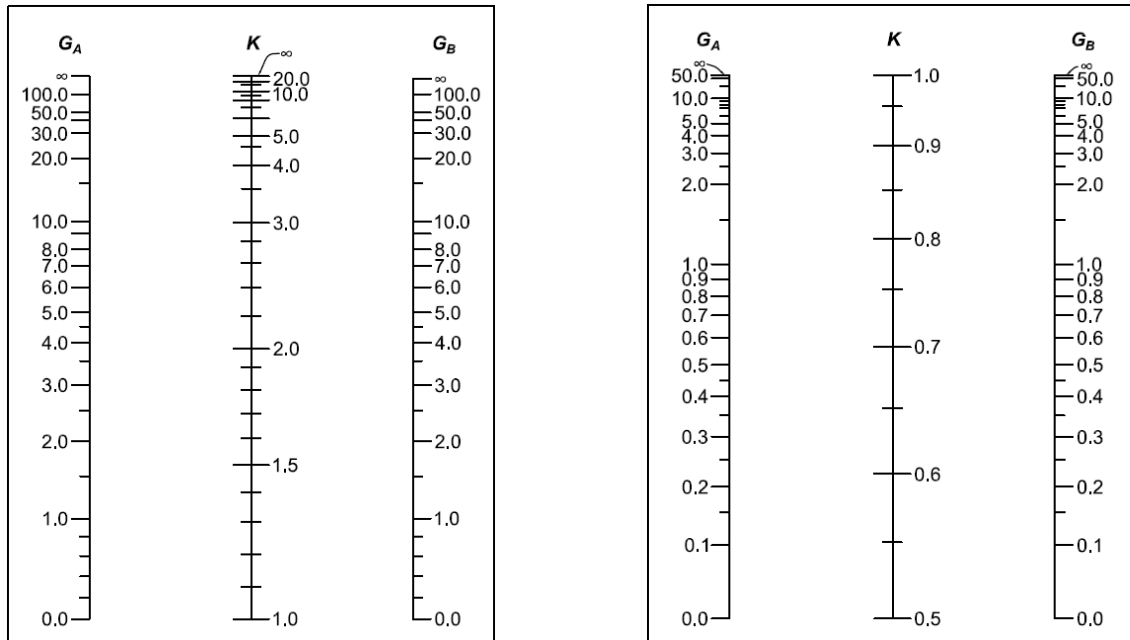
L_c: es la longitud libre de cada columna que concurre en el nudo

L_b: es la longitud libre de cada viga que concurre en el nudo

Conocidos los valores de “G” en cada nudo de la columna, se puede determinar el valor de “K” mediante los nomogramas de Jackson y Morland.

Ahora bien, el valor de G es teóricamente igual al infinito cuando una columna esta conectada a una cimentación a través de una articulación sin fricción, pero la practica común recomienda utilizar un valor de G igual a 10 para esta condición de apoyo; para el caso de conexiones rígidas entre columnas y cimentación, teóricamente G tiende a cero, pero se recomienda usar un valor de 1.0.

Cabe mencionar que son dos los monogramas, uno para estructuras que pueden sufrir desplazamientos laterales (sin arriostramientos) y otra para estructuras que están restringidas a los desplazamientos laterales (arriostradas), las cuales se observan a continuación:



Desplazamiento lateral permitido

Desplazamiento lateral restringido

Fig. 4.8 Nomogramas de Jackson y Morland.

Los subíndices A y B se refieren a los nudos en los extremos superior e inferior de la columna.

Los nomogramas se basan en las siguientes hipótesis:

1. El comportamiento es lineal elástico.
2. Vigas y columnas tienen sección transversal constante.
3. Los nudos son rígidos, es decir, los extremos de las vigas y columnas que confluyen a un nudo giran lo mismo.
4. En marcos arriostrados, las rotaciones en extremos opuestos de vigas son de igual magnitud y producen flexión con curvatura simple.
5. En marcos no arriostrados, las rotaciones en extremos opuestos de vigas son de igual magnitud y producen flexión con curvatura doble.
6. Los parámetros de rigidez de todas las columnas son iguales.

7. La restricción en el nudo se distribuye a las columnas, de arriba y de abajo en proporción I/L de cada una de ellas.
8. Todas las columnas se pandean simultáneamente.

Si las condiciones reales de las columnas son diferentes a las hipótesis de los nomogramas, se puede observar valores de K muy grandes y los diseños resultantes serán sumamente conservadores.

Un gran porcentaje de columnas fallan en el intervalo inelástico, pero los nomogramas se prepararon suponiendo un comportamiento elástico (falla por esbeltez), para estos casos los valores de K son muy conservadores y deben de corregirse.

Aunque los nomogramas fueron hechos para una falla elástica de las columnas, puede usarse para una situación inelástica si el valor de G usado se multiplica por un factor de corrección llamado: “factor de reducción de rigidez” (FRR) -para el caso de columnas con falla inelástica-.

Este factor de reducción es igual al modulo tangente dividido por el modulo elástico (ET/E) y es igual a $F_{cr\ inel}/F_{cr\ elasti} \approx P_u/A/ F_{cr\ elasti}$.

El manual del AISC proporciona el procedimiento para aplicar dicho factor de reducción de rigidez para columnas inelásticas, el cual es el siguiente:

1. Calcular P_u y seleccionar un perfil de prueba
2. Calcular P_u/A y escoger el FRR de la tabla A en la segunda parte del manual (si P_u/A es menor que los valores dados en la tabla, la columna se encuentra en el intervalo elástico y no es necesario hacer ninguna reducción)
3. Se calcula el valor de $G_{inelast}$, el cual se calcula multiplicando el valor de G de cada apoyo extremo por el FRR (determinado en la tabla 3-1 del manual); luego se determina K con el nomograma.
4. Se calcula la relación de esbeltez efectiva KL/r , se obtiene el F_a , en el manual y se multiplica por el área de la columna para obtener P_u . Si ese valor es muy diferente del valor calculado en el paso 1, se escoge otra columna y se repiten los cuatro pasos nuevamente.

4.5 EMPALMES DE COLUMNAS

En edificios de gran altura por lo general los empalmes se realizan en 0.61 ó 0.93 m arriba del nivel de piso, para no interferir en las placas de conexión viga- columna.

Los empalmes realizados en columnas por lo general consisten en la unión tope a tope entre sí de los extremos de columnas a empalmar, dichos empalmes en nuestro medio consisten básicamente en uniones por medio de soldaduras de penetración completa, para las cuales el procedimiento de soldadura consiste en unir a un extremo de la columna placas o ángulos de montaje, las cuales sirven para delimitar con precisión a la otra columna, para luego proveer la separación donde se realizara la respectiva soldadura de penetración completa.

Cuando las superficies de las columnas a empalmar están lisas, una gran parte de la carga axial se transfiere a través de las áreas de contacto, aunque es obvio que se requieren placas de empalme aun cuando se tiene un contacto pleno entre las columnas.

Existe una gran diferencia entre los empalmes de elementos sometidos a tensión y los empalmes de elementos sometidos a compresión. En los empalmes de tensión toda la carga se transmite a través del empalme, mientras en los empalmes a compresión, una gran parte de la carga se puede transferir directamente por contacto entre las columnas. La figura 4.9 muestra otra forma alternativa de empalme.

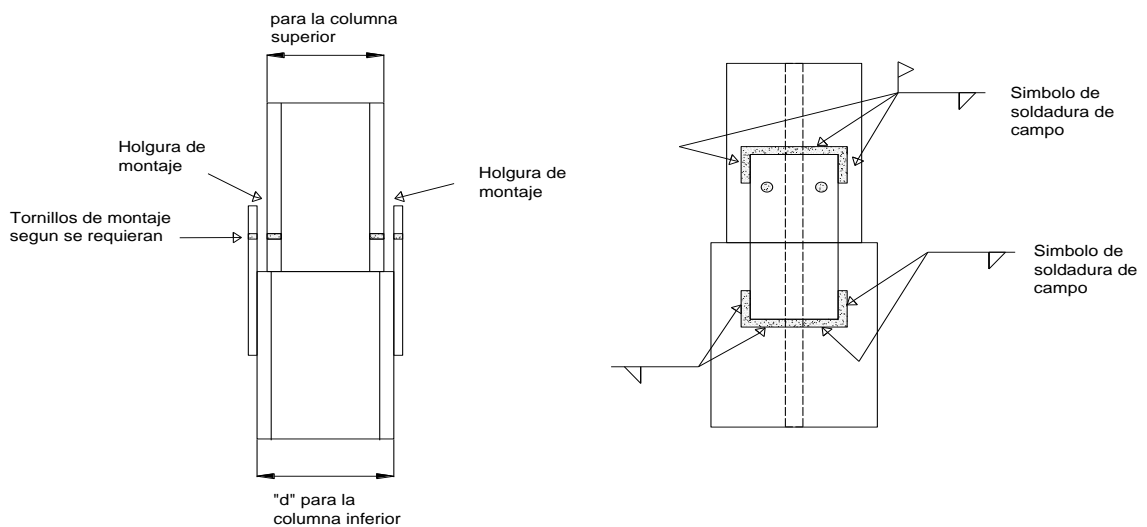


Fig. 4.9 Vista en elevación de empalmes de columnas de igual peralte.

Para empalmar columnas de diferente peralte, se suele proceder a unir en el extremo de la columna una placa de conexión que sirve de apoyo directamente a la otra columna que se procederá a unirse, pero para ello la placa a tope se suelda en taller a la columna inferior y los ángulos usados para el montaje en campo se sueldan en taller a la columna superior tal como se muestra en la figura 4.10a.

Los tornillos mostrados en la figura 4.10b se insertan en el campo y después la columna superior se suelda a la placa a tope.

En edificios de múltiples niveles las columnas se pueden fabricar para que abarquen uno, dos o mas pisos. Teóricamente los tamaños de las columnas se pueden cambiar en cada piso o de modo que se obtengan el menor peso para la columna total, sin embargo, los empalmes requeridos en cada piso resultan caros por lo que es usualmente mas económico usar el mismo perfil de columna en por lo menos 2 niveles.

La solución más económica se obtiene usando los empalmes simples tales como la mostradas en las figuras 4.10, las cuales esto se puede lograr usando la misma serie de perfiles en el mayor numero de pisos posibles, pero siempre teniendo cuidado de verificar que la variación de la masa y la rigidez de los pisos sea menos del 5%, para cumplir con los criterios de estructuración.

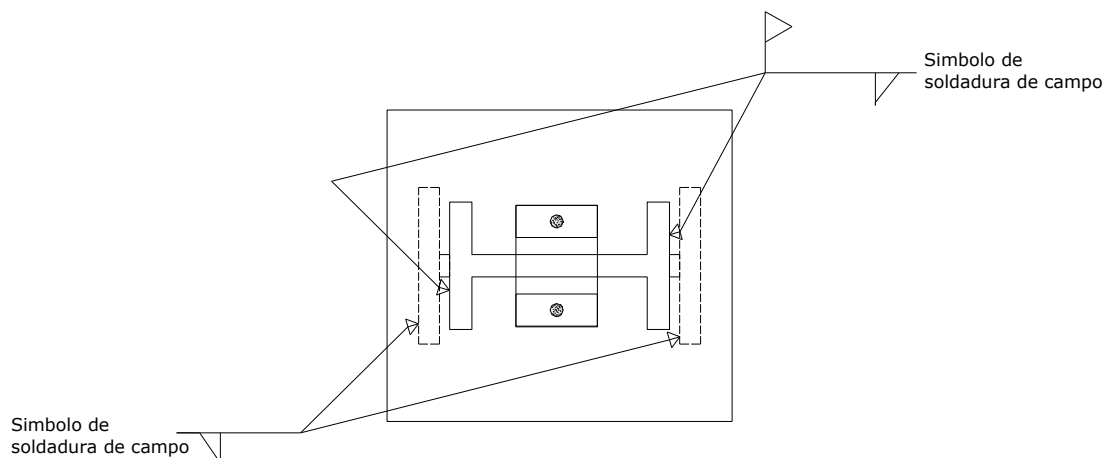


Fig. 4.10a Vista en planta de empalmes de columnas de diferente peralte.

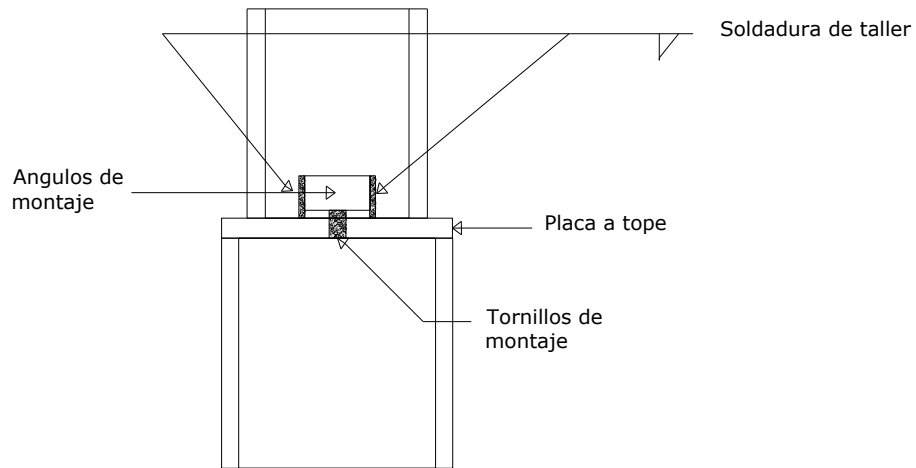


Fig. 4.10b Vista en elevación de empalmes de columnas de diferente peralte.

4.6 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA COLUMNAS

En las normas AISC se indica la expresión para determinar la resistencia de columnas que se obtuvo ajustando una ecuación a partir de la información obtenida de la resistencia de miembros comprimidos durante numerosos ensayos de laboratorio. La referencia principal es el Capítulo E de la especificación AISC (2005).

- **CRITERIO DE DISEÑO**

$$P_u \leq \phi_t P_n \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$P_a \leq P_n / \Omega_t \quad (\text{ASD}) \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Donde:

$$\phi_c = 0.9 \quad (\text{LRFD})$$

$$\Omega_c = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

- **RESISTENCIA NOMINAL**

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Donde:

P_d : Carga de diseño

P_u : Carga de diseño factorada

P_n : Resistencia nominal

ϕ_t : Factor de reducción de resistencia (adimensional)

Ω_t : Factor de seguridad (adimensional)

F_{cr} : Esfuerzo crítico de pandeo

A_g : Área gruesa

La resistencia nominal de un miembro en compresión se calcula como el esfuerzo crítico de pandeo multiplicado por el área bruta del miembro. En este capítulo sólo se incluyen las expresiones para secciones no esbeltas.

Miembros de sección no esbelta

- **Pandeo por flexión (elementos con doble simetría)**

Pandeo elástico: Para pandeo elástico el AISC adoptó 0.877 veces la ecuación de Euler para tomar en cuenta los efectos de la curvatura inicial de la columna. Nótese que el esfuerzo crítico F_{cr} es independiente del tipo de acero F_y .

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e \quad (\text{Ec. 4.5})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Esfuerzo critico de Euler.} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

- **Pandeo por flexión (elementos con doble simetría)**

Pandeo inelástico: Para pandeo inelástico, la expresión fue determinada a partir de resultados de ensayos de columnas intermedias y representa una transición entre el esfuerzo de fluencia F_y y el esfuerzo crítico

de pandeo de Euler modificado, para una esbeltez de $1.5\pi\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

– Nótese que en esta ecuación F_{cr} depende de F_y

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{Ec. 4.7})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Esfuerzo crítico de Euler.} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

Esta es la curva entre el esfuerzo crítico de pandeo versus la relación de esbeltez KL/r .

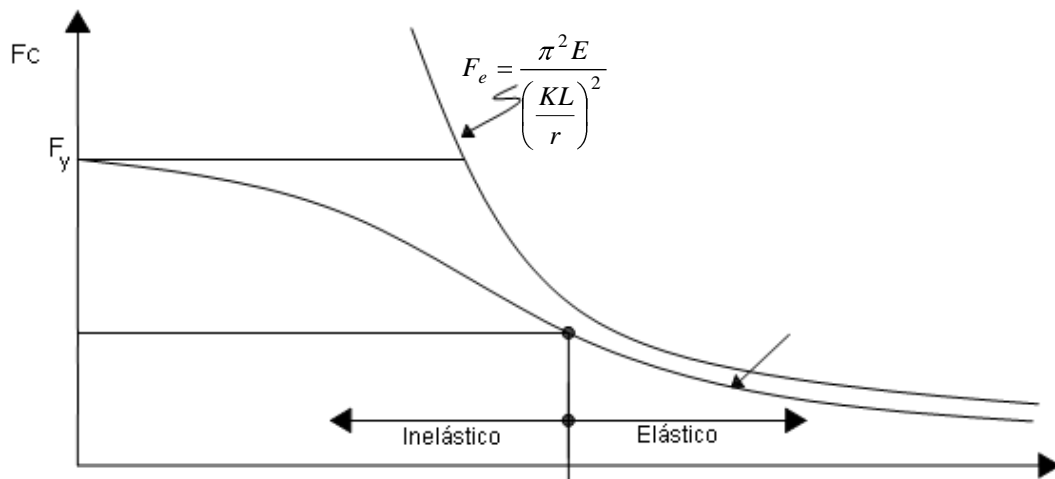


Fig. 4.11 Curva esfuerzo crítico vrs relación de esbeltez.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE COLUMNAS SEGUN ASD:	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE COLUMNAS SEGUN LRFD:
<p>1. Una vez tengamos las acciones internas a la que estará sometida la columna (carga muerta, carga viva, carga de sismo, etc.) se procede a realizar las combinaciones de cargas, tal como se mostró en el capítulo 1.</p> <p>2. Luego se procede a encontrar el valor del factor de longitud efectiva “K”, utilizando la tabla C-C2.2 de los comentarios del AISC 2005, lo cual como ya explicamos depende de las condiciones de restricciones con la que se encuentre la columna y además si dicha columna es parte de una estructura con desplazamiento lateral o no. Sin embargo se sabe que la longitud efectiva de una columna puede variar en cada eje, si un miembro en compresión está soportado de manera diferente con respecto a cada uno de sus ejes principales. Cabe aclarar que las tablas 4-1 de cargas para columnas del AISC 2005, se basan en la longitud efectiva respecto al eje “Y”, sin embargo puede desarrollarse un procedimiento para usar las tablas con</p>	<p>1. Una vez tengamos las acciones internas a la que estará sometida la columna (carga muerta, carga viva, carga de sismo, etc.) se procede a realizar las combinaciones de cargas, tal como se mostró en el capítulo 1.</p> <p>2. Luego se procede a encontrar el valor del factor de longitud efectiva “K”, utilizando la tabla C-C2.2 de los comentarios del AISC 2005, lo cual como ya explicamos depende de las condiciones de restricciones de apoyo en la que se encuentre la columna, y si dicha columna es parte de una estructura con desplazamiento lateral o no. Sin embargo, la longitud efectiva de una columna puede variar en cada eje si un miembro en compresión está soportado de manera diferente con respecto a cada uno de sus ejes principales. Cabe aclarar que las tablas 4-1 para el diseño de columnas del AISC 2005, se basan en la longitud efectiva respecto al eje “Y”, sin embargo puede desarrollarse un procedimiento para usar dichas tablas con</p>

<p>respecto al eje “X”, lo cual se describe en el siguiente paso.</p> <p>3. Una vez encontrado el valor de longitud efectiva “KL” para cada eje y con la carga factorizada del paso 1, se procede a entrar a la tabla 4-1 para el diseño de columnas por el método ASD que se encuentra en el AISC, en esta tabla se entra con el valor de “K_yL” y la carga factorizada, se selecciona varios perfiles de prueba, en el cual cada perfil seleccionado (W12, W14, etc.) se debe verificar su resistencia con el valor longitud efectiva con respecto al eje “K_xL”, si la longitud efectiva con respecto al eje X da mayor que con respecto al eje Y, quiere decir que la resistencia del perfil va a estar gobernado con respecto al eje X, de manera que se debe seleccionar otro perfil entrando nuevamente en la tabla 4-1 por el método ASD con una longitud efectiva idealizada con respecto al eje Y [$K_x L / (r_x / r_y)$], y así se debe verificar nuevamente cual eje gobierna la resistencia del perfil seleccionado. Siempre el mayor valor de longitud efectiva (sea el eje X o Y) que dé del perfil seleccionado determinará la resistencia del</p>	<p>respecto al eje “X”, el cual se describe en el siguiente paso.</p> <p>3. Una vez encontrado el valor de longitud efectiva “KL” para cada eje y con la carga factorizada del paso 1, se procede a entrar a la tabla 4-1 para el diseño de columnas por el método LRFD que se encuentra en el AISC, en esta tabla se entra con el valor de “K_yL” y la carga factorizada, se selecciona varios perfiles de prueba, en el cual cada perfil seleccionado (W12, W14, etc.) se debe verificar su resistencia con el valor longitud efectiva con respecto al eje “K_xL”, si la longitud efectiva con respecto al eje X da mayor que con respecto al eje Y, quiere decir que la resistencia del perfil va a estar gobernado con respecto al eje X, de manera que se debe seleccionar otro perfil entrando nuevamente en la tabla 4-1 por el método LRFD con una longitud efectiva idealizada con respecto al eje Y [$K_x L / (r_x / r_y)$], y así se debe verificar nuevamente cual eje gobierna la resistencia del perfil seleccionado. Siempre el mayor valor de longitud efectiva (sea el eje X o Y) que dé del perfil seleccionado determinará la resistencia del</p>
---	---

<p>perfil seleccionado.</p> <p>4. Con todos los perfiles seleccionados se realiza una lista de estos, de tal manera de determinar cuales son los menos pesados de su serie y escoger aquel cuyo peso sea el menor, resultando este el perfil de diseño</p> <p>5. Ahora bien cuando se quiera utilizar perfiles para columnas que no se encuentran tabulados en la tabla 4-1 para el diseño de columnas por el método ASD se puede proceder a asumir una relación de esbeltez en cuya practica anda entre 40 y 60, para longitudes de columnas de entre 10 y 15 pies respectivamente, y luego entramos a la tabla 4.22 del AISC para la determinación de resistencia F_{cr} en función de la relación de esbeltez, para luego con la carga dividida por el factor de seguridad "P_n/Ω" se encuentra el área necesaria para soportar dichas cargas:</p> $A_g = P_n / (F_{cr}) (\Omega) \quad (\text{Ec. 4.9})$ <p>Luego se selecciona un perfil que satisfaga este requisito de área, y para dicho perfil seleccionado se calcula F_{cr} y P_n, si la resistencia de diseño es muy cercana al valor requerido puede ensayarse el siguiente tamaño tabulado.</p>	<p>perfil seleccionado.</p> <p>4. Con todos los perfiles seleccionados se realiza una lista de estos, de tal manera de determinar cuales son los menos pesados de su serie y escoger aquel cuyo peso sea el menor, resultando este el perfil de diseño.</p> <p>5. Ahora bien cuando se quiera utilizar perfiles para columnas que no se encuentran tabulados en la tabla 4-1 para el diseño de columnas por el método LRFD se puede proceder a asumir una relación de esbeltez en cuyo practica anda entre 40 y 60, para longitudes de columnas de entre 10 y 15 pies respectivamente, y luego entramos a la tabla 4.22 del AISC para la determinación de resistencia $\phi_c F_{cr}$ en función de la relación de esbeltez, para luego con la carga factorizada "P_u" se encuentra el área necesaria para soportar dichas cargas:</p> $A_g = P_u / \phi_c F_{cr} \quad (\text{Ec. 4.8})$ <p>Luego se selecciona un perfil que satisfaga este requisito de área, y para dicho perfil seleccionado se calcula F_{cr} y $\phi_c P_u$, si la resistencia de diseño es muy cercana al valor requerido puede ensayarse el siguiente tamaño tabulado.</p>
--	---

4.7 EJEMPLO DE DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESION.

En el presente ejemplo se utilizara el edificio de la Alcaldía de Cuscatancingo como edificio de análisis, en este existen muy pocos elementos sometidos a cargas axiales de compresión pura puesto que la estructuración de marcos espaciales hace que todos los elementos de la estructura principal se encuentren sometidos a esfuerzos combinados de carga axial, cortante y momentos flectores; sin embargo en la estructura de techo es posible encontrar elementos a cargas axiales de compresión pura cuando se predetermina que esta actúe como una armadura de techo.

Tomando como referencia los datos de cargas externas (carga muerta, carga viva de techo y carga de viento) y las acciones internas del ejemplo del Capítulo 3 “Tensión”, la cual es la estructura de techo del tercer nivel estructurada a base de armaduras, procederemos a diseñar uno de esos elementos a compresión; tal como se realizo en el ejemplo de tensión se diseñara solo un elemento, aquel que muestre las condiciones mas desfavorables.

Las armaduras cargadas según el ejemplo del capítulo 3 de tensión se muestran a continuación:

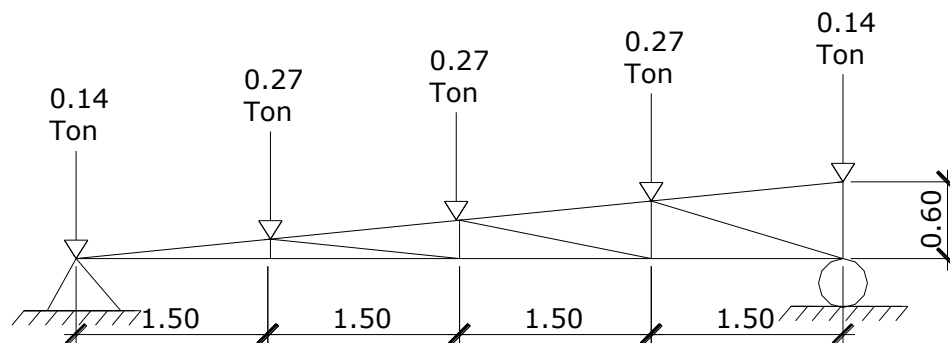


Fig. 4.12 Carga muerta sobre la armadura

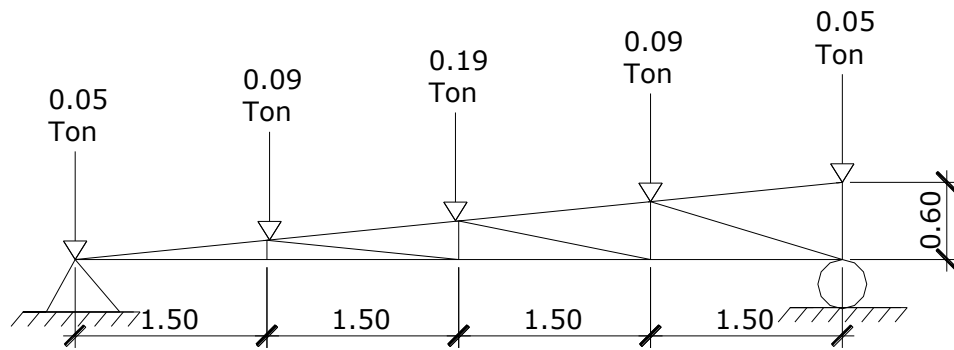


Fig. 4.13 Carga viva de techo sobre la armadura

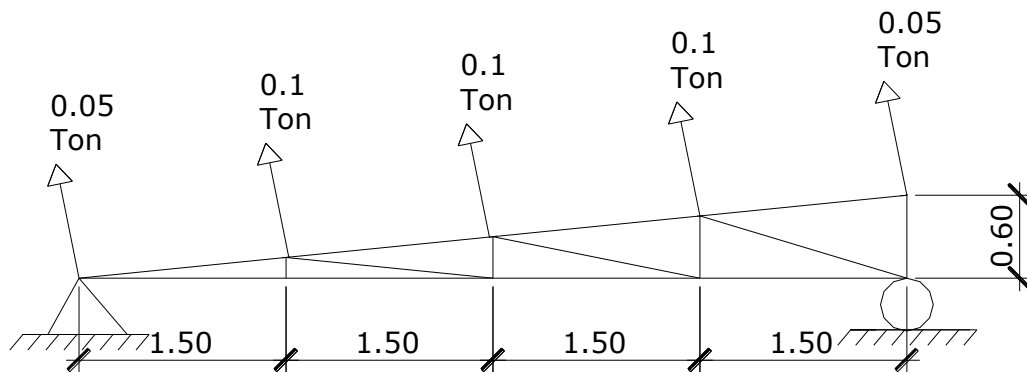


Fig. 4.14 Carga estática de viento sobre la armadura (perpendicular al área de la cubierta).

Realizando el análisis estructural con la ayuda del programa computacional Etab's, se obtienen los siguientes resultados:

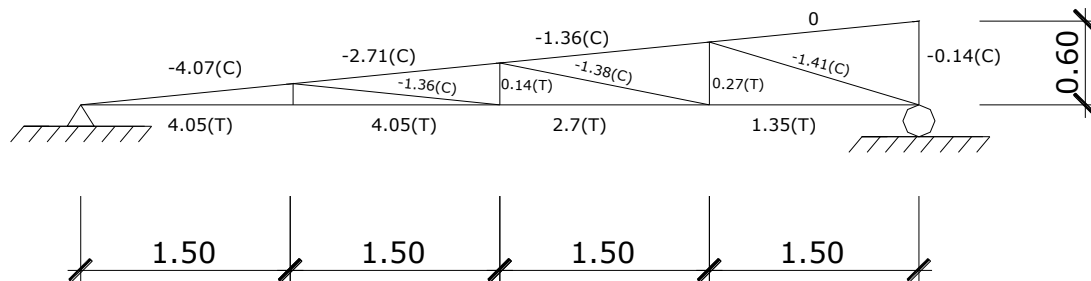


Fig. 4.15 Reacciones internas de la carga muerta de techo sobre la armadura.

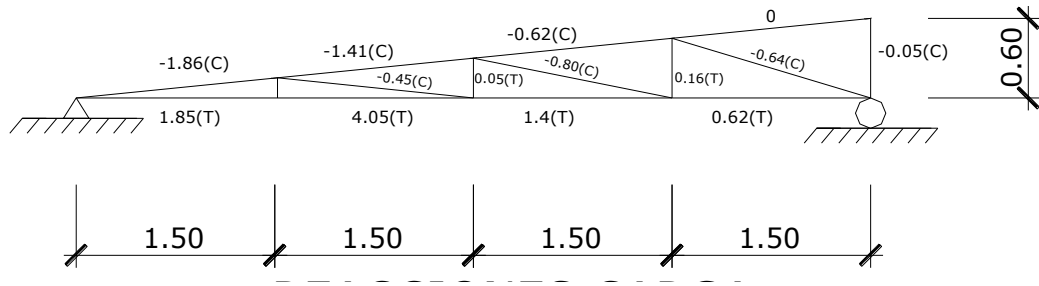


Fig. 4.16 Reacciones internas de la carga viva de techo sobre la armadura.

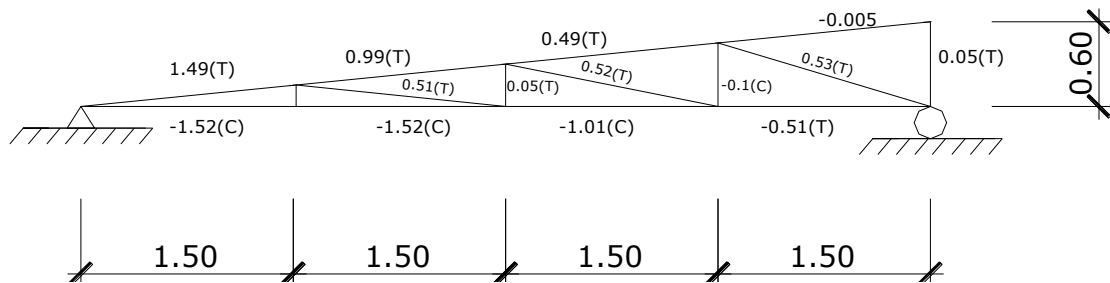


Fig. 4.17 Reacciones internas de la carga estática de viento de techo sobre la armadura

Según se puede observar el elemento que se encuentra mas cargado a compresión es el que esta en el extremo izquierdo en la cuerda superior.

4.7.1 PROBLEMA 1.

Diseñe el elemento con acero A36 de una armadura por el método de esfuerzos admisibles cuya longitud es de 1.51m y se encuentra sometido a las siguientes cargas axiales:

Carga muerta: 4.07 Ton

Carga Viva: 1.86 Ton

Carga de viento: -1.49Ton (succión).

Nota: Las magnitudes con signo positivo indica que el elemento esta sometido a cargas axiales de compresión y el signo negativo que esta sometido a cargas axiales de tensión.

Solución.

1. Una vez tengamos las acciones internas a la que estará sometida el miembro a compresión (carga muerta, carga viva, carga de sismo, etc.) se procede a realizar las combinaciones de cargas con sus respectivos factores de amplificación, tal como se mostró en el capítulo II

1. D

$$\mathbf{R = 4.07 \text{ Ton}}$$

2. D+L

$$\mathbf{R = 4.07 \text{ Ton}}$$

3. D + (Lr o S o R)

$$4.07 + 1.86$$

$$\mathbf{R = 5.93 \text{ Ton}}$$

4. D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)

$$4.07 + 0.75(1.86)$$

$$\mathbf{R = 5.47 \text{ Ton}}$$

5. D ± (W o 0.7E)

$$4.07 - (-1.49)$$

$$\mathbf{R = 5.56 \text{ Ton}}$$

6. D + 0.75(W o 0.7E) + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)

$$4.07 + 0.75(-1.49) + 0.75(1.86)$$

$$\mathbf{R = 4.35 \text{ Ton}}$$

7. 0.6D ± (W o 0.7E)

$$0.6(4.07) - (-1.49)$$

$$\mathbf{R = 3.93 \text{ Ton.}}$$

La carga de diseño es de 5.93 Ton, correspondiente a la ecuación 3, la cual es equivalente a Pa= 13.06Kips

- Determinación del factor de longitud efectiva “K” por medio de la tabla C-C2.2 de las especificaciones AISC 2005:

Para dicho elemento la condición de restricción en sus extremos se considerara las mas desfavorable que para elementos que no están sometidos a desplazamientos laterales es $K=1.0$ (condición articulada)

- El valor de longitud efectiva del miembro sometido a compresión es para ambos ejes igual a $KL=1.51m$, lo cual en pies es $KL= 4.95$ pies, entrando a las tablas 4-12 diseño de elementos a compresión axial por el método de esfuerzos admisibles con $KL=5$ pies y $Pa= 13.06$ Kips tenemos los siguientes perfiles:

Seleccionamos a continuación de la tabla de resistencia a carga axial de los perfiles anexo A.2 tenemos:

Perfil	P_n/Ω_c	Peso (lb/ft)
L3 x 2 ½ x ¼	14.0	4.49
L 3 x 3 x ¼	17.8	4.89
L 2 ½ x 2 ½ x 5/16	13.9	4.98
L 3x2x 3/8	13.1	5.95

- El perfil de diseño en este caso será el Angulo L3 x 2 ½ x ¼, debido a que este tiene menor peso por pie de longitud.

4.7.2 PROBLEMA 2.

Revise la resistencia de diseño del perfil anterior utilizando las formulas propuestas por el AISC.

- Propiedades Geométricas:

$$L3 \times 2 \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} \quad A_g = 1.31 \text{in}^2 \quad r_x = 0.94 \text{in} \quad r_y = 0.746 \text{in} \quad r_z = 0.52 \text{in}$$

- Verificando relación de esbeltez que gobierna:

$$\left(\frac{KL}{r_x}\right) = \left(\frac{(1)(5)(12)}{(0.94)}\right) = 63.83$$

$$\left(\frac{KL}{r_y}\right) = \left(\frac{(1)(5)(12)}{(0.746)}\right) = 80.43$$

$$\left(\frac{KL}{r_z}\right) = \left(\frac{(1)(5)(12)}{(0.52)}\right) = 115.38 \quad (\text{gobierna})$$

3. Calculando el esfuerzo critico de pandeo elástico F_e :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$
$$F_e = \frac{(\pi^2)(290000)}{(115.38)^2} = 21.50$$

4. Calculando el esfuerzo de pandeo flexionante F_{cr} :

Verificando el límite:

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4,71 \sqrt{\frac{29000}{36}} = 133.68 > 115.38$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{21.5} \right] 36 = 17.86 \text{ ksi}$$

5. Calculando el valor de carga axial resistente del ángulo L3 x 2 ½ x ¼

$$P_n/\Omega_n = (17.86/1.67)(1.31) = 14.0 \text{ kips}$$

4.7.3 PROBLEMA 3.

Diseñe el elemento con acero A36 de una armadura por el método de factores de carga y resistencia cuya longitud es de 1.51m y se encuentra sometido a las siguientes cargas axiales:

Carga muerta: 4.07 Ton

Carga Viva: 1.86 Ton

Carga de viento: -1.49Ton (succión).

Nota: Las magnitudes con signo positivo indica que el elemento esta sometido a cargas axiales de compresión y el signo negativo que esta sometido a cargas axiales de tensión.

Solución.

1. Una vez tengamos las acciones internas a la que estará sometida el miembro a compresión (carga muerta, carga viva, carga de sismo, etc.) se procede a realizar las combinaciones de cargas con sus respectivos factores de amplificación, tal como se mostró en el capítulo II

1. $1.4D$

$$1.4(4.07)$$

$$\mathbf{R = 5.70 Ton}$$

2. $1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

$$1.2(4.07) + 0.5(1.86)$$

$$\mathbf{R = 5.81 Ton}$$

3. $1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$

$$1.2(4.07) + 1.6(1.86) + 0.8(-1.49)$$

$$\mathbf{R = 6.67 Ton}$$

4. $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

$$1.2(4.07) + 1.6(-1.49) + 0.5(1.86)$$

$$\mathbf{R = 3.43 Ton}$$

5. $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$

$$1.2(4.07)$$

$$R = 4.88$$

$$6.0 \cdot 0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$$

$$0.9(4.07) - 1.6(-1.49)$$

$$R = 6.05 \text{ Ton}$$

La carga de diseño será de 6.67 Ton (14.69 Kips)

La carga de diseño es de 6.67 Ton (14.69 Kips), correspondiente a la ecuación 3

2. Determinación del factor de longitud efectiva “K” por medio de la tabla C-C2.2 de las especificaciones AISC 2005:

Para dicho elemento la condición de restricción en sus extremos se considerara la mas desfavorable que para elementos que no están sometidos a desplazamientos laterales es $K=1.0$ (condición articulada)

3. El valor de longitud efectiva del miembro sometido a compresión es para ambos ejes igual a $KL=1.51m$, lo cual en pies es $KL=4.95$ pies, entrando a las tablas 4-12 diseño de elementos a compresión axial por el método de esfuerzos admisibles con $KL=5$ pies y $P_u=14.69$ Kips tenemos los siguientes perfiles:

Seleccionamos a continuación de la tabla de resistencia a carga axial de los perfiles anexo A.2 tenemos:

Perfil	$\Phi_c P_n$	Peso (lb/ft)
L 3 x 2 ½ x 3/16	15.6	3.41
L 3x3x 3/16	19.4	3.70
L2 ½ x 2 ½ x ¼	17.0	4.04
L 3 x 2 x 5/16	16.8	5.03

4. El perfil de diseño en este caso será el Angulo L3 x 2 ½ x 3/16, debido a que este tiene menor peso por pie de longitud.

4.8 COMENTARIOS DE EJEMPLOS DE MIEMBROS A COMPRESION.

Puede demostrarse que valores pequeños de la relación carga viva a muerta menores que tres (como lo dice la bibliografía consultada), se tienen ahorro de peso del acero al utilizar el método LRFD, tal aseveración puede demostrarse en los ejemplos anteriores (miembros a compresión), donde se tiene una relación carga viva a muerta 2.18, dando como resultados selección de perfiles mas ligeros utilizando el método LRFD en vez del ASD.

El método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD), utiliza el mismo factor de seguridad para las cargas muertas y vivas, en tanto que el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) utiliza un factor de carga o seguridad mucho menor para las cargas muertas (ya que se pueden determinar con mayor exactitud que las vivas), por consiguiente la comparación del peso que se obtiene para una estructura diseñada por ambos métodos depende necesariamente de la relación entre cargas vivas y muertas.

CAPITULO V
VIGAS.

5.1 INTRODUCCION

Una viga se define como aquel miembro estructural que soporta cargas transversales perpendiculares a su eje, ya sean cargas puntuales y/o distribuidas a lo largo de su miembro o incluso momentos flectores lo cual hace que esté sometido principalmente a flexión y corte en el miembro.

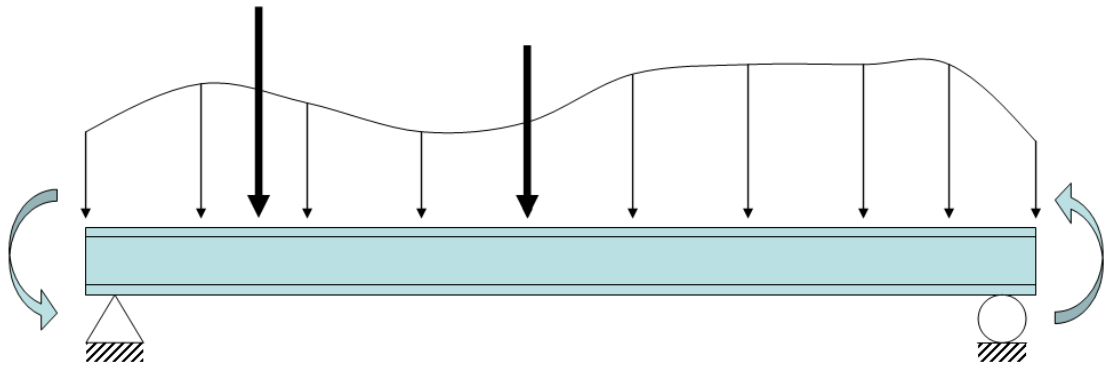


Fig. 5.1 Viga W sometida a cargas transversales

5.2 PERFILES USADOS EN VIGAS.

En la figura 5.2 se muestran las diferentes secciones útiles para ser usadas como vigas, dentro de estas tenemos el perfil Canal, perfil W, perfil S, perfil armado tipo W, perfil armado diferente a la sección W, perfiles armados de alma abierta, etc.

Los perfiles W generalmente resultan las secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a los canales y a las secciones S. Los perfiles W tienen un mayor porcentaje de acero concentrado en sus patines, por lo que poseen mayores momentos de inercia y momentos resistentes para un mismo peso. Estos son relativamente anchos y tienen una rigidez lateral apreciable.

Los perfiles S hoy en día han disminuido su producción, debido a que generalmente se utilizan para situaciones especiales como cuando se requieren patines con anchos pequeños, cuando las fuerzas cortantes son grandes o cuando se requieren mayores espesores del patín en la cercanía del alma por motivos de flexión lateral.

Los perfiles canales eran usadas generalmente como estructuras secundarias de techos (polines), cuando las cargas que debían resistir eran pequeñas y donde se requerían utilizar patines estrechos, pero estas secciones presentan la desventaja que debido a la poca inercia que tiene con respecto al eje Y (eje débil), estas tienen muy poca resistencia ante fuerzas laterales por lo que generalmente requieren la utilización de soportes laterales.

Las secciones armadas, diferentes a los perfiles W (secciones armadas a base de placas tipo cajón), se usan para resistir momentos flectores importantes que puedan generar pandeo flexo-torsional. Las secciones armadas de alma abierta se utilizan generalmente por razones arquitectónicas cuando se requieren pasar cables por el alma de la viga, además son muy económicas cuando se utilizan para grandes claros y cargas ligeras, que hacen que el esfuerzo cortante sobre esta no es tan perjudicial.

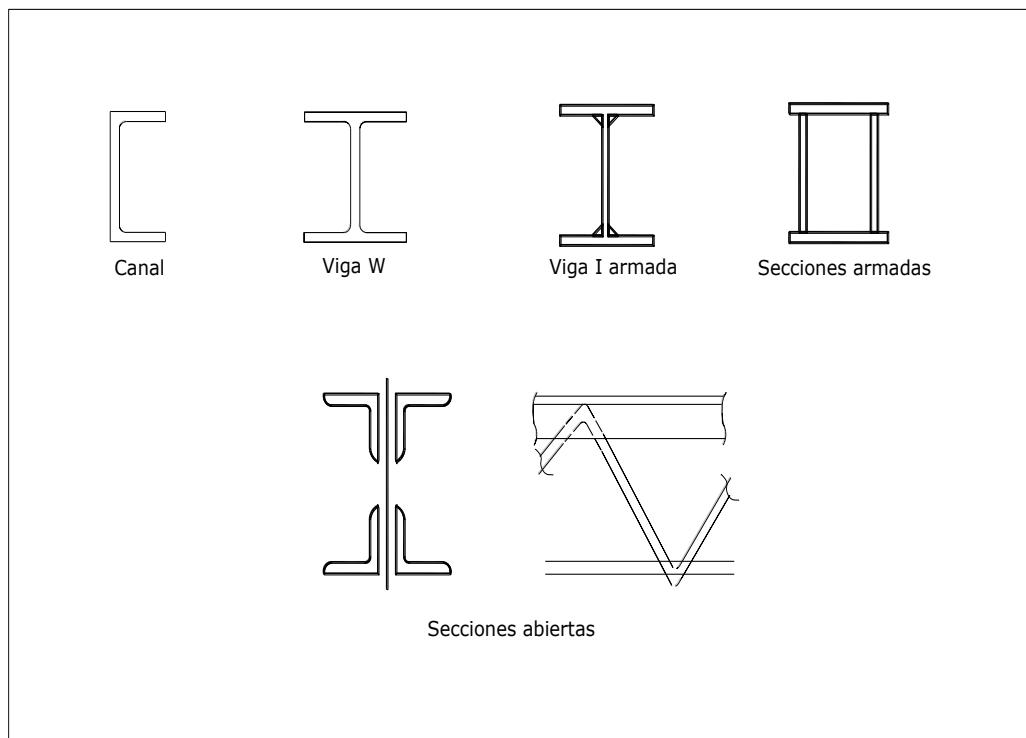


Fig. 5.2 Secciones útiles para trabajar como vigas.

5.3 ESFUERZOS DE FLEXION Y MOMENTO PLASTICO.

Consideremos que la viga de la figura 5.3a se encuentra sujeta a momento flexionante creciente hasta llevarlo a la plastificación, vamos a encontrar que los esfuerzos que actúan sobre la viga experimentan diferentes estados. En la figura 5.3b se muestra una primera condición de esfuerzo en la que en base al momento aplicado a la viga, esta experimenta una distribución de esfuerzos lineal, es decir, el esfuerzo varía linealmente desde el eje neutro hasta las fibras extremas, esto indica que la viga se encuentra trabajando dentro del rango elástico. Si se incrementa el momento, se mantendrá la variación lineal de los esfuerzos hasta que se alcanza el esfuerzo de fluencia en las fibras extremas. El momento de fluencia de una sección transversal se define como el momento para el cuál empiezan a fluir las fibras extremas de la sección. Si el momento de la viga de acero soportada lateralmente se incrementa mas allá del momento de fluencia, las fibras extremas que se encontraban previamente sometidas al esfuerzo de fluencia, se mantendrán bajo este mismo esfuerzo de manera que algún momento resistente adicional necesario lo proporcionarían las fibras cercanas al eje neutro (que no se encuentra en estado de fluencia). Si se incrementa el momento aplicado a la viga, este proceso continuara con más y más partes de la sección transversal de la viga alcanzando el esfuerzo de fluencia como se muestra en la figura 5.3c. Hasta que finalmente se alcanza la distribución plástica tal y como se muestra en la figura 5.3d, el momento adicional requerido para llevar la viga de la etapa de fluencia hasta la etapa de la plastificación completa de la sección es aproximadamente el 12% del momento de fluencia para perfiles W. Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado esta etapa, se dice que se ha formado una articulación plástica ya que no puede resistirse en esta sección ningún momento adicional. Una vez la viga haya alcanzado la plastificación total de la sección, cualquier momento adicional aplicado causara el colapso total de la viga, ya que todos los elementos de la sección transversal han alcanzado la meseta de fluencia de la curva esfuerzo-deformación unitaria y se tendrá un flujo plástico no restringido. Las articulaciones plásticas en el centro como las generadas en los extremos de la viga constituyen un mecanismo inestable que origina el colapso total del elemento.

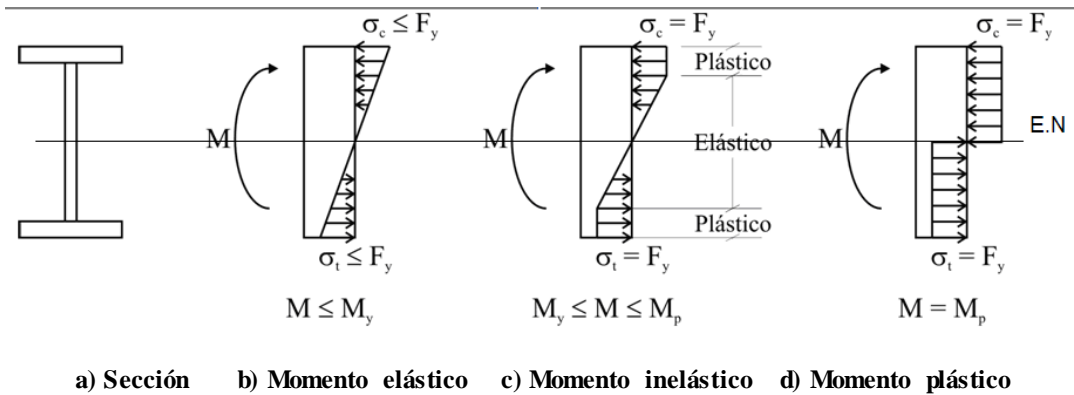


Fig. 5.3 Diagramas de esfuerzos.

De resistencia de materiales, se sabe que el esfuerzo en cualquier punto puede encontrarse con la fórmula de la flexión:

$$F_b = \frac{Mc}{I} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

Donde:

F_b = Esfuerzo de flexión

M = Es el momento flexionante en la sección transversal

c = Es la distancia perpendicular del plano neutro al punto de interés

I = Es el momento de inercia del área de sección transversal con respecto al eje neutro.

La ecuación Ec. 5.1 se basa en la hipótesis de que se tiene una distribución lineal de deformaciones unitarias de la parte superior e inferior, además se basa en la hipótesis de que secciones transversales planas permanecen planas antes de la flexión y permanecen planas después de que ha ocurrido esta.

La ecuación 5.1 se puede reescribir de la siguiente forma:

$$F_b = \frac{M}{I/c} = \frac{M}{S} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Donde:

S = Es el módulo de sección elástico de la sección transversal.

Para cualquier sección transversal, el modulo de sección elástico es una constante. Para elementos con secciones transversales asimétricas con respecto a cualquier eje, el modulo de sección tendrá dos valores: uno para la fibra extrema superior y otro para la fibra extrema inferior.

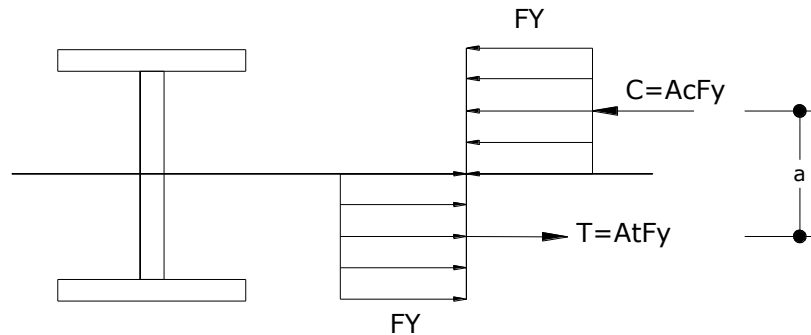


Fig. 5.4 Distribución de esfuerzo plástico.

La capacidad por momento de fluencia es valida cuando las cargas son suficientemente pequeñas para que el material permanezca dentro de su rango elástico lineal. Para el acero estructural esto significa que el esfuerzo máximo no debe exceder F_y y que el momento flexionante no debe exceder de:

$$M_y = F_y S_x \quad (\text{Ec. 5.3})$$

Donde M_y es el momento flexionante que lleva la viga al punto de fluencia.

La capacidad por momento plástico, puede calcularse fácilmente a partir del estudio de distribución de esfuerzo. La figura 5.4 muestra las resultantes de los esfuerzos de compresión y de tensión, donde A_c es el área de sección transversal sometida a compresión y A_t es el área sometida a tensión. Del equilibrio de fuerzas:

$$C = T \quad (\text{Ec. 5.4})$$

$$A_c F_y = A_t F_y \quad (\text{Ec. 5.5})$$

$$A_c = A_t \quad (\text{Ec. 5.6})$$

El eje neutro plástico divide entonces a la sección transversal en dos áreas iguales. Para perfiles con ejes simétricos respecto al eje de flexión, los ejes neutros elásticos y plásticos son iguales. El momento plástico es el momento resistente formado por las dos fuerzas iguales y opuestas:

$$M_p = F_y(A_c) a = F_y(A_t) a = F_y(A/2) a \quad (\text{Ec. 5.7})$$

$$M_p = F_y Z \quad (\text{Ec. 5.8})$$

Donde:

A = Área de toda la sección transversal

a = Distancia entre los centroides de las dos medias áreas

Z = (A/2) a = modulo de sección plástico.

El modulo de sección plástico de cada sección transversal, es también una constante y se encuentra tabulada en las tablas de propiedades de los perfiles.

Si se llega a determinar que una viga permanecerá estable hasta alcanzar la condición plástica, la resistencia de la viga será igual a su capacidad plástica, de otra manera la resistencia de la viga será menor que M_p .

Como se ilustra en la figura 5.4, la viga se encuentra sometida tanto a cargas de tensión y compresión, de manera que la sección en compresión de la viga al igual que como lo vimos en el tema de columnas se puede pandear si la sección es muy esbelta. Sin embargo a diferencia de lo que vimos en el tema de columnas, este pandeo esta restringido por la porción en tensión, así que la deflexión hacia fuera (pandeo flexionante) es acompañada por la torsión. A esta forma de inestabilidad se le llama pandeo lateral torsional (PLT) y se puede representar en la figura 5.5. Esta inestabilidad puede ser impedida por soporte lateral en la zona de compresión a intervalos cortos. En la mayoría de los casos, el soporte total de toda la viga lo genera la losa de concreto arriba de esta, que hace que el sistema se comporte rígidamente evitando así el pandeo. Según el ACI, se considerara que el sistema de piso sea un diafragma siempre y cuando el

espesor de la losa o topping de concreto sea superior o igual a 5cm, de manera que este diafragma le sirve directamente a la viga de acero como soporte lateral.

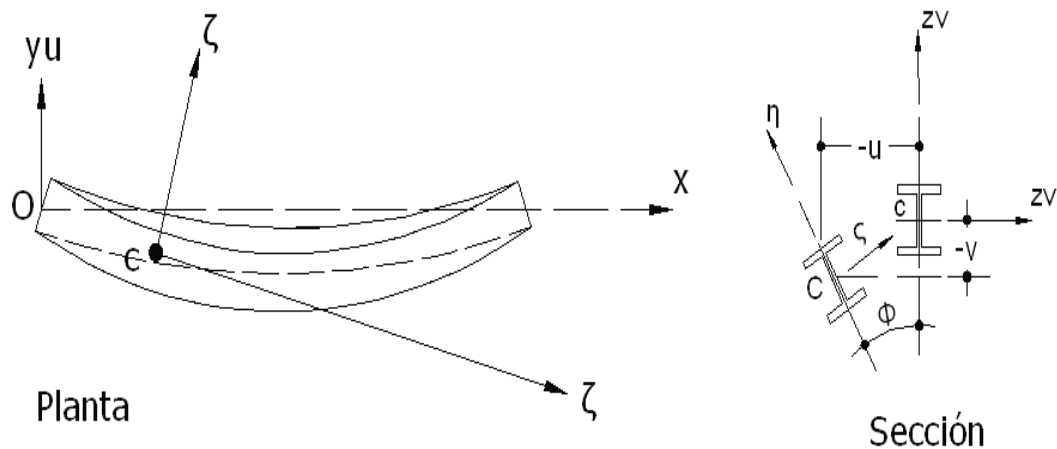


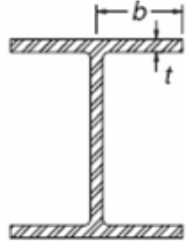
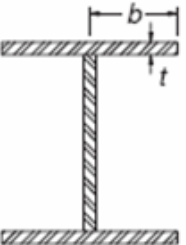
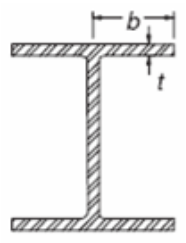
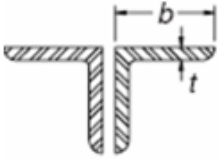
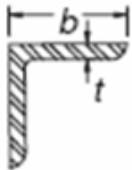
Fig. 5.5 Pandeo lateral torsional

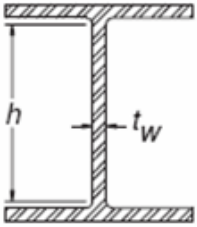
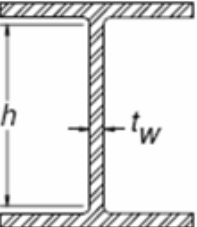
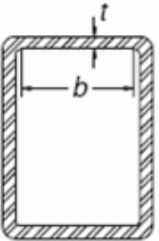
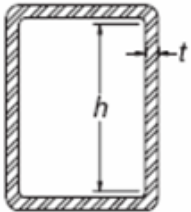
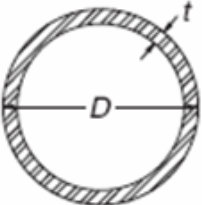
Para que la viga pueda resistir un momento suficientemente grande para alcanzar la condición plástica total, se necesita mantener la integridad de la sección transversal, la cual se perderá si cualquier parte en compresión se pandea. Los tipos de pandeos pueden ocurrir en el patín (cuya forma de inestabilidad es llamado pandeo local del patín –PLP-) así como el alma (cuya forma de inestabilidad es llamada pandeo local del alma –PLA-), lo cual depende de la posición del eje neutro.

5.4 CLASIFICACION DE LOS PERFILES.

El AISC clasifica las secciones transversales de los perfiles como compactas, no compactas o esbeltas, dependiendo de las relaciones ancho-espesor. La clasificación de los perfiles se encuentra en la sección B4 de las especificaciones, en la tabla B5.1 se pueden resumir las relaciones:

Tabla 5.1 Clasificación de los perfiles en base a su relación ancho – espesor.

Caso	Descripción del elemento	Relación ancho espesor	λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)	Ejemplo
1	Flexión de perfiles rolados de sección I y channel	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
2	Flexión de perfiles con doble y simple simetría secciones hechas	b/t	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/FL}$	
3	Compresión uniforme en patines rolados de secciones I y placa, están fuera ángulos en contacto continuo y patines de channels	b/t	No aplica	$0.56\sqrt{E/F_y}$	
4	Compresión uniforme de los lados de un ángulo simple y dobles separados y todos los otros elementos no atiesados	b/t	No aplica	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
5	Flexión de los lados de ángulo simple	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

6	Flexion en el alma de un perfil con doble simetria I y secciones channel	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
7	Compresion uniforme en el alma de secciones I	h/t_w	No aplica	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
8	Compresion uniforme del patin de un tubo rectangular y secciones estructurales huecas de espesor uniforme sujeto a flexion o compresion	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
9	Flexion en el alma de un tubo rectangular	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
10	Secciones circulares huecas en flexion uniforme	D/t	$0.07 E/ F_y$	$0.31 E/ F_y$	

Donde:

λ = razón ancho-espesor

λ_p = límite superior para la categoría de compactas

λ_r = límite superior para la categoría de no compactas.

Entonces:

Si $\lambda \leq \lambda_p$ y el patín esta conectada de forma continua al alma, la sección es compacta.

Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ la sección es no compacta.

Si $\lambda > \lambda_r$ la sección es esbelta.

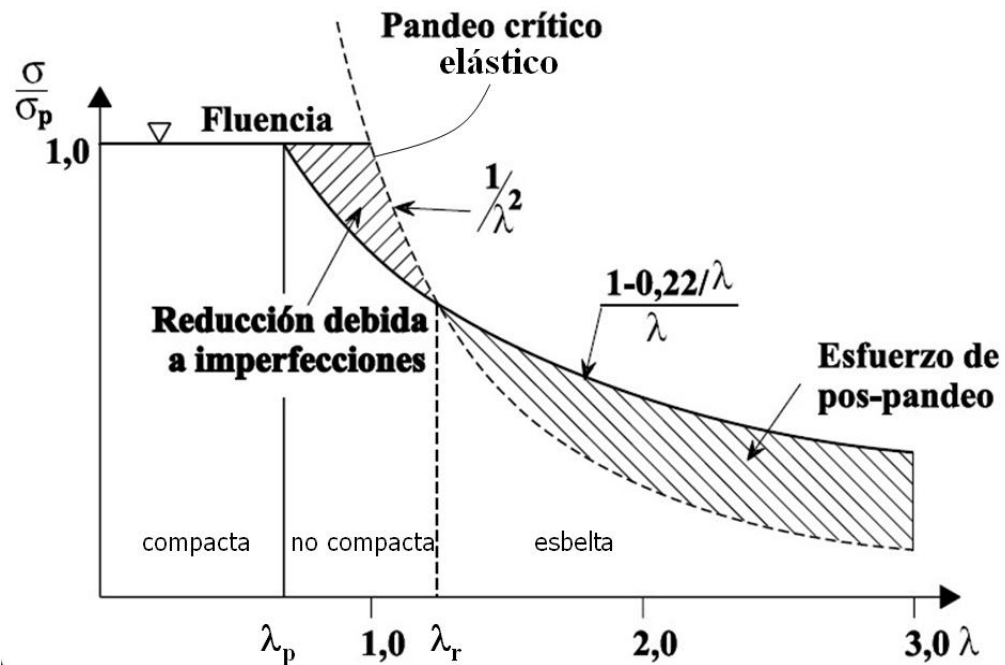
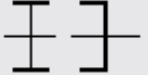

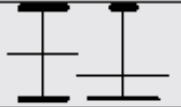
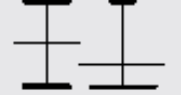
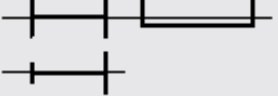



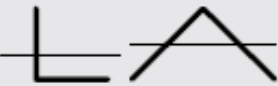



Fig. 5.6 Grafica de la relación ancho-espesor

Esta categoría se basa en la más desfavorable razón ancho-espesor de la sección transversal. Por ejemplo si el alma es compacta y el patín es no compacto, la sección se clasifica como no compacta.

Tabla 5.2 Estados limites para secciones estructurales.

TABLE User Note F1.1 Selection Table for the Application of Chapter F Sections				
Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes	N/A	N/A	All limit states

Y = yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender

La tabla 5.2 muestra los posibles estados limites de falla de diferentes secciones para ser utilizadas como vigas. En donde:

Y = Sección plástica

LTB = PLT = Pandeo lateral torsional

FLB = PLP = Pandeo local del patín

WLB = PLA = Pandeo local del alma

TFY = Fluencia por tensión del alma

LLB = Pandeo local de un lado del ángulo

LB = Pandeo local

C = Compacto

NC = No compacto

S = Esbelto.

El AISC en la sección F2 estipula que todos los perfiles ASTM A6 W, S, M, C y MC a excepción de los perfiles W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W8x31, W8x10, W6x15, W6x9, W6x8.5 y el M4x6, son compactos del patín para $F_y = 50\text{ksi}$; además todos los perfiles ASTM A6 W, S, M, HP, C, y MC serán compacta del alma para $F_y \leq 65\text{ ksi}$.

5.5 RESISTENCIA A FLEXION DE LOS PERFILES COMPACTOS.

Las vigas pueden fallar cuando se alcanzan cualquiera de los siguientes estados de falla:

1. Cuando la sección del elemento de viga se plastifica por completo por soporte lateral continuo o corto, de manera que se alcanza la plastificación de la sección.
2. Por pandeo lateral torsional (PLT), elástica o inelástica.
3. Por pandeo local del patín (PLP), elástica o inelástica
4. Pandeo local del alma (PLA), elástica o inelástica.

Cuando nos referimos a los estados de falla por pandeo elástica o inelástica, nos referimos por ejemplo: si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el esfuerzo en el límite proporcional de fluencia cuando ocurre el pandeo la falla se llama elástica, si no es así, la falla se llama inelástica.

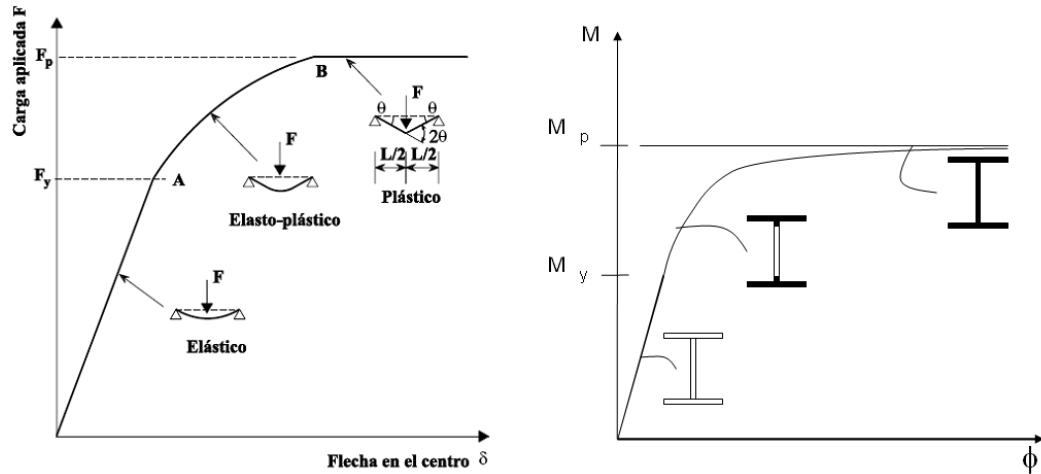


Fig. 5.7 Estado de falla según el estado de esfuerzos en el que se produzca la falla.

En este trabajo de graduación solo trataremos aquellos perfiles que comúnmente son utilizados como vigas en edificios de nuestro país, las cuales son los perfiles W y S laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil.

Como ya se dijo en un principio, los perfiles compactos son aquellos cuyas almas están conectadas al patín en forma continua y que satisfacen las relaciones ancho-espesor mostrada en la tabla B4.1 de las especificaciones AISC y el sub capítulo 4.4 clasificación de los perfiles de esta tesis y como se muestra en la figura 5.8.

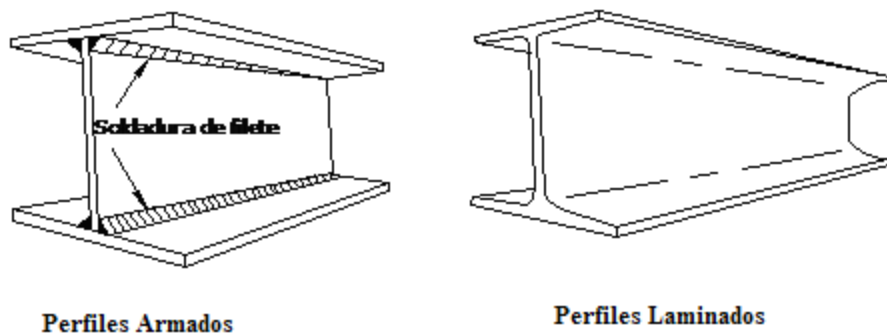


Fig. 5.8 Secciones compacta

La falla por plastificación total de la sección transversal del elemento como consecuencia de tener soporte lateral continuo a lo largo de todo el elemento es la falla mas común para vigas primarias de acero estructural en edificios, ya que el soporte lateral es proporcionado por la losa conectada a la viga por el conector de cortante, tal como se muestra en la figura 5.9.

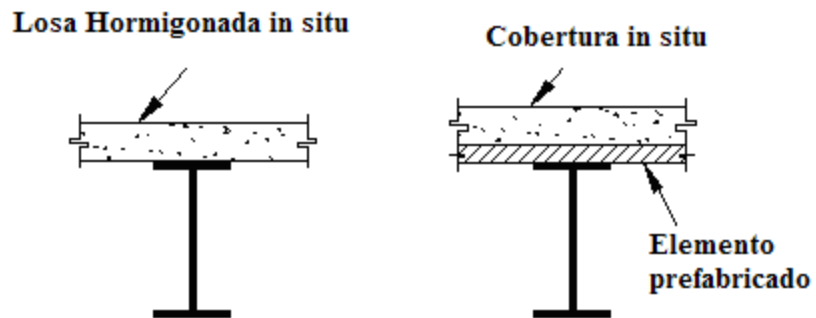


Fig. 5.9 Soporte lateral continuo en la viga proporcionada por la losa de piso

Para este tipo de falla la resistencia nominal es igual al momento plástico.

$$M_n = M_p \quad (\text{Ec. 5.9})$$

Donde:

$$M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y \quad (\text{Ec. 5.10})$$

Donde:

F_y : Es el esfuerzo de fluencia del perfil de acero

Z : Modulo de sección plástico

M_y : Momento de fluencia

El límite de $1.5M_y$ para M_p es para evitar deformaciones excesivas por cargas de trabajo.

Por tanto para perfiles W y S la relación entre el modulo de sección y el modulo de sección plástico es:

$$F_y Z \leq 1.5 F_y S \quad (\text{Ec. 5.11})$$

$$Z/S \leq 1.5 \quad (\text{Ec. 5.12})$$

A la relación entre el modulo de sección elástico y el modulo de sección plástico se le llama factor de forma y se define como un factor que depende de la sección y no es más que la reserva de resistencia que tiene una sección mas halla del momento de fluencia, este factor de forma tiene diferentes valores para diferentes secciones, tal como se muestra en la figura 5.10

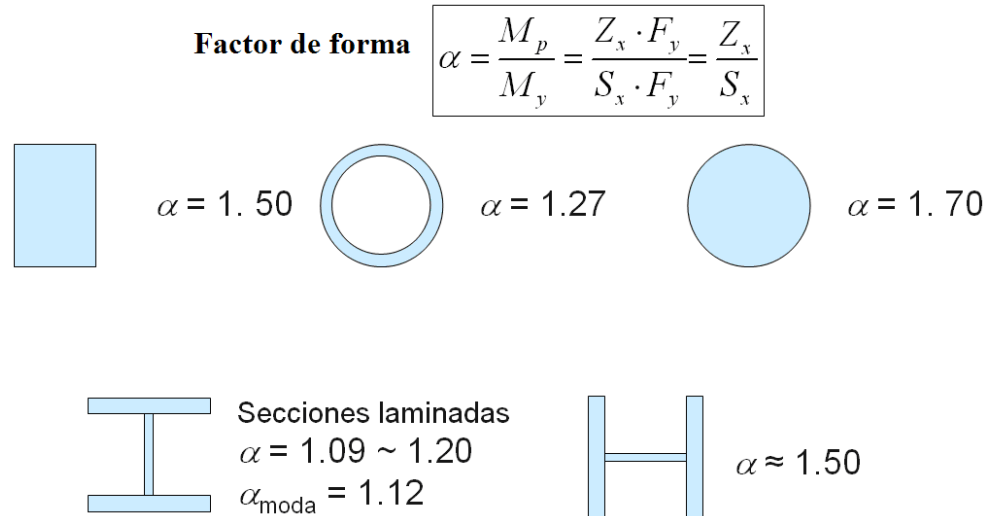


Fig. 5.10 Valores del factor de forma.

Para perfiles W y S flexionados respecto al eje fuerte, el factor forma siempre será menor de 1.5; por el contrario, para perfiles W y S flexionados respecto al eje menor, el factor forma nunca será menor de 1.5.

La resistencia por momento de perfiles compactos es una función de la longitud no soportada “Lb” definida como la distancia entre puntos de soporte lateral. Por tanto lo que definirá en que rango (elástico, inelástico o totalmente plástico) ocurrirá la falla del elemento será la longitud no soportada Lb, dependiendo en que limite de soporte lateral se encuentre ($L_b < L_p$ o $L_p < L_b < L_r$). Cada perfil en particular tiene límites de soporte lateral, el cual hace prever bajo que estado fallará el elemento.

Se pueden definir dos límites de soporte lateral: L_p y L_r .

L_p : Es la longitud no soportada máxima para conseguir que la viga alcance el momento plástico y tenga capacidad de deformación inelástica después de este punto. Este valor depende de las propiedades

geométricas y físicas del elemento así como de su resistencia de fluencia. Algebraicamente se puede escribir como sigue:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 5.13})$$

Donde:

r_y = Radio de giro mínimo (para perfiles W, S y Channels es con respecto al eje “y”)

E = Modulo de elasticidad del acero 29000ksi.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero estructural.

L_r : Es la longitud no soportada a partir de la cual la viga fallara por pandeo elástico, que divide el límite la falla de por pandeo lateral torsional inelástica y el pandeo lateral torsional elástico. Este valor depende de las propiedades geométricas y propias del material del que esté hecho elemento, así como de su resistencia a fluencia. Algebraicamente se puede escribir como sigue:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{JcE} \right)}} \quad (\text{Ec. 5.14})$$

Donde:

r_{ts} : Se puede definir como el radio de giro del área del ala comprimida más un sexto de la altura del alma.

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (\text{Ec. 5.15})$$

E: Modulo de elasticidad del acero estructural (29000ksi)

F_y : Esfuerzo de fluencia

J: Constante de torsión para cada perfil

S_x : Modulo de sección elástico con respecto al eje “X”

h_o : Distancia entre los centroides de los patines en pulg.

c: Constante

Para perfiles con doble simetría $c = 1.0$

Para perfiles canales “c” será igual a:

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad (\text{Ec. 5.16})$$

Donde:

I_y : Momento de inercia con respecto al eje "Y"

C_w : Constante de alabeo.

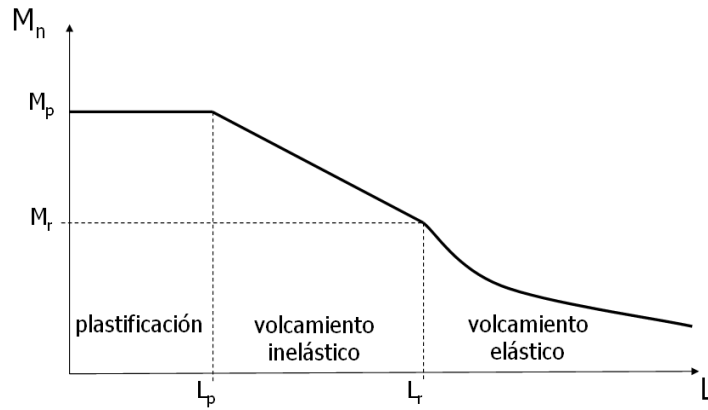


Fig. 5.11 Grafica de resistencia a flexión vs Longitud no soportada.

De la figura 5.11 se puede observar que para longitudes soportadas menores que L_p , el momento asociado es igual al momento plástico como se definió en la ecuación 5.9 y 5.10.

Si la longitud no soportada es mayor que L_p pero menor o igual que L_r la resistencia se basa en el pandeo lateral torsional inelástico definido por la siguiente ecuación:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec.5.17})$$

De la figura 5.11 y la ecuación 5.17 se puede observar que la resistencia a flexión para una longitud no soportada dentro del límite del pandeo lateral torsional inelástico, varía de forma lineal.

El valor $0.7F_y S_x$ de manera indirecta corresponde al momento de la primera fluencia M_r .

Para una longitud no soportada mayor que L_r , la resistencia se basa en el pandeo lateral torsional elástico, definido por la siguiente ecuación:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (\text{Ec. 5.18})$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J.c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{Ec. 5.19})$$

Si se tiene un gradiente de momento (si el diagrama de momento de las acciones internas de la viga no es uniforme sino que varia a lo largo del elemento), las ecuaciones 5.17 y 5.19 pueden modificarse por un factor C_b llamado factor de modificación de resistencia por pandeo lateral torsional para momento no uniforme, este factor varia dependiendo de la forma del diagrama de momento y está estipulado en el AISC bajo la siguiente relación:

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0 \quad (\text{Ec. 5.20})$$

Donde:

M_{\max} : Es el valor absoluto del máximo momento a lo largo del segmento de la viga no soportada

M_A : Es el valor absoluto del momento a un cuarto de la longitud no soportada de la viga.

M_B : Es el valor absoluto del momento a la mitad de la longitud no soportada de la viga.

M_C : Es el valor absoluto del momento a tres cuarto de la longitud no soportada de la viga.

R_m : Es un parámetro monosimetrico que depende de la sección transversal del elemento, este se clasifica como se muestra a continuación:

$R_m = 1.0$ para miembros con doble simetría.

$R_m = 1.0$ para miembros con un eje de simetría pero sometidos a flexión simple.

$R_m = 0.5 + 2 \left(\frac{I_{yc}}{I_y} \right)^2$ Para miembros con simetría simple y sometidos a inversión de momento

flexionante.

Donde:

I_{yc} : Momento de inercia alrededor del eje Y del patín en compresión, o si hay inversión de la flexión, referida al patín mas pequeño.

I_y : Momento de inercia con respecto al eje Y.

Se permite conservadoramente que el valor de C_b sea tomado igual a uno.

El valor de C_b tiene valores ya establecidos, en base a la distribución de carga a la que se encuentre sometida la viga.

5.6 RESISTENCIA A FLEXION DE LOS PERFILES NO COMPACTOS.

En este tema solo incluiremos perfiles de secciones con doble eje de simetría, compacto del alma y no compacto del patín flexionados respecto a su eje fuerte.

Los perfiles W21x48, W14x99, W14x90, W12x65, W10x12, W8x31, W8x10, W6x15, W6x9, W6x8.5 y M4x6 son no compactos del patín, todos los demás perfiles W, S, M y HP son compactos del patín para $F_y \leq 50\text{ksi}$.

Como se indico antes, la viga puede fallar por pandeo lateral torsional, por pandeo local del patín o por pandeo local del alma, estas dos ultimas dependen de la relación ancho espesor. La falla por pandeo local del patín o del alma al igual que en la falla por pandeo lateral torsional pueden fallar en el rango elástico o inelástico.

El esfuerzo nominal a flexión estará gobernado por el menor valor de resistencia de acuerdo al estado limite de pandeo lateral torsional como pandeo local del patín, de manera que para un perfil no compacto siempre se deberá calcular su resistencia por pandeo lateral torsional.

Para perfiles compactos la resistencia nominal a flexión estará dado por la siguiente ecuación:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{Ec. 5.21})$$

Donde:

M_p = Momento plástico calculado en base a la ecuación 5.10

F_y = Esfuerzo de fluencia del perfil

S_x = Modulo de sección elástico

λ = Relación ancho-espesor = $b_t/2t_f$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ Es el limite superior para la categoría de compactas.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ Es el limite superior para la categoría de no compactas.

b_f = Ancho del patín.

t_f = Espesor del patín.

Para secciones con patines esbeltos, la resistencia nominal a flexión será:

$$M_n = \frac{0.9EK_c S_x}{\lambda^2} \quad (\text{Ec. 5.22})$$

Donde:

E = Modulo de elasticidad del acero

S_x = Modulo de sección elástico

λ = Relación ancho-espesor = $b_f/2t_f$

$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, Y no será tomado menor de 0.35 ni mayor de 0.76 para proceso de cálculos.

5.7 RESISTENCIA A FLEXION DE PERFILES COMPACTOS O NO COMPACTOS DEL ALMA FLEXIONADOS CON RESPECTO A SU MAYOR EJE

Este sub capitulo se aplica a miembros con secciones doblemente simétrica no compactos del alma flexionados con respecto a su mayor eje, así como miembros con almas conectadas en la parte central del ancho del patín flexionados alrededor de su mayor eje con almas compactas o no compactas.

El esfuerzo nominal a flexión será el menor valor obtenido de acuerdo a los estados limites de fluencia del patín en compresión, pandeo lateral torsional, pandeo local del patín en compresión y fluencia del patín en tensión.

- El esfuerzo nominal a flexión por fluencia del patín en compresión estará dado por la siguiente relación:

$$M_n = R_{pcp} M_{yc} = R_{pcp} F_y S_{xc} \quad (\text{Ec. 5.23})$$

Donde:

Para $h_c/t_w \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pcp} = M_p/M_y \quad (\text{Ec. 5.24})$$

Para $h_c/t_w > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (\text{Ec. 5.26})$$

Donde:

$$M_p = F_y Z_x = 1.6 F_y S_{xc}$$

S_{xc} , S_{xt} = Modulo de sección elástico respecto al patín

$$\lambda = h_c / t_w$$

λ_{pw} = relación de esbeltez para perfiles compactos del alma

λ_{rw} = relación de esbeltez para perfiles no compactos del alma

- La resistencia nominal a flexión por pandeo lateral torsional estará dado por la siguientes relación:

Cuando $L_b \leq L_p$, el limite de pandeo lateral torsional no se aplica.

Cuando $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - \left(R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc} \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{Ec. 5.27})$$

Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (\text{Ec. 5.28})$$

Donde:

$$M_{yc} = F_y S_{cx}. \quad (\text{Ec. 5.29})$$

$$F_{cr} \approx \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{rt} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xcho}} \left(\frac{L_b}{rt} \right)^2} \quad (\text{Ec. 5.30})$$

Donde:

J = Cero para $I_{yc}/I_y \leq 0.23$

E : Modulo de elasticidad del acero estructural (29000ksi)

F_y : Esfuerzo de fluencia

J: Constante de torsión para cada perfil

S_{xc} : Modulo de sección elástico con respecto al eje “X”

h_o : Distancia entre los centroides de los patines en pulg.

Para secciones W con patín a compresión en forma rectangular.

$$rt = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_{od}} \right)}} \quad (\text{Ec. 5.31})$$

Donde:

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

b_{fc} = Ancho del patín en compresión.

t_{fc} = Espesor del patín en compresión.

t_w = Espesor del alma

h = Distancia entre centroides de componentes individuales perpendiculares al eje de pandeo

h_c = Distancia de la cara interior del patín en compresión menos el radio de la esquina curva.

F_L será determinado como sigue:

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7 \quad F_L = 0.7 F_y \quad (\text{Ec. 5.32})$$

$$\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7 \quad F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5 F_y$$

La longitud no arriostrada para el estado límite de L_p será determinada por:

$$L_p = 1.1rt \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 5.33})$$

La longitud no soportada para el estado limite de pandeo lateral torsional inelástica estará dado por:

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_L S_{xc} h_o}{J E} \right)}} \quad (\text{Ec. 5.34})$$

- La resistencia nominal a flexión para el estado limite de pandeo local del patín en compresión estará dada por:

$$Mn = \left[R_{pc}M_{yc} - (R_{cp}M_{yc} - FL S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_r - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (\text{Ec. 5.35})$$

Para secciones esbeltas del patín la resistencia nominal estará dada por:

$$Mn = \frac{0.9EK_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad (\text{Ec. 5.36})$$

Donde:

R_{pc} = Es el factor de plastificación del alma.

$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, Y no será tomado menor de 0.35 ni mayor de 0.76 para proceso de cálculos.

λ = Relación ancho-espesor = $b_f/2t_f$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ Es el límite superior para la categoría de compactas.

$\lambda_r = \lambda_r$ Es el límite superior para la categoría de no compactas.

b_f = Ancho del patín.

t_f = Espesor del patín.

La resistencia nominal a flexión para la falla por fluencia del patín en tensión estará dada por:

Cuando $S_{xt} = S_{xc}$, este estado limite no aplica.

$$\text{Cuando } S_{xt} < S_{xc} \quad M_n = R_{pt} M_{yt} \quad (\text{Ec. 5.37})$$

Donde:

$$M_{yt} = F_y S_{xt} \quad (\text{Ec. 5.38})$$

R_{pt} = Es el factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia del patín en tensión, el cual estará determinado como se muestra a continuación:

$$\text{Para } \frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw} \quad \text{será} \quad R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}}$$

Para $h_c/t_w > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (\text{Ec. 5.39})$$

Donde:

λ_{pw} = Relación de esbeltez para perfiles compactos del alma

λ_{rw} = Relación de esbeltez para perfiles no compactos del alma

5.8 RESISTENCIA A FLEXION DE PERFILES TUBULARES HSS CUADRADOS Y RECTANGULARES.

Este sub capitulo aplica a tubos HSS y secciones cajón doblemente simétricas flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes, compactas o no compactas del alma.

La resistencia nominal a flexión será el menor valor obtenido de acuerdo al estado limite de fluencia (momento plástico), pandeo local del patín y pandeo local del alma bajo flexión pura.

1 Resistencia nominal por momento plástico.

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{Ec. 5.8})$$

Donde:

Z: modulo de sección plástico con respecto al eje de flexión.

2 Resistencia nominal por pandeo local del patín

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S \right) \left[3.57 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right] \leq M_p \quad (\text{Ec. 5.40})$$

Donde:

b = Ancho del tubo

t = Espesor del tubo.

F_y = Esfuerzo de fluencia del tubo

E = Modulo de elasticidad del tubo.

S = Modulo de sección elástico con respecto al eje de flexión.

Para secciones esbeltas del patín, la resistencia nominal estará dada por:

$$M_n = F_y S_{eff} \quad (\text{Ec. 5.41})$$

Donde:

S_{eff} = Es el modulo de sección efectivo, determinado con el ancho efectivo a compresión del patín, como se muestra a continuación:

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (\text{Ec. 5.42})$$

Resistencia nominal a flexión para perfiles con pandeo local del alma.

$$M_n = M_p - \left(M_p - F_y S_x \right) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (\text{Ec. 5.43})$$

5.9 RESISTENCIA A FLEXION DE PERFILES HSS REDONDOS.

Este sub capitulo aplica a perfiles con una relación D/t menor que 0.45E/F_y.

La resistencia nominal a flexión será el menor valor obtenido de acuerdo al estado limite de fluencia (momento plástico) y pandeo local.

1 Resistencia nominal a flexión por momento plástico.

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (\text{Ec. 5.8})$$

2 Resistencia nominal a flexión por pandeo local.

$$M_n = \left(\frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S \quad (\text{Ec. 5.44})$$

Para secciones con paredes esbeltas

$$M_n = F_{cr} S \quad (\text{Ec. 5.45})$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{\frac{D}{t}} \quad (\text{Ec. 5.46})$$

S = Modulo de sección elástico en pulg³.

5.10 CORTANTE EN VIGAS

El corte nunca existe por si solo, es por tal motivo que necesita estar acompañado de otros esfuerzos tal como el de flexión para encontrarse en equilibrio.

Las principales formas de falla de un miembro a cortante son: fluencia del alma, pandeo elástico del alma y pandeo inelástico del alma.

Una viga a flexión desarrolla esfuerzos axiales como las presentadas en la figura 5.12, si consideramos un segmento del elemento de ancho dz y un trozo de este segmento a una altura y_1 , el desequilibrio entre las resultantes de los esfuerzos axiales debe ser equilibrado por el esfuerzo de corte " τ " que aparecen en el plano perpendicular, a partir del equilibrio de fuerzas, llegamos a la ecuación de Jouravski.

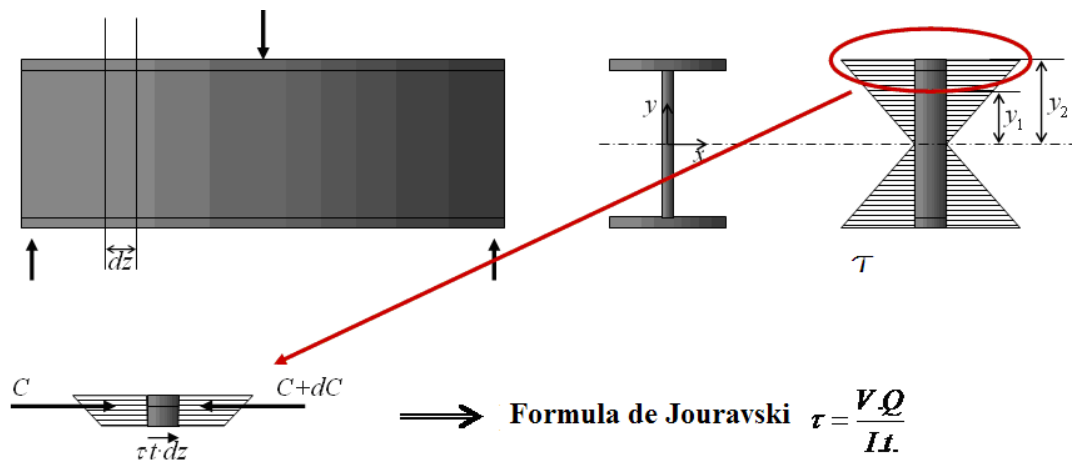


Fig. 5.12 Distribución de esfuerzos.

En un perfil rectangular la distribución de tensiones de corte en la sección toma una forma parabólica, mientras que en una viga W la mayor parte del corte es resistido por el alma tal como se muestra en la figura 5.14, en base a su distribución, es claro que la viga fluirá completamente mucho antes que los patines. La viga puede alcanzar su carga máxima si el valor de corte alcanza el esfuerzo de fluencia, este valor es aproximadamente 0.6 veces el esfuerzo de fluencia.

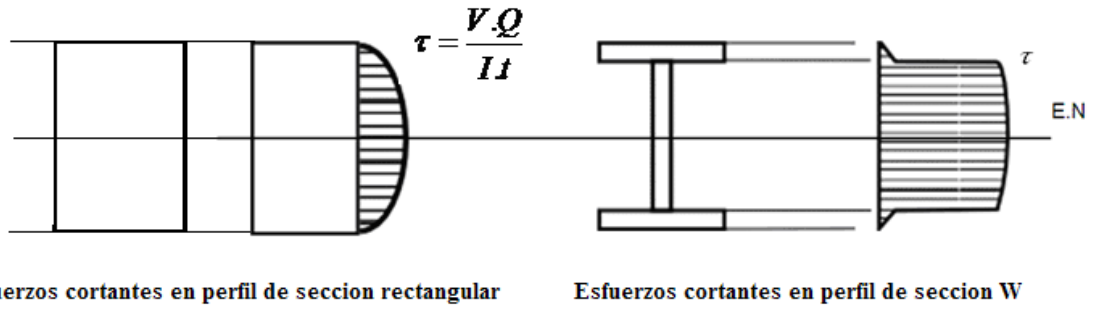


Fig. 5.13 Distribución de esfuerzos cortantes en sección rectangular y tipo I

Si consideramos solamente los esfuerzos de corte en la viga como se muestra en la figura 5.14, observamos que existen esfuerzos axiales de compresión y tracción a 45 grados. Es posible que antes de alcanzar la tensión de corte de fluencia, se genere pandeo del alma de la viga en la dirección diagonal donde se producen los esfuerzos de compresión. La capacidad de corte entonces está dada por la capacidad al pandeo diagonal. Este pandeo se puede producir en el rango elástico o inelástico de esfuerzo.

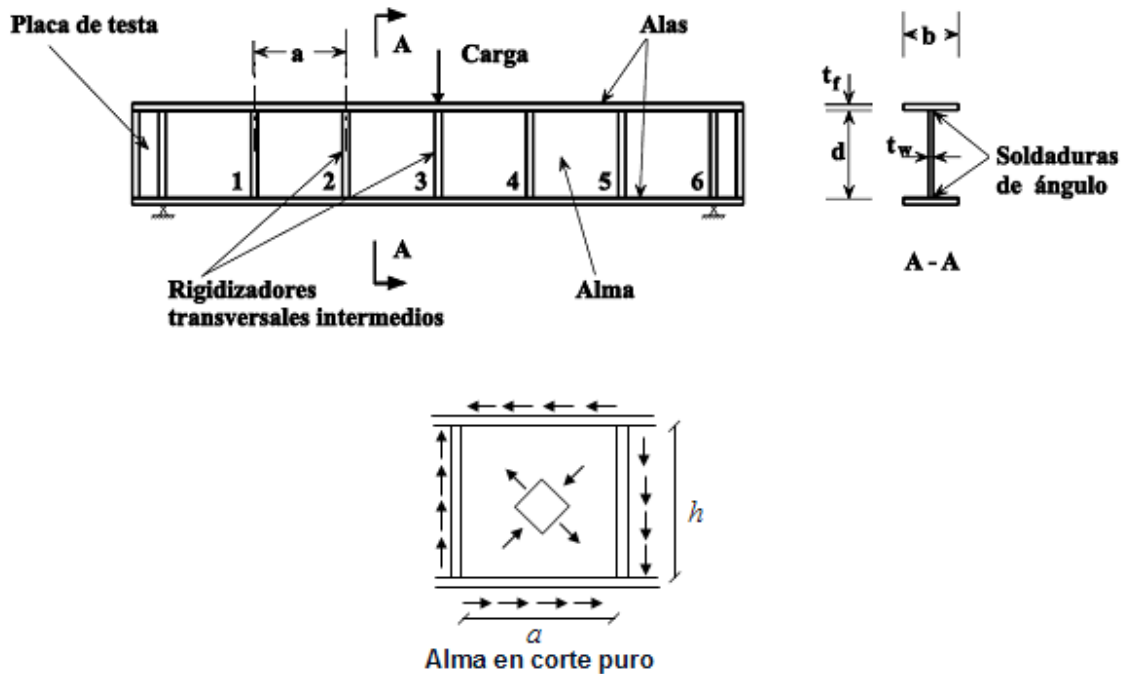


Fig. 5.14 Distribución interna de esfuerzos para elementos solamente sometidos a cortante.

Después de producido el pandeo por corte, y si el elemento está adecuadamente diseñado, puede presentarse una resistencia mayor a la carga de pandeo, debido a que el alma del elemento todavía puede transmitir tracción diagonal. El efecto resultante puede ser asimilado al de una armadura equivalente donde los montantes son los atiesadores del alma, las diagonales son el alma en la dirección no pandeada y las cuerdas son las alas de la viga. Esto es lo que se conoce como “campo de tracciones”. Para la formación del campo de tracciones es necesario que los atiesadores no estén muy espaciados y sean lo suficientemente rígidos para soportar el alma. Las alas también deben tener una rigidez significativa por la misma razón.

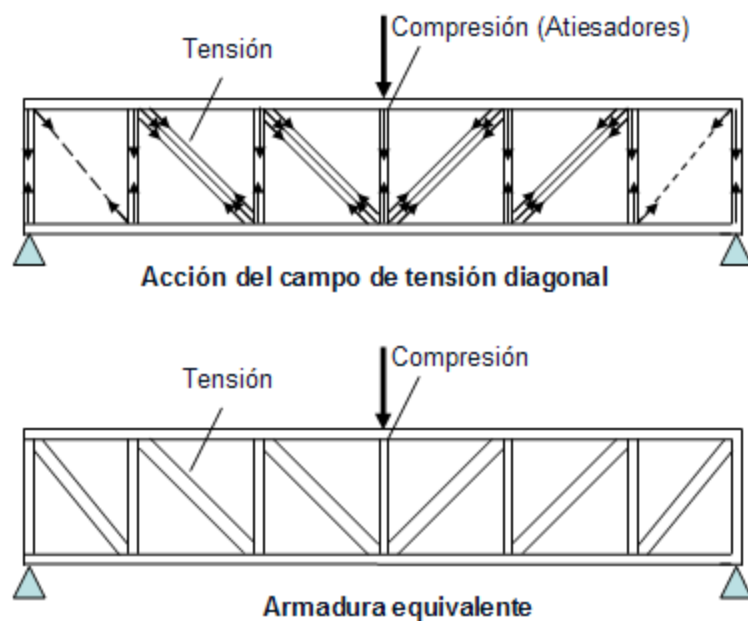


Fig. 5.15 Acción del campo de tensión diagonal.

La fotografía de la figura 5.16, muestra un elemento que ha fallado por pandeo del alma debido al corte. Notar la formación de pliegues en diagonal. Se muestra también la armadura equivalente.

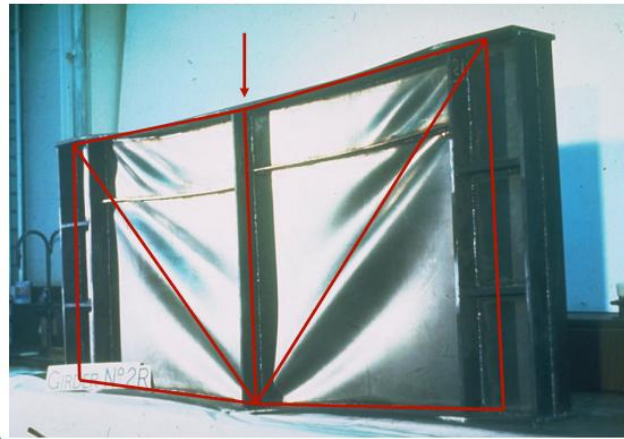


Fig. 5.16 Falla por cortante debido al pandeo del alma.

Podemos clasificar entonces las secciones de acuerdo a la esbeltez de su alma, es decir, su vulnerabilidad al pandeo. Para secciones de alma compacta, el pandeo no ocurre y la capacidad está dada por la capacidad de fluencia. Para almas esbeltas, se produce pandeo debido al corte en el rango elástico de comportamiento. Para almas no compactas, la falla ocurre también por pandeo, pero en el rango inelástico de tensiones. Si el elemento está adecuadamente reforzado con atiesadores, es posible sacar ventaja de la resistencia post pandeo dada por el campo de tracciones.

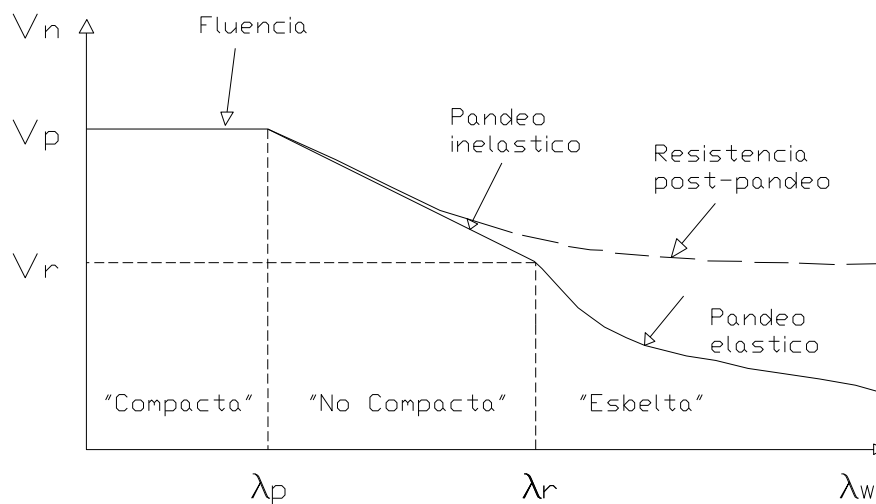


Fig. 5.17 Curva de clasificación de la sección de acuerdo a su relación de esbeltez.

5.11 RESISTENCIA A CORTANTE DE VIGAS.

Vamos ahora a detallar las disposiciones de diseño de la norma AISC para elementos sometidos a esfuerzos de corte.

En el caso de miembros doblemente simétricos o perfiles canal cargado en el alma, la resistencia nominal es igual a la resistencia de fluencia modificada por un factor C_v . El área de corte se considera igual a la altura del alma resistente multiplicada por su espesor.

El factor C_v da cuenta de si la sección tiene alma compacta, no compacta o esbelta.

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (\text{Ec. 5.47})$$

$$A_w = d \cdot t_w \quad (\text{Ec. 5.48})$$

$$\Phi_v = 1.0 \text{ (LRFD) y } \Omega_v = 1.5 \text{ (ASD).}$$

Si el perfil I tiene alma muy compacta $\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ (“súper compacta”), la capacidad de la sección

corresponde a la capacidad de fluencia y C_v consecuentemente, es igual a 1. El factor de reducción Φ_v es igual a 1 y consecuentemente el factor de seguridad es igual a 1.5. Estos factores menos conservadores fueron adoptados considerando resultados experimentales y el hecho de que la fluencia en corte tiene, en general, efectos mucho menores en el comportamiento de los elementos que la fluencia bajo esfuerzo axial. Estos factores, sin embargo son sólo aplicables al caso de perfiles I de alma compacta.

$$\Phi_v = 1.0 \text{ (LRFD) y } \Omega_v = 1.5 \text{ (ASD).}$$

En los casos de perfiles canal o perfiles I cuya alma no sea “súper compacta”, los factores de reducción y de seguridad cambian a 0.9 y 1.67 respectivamente, el valor de C_v variara dependiendo de la relación de esbeltez como sigue a continuación:

$$\begin{aligned} \frac{h}{t_w} &\leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} & C_v &= 1.0 \\ 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} &< \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} & C_v &= \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_y}}{h / t_w} \\ 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} &< \frac{h}{t_w} & C_v &= \frac{1.51 k_v E}{h^2 / t_w^2 F_y} \end{aligned}$$

Si el alma es compacta, tenemos fluencia en corte de la sección transversal. Si el alma es esbelta tenemos pandeo elástico del alma y si el alma es no compacta tenemos pandeo inelástico cuya capacidad se representa como una transición lineal entre la fluencia y el pandeo elástico. La expresión para pandeo elástico se obtiene dividiendo la expresión para el pandeo de una placa bajo esfuerzos de corte (ver capítulo de Perfiles Delgados) por la capacidad de fluencia. El factor K_v es el coeficiente de pandeo del alma, este da cuenta de las condiciones de apoyo del alma.

Si no hay atiesadores, el alma se comporta como una placa con dos bordes simplemente apoyados y uno libre, en el caso de perfiles T, o dos bordes simplemente apoyados y dos empotrados, en el caso de perfiles I o canal.

Si hay atiesadores, el coeficiente k_v dependerá de la razón de aspecto entre la altura libre del alma, h , y la distancia entre atiesadores, a . Si los atiesadores están muy alejados se hacen inefectivos y se vuelve a la situación sin atiesadores. Este valor se calcula como sigue a continuación:

Para alma no atiesadas $\frac{h}{t_w} < 260$ $k_v = \begin{cases} 1.2 & \text{perfil T} \\ 5 & \text{otro} \end{cases}$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

Para alma atiesadas

$$k_v = 5 \quad \text{si } a/h > 3.0 \text{ o } a/h > \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)} \right]^2$$

Donde:

a = Distancia entre el claro de los atiesadotes (refuerzos transversales)

h = Para perfiles rolados, es la distancia entre patines menos el valor curvo de las esquina de los patines.

Nota: Usar para todos los perfiles ASTM A6 W, S, M y HP a excepción de los perfiles M12.5x12.4, M12.5x11.6, M12x11.8, M12x10.8, M12x10, M10x8 y M10x7.5 para una resistencia a fluencia de $F_y \leq 50$ ksi un $C_v = 1.0$.

Los atiesadores del alma no serán necesarios cuando $\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ o cuando la fuerza cortante actuante

sea menor o igual que la resistencia a cortante.

Los atiesadotes conectados al alma por medio de soldadura no serán menor que 4 veces o no mas que 6 veces el espesor del alma, para conexiones empemadas, los atiesadotes no se espaciaron mas de 12 pulgadas (305mm) sobre el centro. Si se usa soldadura de filete como medio de conexión, la distancia entre el claro de la soldadura no será mas que 16 veces el espesor del alma ni mayor de 10 pulgadas (250mm).

5.12 DEFLEXION EN VIGAS.

Existen diferentes causas que originan las deflexiones, tales como las cargas, efectos térmico o por errores en la tolerancia al momento de la construcción.

La deflexión en viga está relacionada más que todo con la propiedad de servicio para la cual la estructura ha sido desarrollada. Lo que se quiere llegar a establecer controlando la deflexión excesiva de las vigas, es que esta funcione de manera satisfactoria sin que cause ninguna incomodidad o percepción de inseguridad a los ocupantes o usuarios de la estructura. Una deflexión excesiva es un casi siempre un indicador de que la viga es muy flexible que puede llevar a problemas vibratorios.

Las fórmulas para determinar la deflexión de diversas vigas propuestas por el AISC son las siguientes:

$$\text{Para vigas simplemente apoyadas y con carga uniforme } \Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI} \quad (\text{Ec. 5.49})$$

Para situaciones menos comunes pueden usarse métodos analíticos como los mostrados en el análisis de estructuras como es el método del trabajo virtual, entre otros. La deflexión dado que se trata de un estado límite de servicio y no de resistencia, debe siempre calcularse con cargas de servicio.

Los límites apropiados para la deflexión máxima dependen de la función de la viga y de la probabilidad del daño resultante de la deflexión. El AISC en su capítulo L “Diseño por Serviciabilidad”, estipula algunos valores usuales para deflexiones permisibles bajo cargas de servicio (cargas muertas y vivas), como las que se muestran a continuación:

1. Miembros horizontales sujetos a reducción de la carga viva $\frac{L}{360}$ (Ec. 5.50)

2. Para elementos de estructuras de techo $\frac{L}{240}$ (Ec. 5.51)

3. Vigas en voladizo $\frac{L}{150}$ (Ec. 5.52)

Deflexiones de $\frac{L}{300}$ son visibles, y pueden ocasionar daños en acabados arquitectónicos, deflexiones de

$\frac{L}{200}$ pueden ocasionar efectos de inmovilidad de elementos tales como puertas, ventanas y particiones en general.

Donde L es la longitud del claro.

5.13 DISEÑO DE VIGAS.

El diseño de una viga implica la selección de un perfil que tenga suficiente resistencia y que cumpla con los requisitos de servicio. En cuanto al diseño la acción más perjudicial al que se ve sometida una viga es casi siempre la flexión antes que el cortante. Por lo que usualmente se diseña la viga a flexión y luego se revisa por cortante.

Los factores de reducción y de seguridad para el método LRFD y ASD respectivamente, para miembros a flexión son:

$$\Phi_b = 0.9 \text{ (LRFD)} \text{ y } \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}.$$

El diseño de una viga haciendo uso del método de factores de carga y resistencia como por el de esfuerzos admisibles es muy similar, lo que difiere es básicamente su filosofía de diseño.

Existen diferentes formas para el diseño de viga, tales como:

- Suponiendo un perfil y luego verificando su resistencia.
- Utilizando formulas en base a la suposición que debe tener soporte lateral continuo.
- Utilizando las cartas de diseño de viga (que es el mas utilizado).

A continuación describiremos de manera rápida cada uno de estos.

TABLAS DE SELECCIÓN PARA EL DISEÑO DE VIGA.

El manual del AISC 2005 trae una serie de tablas de ayuda para el diseño de elementos sometidos a flexión, de manera que para el primer y segundo método no es necesario aplicar todas las formulas expuestas en este capitulo, pues ya vienen identificadas para cada perfil, los limites L_p y L_r (longitudes no soportadas), así como los momentos resistentes para cada uno de estos limites. Lo que implica que las formulas expuestas en este capitulo son para demostrar como se obtiene la resistencia de cada uno de los perfiles y poder hacer comprobaciones sobre estas tablas.

En estas tablas se muestran el modulo de sección inelástico y la capacidad por momento resistente para cada perfil, en estas los perfiles son clasificadas en orden descendente en base a su resistencia a momento respecto a su eje fuerte "X" y agrupadas en orden ascendente por su peso con las secciones mas ligeras en negritas. En estas tablas el coeficiente de incremento de momento C_b es tomado como uno.

Tabla 5.3 Tabla de selección de viga por modulo de sección inelástica.

Shape		Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		M_{rx}/Ω_b		BF		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{nx}/Ω_v	
			kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips				kips	kips
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD
W40×149^v		598	1490	2240	896	1350	38.6	58.0	8.09	23.5	9800	432	650
W36×150		581	1450	2180	880	1320	34.5	51.8	8.72	25.2	9040	448	672
W27×178		570	1420	2140	882	1330	21.7	32.7	11.5	36.3	7020	403	605
W33×152		559	1390	2100	851	1280	32.0	48.1	8.72	25.7	8160	425	638
W24×192		559	1390	2100	858	1290	18.7	28.0	10.8	39.6	6260	413	619
W18×234 ^h		549	1370	2060	814	1220	10.8	16.2	10.1	61.5	4900	489	733
W14×283 ^h		542	1350	2030	802	1200	5.53	8.31	14.7	114	3840	432	648
W12×305 ^h		537	1340	2010	760	1140	4.66	7.00	12.1	137	3550	530	796
W21×201		530	1320	1990	805	1210	14.6	21.9	10.7	46.1	5310	419	629
W27×161		515	1280	1930	800	1200	20.8	31.3	11.4	34.7	6310	364	546
W33×141		514	1280	1930	782	1180	30.4	45.8	8.58	25.0	7450	403	604
W24×176		511	1270	1920	786	1180	18.3	27.6	10.7	37.4	5680	379	568
W36×135^v		509	1270	1910	767	1150	31.8	47.8	8.41	24.2	7800	383	576
W30×148		500	1250	1880	761	1140	28.8	43.3	8.05	24.9	6680	399	598
W18×211		490	1220	1840	732	1100	10.7	16.1	9.96	55.8	4330	438	657
W14×257		487	1220	1830	725	1090	5.46	8.21	14.6	104	3400	385	577
W12×279 ^h		481	1200	1800	686	1030	4.52	6.79	11.9	126	3110	485	728
W21×182		476	1190	1790	728	1090	14.3	21.6	10.6	42.6	4730	377	566
W24×162		468	1170	1760	723	1090	17.8	26.8	10.8	35.7	5170	353	529
W33×130		467	1170	1750	709	1070	28.8	43.3	8.44	24.3	6710	384	576
W27×146		464	1160	1740	723	1090	19.7	29.6	11.3	33.4	5660	331	497
W18×192		442	1100	1660	664	998	10.7	16.0	9.85	51.1	3870	391	586
W30×132		437	1090	1640	664	998	26.9	40.5	7.95	23.8	5770	373	559
W14×233		436	1090	1640	655	984	5.38	8.09	14.5	94.9	3010	343	515
W21×166		432	1080	1620	664	998	14.2	21.3	10.6	39.8	4280	337	506
W12×252 ^h		428	1070	1610	617	927	4.40	6.62	11.8	114	2720	430	645
W24×146		418	1040	1570	648	974	17.1	25.8	10.6	33.7	4580	322	482
W33×118^v		415	1040	1560	627	942	26.7	40.2	8.19	23.5	5900	325	488
W30×124		408	1020	1530	620	932	25.9	39.0	7.88	23.2	5360	353	529
W18×175		398	993	1490	601	903	10.6	15.9	9.75	46.7	3450	357	535
W27×129		395	986	1480	603	906	23.3	35.0	7.81	24.3	4760	337	506
W14×211		390	973	1460	590	887	5.31	7.99	14.4	86.4	2660	308	462
W12×230 ^h		386	963	1450	561	843	4.32	6.49	11.7	105	2420	387	580

ASD	LRFD	^h Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c. ^v Shape does not meet the h/t_w limit for shear in Specification Section G2.1a with $F_y = 50$ ksi, $\Omega_v = 1.67$, $\phi_v = 0.90$.
$\Omega_b = 1.67$	$\phi_b = 0.90$	
$\Omega_v = 1.50$	$\phi_v = 1.00$	

A continuación expondremos el procedimiento de uso:

<p style="text-align: center;">SUPONIENDO PERFIL.</p>	<p style="text-align: center;">SUPONIENDO PERFIL.</p>
<p>METODO ASD.</p> <ol style="list-style-type: none"><li data-bbox="347 611 862 1184">1. Calcule el momento y fuerza cortante más desfavorable existente en la viga, luego combine los momentos internos utilizando las combinaciones de carga de servicio propuestas por el AISC 2005. En cuanto al peso de la viga, el cual es parte de la carga muerta pero que inicialmente se desconoce, puede ser supuesto o bien puede ignorarse en un principio y revisarse después que se haya seleccionado el perfil.<li data-bbox="347 1341 862 1856">2. Luego seleccione un perfil de prueba, (generalmente se hace en base a factores tales como: experiencia del diseñador, disponibilidad de perfiles en el mercado, tipo de elementos, etc.), luego compruebe su resistencia a flexión, en base a su longitud no soportada L_b y si el perfil seleccionado es compacto, no compacto o esbelto (en base a la relación λ.)	<p>METODO LRFD.</p> <ol style="list-style-type: none"><li data-bbox="932 611 1414 1310">1. Calcule el momento y fuerza cortante por carga factorizada M_u y V_u respectivamente, más desfavorable existente en la viga, obtenido de las combinaciones de carga propuestas por el AISC 2005. En cuanto al peso de la viga, el cual es parte de la carga muerta pero que inicialmente se desconoce, puede ser supuesto o bien puede ignorarse en un principio y revisarse después que se haya seleccionado el perfil.<li data-bbox="932 1341 1414 1856">2. Luego seleccione un perfil de prueba, (generalmente se hace en base a factores tales como: experiencia del diseñador, disponibilidad de perfiles en el mercado, tipo de elementos, etc.), luego compruebe su resistencia a flexión, en base a su longitud no soportada L_b y si el perfil seleccionado es compacto, no compacto o esbelto (en

<p>3. Para el caso de momento no uniforme sobre la longitud no soportada, se puede calcular el factor de modificación de resistencia C_b, calculado como se describió en este capítulo, o conservadoramente puede ser asumido como uno.</p> <p>4. Luego compara el momento actuante sobre la viga con el momento resistente del perfil seleccionado, en el caso que la resistencia del perfil sea mayor que el momento actuante, el perfil es adecuado.</p> <p>5. Determine la resistencia a cortante del perfil seleccionado, en base a su relación h/t_w. Si la resistencia a cortante del perfil seleccionado es mayor que el cortante actuante, el perfil es adecuado; en el caso que no cumpla la resistencia, se debe seleccionar otro perfil con mayor peralte o espesor del alma o bien se puede colocar atiesadotes de refuerzo.</p> <p>6. Para el caso de vigas secundarias, verifique la resistencia por bloque de</p>	<p>base a la relación λ.)</p> <p>3. Para el caso de momento no uniforme sobre la longitud no soportada, se puede calcular el factor de modificación de resistencia C_b, calculado como se describió en este capítulo, o conservadoramente puede ser asumido como uno.</p> <p>4. Luego compara el momento actuante sobre la viga con el momento resistente del perfil seleccionado, en el caso que la resistencia del perfil sea mayor que el momento actuante, el perfil es adecuado.</p> <p>5. Determine la resistencia a cortante del perfil seleccionado, en base a su relación h/t_w. Si la resistencia a cortante del perfil seleccionado es mayor que el cortante actuante, el perfil es adecuado; en el caso que no cumpla la resistencia, se debe seleccionar otro perfil con mayor peralte o espesor del alma o bien se puede colocar atiesadotes de refuerzo.</p> <p>6. Para el caso de vigas secundarias, verifique la resistencia por bloque de</p>
---	--

<p>cortante de la parte conectada, tal y como se mostró en el capítulo III de miembros a tensión. Cabe mencionar que la conexión de una viga secundaria a primaria se hace por medio del alma de la viga secundaria, con una longitud del alma de 0.70 veces el peralte total de la viga secundaria.</p> <p>7. Luego de esto verifique que la deflexión (calculada a partir de las cargas de servicio) que experimenta el elemento seleccionado esté dentro de los límites establecidos, en el caso de no cumplir, seleccionar un perfil con más peralte.</p> <p>8. Si el perfil cumple todo lo anterior, el perfil seleccionado es adecuado.</p>	<p>cortante de la parte conectada, tal y como se mostró en el capítulo III de miembros a tensión. Cabe mencionar que la conexión de una viga secundaria a primaria se hace por medio del alma de la viga secundaria, con una longitud del alma de 0.70 veces el peralte total de la viga secundaria.</p> <p>7. Luego de esto verifique que la deflexión (calculada a partir de las cargas de servicio) que experimenta el elemento seleccionado esté dentro de los límites establecidos, en el caso de no cumplir, seleccionar un perfil con más peralte.</p> <p>8. Si el perfil cumple todo lo anterior, el perfil seleccionado es adecuado.</p>
---	---

<p style="text-align: center;">SOPORTE LATERAL CONTINUO Y LA DEFLEXION PERMITIDA.</p> <p>METODO ASD.</p> <p>1. Calcule el momento y fuerza cortante más</p>	<p style="text-align: center;">SOPORTE LATERAL CONTINUO Y LA DEFLEXION PERMITIDA.</p> <p>METODO LRFD</p> <p>1. Calcule el momento y fuerza cortante más</p>
---	---

<p>desfavorable existente en la viga, luego combine los momentos internos utilizando las combinaciones de carga de servicio propuestas por el AISC 2005. En cuanto al peso de la viga, el cual es parte de la carga muerta pero que inicialmente se desconoce, puede ser supuesto o bien puede ignorarse en un principio y revisarse después que se haya seleccionado el perfil.</p> <p>2. Se asume que el perfil tiene soporte lateral continuo, de manera que de la ecuación 4.8 ($M_p = F_y Z$) se despeja el modulo de sección inelástica Z requerido.</p> $Z \geq 1.67 M_p / F_y$ <p>Donde:</p> <p>M_p: Momento actuante sobre la viga</p> <p>F_y: Esfuerzo de fluencia del elemento</p> <p>3. Luego se va a las tablas de las propiedades geométricas de los elementos y se seleccionan los perfiles más ligeros con “Z” mayores o iguales que los requeridos.</p> <p>4. Una vez seleccionado el perfil que cumpla con la resistencia requerida, se determine la resistencia a cortante del perfil</p>	<p>desfavorable existente en la viga, luego combine los momentos internos utilizando las combinaciones de carga factorada propuestas por el AISC 2005. En cuanto al peso de la viga, el cual es parte de la carga muerta pero que inicialmente se desconoce, puede ser supuesto o bien puede ignorarse en un principio y revisarse después que se haya seleccionado el perfil.</p> <p>2. Se asume que el perfil tiene soporte lateral continuo, de manera que de la ecuación 4.8 ($M_p = F_y Z$) se despeja el modulo de sección inelástica Z requerido.</p> $Z \geq M_p / 0.9 F_y$ <p>Donde:</p> <p>M_p: Momento actuante sobre la viga</p> <p>F_y: Esfuerzo de fluencia del elemento</p> <p>3. Luego se va a las tablas de las propiedades geométricas de los elementos y se seleccionan los perfiles más ligeros con “Z” mayores o iguales que los requeridos.</p> <p>4. Una vez seleccionado el perfil que cumpla con la resistencia requerida, se</p>
---	---

<p>seleccionado, en base a su relación h/tw o por medio de la tabla a cortante de los perfiles. Si la resistencia a cortante del perfil seleccionado es mayor que el cortante actuante, el perfil es adecuado; en el caso que no cumpla la resistencia, se debe seleccionar otro perfil con mayor peralte o espesor del alma o bien se puede colocar atiesadotes de refuerzo.</p> <p>5. Para el caso de vigas secundarias, verifique la resistencia por bloque de cortante de la parte conectada, tal y como se mostró en el capítulo III de miembros a tensión. Cabe mencionar que la conexión de una viga secundaria a primaria se hace por medio del alma de la viga secundaria, con una longitud del alma de 0.70 veces el peralte total de la viga secundaria.</p> <p>6. Luego de esto verifique que la deflexión (calculada a partir de las cargas de servicio) que experimenta el elemento seleccionado este dentro de los límites establecidos, en el caso de no cumplir, seleccionar un perfil con mas peralte.</p> <p>7. Si el perfil cumple es el correcto.</p>	<p>determine la resistencia a cortante del perfil seleccionado, en base a su relación h/tw o por medio de la tabla a cortante de los perfiles. Si la resistencia a cortante del perfil seleccionado es mayor que el cortante actuante, el perfil es adecuado; en el caso que no cumpla la resistencia, se debe seleccionar otro perfil con mayor peralte o espesor del alma o bien se puede colocar atiesadotes de refuerzo.</p> <p>5. Para el caso de vigas secundarias, verifique la resistencia por bloque de cortante de la parte conectada, tal y como se mostró en el capítulo III de miembros a tensión. Cabe mencionar que la conexión de una viga secundaria a primaria se hace por medio del alma de la viga secundaria, con una longitud del alma de 0.70 veces el peralte total de la viga secundaria.</p> <p>6. Luego de esto verifique que la deflexión (calculada a partir de las cargas de servicio) que experimenta el elemento seleccionado este dentro de los límites establecidos, en el caso de no cumplir, seleccionar un perfil con mas peralte.</p> <p>7. Si el perfil cumple todo es el correcto</p>
---	--

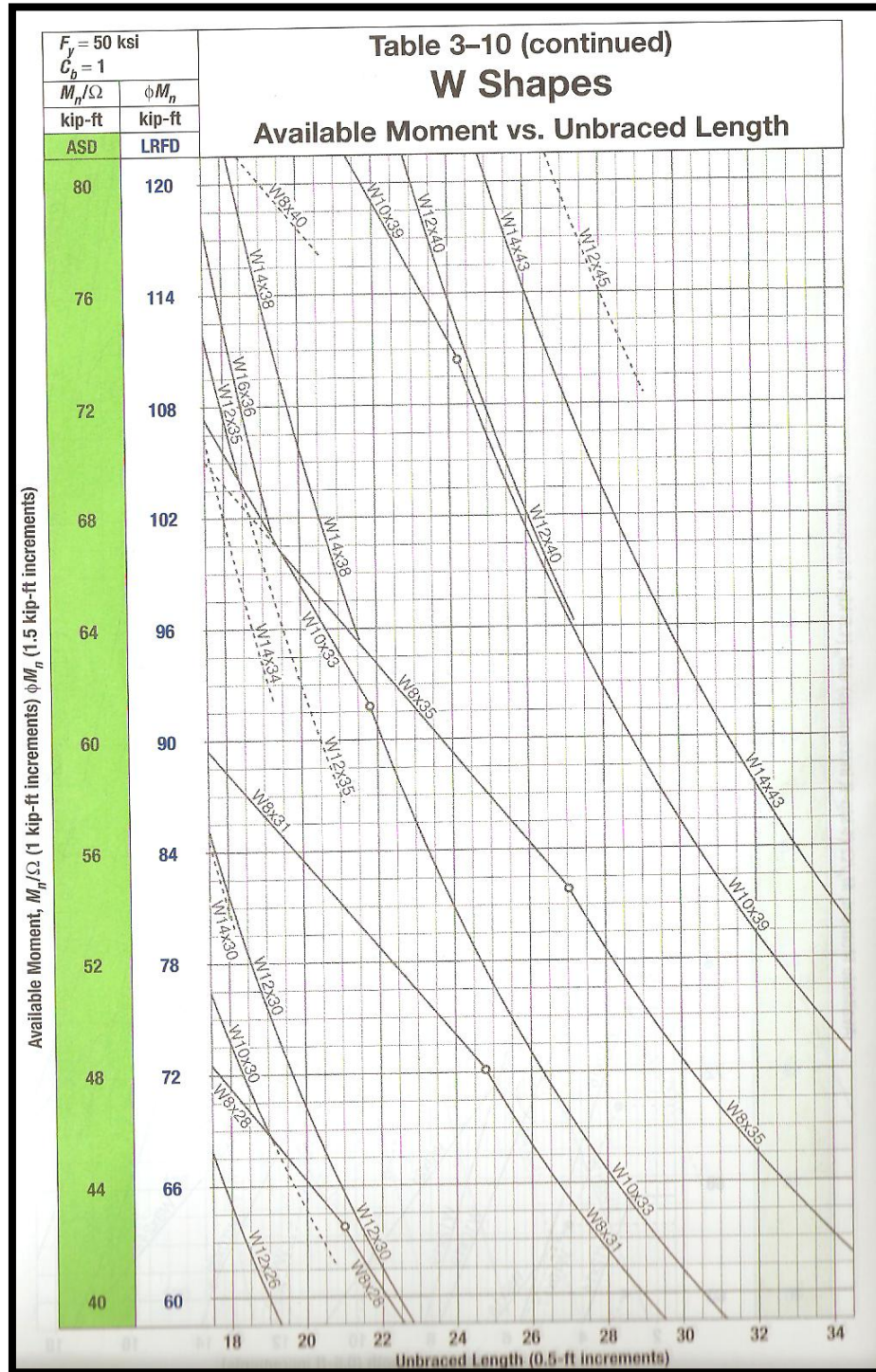
CARTAS DE DISEÑO DE VIGAS

Las cartas de diseño para vigas son gráficas de momento de diseño (ΦM_n o M_n/Ω) como función de la longitud no soportada L_b para los perfiles compactos en particular. Tal gráfica puede construirse para cualquier sección transversal y valores específicos de F_y y C_b usando las ecuaciones apropiadas para la resistencia por momento.

Las cartas propuestas por el manual del AISC 2005 comprenden una familia de curvas para varios perfiles laminados. Todas las curvas fueron generadas con un valor de $C_b = 1.0$. Para otros valores de C_b simplemente multiplique los momentos de diseño de las cartas por C_b . Es muy importante comentar que la resistencia a flexión de un perfil nunca puede exceder la resistencia por momento plástico.

Si se dibuja el punto con la coordenada de momento y la longitud no soportada dentro de las cartas, entonces cualquier curva arriba del punto corresponde a una viga con exactamente la capacidad requerida de momento, aunque para una longitud no soportada mayor. Por lo tanto si en un problema de diseño se entra a las cartas con una longitud soportada dada y una resistencia requerida, las curvas arriba y a la derecha del punto corresponden a vigas aceptables. Las curvas con líneas sólidas corresponden a secciones de vigas más ligeras que las demás arriba de estas. Para el caso de vigas con soporte lateral continuo, el valor de L_b debe tomarse igual a cero.

El momento de diseño de cada uno de los perfiles en las cartas de diseño ya incluye la flexión debido al peso propio de la viga, por lo que no es necesario incluirlo dentro del cálculo preliminar.



A continuación expondremos el uso de este método:

CARTAS DE DISEÑO DE VIGAS.	CARTAS DE DISEÑO DE VIGAS.
<p>METODO ASD.</p> <ol style="list-style-type: none"><li data-bbox="349 609 836 1249">1. Calcule el momento y fuerza cortante más desfavorable existente en la viga, luego combine los momentos internos utilizando las combinaciones de carga de servicio propuestas por el AISC 2005. En cuanto al peso de la viga, el cual es parte de la carga muerta pero que inicialmente se desconoce, puede ser supuesto o bien puede ignorarse en un principio y revisarse después que se haya seleccionado el perfil.<li data-bbox="349 1270 836 1858">2. Luego entre a las cartas de diseño para vigas, buscando aquella carta que contenga el momento de diseño (o requerido), y verificando la longitud no soportada. Dibuje sobre la carta adecuada el punto con coordenadas en las ordenadas igual al momento de diseño y en la abscisa la longitud no soportada L_b, verifique si hay una línea punteada arriba o abajo del punto, en el	<p>METODO LRFD.</p> <ol style="list-style-type: none"><li data-bbox="912 609 1383 1249">1. Calcule el momento y fuerza cortante más desfavorable existente en la viga, luego combine los momentos internos utilizando las combinaciones de carga de servicio propuestas por el AISC 2005. En cuanto al peso de la viga, el cual es parte de la carga muerta pero que inicialmente se desconoce, puede ser supuesto o bien puede ignorarse en un principio y revisarse después que se haya seleccionado el perfil.<li data-bbox="912 1270 1383 1858">2. Luego entre a las cartas de diseño para vigas, buscando aquella carta que contenga el momento de diseño (o requerido), y verificando la longitud no soportada. Dibuje sobre la carta adecuada el punto con coordenadas en las ordenadas igual al momento de diseño y en la abscisa la longitud no soportada L_b, verifique si hay una línea punteada arriba o abajo del punto, en el

<p>caso que la haya, seleccione el perfil arriba y a la derecha de esta línea siempre y cuando cumpla con el momento de diseño.</p> <p>3. Para el caso de momento no uniforme sobre la longitud no soportada, se puede calcular el factor de modificación de resistencia C_b, calculado como se describió en este capítulo. Para el caso de usar el factor C_b, se debe ingresar a la tabla dividiendo el momento requerido entre el factor C_b (en las ordenadas) y la longitud no soportada L_b (en las abscisas) y seleccione el perfil arriba y a la derecha del punto dibujado.</p> <p>4. Determine la resistencia a cortante del perfil seleccionado, en base a su relación h/t_w o bien por medio de las tablas de cortante resistente para cada perfil que trae el manual AISC 2005; Si la resistencia a cortante del perfil seleccionado es mayor que el cortante actuante, el perfil es adecuado; en el caso que no cumpla la resistencia, se debe seleccionar otro perfil con mayor peralte o espesor del alma o bien se puede</p>	<p>caso que la haya, seleccione el perfil arriba y a la derecha de esta línea, siempre y cuando cumpla con el momento de diseño.</p> <p>3. Para el caso de momento no uniforme sobre la longitud no soportada, se puede calcular el factor de modificación de resistencia C_b, calculado como se describió en este capítulo. Para el caso de usar el factor C_b, se debe ingresar a la tabla dividiendo el momento requerido entre el factor C_b (en las ordenadas) y la longitud no soportada L_b (en las abscisas) y seleccione el perfil arriba y a la derecha del punto dibujado.</p> <p>4. Determine la resistencia a cortante del perfil seleccionado, en base a su relación h/t_w o bien por las tablas de resistencia a cortante para cada perfil que trae el manual AISC 2005: Si la resistencia a cortante del perfil seleccionado es mayor que el cortante actuante, el perfil es adecuado; en el caso que no cumpla la resistencia, se debe seleccionar otro perfil con mayor</p>
--	--

<p>colocar atiesadotes de refuerzo.</p> <p>5. Para el caso de vigas secundarias, verifique la resistencia por bloque de cortante de la parte conectada, tal y como se mostró en el capítulo III de miembros a tensión. Cabe mencionar que la conexión de una viga secundaria a primaria se hace por medio del alma de la viga secundaria, con una longitud del alma de 0.70 veces el peralte total de la viga secundaria.</p> <p>6. Luego de esto verifique que la deflexión (calculada a partir de las cargas de servicio) que experimenta el elemento seleccionado esté dentro de los límites establecidos, en el caso de no cumplir, seleccionar un perfil con mayor peralte o sección transversal.</p> <p>7. Si el perfil cumple todo lo anterior, el perfil seleccionado es adecuado.</p>	<p>peralte o espesor del alma o bien se puede colocar atiesadotes de refuerzo.</p> <p>5. Para el caso de vigas secundarias, verifique la resistencia por bloque de cortante de la parte conectada, tal y como se mostró en el capítulo III de miembros a tensión. Cabe mencionar que la conexión de una viga secundaria a primaria se hace por medio del alma de la viga secundaria, con una longitud del alma de 0.70 veces el peralte total de la viga secundaria.</p> <p>6. Luego de esto verifique que la deflexión (calculada a partir de las cargas de servicio) que experimenta el elemento seleccionado esté dentro de los límites establecidos, en el caso de no cumplir, seleccionar un perfil con mayor peralte o sección transversal.</p> <p>7. Si el perfil cumple todo lo anterior, el perfil seleccionado es adecuado.</p>
--	---

5.14 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS.

5.14.1 Ejemplo 1

Seleccione un perfil W con $F_y = 50$ ksi, en base a las cargas y condiciones presentadas en la figura 5.19, suponga que la viga tiene soporte lateral continuo (condiciones de servicio) y $E = 29000$ ksi.

$$W_{muerta} = 1.41 \text{ Kips/ ft}$$

$$W_{viva} = 0.5 \text{ Kips/ ft}$$

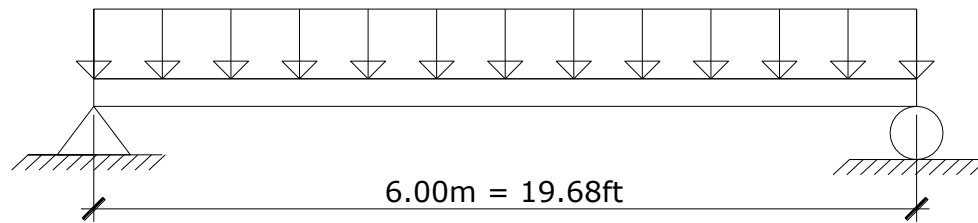


Fig. 5.19 Viga cargada.

Solución.

- Momento de diseño para la carga muerta = $\frac{WL^2}{8} = 68\text{Kip-ft}$
- Momento de diseño carga viva = $\frac{WL^2}{8} = 24.21 \text{ Kips-ft}$
- Cortante de diseño Carga muerta = $\frac{WL}{2} = 13.87 \text{ Kips}$
- Cortante de diseño Carga viva = $\frac{WL}{2} = 4.92 \text{ Kips}$

Método ASD	Método LRFD
1.0 Combinaciones de carga.	1.0 Combinaciones de carga
Momento Flexionante	
1.0 D	7. 1.4D
R = 68 Kips-ft	1.4(68)
2.0 D+L	R = 95.2 Kips-ft
	8. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)

<p>68+24.21</p> <p>R = 92.21 Kips-ft = 1106.52 Kips-in</p> <p>Cortante</p> <p>1.0 D</p> <p>R = 13.87 Kips</p> <p>2.0 D+L</p> <p>13.87 + 4.92</p> <p>R = 18.79 Kips</p> <p>2.0 Determinar el modulo se sección inelástica “Z”.</p> $Z \geq 1.67 M_p / F_y$ $Z = 1.67 (1106.52/50)$ $Z = 36.95 \text{ in}^3$ <p>3.0 Buscar en la tabla de selección de vigas por modulo de sección inelástica Z_x el mas ligero que cumpla con este requisito.</p> <p>Perfil seleccionado:</p> <p>W 12x26 con Z_x = 37.2 (de la tabla 3-2 Selecciona del perfil por Z_x, de resistencia a flexión de perfiles anexo A.3, y es el valor en negrita porque es el mas ligero).</p> <p>4.0 Verificación de resistencia por cortante.</p> <p>Resistencia a cortante de este perfil:</p> $\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	<p>1.2(68) + 1.6(24.21) + 0.5(0)</p> <p>R = 120.34 Kips-ft = 1444.08 Kips-in</p> <p>Cortante</p> <p>1. 1.4D</p> <p>1.4(13.87)</p> <p>R = 19.42 Kips</p> <p>2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)</p> <p>1.2(13.87) + 1.6(4.92) + 0.5(0)</p> <p>R = 24.52 Kips</p> <p>2.0 Determinar el modulo se sección inelástica “Z”.</p> $Z \geq M_p / 0.9F_y$ $Z = 1444.08 / (0.9 \times 50)$ $Z = 32.09 \text{ in}^3$ <p>3.0 Buscar en la tabla de selección de vigas por modulo de sección inelástica Z_x el mas ligero que cumpla con este requisito.</p> <p>Perfil seleccionado:</p> <p>W 14x22 con Z_x = 33. (de la tabla 3-2 Selecciona del perfil por Z_x, de resistencia a flexión de perfiles anexo A.3, y es el valor en negrita porque es el mas ligero).</p> <p>4.0 Verificación de resistencia por cortante.</p> <p>Resistencia a cortante de este perfil:</p> $\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
---	--

$C_v = 1.0$	$C_v = 1.0$
$24.9 \leq 2.24 \sqrt{(29000/50)}$	$53.3 \leq 2.24 \sqrt{(29000/50)}$
$47.2 \leq 53.95 \text{ O.k.}$	$53.3 \leq 53.95 \text{ O.k.}$
$V_n / \Omega_v = 0.6 F_y A_w C_v / \Omega_v$	$\Phi V_n = \Phi (0.6 F_y A_w C_v)$
$= (0.6 \times 50 \times 12.2 \times 0.23) / 1.5$	$= 1.0 (0.6 \times 50 \times 13.7 \times 0.23)$
$V_n / \Omega_v = 56.12 \text{ Kips} \geq 18.79 \text{ Kips O.K}$	$\Phi V_n = 94.53 \text{ Kips} \geq 24.52 \text{ Kips O.K}$
5.0 Verificación de bloque de cortante.	5.0 Verificación de bloque de cortante.
Este paso lo obviaremos ahora, pues es necesario saber el tipo de conexión que habrá entre la viga secundaria y la primaria, es decir si es emperrada o soldada. Pero corresponde al mismo paso que la revisión por bloque de cortante vista en el capítulo de tensión. Cabe mencionar que se diseña la conexión para que el elemento posible de falla sea la placa de conexión y no la viga.	Este paso lo obviaremos ahora, pues es necesario saber el tipo de conexión que habrá entre la viga secundaria y la primaria, es decir si es emperrada o soldada. Pero corresponde al mismo paso que la revisión por bloque de cortante vista en el capítulo de tensión. Cabe mencionar que se diseña la conexión para que el elemento posible de falla sea la placa de conexión y no la viga.
6.0 Verificación de la deflexión.	6.0 Verificación de la deflexión.
La deflexión máxima permitida es:	La deflexión máxima permitida es:
$L/360 = 19.68/360 = 0.05 \text{ ft.}$	$L/360 = 19.68/360 = 0.05 \text{ ft.}$
La deflexión actuante es:	La deflexión actuante es:
uniforma $\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$	uniforma $\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$
$\Delta = \frac{5}{384} \frac{1.91 \times 19.68^4}{4176000 \times 0.01}$	$\Delta = \frac{5}{384} \frac{1.91 \times 19.68^4}{4176000 \times 0.01}$
$\Delta = 0.09 \text{ ft} > 0.05 \text{ ft}$ No cumple,	$\Delta = 0.09 \text{ ft} > 0.05 \text{ ft}$ No cumple.
	Despejamos la inercia requerida para cumplir con

<p>Despejamos la inercia necesaria para cumplir con el parámetro de serviciabilidad</p> $I_{req.} = 0.0178 \text{ ft}^4 = 370 \text{ in}^4$ <p>Por tanto se selecciona el perfil W16x31 con un $I_x = 375 \text{ in}^4$</p> <p style="text-align: center;">El perfil seleccionado es: W16x31</p>	<p>la serviciabilidad</p> $I_{req.} = 0.0178 \text{ ft}^4 = 370 \text{ in}^4$ <p>Por tanto se selecciona el perfil W16x31 con un $I_x = 375 \text{ in}^4$</p> <p style="text-align: center;">El perfil seleccionado es: W16x31</p>
---	---

5.14.2 Ejemplo 2

Realice el problema anterior haciendo uso de las cartas de diseño de vigas y considerando una longitud no soportada $L_b = 19.68 \text{ ft}$ (en este momento la viga se encuentra en el proceso de instalación, todavía no ha sido colada la viga, o bien la losa no al alcanzado su máxima resistencia para que trabaje de manera compuesta con la viga de acero).

METODO ASD.	METODO LRFD.
<p style="text-align: center;">1. Combinaciones de carga</p> <p>Momento Flexionante</p> <p>1.0 D</p> <p style="text-align: center;">R = 68 Kips-ft</p> <p>2.0 D+L</p> <p style="text-align: center;">68+24.21</p> <p style="text-align: center;">R = 92.21 Kips-ft = 1106.52 Kips-in</p> <p>Cortante</p> <p>1.0 D</p> <p style="text-align: center;">R = 13.87 Kips</p>	<p style="text-align: center;">1. Combinaciones de carga.</p> <p>Momento Flexionante</p> <p>1. 1.4D</p> <p style="text-align: center;">1.4(68)</p> <p style="text-align: center;">R = 95.2 Kips-ft</p> <p>2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)</p> <p style="text-align: center;">1.2(68) + 1.6(24.21) + 0.5(0)</p> <p style="text-align: center;">R = 120.34 Kips-ft = 1444.08 Kips-in</p> <p>Cortante</p> <p>1. 1.4D</p>

<p>2.0 D+L</p> <p style="text-align: center;">13.87 + 4.92</p> <p style="text-align: center;">R = 18.79 Kips</p> <p>2. Entrar a las cartas de Diseño</p> <p>Con $M_u = 92.21$ Kips-ft</p> <p style="text-align: center;">$L_b = 19.68$</p> <p>Se selecciona el perfil: W12x40 (Tabla 3-10 Momento admisible vs. Longitud no soportada, del anexo A.3)</p> <p>3. Determine la resistencia a cortante del perfil seleccionado.</p> <p>Resistencia a cortante de este perfil:</p> $\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $C_v = 1.0$ $33.6 \leq 2.24 \sqrt{(29000/50)}$ $33.6 \leq 53.95 \text{ O.k.}$ $V_n / \Omega_v = 0.6 F_y A_w C_v / \Omega_v$ $= (0.6 \times 50 \times 11.9 \times 0.295) / 1.5$ $V_n / \Omega_v = 70.21 \text{ Kips} \geq 18.79 \text{ Kips O.K.}$ <p>4. Para el caso de vigas secundarias, verifique la resistencia por bloque de</p>	<p>1.4(13.87)</p> <p style="text-align: center;">R = 19.42 Kips</p> <p>2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)</p> $1.2(13.87) + 1.6(4.92) + 0.5(0)$ <p style="text-align: center;">R = 24.52 Kips</p> <p>2. Entrar a las cartas de Diseño</p> <p>Con $M_u = 120.34$ Kips-ft</p> <p style="text-align: center;">$L_b = 19.68$</p> <p>Se selecciona el perfil: W10x39 (Tabla 3-10 Momento admisible vs. Longitud no soportada, del anexo A.3)</p> <p>3. Determine la resistencia a cortante del perfil seleccionado.</p> <p>Resistencia a cortante de este perfil:</p> $\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $C_v = 1.0$ $25.0 \leq 2.24 \sqrt{(29000/50)}$ $25.0 \leq 53.95 \text{ O.k.}$ $\Phi V_n = \Phi (0.6 F_y A_w C_v)$ $= 1.0(0.6 \times 50 \times 9.92 \times 0.315)$ $\Phi V_n = 93.74 \text{ Kips} \geq 24.52 \text{ Kips O.K.}$ <p>4. Para el caso de vigas secundarias,</p>
--	--

<p>cortante de la parte conectada, tal y como se mostró en el capítulo III de miembros a tensión. En este caso no se revisara debido a que no se cuenta con el tipo de la conexión, además esta se diseña para que el elemento de posible falla sea la placa de conexión y no la viga.</p> <p>5. Revisión de la deflexión</p> <p>La deflexión máxima permitida es:</p> $L/360 = 19.68/360 = 0.05 \text{ ft.}$ <p>La deflexión actuante es:</p> <p>uniforma $\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$</p> $\Delta = \frac{5}{384} \frac{1.91 \times 19.68^4}{4176000 \times 0.014}$ <p>$\Delta = 0.06 \text{ ft} < 0.05 \text{ ft}$ no cumple.</p> <p>Si probamos con la carga distribuida real, es decir ya colocando 40 lbs/ft en vez que los 100lbs/ft supuestos inicialmente tenemos:</p> $\Delta = \frac{5}{384} \frac{1.85 \times 19.68^4}{4176000 \times 0.014}$ <p>$\Delta = 0.05 \text{ ft} = 0.05 \text{ ft}$ O.K. cumple.</p> <p>6. El perfil seleccionado es W12x40</p>	<p>verifique la resistencia por bloque de cortante de la parte conectada, tal y como se mostró en el capítulo III de miembros a tensión. En este caso no se revisara debido a que no se cuenta con el tipo de la conexión, además esta se diseña para que el elemento de posible falla sea la placa de conexión y no la viga.</p> <p>5. Revisión de la deflexión</p> <p>La deflexión máxima permitida es:</p> $L/360 = 19.68/360 = 0.05 \text{ ft.}$ <p>La deflexión actuante es:</p> <p>uniforma $\Delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$</p> $\Delta = \frac{5}{384} \frac{1.91 \times 19.68^4}{4176000 \times 0.014}$ <p>$\Delta = 0.09 \text{ ft} < 0.05 \text{ ft}$ no cumple.</p> <p>Seleccionar otro perfil de las cartas de diseño</p> <p>Tenemos el W12x40, sustituyendo sus propiedades en la ecuación de deflexión, tenemos:</p> $\Delta = \frac{5}{384} \frac{1.85 \times 19.68^4}{4176000 \times 0.014}$ <p>$\Delta = 0.05 \text{ ft} = 0.05 \text{ ft}$ O.K. cumple.</p> <p>6. El perfil seleccionado es el W12x40</p>
---	--

5.14.3 Ejemplo 3

Determine la resistencia de la viga secundaria W12x40 en su condición de proceso constructivo $L_b = 19.68\text{m}$ (en este momento la viga se encuentra en el proceso de instalación, todavía no ha sido colada la viga, o bien la losa no al alcanzado su máxima resistencia para que trabaje de manera compuesta con la viga de acero).

METODO ASD	METODO LRFD
<p>1.0 Determinar si el perfil es compacto, no compacto o esbelto tanto del patín como del alma.</p> <p>patín: $b/t \leq 0.38 \sqrt{E/F_y}$</p> $7.77 \leq 0.38 \sqrt{29000/50} = 9.15 \text{ Compacta}$ <p>Alma: $h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$</p> $33.6 \leq 3.76 \sqrt{29000/50} = 90.55 \text{ Compacta.}$	<p>1.0 Determinar si el perfil es compacto, no compacto o esbelto tanto del patín como del alma.</p> <p>patín: $b/t \leq 0.38 \sqrt{E/F_y}$</p> $7.77 \leq 0.38 \sqrt{29000/50} = 9.15$ <p>Compacta</p> <p>Alma: $h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$</p> $33.6 \leq 3.76 \sqrt{29000/50} = 90.55 \text{ Compacta.}$
<p>2.0 Determinar L_p y L_r.</p> $L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $L_p = 1.76 \times 1.94 \times \sqrt{29000/50} = 82.23 \text{ in} = 6.85 \text{ ft}$ $L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{J_c E} \right)}}$ <p>Para este perfil según tablas de propiedades:</p> <p>$r_{ts} = 2.21 \text{ in}$</p> <p>$J = 0.906 \text{ in}^4$</p> <p>$S_x = 51.5 \text{ in}^3$</p> <p>$h_o = 11.4 \text{ in}$</p>	<p>2.0 Determinar L_p y L_r.</p> $L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $L_p = 1.76 \times 1.94 \times \sqrt{29000/50} = 82.23 \text{ in} = 6.85 \text{ ft}$ $L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{J_c E} \right)}}$ <p>Para este perfil según tablas de propiedades:</p> <p>$r_{ts} = 2.21 \text{ in}$</p> <p>$J = 0.906 \text{ in}^4$</p> <p>$S_x = 51.5 \text{ in}^3$</p> <p>$h_o = 11.4 \text{ in}$</p>

<p>c = 1.0 para perfiles doblemente simétricos</p> <p>Sustituyendo datos tenemos:</p> <p>$L_r = 253.50 \text{ in} = 21.12 \text{ ft.}$</p> <p>Dado que el perfil tiene un $L_b = 19.68 \text{ ft}$, el perfil se encuentra en la zona inelástica.</p> <p>3.0 Determinar la resistencia nominal a flexión.</p> <p>para la viga inelástica con $L_b = 19.68 \text{ ft}$ esta dada por la siguiente expresión:</p> $M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$ <p>Sustituyendo datos en la expresión anterior tenemos:</p> <p>$M_p = F_y Z_x = 50 \times 57 = 2850 \text{ kips-in}$</p> $M_n = \left[2850 - (2850 - 0.7 \times 50 \times 51.5) \left(\frac{236.16 - 82.23}{253.50 - 82.23} \right) \right]$ <p>$M_n = 1908.55 \text{ kips-in} = 159.05 \text{ kips-ft}$</p> <p>4.0 Determinar la resistencia de diseño por el método ASD.</p> <p>$M_n / \lambda_b = 159.05 / 1.67 = 95.24 \text{ Kips-ft}$</p> <p>$R = 95.24 \text{ Kips-ft}$</p>	<p>c = 1.0 para perfiles doblemente simétricos</p> <p>Sustituyendo datos tenemos:</p> <p>$L_r = 253.50 \text{ in} = 21.12 \text{ ft.}$</p> <p>Dado que el perfil tiene un $L_b = 19.68 \text{ ft}$, el perfil se encuentra en la zona inelástica.</p> <p>3.0 Determinar la resistencia nominal a flexión.</p> <p>Para la viga inelástica con $L_b = 19.68 \text{ ft}$ esta dada por la siguiente expresión:</p> $M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$ <p>Sustituyendo datos en la expresión anterior tenemos:</p> <p>$M_p = F_y Z_x = 50 \times 57 = 2850 \text{ kips-in}$</p> $M_n = \left[2850 - (2850 - 0.7 \times 50 \times 51.5) \left(\frac{236.16 - 82.23}{253.50 - 82.23} \right) \right]$ <p>$M_n = 1908.55 \text{ kips-in} = 159.05 \text{ kips-ft}$</p> <p>4.0 Determinar la resistencia de diseño por el método LRFD.</p> <p>$\Phi M_n = 0.9 \times 159.05 = 143.15 \text{ Kips-ft}$</p> <p>$R = 143.15 \text{ Kips-ft}$</p>
---	---

5.14.4 COMENTARIOS

Se puede observar que tanto en el ejemplo 1 como en el ejemplo 2 se llegó a seleccionar el mismo perfil tanto para el método ASD como para el LRFD, esto no quiere decir que ambos métodos para el caso de flexión producen los mismos resultados, ya que para la primera selección por el método LRFD se había seleccionado un perfil muy ligero de 39 lbs/ft, pero por razones de serviciabilidad se tuvo que cambiar a un perfil que cumpliera con el parámetro de deflexión permitida, esto vuelve a demostrar cierta ventaja en el ahorro de costos con el método LRFD.

Para el caso particular del problema 3, solo es una demostración del uso de las formulas expuestas en el capitulo, es muy importante observar que la resistencia nominal obtenida por ambos métodos son igual, la única diferencia son sus filosofías de diseño, es decir, el factor de seguridad para el caso del método ASD y el factor de reducción de resistencia para el método LRFD.

Por último y como conclusión final de este capitulo, en comparando el AISC 2005 con las ultimas ediciones de las especificaciones AISC 1986 (método ASD) y AISC 1993 (método LRFD) se puede observar que las resistencias de diseño de los perfiles han aumentado, lo que indica que el uso de las especificaciones AISC de años pasados producen resultados muy conservadores y seguros, pero con un incremento en el costo de dichos diseños.

CAPITULO VI
MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION Y CARGA AXIAL

6.1 GENERALIDADES

Las columnas de un edificio ya sea de acero o de concreto reforzado, por lo general siempre están sometidas además de cargas axiales de compresión, a momentos flexionantes, esto es ya sea por que como ya lo mencionamos en capítulos anteriores puede ser que las columnas tengan defectos iniciales de fabricación o que haya un desalineamiento con columnas de pisos superiores que le produzcan que la carga axial no quede en el centro de dicha columna generando una excentricidad que provocara momentos flexionantes.

El viento y otras cargas laterales como las originadas por movimientos sísmicos ocasionan flexión en los elementos verticales de los marcos rígidos tal como se muestra en la figura 6.1, aun en marcos que solamente están sometidos a cargas de gravedad, los tipos de conexiones de vigas y columnas pueden inducir momentos flexionantes a estos últimos.

Otras estructuras tales como las armaduras, por lo general tendemos a pensar que sus elementos están sometidos a fuerzas solamente axiales, producto que las armaduras se cargan en los nudos, sin embargo en muchas ocasiones los elementos secundarios de techos tales como los “polines”, tienden a colocarse en puntos intermedios entre los nudos debido a las separaciones máximas a las que pueden estar dichos polines (aproximadamente de 1.10mts a 1.20mts), provocando flexión en los elementos que conforman a la armadura, es mas, la cuerda inferior puede flexionarse por el peso de las instalaciones de alumbrado, ductos u otros elementos colocados entre los nudos de las armaduras.

Los momentos flexionantes en los miembros sujetos a tensión no son tan peligrosos como en los sujetos a compresión, porque la tensión tiende a reducir las deflexiones laterales, en tanto que las de compresión las incrementa y a la vez el incremento de las deflexiones laterales se traduce en incrementos de momentos, por lo que es de esperar que los miembros sean lo suficientemente rígidos como para impedir que las deflexiones laterales lleguen a ser excesivas.

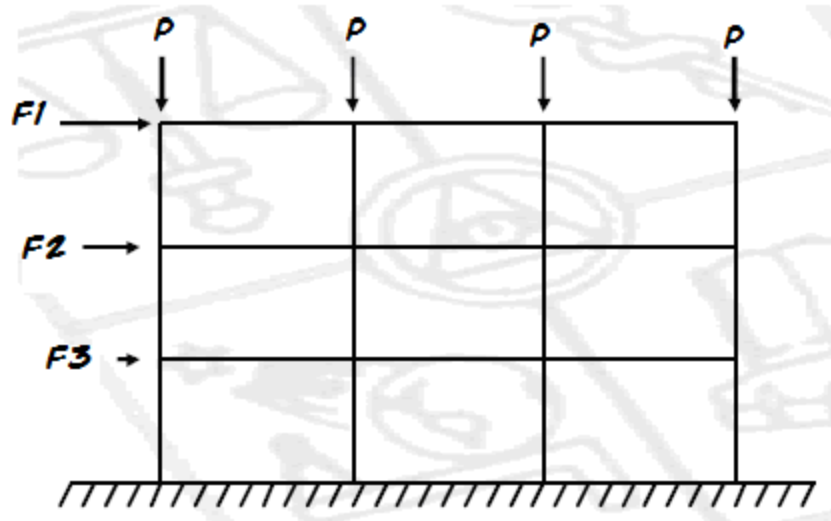


Fig. 6.1 Marco con cargas laterales.

6.2 ECUACIONES DE INTERACCION

6.2.1 Según las disposiciones del AISC 2005, para miembros con simetría doble y simple sujetos a flexión y carga axial, la ecuación de interacción que rige para el cual se cumple que $0.1 \leq P_r / P_c \leq 0.9$ y que están limitados alrededor de un eje geométrico (X o Y) puede utilizarse las ecuaciones Ec. 6.1 y la ecuación Ec. 6.2, donde I_{yc} es el momento de inercia alrededor del eje Y referido a la parte comprimida del patín.

En el AISC se presentan dos formulaciones dentro de sus especificaciones, una en caso de que la carga axial sea pequeña y otra en caso de que la carga axial sea grande.

(a) para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 6.1})$$

(b) para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 6.2})$$

Donde:

P_r : Fuerza axial a compresión requerida, Kips (N)

P_c : Fuerza axial a compresión admisible, Kips (N)

M_r : Momento flexionante requerido, Kips-in (N-mm)

M_c : Momento flexionante admisible Kips-in (N-mm)

X: Subíndice relativo al eje fuerte

Y: Subíndice relativo al eje débil

Para el diseño acorde a la sección B3.3 del AISC (LRFD):

P_r = Fuerza axial a compresión requerida usando las combinaciones de cargas del LRFD, Kips (N)

$P_c = \phi P_n$ = Fuerza axial a compresión de diseño determinada acorde al capítulo de compresión de esta tesis o capítulo E del AISC, Kips (N)

M_r = Momento flexionante requerido usando las combinaciones de cargas del LRFD, Kips-in (N-mm)

$M_c = \phi M_n$ = Momento flexionante de diseño determinado acorde con el capítulo de vigas de esta tesis o el capítulo F del AISC, Kips-in (N-mm)

ϕ = Factor de resistencia a compresión = 0.90

ϕ = Factor de resistencia a flexión = 0.90

Para el diseño acorde a la sección B3.4 del AISC (ASD):

P_r = Fuerza axial de servicio requerida a compresión usando las combinaciones de cargas ASD, Kips (N)

$P_c = P_n / \Omega_c$ = Fuerza axial admisible a compresión determinada acorde al capítulo de compresión de esta tesis o capítulo E del AISC, Kips (N)

M_r = Momento flexionante de servicio requerido usando las combinaciones de cargas ASD, Kips-in (N-mm)

$M_c = M_n / \Omega_b$ = Momento flexionante admisible determinado acorde con el capítulo de vigas de esta tesis o el capítulo F del AISC, Kips-in (N-mm)

Ω_c = Factor de seguridad a compresión = 1.67

Ω_b = Factor de seguridad a flexión = 1.67

6.2.2 Según las disposiciones del AISC 2005, para miembros no simétricos sujetos a flexión y carga axial la ecuación de interacción que es permitido utilizar es:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 6.3})$$

Donde:

f_a: Esfuerzo axial requerida en el punto en consideración, Ksi (Mpa)

F_a: Esfuerzo axial admisible en el punto en consideración, Ksi (Mpa)

f_{bw}, f_{bz}: Esfuerzo flexionante requerido en el punto en consideración, Ksi (Mpa)

F_{bw}, F_{bz}: Esfuerzo flexionante admisible en el punto en consideración, Ksi (Mpa)

w: Subíndice relativo al eje fuerte

z: Subíndice relativo al eje débil

Para el diseño acorde a la sección B3.3 del AISC (LRFD):

f_a: Fuerza axial requerida usando las combinaciones de cargas del LRDF, Ksi (Mpa)

F_a = $\phi_c F_{cr}$ = Fuerza axial de diseño determinada acorde con el capítulo IV de miembros a compresión de esta tesis o con el capítulo E “compresión” del AISC 2005.

f_{bw}, f_{bz}: Esfuerzo flexionante requerido localizada en la sección transversal usando las combinaciones de cargas de LRDF, Ksi (Mpa)

$\mathbf{F}_{bw}, \mathbf{F}_{bz} = \frac{\phi_b M_n}{S}$ = Esfuerzo flexionante de diseño determinada acorde con el capítulo V de esta tesis

“flexión” o con el capítulo F “flexión” del AISC, Ksi (Mpa)

ϕ_c = Factor de resistencia a compresión = 0.90

ϕ_b = Factor de resistencia a flexión = 0.90

Para el diseño acorde a la sección B3.4 (ASD)

\mathbf{f}_a : Fuerza axial requerida usando las combinaciones de cargas del ASD, Ksi (Mpa)

$\mathbf{F}_a = F_{cr} / \Omega_c$ = Fuerza axial admisible determinada acorde con el capítulo IV de miembros a compresión de esta tesis o con el capítulo E “compresión” del AISC

$\mathbf{f}_{bw}, \mathbf{f}_{bz}$: Esfuerzo flexionante requerido localizada en la sección transversal usando las combinaciones de cargas de ASD, Ksi (Mpa)

$\mathbf{F}_{bw}, \mathbf{F}_{bz} = \frac{M_n}{\Omega_b S}$ = Esfuerzo flexionante admisible determinada acorde con el capítulo V de esta tesis

“flexión” o con el capítulo F “flexión” del AISC, Ksi (Mpa)

Ω_c = Factor de seguridad a compresión = 1.67

Ω_b = Factor de seguridad a flexión = 1.67

6.3 FACTORES DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS

Si un miembro esta sometido a momentos y cargas axiales de compresión, aparecerán en el momentos flexionantes y deflexiones laterales adicionales a las iniciales. Cuando analizamos un marco con algunos métodos elásticos comunes, que no toman en cuenta la geometría desplazada se denominan momentos y fuerzas primarias o de primer orden. Aun si el marco esta soportado lateralmente, se presentaran algunos momentos secundarios debidos a la flexión lateral en las columnas. La columna de la figura 6.2 se supone que esta arriostrada contra el ladeo, pero se flexionara lateralmente una cantidad δ como se muestra y esto generara un momento secundario $P_u \delta$. Este momento causara una deflexión lateral adicional que ocasionara un momento adicional y así sucesivamente. Los procedimientos numéricos iterativos, llamados

de segundo orden, pueden emplearse para encontrar las deflexiones y los momentos secundarios, pero estos métodos son impracticables para los cálculos manuales y son por lo regular, implementados con un programa de computadora. La mayoría de los reglamentos y especificaciones de diseño permiten el uso de un análisis de segundo orden o el método de la **amplificación del momento**. Este método implica calcular el momento flexionante máximo que resulta de las cargas de flexión (cargas transversales o momentos en el extremo del miembro) por medio de un análisis de primer orden para luego multiplicarlo por un factor de amplificación de momentos para tomar en cuenta el momento secundario.

Como se puede apreciar en la figura 6.2, el momento M que genera la flexión, en este elemento, se vera incrementado por un segundo momento δP_u , usando los factores de amplificación de momento, se estimara el efecto producido por δP_u . De la misma manera, así como se debe de considerar el factor de amplificación de momento de una columna arriostrada contra ladeo (es decir, debido a la deflexión del miembro), de la misma forma se debe de considerar un factor que considere el efecto del desplazamiento lateral cuando el miembro no es parte de un marco arriostrado. En este caso se genera un momento secundario cuyo máximo valor es $P_u \Delta$, tal como se muestra en la figura 6.3

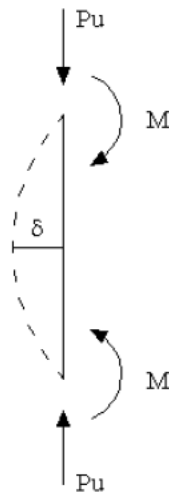


Fig. 6.2 Momentos secundarios productos de las deflexiones laterales de los miembros

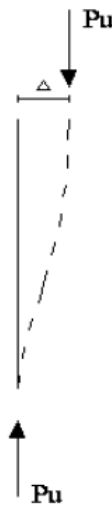


Fig. 6.3 Consideración del desplazamiento lateral

El momento máximo en un elemento considerando los efectos de segundo orden pueden calcularse directamente en el análisis o utilizando el método de amplificación de los resultados del análisis elástico de primer orden, donde

$$M_r = B_1.M_{nt} + B_2.M_{lt} \quad (\text{Ec. 6.4})$$

$$P_r = P_{nt} + B_2.P_{lt} \quad (\text{Ec. 6.5})$$

Donde:

M_r : Capacidad a flexión requerida incluyendo efectos de segundo orden.

M_{nt} : Momento máximo resultante de un análisis de primer orden donde el marco se supone arriostrado de manera que no puede ladearse (nt se refiere a no traslación).

M_{lt} : Momento máximo causado por desplazamiento lateral que puede ser causado por cargas laterales o por cargas de gravedad no balanceadas y será cero si el marco se encuentra arriostrado (lt se refiere a traslación lateral).

P_r : Capacidad axial requerida incluyendo efectos de Segundo orden.

P_{nt} : Esfuerzo axial de primer orden asumiendo que no hay traslación

P_{lt} : Esfuerzo axial de primer orden causado por traslación del marco solamente

El factor **B₁** considera el efecto de amplificación del diagrama de momento sin considerar traslación de los nudos (P-δ) y se calcula como:

$$B_1 \equiv \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{el}}} \geq 1.0 \quad (\text{Ec. 6.6})$$

$$P_r = P_{nt} + P_{lt} \quad (\text{Ec. 6.7})$$

Según Nota del AISC 2005 para miembros en el cual $B_1 \leq 1.05$, es conservador amplificar la suma de los momentos trasnacionales y no trasnacionales (como lo obtenido por el análisis elástico de primer orden) multiplicados por el factor **B₂**, en otras palabras:

$$M_r = B_2 (M_{nt} + M_{lt}) \quad (\text{Ec. 6.8})$$

Donde:

C_m: Es un coeficiente asumiendo no traslación lateral del elemento y los valores que pueden tomar son los siguientes:

I) Para viga- columna no sujeta a cargas laterales entre los planos de soporte a flexión.

$$C_m \equiv 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (\text{Ec. 6.9})$$

Donde M_1 y M_2 , calculados de un análisis de primer orden y representan el momento de extremo menor en valor absoluto y el momento de extremo mayor en valor absoluto respectivamente, la razón es positiva para miembros flexionados en curvatura doble, mientras que es negativa para miembros flexionados en curvatura simple. La curvatura doble se presenta cuando ambos momentos presentan la misma tendencia de giro (ya sea en sentido anti horario u horario)

II) Para viga- columna sujeta a cargas transversales entre los soportes el valor de C_m deberá ser determinado por cualquier análisis o conservadoramente tomarlo como 1.0 para todos los casos.

P_{el} : Resistencia crítica de pandeo elástico del miembro en el plano de curvatura

$$P_{el} \equiv \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2} \quad (\text{Ec. 6.10})$$

El factor **B₂** considera el efecto de amplificación del diagrama de momento debido a la traslación de los nudos (P-Δ) y se calcula como:

$$B_2 \equiv \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1.0 \quad (\text{Ec. 6.11})$$

Según Nota del AISC 2005 dice que el valor de B₂ puede ser estimado en el diseño preliminar usando la máxima deriva lateral correspondiente al nivel de corte ΣH según ecuación que se mostrara mas adelante.

Donde:

ΣP_{e2}: Resistencia critica de pandeo elástico para el nivel considerado para el análisis de curvatura.

Para casos en donde la longitud efectiva de curvatura K₂, pueda ser determinada en la columna, es permitido calcular la resistencia crítica de pandeo como:

$$\sum P_{e2} \equiv \sum \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2} \quad (\text{Ec. 6.12})$$

Para todo tipo de sistemas resistentes a cargas laterales es permitido utilizar:

$$\sum P_{e2} \equiv RM \frac{\sum HL}{\Delta H} \quad (\text{Ec. 6.13})$$

Donde:

E= Modulo de elasticidad de el acero = 29000Ksi (200000 MPa)

RM= 1.0 para marcos arriostrados

RM = 0.85 para otros tipos de sistemas

I= Momento de inercia del plano de curvatura in⁴ (mm⁴)

L= Altura del nivel in (mm)

K₁= Factor de longitud efectiva en el plano de curvatura, calculada basados en la asunción de no desplazamiento lateral, estableciendo un valor igual a 1.0 por lo menos.

K₂= Factor de longitud efectiva en el plano de curvatura, calculado en base a un análisis de pandeo.

ΔH= Desplazamiento lateral del piso a considerar

∑H= Cortante del nivel, producidos por las fuerzas laterales que ocasionan ΔH.

α = 1.00 (LRFD)

α = 1.60 (ASD)

6.4 DISEÑO DE VIGAS- COLUMNAS

Debido a muchas variables en las formulas de interacción, el diseño de vigas - columnas es esencialmente un proceso de tanteos. Se selecciona un perfil de prueba y luego se revisa si este satisface la formula de interacción gobernante. Esta claro que entre mas cerca este el perfil de prueba a la selección final, se tratara de un perfil mejor.

Básicamente las especificaciones del AISC 2005, elimina el procedimiento de la selección del perfil de prueba haciendo uso del método de la carga axial equivalente, la cual consistían en convertir los momentos flexionantes a cargas axiales equivalentes, que estaba dada por la ecuación siguiente:

$$P_{u\ eq} = P_u + M_{ux}m + M_{uy}mu \quad (\text{Ec. 6.14})$$

Donde:

P_u = Carga real (kips)

M_{ux} = Momento respecto al eje x (ft- kips)

M_{uy} = Momento respecto al eje y (ft- kips)

m = Constante que esta en función del factor de longitud efectiva "KL"

u = Constante tabulada que estaba en función de cada perfil.

En las actuales tablas de diseño de miembros sometidos a compresión axial los valores de “u”, básicamente han sido eliminados por lo que el método de la carga axial equivalente también ha sido eliminado.

Las especificaciones del AISC 2005, proveen ahora tablas para la selección de perfiles “W”, para el diseño de vigas- columnas, las cuales básicamente consiste en multiplicar las acciones internas (cargas axiales y momentos actuantes) por factores a fin de verificar de una manera directa la ecuación de interacción gobernante.

TABLAS DE SELECCIÓN DE VIGAS- COLUMNAS EN ACERO:

Tabla 6-1. Sección W en combinación de carga axial y flexión

La determinación de la adecuada sección W, sujeta a las combinaciones de cargas axiales y de flexión es facilitada por el uso de estas tablas. La verificación de las ecuaciones de las especificaciones del AISC para los perfiles W, con $F_y=50$ Ksi (ASTM A992) sujeta a la combinación de carga axial y flexión puede ser determinada usando los valores de p, b_x , t_r y t_y , tabulados en las tablas de diseño de vigas- columnas que propone al AISC 2005. Estos valores son definidos como:

Tabla 6.1 valores de p, b_x , b_y , t_r , t_y , para el diseño de vigas columnas para perfiles W con $F_y=50$ KS

	LRFD	ASD
Compresión Axial	$P \equiv \frac{1}{\phi P_n} (kips)^{-1}$	$P \equiv \frac{\Omega_c}{P_n} (kips)^{-1}$
Flexión en eje fuerte	$b_x \equiv \frac{8}{9\phi_b M_{nx}} (kips-ft)^{-1}$	$b_x \equiv \frac{8\Omega_b}{9M_{nx}} (kips-ft)^{-1}$
Flexión en eje débil	$b_y \equiv \frac{8}{9\phi_b M_{ny}} (kips-ft)^{-1}$	$b_y \equiv \frac{8\Omega_b}{9M_{ny}} (kips-ft)^{-1}$
Ruptura a Tensión	$t_r \equiv \frac{1}{\phi t 0.75 F_u A_g} (kips)^{-1}$	$t_r \equiv \frac{\Omega_t}{0.75 F_u A_g} (kips)^{-1}$
Fluencia a Tensión	$t_y \equiv \frac{1}{\phi F_y A_g} (kips)^{-1}$	$t_y \equiv \frac{\Omega}{F_y A_g} (kips)^{-1}$

Las tablas 6-1 del AISC 2005 son normalmente utilizadas por medio de iteraciones de tal manera de determinar la sección mas adecuada.

Cuando la sección de prueba no es conservadora y la carga axial es dominante, la segunda sección de prueba podrá ser una con un gran valor de P. Similarmente cuando los efectos de flexión sobre los ejes X-X o Y-Y son dominantes, la segunda sección de prueba puede ser con valores grandes de b_x o b_y .

La componente a compresión de las combinaciones de fuerzas a ser tomada en la selección de los valores apropiados de "p" esta basado en la longitud efectiva para el pandeo a compresión alrededor del eje Y-Y (KL) y la longitud efectiva para el pandeo a compresión alrededor del eje X-X (KL) y e_q , como fue descrito en la parte del diseño de columnas.

La componente a flexión de las combinaciones de fuerzas a ser tomada en la selección de los valores apropiados de b_x , esta basados en la longitud no soportada L_b , como fue descrito en la parte del diseño de vigas, mientras tanto un solo valor de b_y es aplicado para cualquier sección W que se tome.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGAS-COLUMNAS SEGÚN ASD:	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGAS-COLUMNAS SEGÚN LRFD:
1) Una vez que tengamos las acciones internas a la que estará sometida la viga-columna (cargas muertas, cargas vigas, cargas de sismo, etc.), procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas tal como fue mostrado en el capítulo 1, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos P_{ant} , P_{alt} , M_{antx} , M_{atlx} , M_{anty} y M_{atly} , en pocas palabras tenemos que realizar las combinaciones de carga en forma separada de las acciones externa que nos	1. Una vez que tengamos las acciones internas a la que estará sometida la viga-columna (cargas muertas, cargas vigas, cargas de sismo, etc.), procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas tal como fue mostrado en el capítulo 1, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos P_{unt} , P_{ult} , M_{untx} , M_{ultx} , M_{unty} y M_{ulty} , en pocas palabras tenemos que realizar las combinaciones de carga en forma separada de

<p>provocan desplazamientos laterales y las que no nos producen desplazamientos laterales con el propósito que posteriormente realicemos el análisis de segundo orden por medio del método de amplificación de momentos.</p> <p>2) Una vez determinemos las acciones P_{ant}, P_{alt}, M_{antx}, M_{altx}, M_{anty} y M_{alty}, procedemos a determinar B_1 y B_2, que para tal caso como un análisis preliminar se tomaran valores de B_1 y B_2 igual a la unidad.</p> <p>3) Luego procedemos a determinar P_r, M_{rx} y M_{ry} por medio de las ecuaciones siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $M_{rx} = B_1.M_{antx} + B_2.M_{altx}$ ▪ $M_{ry} = B_1.M_{anty} + B_2.M_{alty}$ ▪ $P_r = P_{ant} + B_2P_{alt}$ <p>4) Una vez hayamos determinados los valores de M_{rx}, M_{ry}, P_r procedemos a determinar el valor del factor de longitud efectiva “K”, utilizando la tabla C-C2.2 de los comentarios del AISC 2005, lo cual como ya explicamos depende de las condiciones de apoyo en la que se encuentre la columna, y si la columna es parte de una estructura con desplazamiento lateral o no, una vez obtenido el valor de “K”, se procede a determinar la longitud efectiva de la columna</p>	<p>las acciones externa que nos provocan desplazamientos laterales y las que no nos producen desplazamientos laterales con el propósito que posteriormente realicemos el análisis de segundo orden por medio del método de amplificación de momentos.</p> <p>2. Una vez determinemos las acciones P_{unt}, P_{ult}, M_{untx}, M_{ultx}, $M_{unt y}$ y M_{ulty}, procedemos a determinar B_1 y B_2, que para tal caso como un análisis preliminar se tomaran valores de B_1 y B_2 igual a la unidad.</p> <p>3. Luego procedemos a determinar P_r, M_{rx} y M_{ry} por medio de las ecuaciones siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $M_{rx} = B_1.M_{untx} + B_2.M_{ultx}$ ▪ $M_{ry} = B_1.M_{unt y} + B_2.M_{ulty}$ ▪ $P_r = P_{unt} + B_2P_{ult}$ <p>4. Una vez hayamos determinados los valores de M_{rx}, M_{ry}, P_r procedemos a determinar el valor del factor de longitud efectiva “K”, utilizando la tabla C-C2.2 de los comentarios del AISC 2005, lo cual como ya explicamos depende de las condiciones de apoyo en la que se encuentre la columna, y si la columna es parte de una estructura con desplazamiento lateral o no, una vez obtenido el valor de “K”, se procede a determinar la longitud efectiva de la</p>
--	---

<p>“KL”.</p> <p>5) Luego procedemos a determinar la longitud no soportada de la viga columna “Lb”, dependiendo de la distancia entre los puntos de soporte lateral o arriostamiento a la cual este sometido la viga-columna.</p> <p>6) Una vez tengamos los valores de M_{rx}, M_{ry}, P_r, KL y L_b, procedemos a entrar a las tablas 1-6, de diseño de elementos sujetos a cargas combinadas para secciones “W” propuestos por el AISC 2005, para poder determinar los valores de “p”, “b_x” y “b_y” ocupamos la columna que especifica “ASD”; pero para poder determinar el perfil de prueba recomendamos utilizar como primer perfil de prueba el que obtendríamos como si el elemento estuviera sometido solamente a cargas axiales de compresión con un valor de $P_{cn}/\Omega = P_r$, para luego ir probando con otros perfiles mas pesados hasta encontrar el que satisfaga la ecuación de interacción respectiva,</p> <p>es decir:</p> <p>Para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$</p> $pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0$	<p>columna “KL”.</p> <p>5. Luego procedemos a determinar la longitud no soportada de la viga columna “Lb”, dependiendo de la distancia entre los puntos de soporte lateral o arriostamiento a la cual este sometido la viga-columna.</p> <p>6. Una vez tengamos los valores de M_{rx}, M_{ry}, P_r, KL y L_b, procedemos a entrar a las tablas 1-6, de diseño de elementos sujetos a cargas combinadas para secciones “W” propuestos por el AISC 2005, para poder determinar los valores de “p”, “b_x” y “b_y” ocupamos la columna que especifica “LRFD”; pero para poder determinar el perfil de prueba recomendamos utilizar como primer perfil de prueba el que obtendríamos como si el elemento estuviera sometido solamente a cargas axiales de compresión con un valor de $\phi P_{cn} = P_r$, para luego ir probando con otros perfiles mas pesados hasta encontrar el que satisfaga la ecuación de interacción respectiva,</p> <p>es decir:</p> <p>Para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$</p> $pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0$
--	---

<p>Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$</p> <p>$1/2 pPr + 9/8(b_x M_{rx} + b_y M_{ry}) \leq 1.0$</p> <p>7) Para el diseño de viga-columnas que no sea una sección “W”, podemos hacer uso de la ecuación propuesta por Yura, la cual consiste en transformar las acciones en una carga equivalente tal como se muestra:</p> $P_{equi} = Pr + \frac{2M_{rx}}{d} + \frac{7.5M_{ry}}{b}$ <p>Donde:</p> <p>Pr: Carga axial factorizada</p> <p>M_{rx}: Momento factorizado respecto al eje X</p> <p>M_{ry}: Momento factorizado respecto al eje Y</p> <p>d: Peralte del elemento</p> <p>b: Ancho del elemento</p> <p>Luego entrar a las tablas 4-1 del AISC 2005 para el diseño de elementos sometidos a carga axial.</p>	<p>Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$</p> <p>$1/2 pPr + 9/8(b_x M_{rx} + b_y M_{ry}) \leq 1.0$</p> <p>7. Para el diseño de viga-columnas que no sea una sección “W”, podemos hacer uso de la ecuación propuesta por Yura, la cual consiste en transformar las acciones en una carga equivalente tal como se muestra:</p> $P_{equi} = Pr + \frac{2M_{rx}}{d} + \frac{7.5M_{ry}}{b}$ <p>Donde:</p> <p>Pr: Carga axial factorizada</p> <p>M_{rx}: Momento factorizado respecto al eje X</p> <p>M_{ry}: Momento factorizado respecto al eje Y</p> <p>d: Peralte del elemento</p> <p>b: Ancho del elemento</p> <p>Luego entrar a las tablas 4-1 del AISC 2005 para el diseño de elementos sometidos a carga axial.</p>
---	---

6.5 EJEMPLO DE ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXOCOMPRESION.

Diseñe la viga –columna de 3m de longitud por las metodologías propuestas por el AISC 2005: Método de Esfuerzos de Trabajo “ASD” y Método de Factores de Cargas y Resistencia “LRFD”, con las siguientes acciones internas a la que se ve sometida el elemento dadas por un análisis de primer orden.

NOTA: Cabe mencionar que se tomara para este ejemplo como las cargas de gravedad como las cargas no traslacionales y las cargas sísmicas como las cargas que generan desplazamiento lateral.

PD: 23.30kips

MD_y: 0.47 kips-ft

MD_x: 1.96 kips-ft

PL: 4.79kips

ML_y: 0.30 kips-ft

ML_x: 1.28 kips-ft

PE: 78.84kips

ME_y: 5.49 kips-ft

ME_x: 576.42 kips-ft

<p>METODO ASD:</p> <p>COMBINACIONES DE CARGAS:</p> <p>Obtención del Pant:</p> <p>1. D</p> <p>R= 23.0Kips</p> <p>2. D+L</p> <p>R= 23.30+4.79= <u>28.09Kips</u></p> <p>Obtención del Palt:</p> <p>3. D ± (W o 0.7E)</p> <p>R= (0.7)(78.84)= <u>55.19Kips</u></p>	<p>METODO LRFD:</p> <p>COMBINACIONES DE CARGAS:</p> <p>Obtención del Punt:</p> <p>1. 1.4D</p> <p>R= (1.4)(23)= <u>32.2Kips</u></p> <p>2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)</p> <p>R= (1.2)(23)+(1.6)(4.79)= <u>35.26Kips</u></p> <p>Obtención del Pult:</p> <p>3. 1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S</p> <p>R= (1.0)(78.84)= <u>78.84Kips</u></p>
---	---

<p>Obtención del Mantx:</p> <p>1. D</p> <p>R= 1.96Kips-ft</p> <p>2. D+L</p> <p>R= 1.96+1.28= <u>3.24Kips</u></p> <p>Obtención del Maltx:</p> <p>3. $D \pm (W \text{ o } 0.7E)$</p> <p>R= (0.7)(576.42)= <u>403.49Kips</u></p> <p>Obtención del Manty:</p> <p>1. D</p> <p>R= 0.47Kips-ft</p> <p>2. D+L</p> <p>R= 0.47+0.30= <u>0.77Kips</u></p> <p>Obtención del Malt y:</p> <p>3. $D \pm (W \text{ o } 0.7E)$</p> <p>R= (0.7)(5.49)= <u>3.84Kips</u></p> <p>EN RESUMEN:</p> <p>Pant: <u>28.09Kips</u></p> <p>Palt: <u>55.19Kips</u></p> <p>Mantx: <u>3.24Kips</u></p> <p>Maltx: <u>403.49Kips</u></p> <p>Manty: <u>0.77Kips</u></p> <p>Malty: <u>3.84Kips</u></p> <p>Para diseño preliminar se tomaran Valores de $B_1=1$ y $B_2= 1.0$</p>	<p>Obtención del Muntx:</p> <p>1. 1.4D</p> <p>R= (1.4)(1.96)= 2.74Kips-ft</p> <p>2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$</p> <p>R= (1.2)(1.96)+(1.6)(1.28)= <u>4.4Kips-ft</u></p> <p>Obtención del Multx:</p> <p>3. $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$</p> <p>R= (1.0)(576.42)= <u>576.42Kips</u></p> <p>Obtención del Munt y:</p> <p>1. 1.4D</p> <p>R= (1.4)(0.47)= 0.66Kips-ft</p> <p>2. $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$</p> <p>R= (1.2)(0.47)+(1.6)(0.30)= <u>1.04Kips-ft</u></p> <p>Obtención del Mult y:</p> <p>3. $1.2D \pm 1.0E + 0.5L + 0.2S$</p> <p>R= (1.0)(5.49)= <u>5.49Kips-ft</u></p> <p>EN RESUMEN:</p> <p>Punt: <u>35.26Kips</u></p> <p>Pult: <u>78.84Kips</u></p> <p>Muntx: <u>4.4Kips-ft</u></p> <p>Multx: <u>576.42Kips</u></p> <p>Munt y: <u>1.04Kips-ft</u></p> <p>Mult y: <u>5.49Kips-ft</u></p> <p>Para diseño preliminar se tomaran Valores de $B_1=1$ y $B_2= 1.0$</p>
---	--

<p>DETERMINACION DE Pr, Mrx y Mry:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $M_{rx} = B_1.M_{ant\ x} + B_2.M_{at\ x}$ $= (1)(3.24) + (1)(403.49) = 406.73$ ▪ $M_{ry} = B_1.M_{ant\ y} + B_2.M_{at\ y}$ $= (1)(0.77) + (1)(3.84) = 4.61$ ▪ $P_r = P_{ant} + B_2 P_{at}$ $= (28.09) + (1)(55.19) = 83.28$ <p>DETERMINACION DEL VALOR DE “K”</p> <p>Según tabla C-C2.2, con condiciones empotradas en la parte inferior y empotrada en la parte superior con desplazamiento lateral ocuparemos un valor de $K = 1.2$</p> <p>Por lo que el valor de longitud efectiva es $KL = (1.2)(9.84) = (11.81) = 12ft$</p> <p>DETERMINACION DEL VALOR DE LONGITUD NO SOPORTADA DE LA VIGA COLUMNA “Lb”</p> <p>Este será igual al valor de la longitud del elemento es decir $L_b = 9.84 = 10.0ft$</p> <p>DETERMINACION DEL PERFIL DE PRUEBA “W” SEGÚN TABLA 6-1 EL AISC.</p>	<p>DETERMINACION DE Pr, Mrx y Mry:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $M_{rx} = B_1.M_{unt\ x} + B_2.M_{ut\ x}$ $= (1)(4.4) + (1)(576.42) = 581.12$ ▪ $M_{ry} = B_1.M_{unt\ y} + B_2.M_{ut\ y}$ $= (1)(1.04) + (1)(5.49) = 6.53$ ▪ $P_r = P_{unt} + B_2 P_{ut}$ $= (35.26) + (1)(78.84) = 114.1$ <p>DETERMINACION DEL VALOR DE “K”</p> <p>Según tabla C-C2.2, con condiciones empotradas en la parte inferior y empotrada en la parte superior con desplazamiento lateral ocuparemos un valor de $K = 1.2$</p> <p>Por lo que el valor de longitud efectiva es $KL = (1.2)(9.84) = (11.81) = 12ft.$</p> <p>DETERMINACION DEL VALOR DE LONGITUD NO SOPORTADA DE LA VIGA COLUMNA “Lb”</p> <p>Este será igual al valor de la longitud del elemento es decir $L_b = 9.84 = 10.0ft$</p> <p>DETERMINACION DEL PERFIL DE PRUEBA “W” SEGÚN TABLA 6-1 EL AISC.</p>
---	---

<p>Tal como sugerimos en el procedimiento de diseño tomaremos como primer perfil de prueba el que obtendríamos si el elemento estuviera sometido solamente a cargas axiales de compresión con $P_{cn}/\Omega = P_r = 83.28$ Kips, con el cual obtendríamos un perfil W8x31.</p> <p>Procedemos posteriormente a entrar a las tablas 6-1 para el diseño de vigas columnas para un perfil W8x31(ver tabla de resistencia a flexión y carga axial en anexo A.3) y obtener de esto los valores de “p”, “bx” y “by”, los cuales son:</p> <p>$P = 5.31 \times 10^3$ Kips-1</p> <p>$b_x = 13 \times 10^3$ kips-ft-1</p> <p>$b_y = 25.03 \times 10^3$ kips-ft-1</p> $\frac{P_r}{P_c} = \frac{83.28}{188} = 0.44 > 0.2$ $pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0$ $(5.31/10^3)(83.28) + (13/10^3)(406.73) + (25.03/10^3)(4.61) = 0.58 \leq 1.0 \text{ OK!}$ <p>VERIFICACION DE B1 Y B2 SUPUESTOS:</p> $B_1 \equiv \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{el}}} \geq 1.0$	<p>Tal como sugerimos en el procedimiento de diseño tomaremos como primer perfil de prueba el que obtendríamos si el elemento estuviera sometido solamente a cargas axiales de compresión con $\phi_c P_{cn} = P_r = 114.1$ Kips, con el cual obtendríamos un perfil W8x31.</p> <p>Procedemos posteriormente a entrar a las tablas 6-1 para el diseño de vigas columnas para un perfil W8x31 (ver tabla de resistencia a flexión y carga axial en anexo A.3)y obtener de esto los valores de “p”, “bx” y “by”, los cuales son:</p> <p>$P = 3.53 \times 10^3$ Kips-1</p> <p>$b_x = 8.67 \times 10^3$ kips-ft-1</p> <p>$b_y = 16.8 \times 10^3$ kips-ft-1</p> $\frac{P_r}{P_c} = \frac{114.1}{283} = 0.40 > 0.2$ $pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0$ $(3.53/10^3)(114.1) + (8.67/10^3)(581.12) + (16.8/10^3)(6.53) = 0.56 \leq 1.0 \text{ OK!}$ <p>VERIFICACION DE B1 Y B2 SUPUESTOS:</p> $B_1 \equiv \frac{C_m}{1 - \alpha \frac{P_r}{P_{el}}} \geq 1.0 \text{ Donde}$
---	---

<p>Donde</p> $C_m \equiv 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = (0.6) - (0.4)(1.96/4.68)$ $= 0.43$ $P_{el} \equiv \frac{\pi^2 EI}{(1L)^2}$ $P_{el} \equiv \frac{\pi^2 (29000)(37.1)}{(0.65)(9.74)(12)^2} = 1839.67$ $B_1 \equiv \frac{0.43}{1 - 1.6 \frac{83.28}{1839.67}} = 0.46 \geq 1.0$ <p>$B_1 = 1$ OK!</p> $B_2 \equiv \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1.0$ $\sum P_{e2} \equiv \sum \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2}$ $\sum P_{e2} \equiv \sum \frac{\pi^2 (29000)(37.1)}{((1.2)(9.74)(12))^2} = 539.79$ $B_2 \equiv \frac{1}{1 - \frac{(1.6)(28.09)}{(539.79)}} = 1.09 \geq 1.0$ <p>VERIFICACION DEL PERFIL W8X31:</p> <p>DETERMINACION DE Pr, M_{rx} y M_{ry}:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $M_{rx} = B_1.M_{ant\ x} + B_2.M_{at\ x}$ $= (1)(3.24) + (1.09)(403.49) = 443.04$	$C_m \equiv 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = (0.6) - (0.4)(1.96/4.68)$ $= 0.43$ $P_{el} \equiv \frac{\pi^2 EI}{(1L)^2}$ $P_{el} \equiv \frac{\pi^2 (29000)(37.1)}{(0.65)(9.74)(12)^2} = 1839.67$ $B_1 \equiv \frac{0.43}{1 - 1.6 \frac{83.28}{1839.67}} = 0.46 \geq 1.0$ <p>$B_1 = 1$ OK!</p> $B_2 \equiv \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1.0$ $\sum P_{e2} \equiv \sum \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2}$ $\sum P_{e2} \equiv \sum \frac{\pi^2 (29000)(37.1)}{((1.2)(9.74)(12))^2} = 539.79$ $B_2 \equiv \frac{1}{1 - \frac{(1.6)(28.09)}{(539.79)}} = 1.09 \geq 1.0$ <p>VERIFICACION DEL PERFIL W8X31:</p> <p>DETERMINACION DE Pr, M_{rx} y M_{ry}:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ $M_{rx} = B_1.M_{unt\ x} + B_2.M_{ut\ x}$ $= (1)(4.4) + (1.09)(576.42) = 632.70$
--	--

<ul style="list-style-type: none">▪ $M_{ry} = B_1.M_{ant y} + B_2.M_{atl y}$ $= (1)(0.77) + (1.09)(3.84) = 4.96$▪ $P_r = P_{ant} + B_2 P_{alt}$ $= (28.09) + (1.09)(55.19) = 88.25$ $\frac{P_r}{P_c} = \frac{88.25}{188} = 0.47 > 0.2$ $pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0$ $(5.31/10^3)(88.25) + (13/10^3)(443.04) + (25.03/10^3)(4.96) = 0.64 \leq 1.0 \text{ OK!}$	<ul style="list-style-type: none">▪ $M_{ry} = B_1.M_{unt y} + B_2.M_{utl y}$ $= (1)(1.04) + (1.09)(5.49) = 7.02$▪ $P_r = P_{unt} + B_2 P_{utl}$ $= (35.26) + (1.09)(78.84) = 121.19$ $\frac{P_r}{P_c} = \frac{121.19}{283} = 0.43 > 0.2$ $pP_r + b_x M_{rx} + b_y M_{ry} \leq 1.0$ $(3.53/10^3)(121.19) + (8.67/10^3)(632.7) + (16.8/10^3)(7.02) = 0.60 \leq 1.0 \text{ OK!}$
---	--

CAPITULO VII
CONEXIONES.

7.1 DEFINICION.

Una conexión es el conjunto de elementos que unen cada miembro estructural en la junta: ya sean placas o ángulos unidos por medio de soldaduras o tornillos en los patines o alma.

Junta es la zona completa de intersección de los miembros estructurales. En la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando los haya. Nota importante: el costo de las uniones representa un porcentaje elevado del valor total de la estructura.

La figura 7.1, muestra los distintos tipos de conexiones que se pueden encontrar en edificios industriales y urbanos estructurados como marcos rígidos.

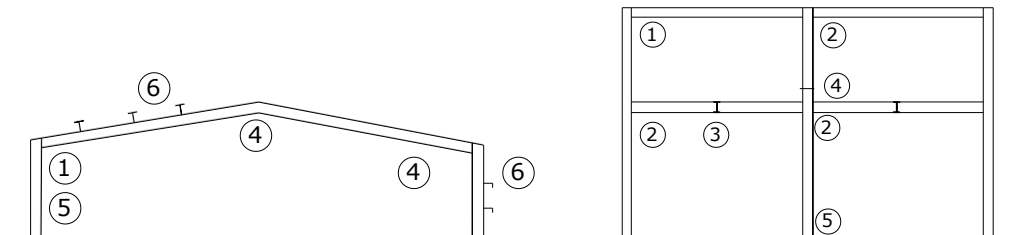


Fig. 7.1 Ubicación de los diferentes tipos de conexiones.

1. Conexión viga-columna de esquina
2. Conexión viga-columna
3. Conexión de viga secundaria a viga principal
4. Empalme de columna y de cabezal
5. Placa base de columna
6. Conexión de larguero de techo y de fachada

Las conexiones se pueden clasificar de acuerdo a varios criterios.

El primero de ellos es de acuerdo al tipo de conectores usados. Podemos clasificar las conexiones en aquellas que usan: remaches, soldadura o tornillos de alta resistencia. Los remaches fueron usados mayormente en la primera mitad del siglo XX para luego ser reemplazados por métodos de conexión más confiables, como la soldadura o los tornillos de alta resistencia. El uso de la soldadura estructural como principal medio de unión entre miembros estructurales data de más de 50 años, mientras que los tornillos de alta resistencia se han utilizado a partir de hace más de 20 años en conexiones estructurales viga-columna, principalmente en edificios altos. Con mucha frecuencia, el diseñador debe tomar la decisión de emplear conexiones soldadas o atomilladas. Esta decisión se basa en la experiencia práctica, costo de las conexiones y rapidez constructiva.

Una segunda clasificación está relacionada con el comportamiento de la conexión. De acuerdo a este criterio, podemos clasificar las conexiones en:

Flexibles: su resistencia a momento no sobrepasa el 20% de la capacidad de los miembros que conectan.

Normalmente se consideran como conexiones simples que sólo transmiten cortante.

Semi-rígidas: resisten una fracción de la capacidad de momento de los elementos que conectan, pero poseen gran capacidad de deformación.

Rígidas: su resistencia es mayor que la de los miembros que conectan y su rigidez es suficientemente alta para despreciar su deformación con respecto a la de los mismos miembros.

Una tercera clasificación es de acuerdo a los elementos que conforman la conexión. Como veremos más adelante, para conectar dos miembros estructurales, a menudo es necesario utilizar elementos de conexión adicionales, los que incluyen ángulos, placas, y perfiles T.

Podemos también clasificar las conexiones de acuerdo a los esfuerzos que transmiten, tenemos entonces:

- Fuerza cortante (conexión flexible): conexiones que transmiten solo cortante (las que corresponden a las conexiones flexibles definidas anteriormente.)

- Fuerza cortante y momento flexionante (conexión rígida o semi-rígida): Conexiones que transmiten cortante y momento flexionante (correspondientes a las conexiones rígidas y semi-rígidas)
- Fuerzas internas de tensión y compresión (armaduras y contraventeos): conexiones que transmiten esfuerzo axial, ya sea tracción o compresión, normalmente utilizadas en armaduras y contraventeos.

También es posible dividir las conexiones de acuerdo al lugar en que son ejecutadas, las que a menudo coexisten en las juntas estructurales.

- Conexiones de taller (hechas en el taller de fabricación de estructuras metálicas)
- Conexiones de campo (fabricadas en el taller y armadas en el sitio de la obra)

Por último, en el caso particular de las conexiones atomilladas y remachadas, es posible dividir las de acuerdo al mecanismo resistente en conexiones por fricción y conexiones por aplastamiento.

- Conexiones por fricción
- Conexiones por aplastamiento

En las conexiones por fricción se considera que su resistencia se desarrolla por fricción entre las partes unidas en el plano potencial de deslizamiento. No se presenta ningún movimiento relativo entre las partes conectadas hasta que no se exceda la carga de diseño.

En las conexiones por aplastamiento se considera que su resistencia es una combinación de la resistencia a cortante de los sujetadores (tornillos o remaches) y del aplastamiento del material unido, contra el sujetador.

La figura 7.2 ilustra el comportamiento de conexiones rígidas, semi-rígidas y flexibles. Como se explicó anteriormente, las conexiones rígidas no permiten rotaciones apreciables en la conexión y soportan el

máximo momento que pueda transferir la viga. Las conexiones semi-rígidas permiten mayor rotación en la conexión, ya sea por inelasticidad o cambio de rigidez elástica. Las conexiones flexibles o simples, por último, tienen una capacidad de momento que no es considerable y permiten la rotación casi libre de los extremos de la viga.

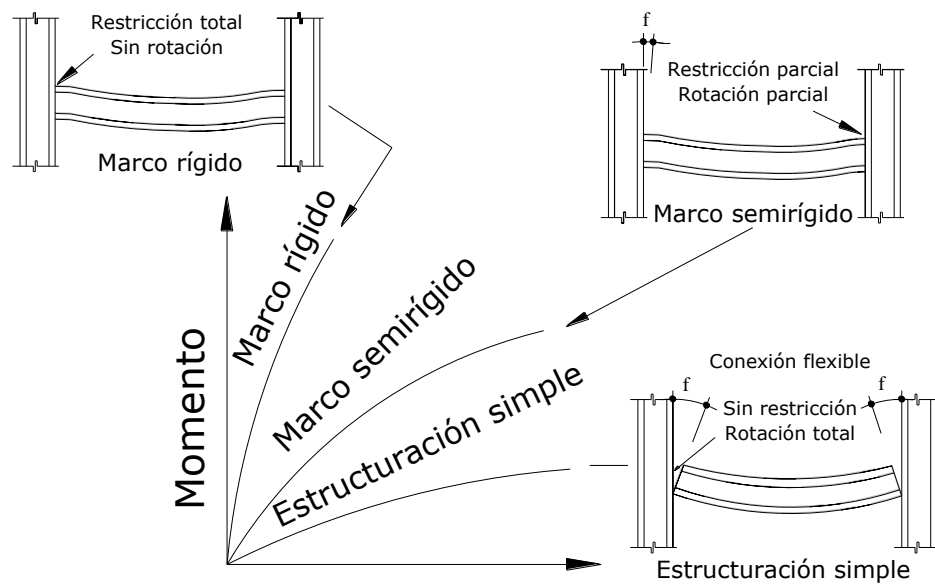


Fig. 7.2 Gráfica momento rotación para los tipos de construcción adoptados por las especificaciones AISC.

La figura 7.3 muestra dos ejemplos de conexiones flexibles. La conexión de la izquierda utiliza ángulos para servir de apoyo a la viga. La conexión mostrada en el centro y a la derecha utiliza ángulos para conectar el alma de la viga a la columna. Las conexiones flexibles se tratan como si fueran articulaciones y se diseñan para transmitir solamente la reacción vertical.

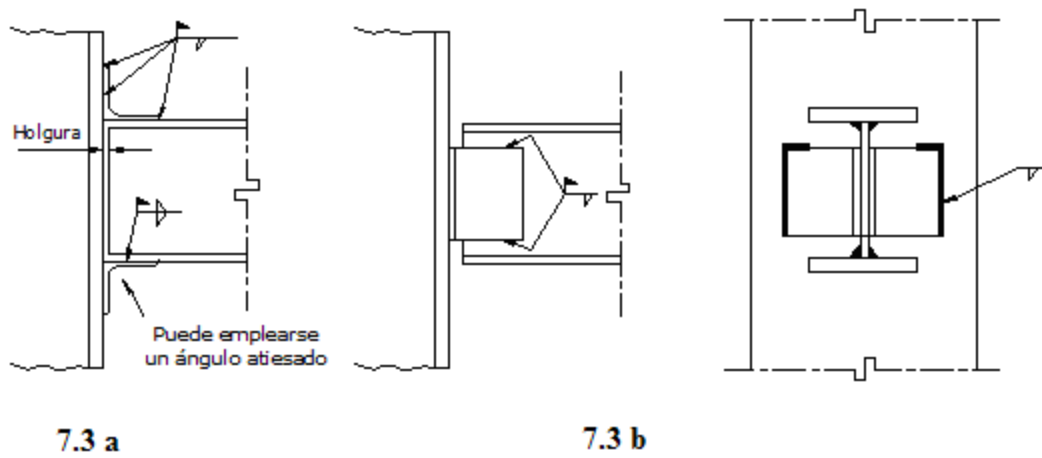


Fig. 7.3 Ejemplos de conexiones flexibles.

La figura 7.4 muestra dos tipos de conexiones rígidas. En la conexión de la izquierda, las alas de la viga están directamente soldadas al ala de la columna y el alma puede estar soldada directamente o conectada a través de una placa o ángulo para transmitir el cortante. En la conexión de la derecha, se utilizan placas para conectar tanto las alas como el alma. Las conexiones rígidas transmiten momento flexionante y fuerza cortante.

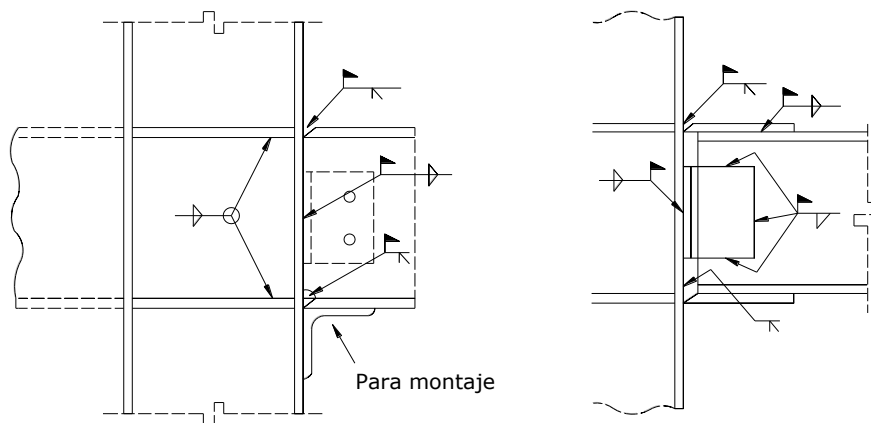


Fig. 7.4 Conexiones rígidas.

7.2 DAÑOS EN LAS CONEXIONES.

Revisaremos, a continuación algunos de los daños observados en conexiones por efecto de la acción de sismos severos.

Los daños observados en conexiones de momento viga-columna incluyen:

En las vigas: pandeo local del alma (V6) y las alas (V1), pandeo lateral del ala inferior (V2 y V8), fractura de las alas (V3 y V4), fractura del alma (V7).

En las columnas: pandeo local de las alas (C6), fractura de las alas en la vecindad de la conexión con la viga (C1, C2, C3 y C4), desgarramiento del ala (C5) fractura de la sección transversal (C7).

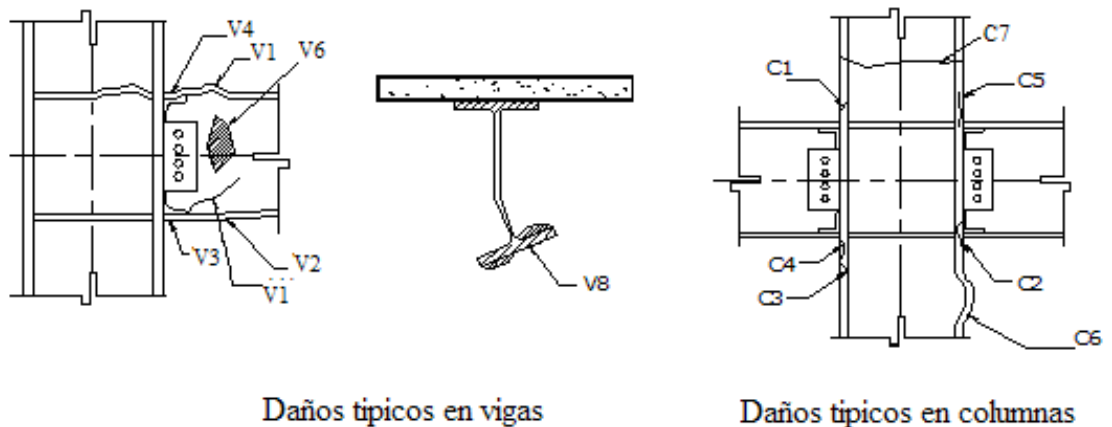
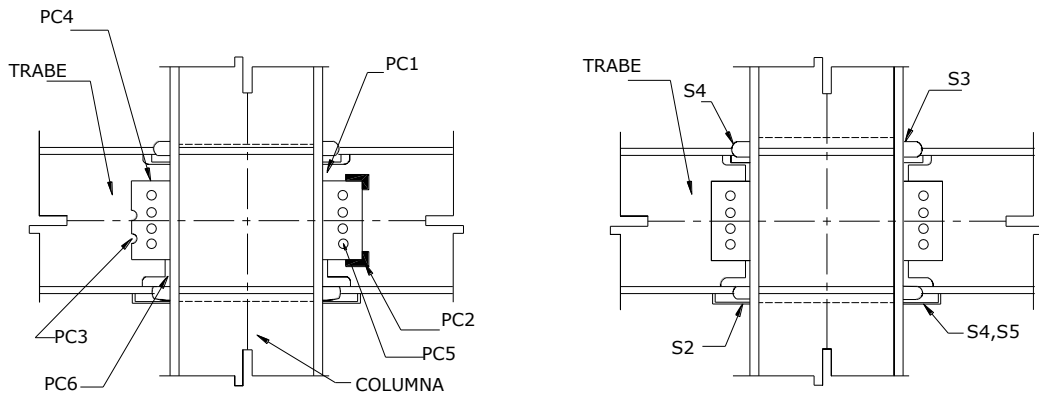


Fig. 7.5 Daños en los elementos como consecuencias de sismos intensos

En los elementos de conexión: fractura del área neta de la placa de cortante (PC4), fractura de la soldadura de la placa de cortante a la columna (PC6), fractura de los pernos en cortante (PC5), fractura de la soldadura de la placa de cortante al alma de la viga (PC2), fractura de la soldadura del ala de la viga a la columna (S2, S3, S4 y S5).



DAÑOS TÍPICOS EN PLACAS DE CORTANTE

DAÑOS TÍPICOS EN SOLDADURAS

Fig. 7.6 Daños en las conexiones como consecuencias de sismos intensos.

En el caso particular de las fallas en o cerca de la soldadura del ala de la viga a la columna, se observaron los siguientes casos:

Fracturas en las regiones afectadas por la temperatura de la soldadura en vigas y columnas: el calor generado por la soldadura genera zonas menos dúctiles en el área inmediatamente adyacente a ellas.

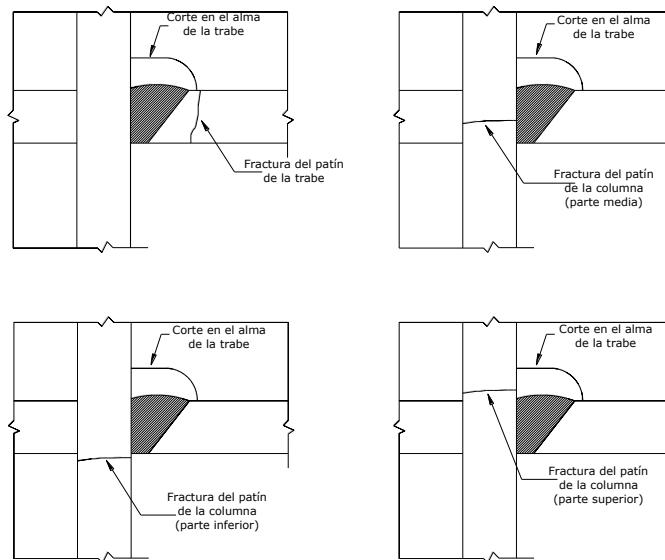


Fig. 7.7 Muestra la falla por fractura en el patín de la viga y de la columna en la vecindad de la soldadura.

La figura 7.8 muestra la fractura de la soldadura y fractura del material base del ala de la columna, debidos a esfuerzos de tracción mayores que los esperados en el ala inferior de la viga.

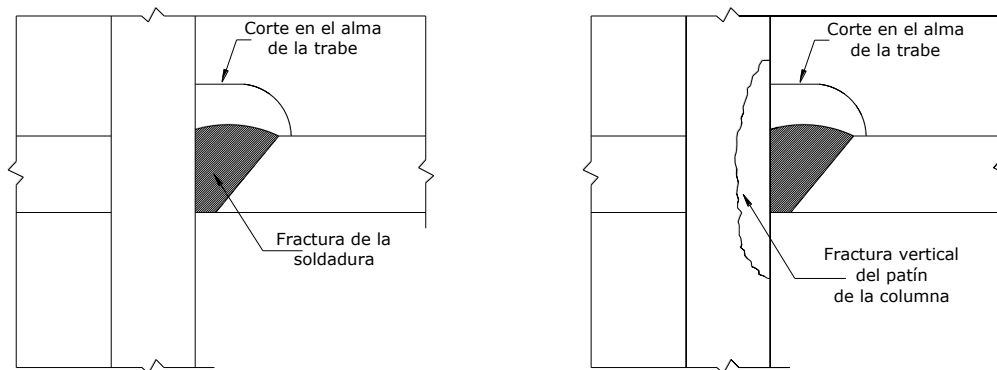


Fig. 7.8 Falla de conexión soldada debido a sismos de gran intensidad.

7.3 CONEXIONES ATORNILLADAS.

7.3.1 DEFINICION.

Las conexiones atornillos presentan diferentes ventajas como desventajas, las cuales podemos nombrar a continuación:

- VENTAJAS
 - Rapidez en el atornillado y menor tiempo de ejecución de una obra
 - No se requiere mano de obra especializada
 - Inspección visual sencilla y económica
 - Facilidad para sustituir piezas dañadas
 - Mayor calidad en la obra

- DESVENTAJAS
 - Mayor trabajo en taller
 - Cuidado en la elaboración de los planos de taller y de montaje
 - Mayor precisión en geometría (las tolerancias son al milímetro)
 - Mayor peso de la estructura
 - Menor amortiguamiento

El comportamiento de una junta hecha con tornillos de alta resistencia se puede visualizar mediante la observación de los resultados de una prueba carga-deformación en un espécimen típico. De la curva resultante mostrada en la figura 7.9, se pueden distinguir 4 zonas:

- Zona I. Comportamiento lineal. El tornillo soporta carga y se deforma, exhibiendo un comportamiento lineal. La zona termina cuando se produce un deslizamiento en los tornillos para un nivel de carga constante.
- Zona II. Fin del comportamiento elástico lineal. Inicia en el instante en que se produce un deslizamiento de los tornillos con carga prácticamente constante y que está controlado por el diámetro del agujero, al hacer contacto con los bordes.
- Zona III. Comportamiento lineal. El tornillo soporta nuevamente carga y se reinicia otra vez el comportamiento elástico lineal.
- Zona IV. Comportamiento inelástico. El tornillo soporta carga exhibiendo un comportamiento inelástico, que termina con la falla de la junta atornillada.

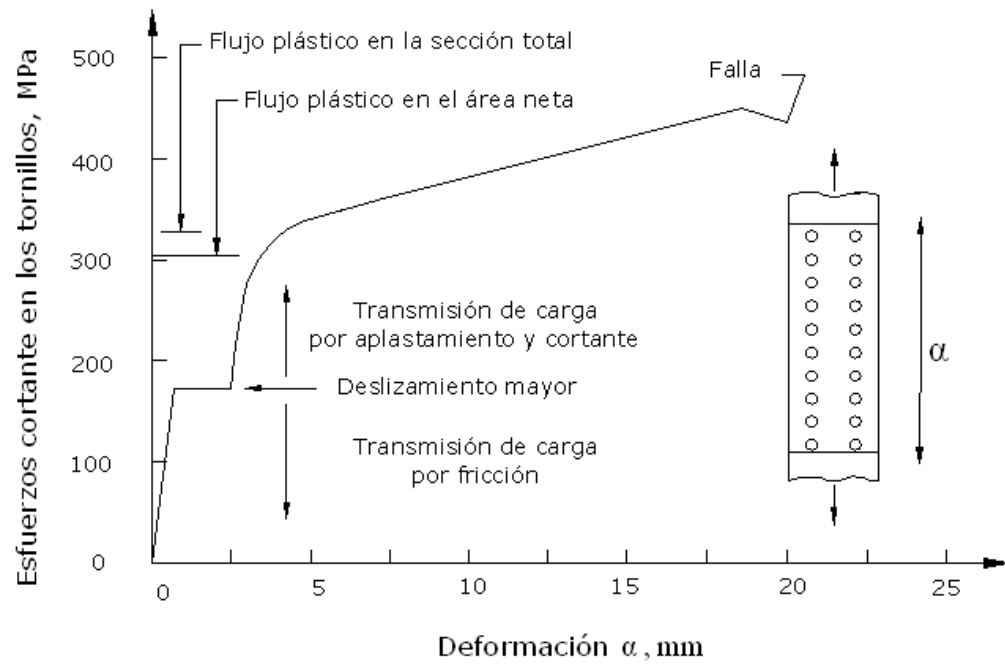


Fig. 7.9 Curva esfuerzo deformación de una conexión tipo atornillada.

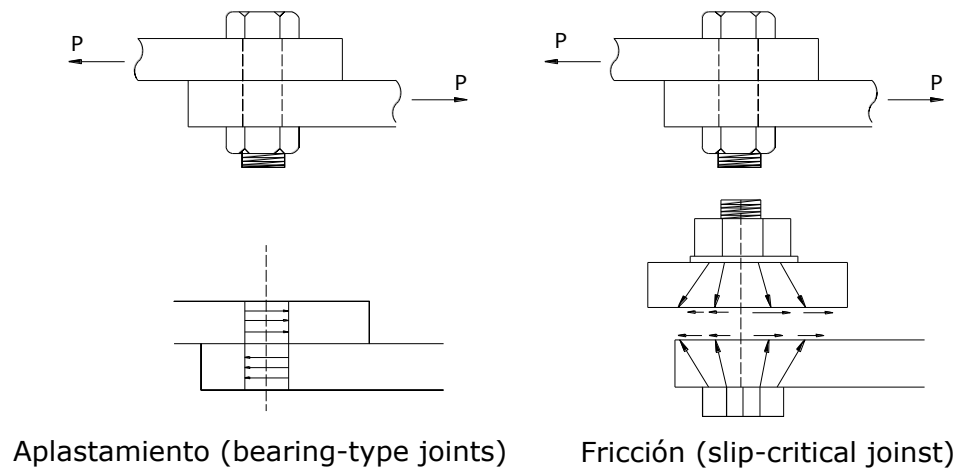


Fig. 7.10 Tipos de juntas en las conexiones emperradas.

De acuerdo con el comportamiento descrito en la gráfica anterior, se tienen dos tipos de juntas:

Juntas por aplastamiento (bearing type joints). Son aquellas que se diseñan para que la transmisión de fuerza cortante entre las partes unidas se haga por contacto directo entre los tornillos y las partes conectadas. Al someterse a carga creciente, atraviesan por las cuatro zonas definidas anteriormente.

Juntas de fricción o de deslizamiento crítico (slip-critical joints). Son aquellas en las que los esfuerzos se transmiten por fricción, sin que haya deslizamientos relativos entre las partes conectadas. En teoría, se mantienen dentro de las zonas 1 y 2.

7.3.2 FALLAS DE TORNILLOS.

Las formas típicas de falla son:

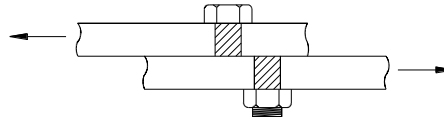
- Cortante
- Aplastamiento
- Desgarramiento
- Sección insuficiente

La falla del tornillo por cortante se origina cuando se excede la capacidad de los tornillos. En la mayor parte de los casos esto se manifiesta con la fractura de los conectores (tornillos o remaches).

La falla de la placa por cortante se caracteriza por el desgarramiento del material enfrente del tornillo y se debe a una distancia insuficiente entre el agujero y el borde de la placa.

En el caso de la falla por aplastamiento (compresión de la placa en el interior del agujero), la capacidad de los tornillos es mucho mayor que la de las placas, por lo que normalmente el aplastamiento ocurre en la placa y no en el tornillo. El esfuerzo de aplastamiento es igual a la carga transmitida por el tornillo dividida entre el área proyectada del agujero. El área proyectada es igual al diámetro del tornillo por el grueso de la placa.

Falla del tornillo por cortante



Falla de la placa por cortante

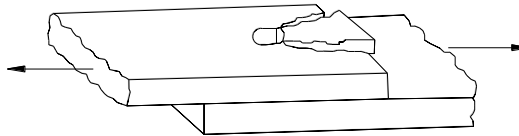
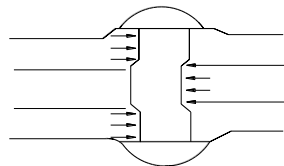


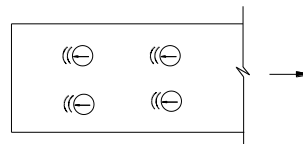
Fig. 7.11 Falla por cortante en el perno o la placa

La falla por sección insuficiente (sección crítica) se presenta exclusivamente en miembros en tensión. El diámetro de los tornillos y la separación de los agujeros influyen de manera importante, debido a que se reduce el área neta, lo que ocasiona que la resistencia disminuya y ocurra la ruptura de la placa en dos partes. Esta falla se puede evitar proporcionando una distancia suficiente entre centros de agujeros para tornillos y una distancia mínima al borde de la placa. El esfuerzo de tensión a través de la sección neta es igual a la carga que actúa en la conexión dividida por el área neta (área total menos la que ocupan los tornillos para los agujeros).

Falla por aplastamiento



Aplastamiento en el tornillo



Aplastamiento en la placa

Falla por sección insuficiente (sección crítica)

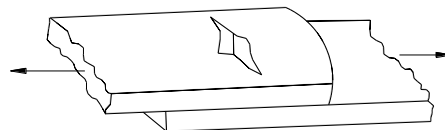


Fig. 7.12 Falla por aplastamiento y sección insuficiente.

7.3.3 FORMAS DE CARGA DE TRABAJO DE LOS TORNILLOS

Los tornillos pueden trabajar bajo tres condiciones de carga:

Tornillos en tracción

Tornillos en cortante

Tornillos en cortante y tracción combinados

Para cualquier condición de carga el estado límite es el de fractura del tornillo.

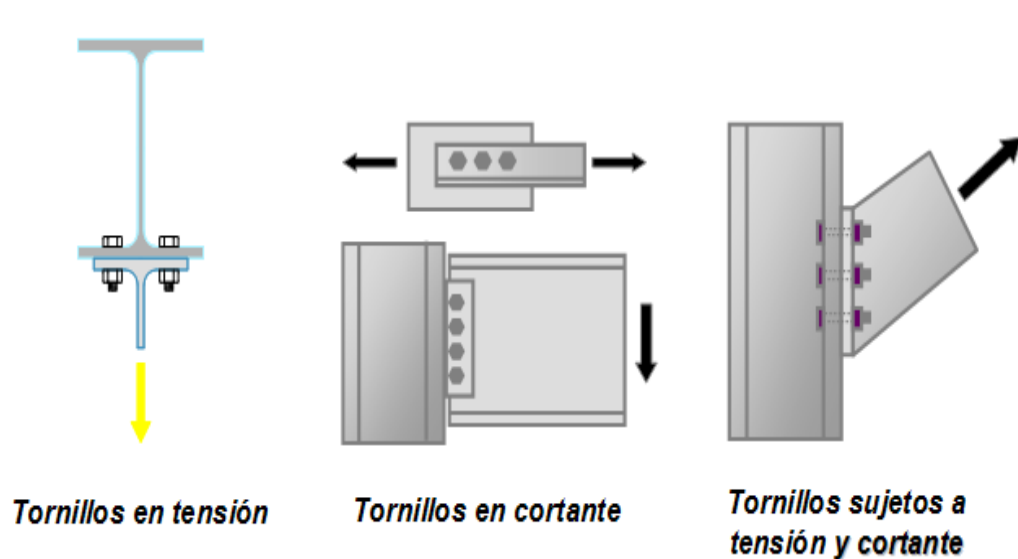


Fig. 7.13 Condiciones de trabajo de tornillos.

En una conexión atomillada como la de la figura 7.14, el tornillo está sujeto a esfuerzos de tracción, causados por la pretensión aplicada a este, y si el cortante se transmite por contacto directo entre el tornillo y las placas, a esfuerzos de cortante. Las placas, por otro lado, están sujetas a una presión de contacto con la cabeza del perno, la tuerca y entre si, y a una fuerza de fricción proporcional a la resultante de las presiones de contacto multiplicada por el coeficiente de roce entre placas.

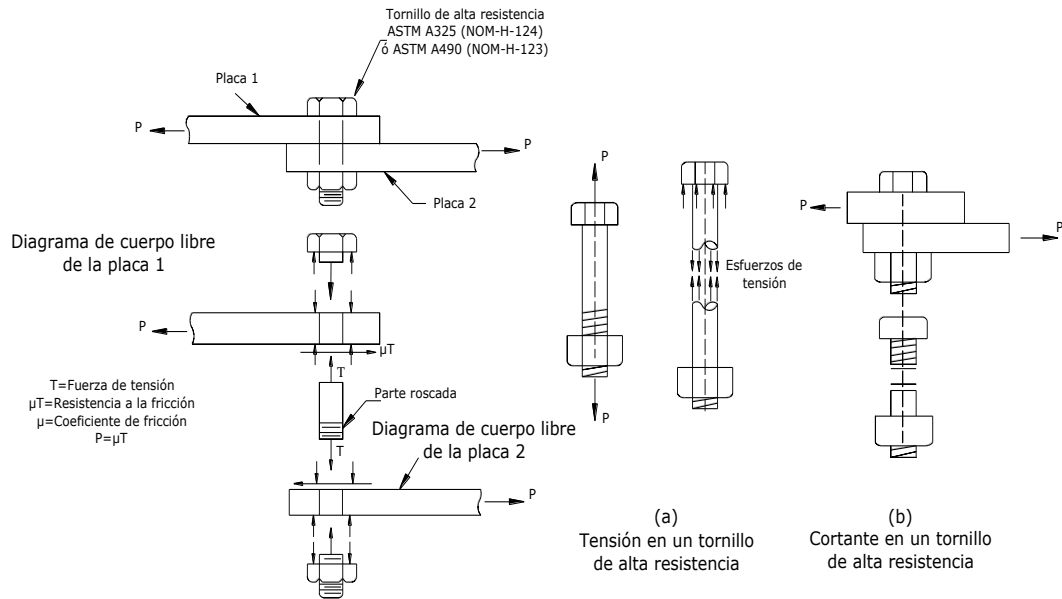


Fig. 7.14 Tipos de fuerzas que actúan en los tornillos de alta resistencia y en la placa de una conexión atornillada.

Un tornillo en una conexión puede estar sujeto a cortante simple, si es que hay una sola superficie de falla, como se muestra en las figuras superiores, o a cortante múltiple, si es que hay más de una superficie de falla, donde el tornillo está en cortante doble, en este caso el mismo tornillo tendrá el doble de la capacidad en cortante doble que en cortante simple.

La figura 7.15 muestra el comportamiento carga axial-elongación para tornillos corrientes (A307) y de alta resistencia (A325 y A490). Se puede ver que a mayor resistencia, la ductilidad se ve reducida significativamente. En general, se recomienda utilizar tornillos A325 en lo posible, para obtener una buena resistencia con un comportamiento dúctil.

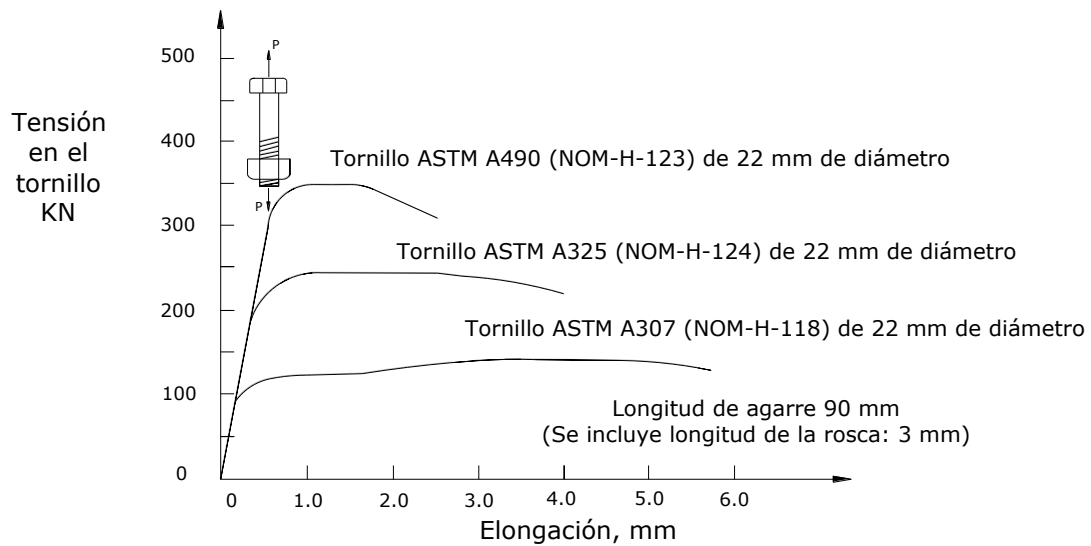


Fig. 7.15 Respuesta de Tornillos a tracción directa.

7.3.4 METODOS DE INSTALACIÓN DE TORNILLOS.

Los tornillos pueden instalarse en la conexión de dos formas de acuerdo a la tensión inicial inducida:

En la condición apretada el tornillo se instala con una pretensión mínima, manualmente o con pocos golpes de una llave de impacto.

En la condición pretensada, el tornillo se instala con una pretensión nominal igual al 70% de su resistencia nominal.

Existen varios métodos para lograr este nivel de tensión inicial:

Método del giro de la tuerca: Este método se basa en las características carga deformación del sujetador y de las partes conectadas. Una vuelta entera de una tuerca corresponde a una longitud fija de avance a lo largo de las roscas del tornillo, lo que se relaciona con el alargamiento del mismo. La relación esfuerzo-deformación unitaria del material del tornillo se utiliza para calcular la tensión de este. Por lo tanto para cualquier tamaño y tipo de tornillo se calcula el número de vueltas de la tuerca requeridas para producir una fuerza de tensión dada. La condición de apriete ajustado se define como la que se obtiene con unos cuantos golpes de una llave de impacto o con el esfuerzo total de un hombre que utilice una llave de tuercas ordinaria, con todas las partes de la conexión en contacto firme.

Apriete con llave calibrada: Para este fin se usan llaves de torsión. El par de torsión requerido para alcanzar una tensión específica en un tornillo de tamaño y grado dado se determina con un dispositivo que indica la tensión alcanzada al apretar el tornillo. Esta calibración debe hacerse diariamente durante la construcción en los tornillos de cada tamaño y grado.

Tornillos especiales: tornillos de tensión controlada, poseen un fusible que se desprende del tornillo al alcanzar la tensión requerida.

Indicadores de tensión: las más usadas son arandelas con resaltes que proveen un espacio entre la tuerca y la placa. Al aplicarse la tensión este espacio se cierra proporcionalmente a la magnitud de la fuerza, por lo que midiendo ese espacio se puede tener una aproximación al nivel de tensión inicial aplicado.

En aplicaciones bajo cargas cíclicas o sísmicas, no se permite utilizar tornillos apretados.

El AISC permite que la instalación de los tornillos sean por el método de giro de la tuerca o por medios de indicadores directos de la tensión.

Para el caso de la instalación pretensada, la tabla, extraída del Capítulo J de la especificación AISC 2005, presenta algunos valores de la pretensión nominal que se debe aplicar a tornillos en uniones pretensadas.

Tabla 7.1 Esfuerzo mínimo de pretensión de tornillos de alta resistencia

TABLE J3.1		
MINIMUM BOLT PRETENSION, Kips *.		
Bolt size, in	A325 Bolts	A490 Bolts
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

* Equal to 0.70 times the minimum tensile strength of bolts, rounded off to nearest kips, as specified in ASTM specifications for A325 and A490 bolts with UNC threads.

Debido a que es el método más ampliamente utilizado y provee un grado de precisión aceptable, nos concentraremos en el método de la vuelta de tuerca.

Este método se basa en que al girar la tuerca se induce una elongación en el tornillo, lo que se traduce en un esfuerzo de tracción. Estadísticamente se ha determinado los valores más probables de tensión resultantes de una fracción de vuelta de tuerca y estos son los que recomienda la especificación.

La figura 7.16 ilustra la diferencia en la tensión inicial inducida por la misma fracción de vuelta en dos tornillos de distinto material. Se puede ver que para el tornillo A325, media vuelta induce una tensión muy cercana a la carga de rotura, mientras que para el tornillo A490, se obtiene una tensión apropiada, un poco sobre la pretensión nominal.

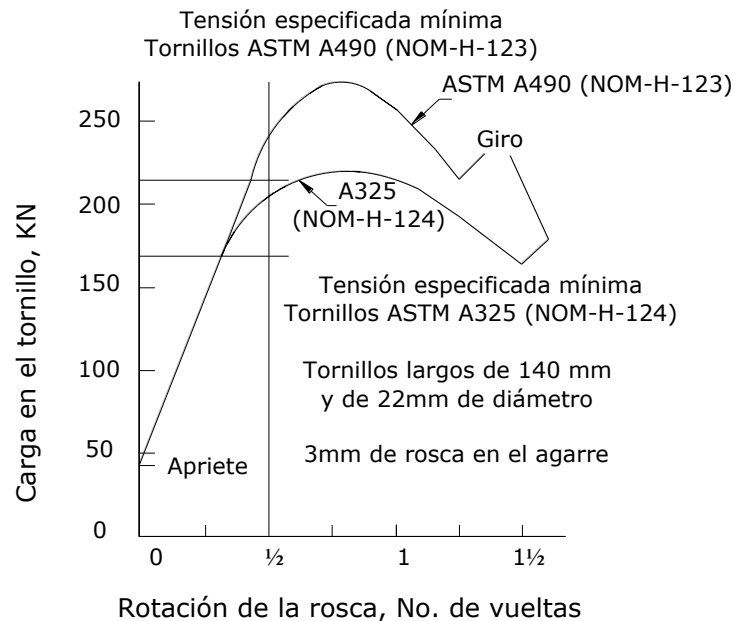


Fig. 7.16 Tensión del tornillo versus rotación de la rosca.

7.3.5 ESPECIFICACIONES AISC PARA CONEXIONES ATORNILLADA.

TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA.

La resistencia nominal de los tornillos de alta resistencia a la tensión y cortante dependiendo la ubicación del plano de corte se puede observar en la tabla que se muestra a continuación:

Tabla 7.2 Esfuerzo nominal de los sujetadores y roscas según AISC

Descripción del tornillo	Esfuerzo nominal a tensión Fnt, ksi (Mpa)	Esfuerzo nominal a cortante en condición tipo apriete ksi (Mpa)
Pernos A307	45 (310), a	24 (165) a, b
Pernos A325 o A325M con roscas en el plano de corte	90 (620)	48 (330), c
Pernos A325 o A325M con roscas no en el plano de corte	90 (620)	60 (414), c
Pernos A490 o A490M con roscas en el plano de corte	113 (780)	60 (414), c
Pernos A490 o A490M con roscas no en el plano de corte	113 (780)	75 (520), c
Barras con roscas en el plano de corte	0.75 Fu, d, e	0.40Fu, e
Barras con roscas fuera del plano de corte	0.75 Fu, d, e	0.50Fu, e
a: Para tornillos A307 los valores de la tabla serán reducidos 1 por ciento por cada 1/16 de pulgada (2 mm) con un máximo de 5 diámetros de la longitud del apriete		
b: Roscas permitidas en el plano de corte		
c: Cuando sea una conexión por apriete con miembros en tensión, tendrán un apriete cuya configuración tendrá una longitud paralela a la línea de acción de la fuerza no mayor de 50 in, caso contrario, los valores tabulados serán reducidos en un 20 por ciento		
d: El esfuerzo nominal a tensión de la porción roscada de una barra discontinua (trastornada), será basada sobre el área de sección transversal del mayor diámetro de la rosca, el cual será mayor que el área del resto de la barra antes de la parte discontinua.		
e: Incluyen las barras roscadas según la designaciones de las ASTM que se muestran a continuación: ASTM A36/A36M, ASTM A193/A193M, ASTM A354, ASTM A449, ASTM A572/ A572M, ASTM A588/A588M, ASTM F1554 (utilizado para anclajes a base de varillas).		

Cabe mencionar que los tornillos de alta resistencia A325 o A325M solo se utilizaran en aquellas conexiones que no estén sujetas a falla por fatiga o a fluctuaciones de carga ocasionadas por vibraciones de los elementos.

ESPACIAMIENTO MINIMO DE TORNILLOS.

La distancia entre centros de de agujeros iguales, de agujeros con sobre anchos o de agujeros ranurados no será mayor que $2 \frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal (“d”) o preferiblemente una distancia de 3d.

DISTANCIA MINIMA AL BORDE

La distancia del centro de un agujero estándar al borde de la parte conectada en cualquier dirección no será menor que los valores mostrados en la tabla J3.4 del AISC 2005 que se muestra a continuación:

Tabla 7.3 Distancia mínima de borde, del centro del agujero al borde de la parte conectada.

TABLE J3.4		
Minimum Edge Distance (a), in., from Center of Standard Hole (b) to Edge of Connected Part		
Bolt Diameter (in)	At Sheared Edge	At Rolled Edge of Plate, Shapes or Bars, or Thermally Cut Edge (c)
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2 (d)	1 1/8
1	1 3/4 (d)	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Over 1 1/4	1 3/4x d	1 1/4 x d

[c] Todas las distancias al borde de esta columna son permitidas reducirlas en 1/8 pulgadas, cuando el agujero esta en un punto donde la fuerza requerida no excede el 25% de máxima carga en el elemento.

[d] Se permite el uso de 1 ¼ pulgadas para la conexión de los finales de vigas por medio de ángulo y placas de cortantes en los finales de las vigas.

Como se puede observar, existen dos columnas con diferentes distancias al borde para diferentes diámetros, la diferencia entre la columna central y la ultima a la derechas, es que la ultima a la derechas son para placas cortadas bajo efectos térmicos (corte con oxígeno y acetileno o gas), en cambio los valores de la columna central son para placas cortadas bajo otro de mecanismos.

MAXIMO ESPACIAMIENTO PARA DISTANCIA AL BORDE.

La mayor distancia del centro de cualquier agujero o remache al borde de la placa de conexión en contacto, será 12 veces el espesor de la parte conectada considerada. Pero no debe exceder de 6 pulgadas. El espacio longitudinal de aprietes entre elementos en contacto continuo consistentes de placas y una sección cualquiera o dos placas se calculara como sigue:

- a) Para miembro pintados o no pintados sujetos a corrosión, el espaciamiento no excederá de 24 veces el espesor de la placa más delgada o 12 pulgadas.
- b) Por miembros no pintados sujetos a la alteración debido a procesos atmosféricos corrosivo, el espaciamiento no excederá 14 veces el espesor mas delgado de la placa o 7 pulgadas.

7.3.6 DISEÑOS DE CONEXIONES ATORNILLADAS.

DISEÑO A TENSION Y CORTANTE DE TORNILLOS Y PARTES ROSCADAS.

El diseño de elementos a esfuerzos de tensión o cortante ΦR_n , y el esfuerzo admisible a tensión o cortante R_n/Ω , tanto de conexiones con aprietes o pretensionadas con tornillos de alta resistencia o partes roscadas, será determinado de acuerdo a los estados límites de ruptura en tensión y ruptura en cortante como sigue a continuación:

$$R_n = F_n A_b \quad (\text{Ec. 7.1})$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD).}$$

Donde:

F_n = Esfuerzo nominal a tensión F_{nt} , o esfuerzo a cortante F_{nv} de la tabla J3.2 de este capítulo y del AISC 2005.

A_b = área nominal de la parte no roscada de el agujeros o de la rosca.

DISEÑO DE CONEXIONES POR APLASTAMIENTO TENSION Y CORTANTE COMBINADOS.

En el caso de que el tornillo esté sometido a esfuerzos combinados de tracción y cortante, es necesario modificar la resistencia de la conexión para considerar este efecto. En el caso de tornillos de aplastamiento, se reduce la tensión nominal de tracción por efecto de la tensión de corte y además se debe revisar la resistencia al corte por separado.

La resistencia esta definida por el estado límite de ruptura en tensión y cortante como sigue a continuación:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (\text{Ec. 7.2})$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD).}$$

Donde:

F'_{nt} = Esfuerzo nominal a tensión modificado incluyendo el efecto del esfuerzo cortante

$$F'_{nt} = \begin{cases} 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} & \text{LRFD} \\ 1,3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_v \leq F_{nt} & \text{ASD} \end{cases} \quad (\text{Ec. 7.3})$$

$$(\text{Ec. 7.4})$$

Donde:

F_{nt} = Esfuerzo nominal a tensión de la tabla J3.2, ksi

F_{nv} = Esfuerzo nominal a cortante de la tabla J3.2, ksi.

f_v = Esfuerzo cortante requerido, ksi.

Nota: Note que cuando el esfuerzo requerido f , para cualquier caso tensión o cortante, es menor o igual que el 20% de el esfuerzo admisible correspondiente, este efecto combinado no deberá ser revisado.

DISEÑO DE CONEXIONES DE TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA POR FRICCIÓN.

Para tornillos de fricción, el estado límite es el de deslizamiento entre las partes conectadas. El factor de reducción de la resistencia y el factor de seguridad dependen de si se requiere que no exista deslizamiento al nivel de servicio o al nivel de resistencia última. La resistencia corresponde a la fricción que se genera entre las placas conectadas debido a la pretensión de los tornillos.

La resistencia de diseño por fricción ΦR_n y la resistencia admisible por fricción R_n/Ω , será determinado como sigue:

$$R_n = \mu D_u h_{sc} T_b N_s \quad (\text{Ec. 7.5})$$

Donde:

μ = Es el coeficiente por fricción cuyo valor depende del tipo de clase de superficie, existen dos clases de superficie: superficie A cuyo valor es 0.35 y aquella superficie sin pintura cuya superficie metálica es limpiada en taller o con chorro a presión, superficie rugosa y galvanizada; superficie clase B tiene un valor de 0.50 el cual es para una superficie sin pintura, limpiada con chorro a presión.

D_u = 1.13 múltiplo que refleja el valor medio de la resistencia mínima de pretensión.

h_{sc} = Es el factor de agujero el cual tiene diferentes valores tal como sigue a continuación y se muestra en la figura 7.17:

$h_{sc} = 1.0$ Para agujeros con tamaños estándar

$h_{sc} = 0.85$ para agujeros con tamaños mayores que los estándar y agujeros de ranuras cortas.

$h_{sc} = 0.75$ para agujeros de ranuras largas.

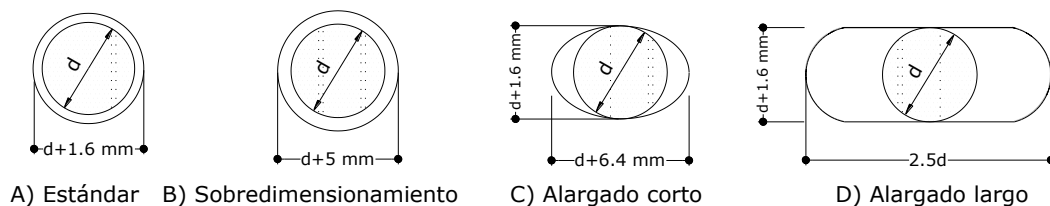


Fig. 7.17 Tipos de agujeros en conexiones atornilladas.

N_s = números de planos por fricción.

T_b = mínima resistencia de apriete a tensión dado en la tabla J3.1 del AISC y tabla 7.1 de este capítulo.

Los factores de seguridad Ω (ASD) y de reducción de resistencia Φ (LRFD) para el estado límite de servicio son:

$$\Omega = 1.50 \text{ (ASD)} \quad \Phi = 1.0 \text{ (LRFD)}$$

Los factores de seguridad Ω (ASD) y de reducción de resistencia Φ (LRFD) para el estado límite de nivel último son:

$$\Omega = 1.76 \text{ (ASD)} \quad \Phi = 0.85 \text{ (LRFD)}$$

DISEÑO POR APLASTAMIENTO DE LAS PLACAS DE CONEXION.

Además de los estados límite del tornillo es necesario considerar la falla de la placa. Existen dos posibles modos de falla dependiendo de la ubicación del tornillo:

El primero es para tornillos rodeados por otros tornillos y consiste en la elongación excesiva del agujero por aplastamiento de la placa, el segundo es para tornillos en el borde de la conexión y consiste en el desgarramiento de la placa en frente del tornillo por cortante tal como se muestra en la figura 7.18

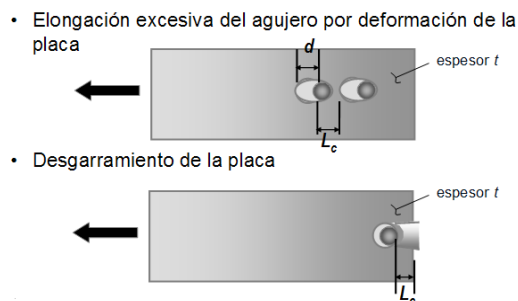


Fig. 7.18 Modos de falla por aplastamiento de la placa.

Los factores de seguridad y de reducción de resistencia son los siguientes:

$$\Omega = 2.0 \text{ (ASD)} \quad \Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

La resistencia de diseño por fricción ΦR_n y la resistencia admisible por fricción R_n/Ω , será determinado como sigue:

Para tornillos en una conexión con agujeros estándar, con sobre tamaño y agujeros cortos en ranura, independientemente de la dirección de la carga, o agujeros largos en ranura con ranuras paralela a la dirección de la carga de aplastamiento:

- a) Sin deformación del agujero a nivel de servicio

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u. \quad (\text{Ec. 7.6})$$

- b) Cuando la deformación de la perforación no es considerada

$$R_n = 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u. \quad (\text{Ec. 7.7})$$

- c) Ranuras largas perpendiculares a la dirección de la carga

$$R_n = 1.0 L_c t F_u \leq 2.0 d t F_u. \quad (\text{Ec. 7.8})$$

Donde:

d = diámetro nominal del perno

F_u = mínimo esfuerzo a tensión del material conectado.

L_c = distancia del claro paralela a la dirección de la carga entre el borde del agujero y el borde de agujeros adyacentes de el material.

t = Espesor de la placa conectada.

7.4 CONEXIONES SOLDADAS.

7.4.1 DEFINICION.

La soldadura estructural en un proceso por medio del cual las partes por conectarse son calentadas y fundidas con un fundido de aportación agregado a la junta. Una relativamente pequeña profundidad de material se fundirá y al enfriarse, el acero estructural y el metal de aportación actuaran como una parte continua donde ellos se unen. El metal adicional es depositado por un electrodo especial que es parte de un circuito eléctrico que incluye a la parte conectada o metal base.

Este tipo de conexiones al igual que las atornilladas, presentan ventajas y desventajas como las mostradas a continuación:

- VENTAJAS

- Rigidez. Se obtienen estructuras más rígidas
- Sencillez. Se elimina material (placas, ángulos, conectores)
- Economía. Menor trabajo en taller
- Mayor amortiguamiento

- DESVENTAJAS

- Se inducen altas temperaturas al acero durante la aplicación de la soldadura
- Requiere mayor supervisión en obra
- Necesita mano de obra calificada
- Las condiciones climáticas y sitio de la obra afectan la calidad final
- Inspección cara. Se requiere la asistencia de un laboratorio especializado.

7.4.2 PROCESOS DE SOLDADURA.

A continuación se presentan los procesos de soldadura más usados en estructuras de acero. La elección correcta del proceso depende del lugar, el montaje, el acceso, la posición, la composición del acero y factores económicos.

El método SMAW (proceso que se muestra en la figura 7.19) es manual y es de los más empleados en los procesos de soldadura al arco. Requiere gran habilidad para realizar soldaduras de buena calidad. El electrodo consiste en una varilla de acero revestido que contiene elementos en aleación, como manganeso

o sílice. El arco funde el metal base y el electrodo. Al pasar el metal desde la varilla revestida a la masa fundida, el soldador acerca el electrodo para que la longitud del arco sea siempre igual. Esto es esencial, pues la longitud del arco determina en gran medida la anchura del cordón. El fundente se funde con la varilla, fluye por la superficie de la masa de metal derretido y forma una escoria que protege la soldadura y que hay que quitar cuando se solidifique.

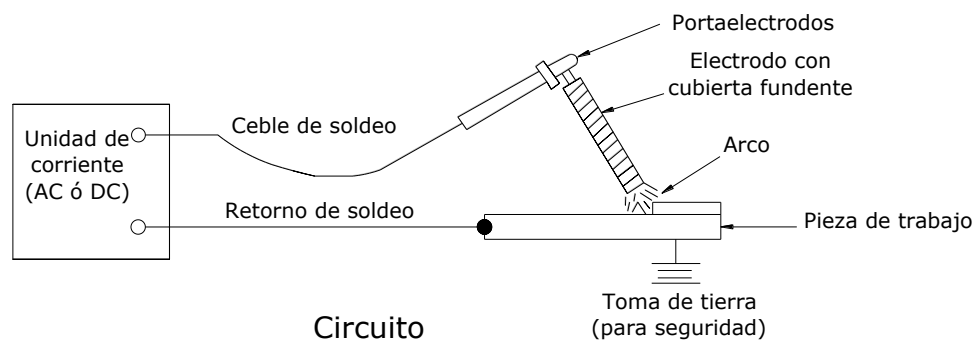


Fig. 7.19 Proceso SMAW (Shielded metal arc welding)

El método GMAW se llama a veces soldadura de metal con gas inerte (MIG), pese a que estrictamente hablando, el término MIG debe limitarse al cubrimiento con gas argón puro, que no se utiliza con el acero al carbono. El GMAW es un proceso semiautomático en el que el soplete, unido a un conducto flexible, se maneja a mano, pero todas las demás operaciones son automáticas. El arco y la masa derretida están envueltos en un gas que no reacciona con el acero fundido; en la práctica normal este gas es bióxido de carbono o una mezcla de argón y bióxido de carbono. No hace falta fundente para cubrir la masa derretida, ya que los elementos de aleación están en la varilla del electrodo, pero a veces se utiliza un electrodo forrado de fundente para crear una escoria que gradúa el perfil del cordón y reduce el riesgo de defectos por falta de fusión y la incidencia de porosidad. La longitud del arco es gobernada por la fuente de energía. Aunque soldar con GMAW es algo más fácil que con SMAW, hace falta destreza para preparar la soldadura en las debidas condiciones. En la figura 7.20 se muestra de manera esquemática este tipo de procedimiento.

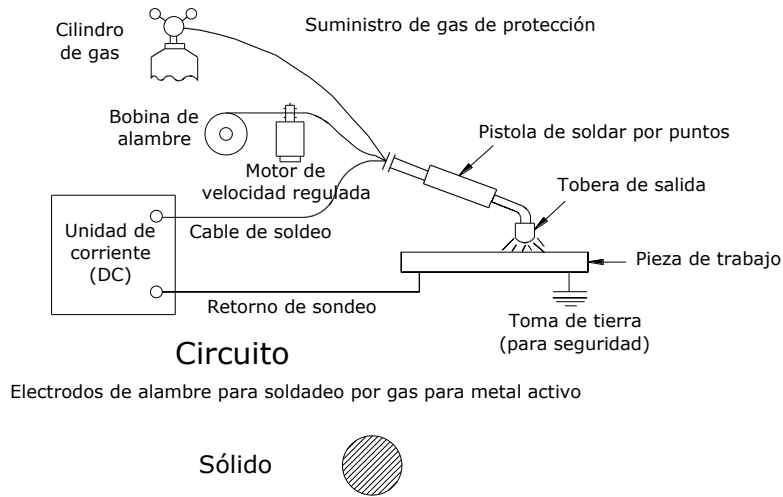


Fig. 7.20 Proceso de soldadura GMAW (soldadura de metal con gas inerte).

El proceso FCAW es similar al proceso GMAW. Utiliza el mismo equipo, excepto por la línea de gas, ya que el gas protector se forma al fundirse el recubrimiento del electrodo. Este procedimiento de soldadura se muestra de manera esquemática en la figura 7.21.

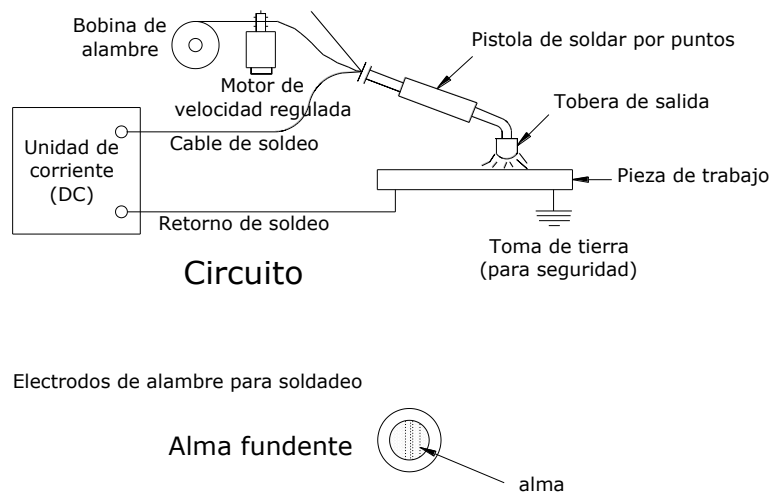


Fig. 7.21 Proceso de soldadura FCAW.

El proceso SAW es totalmente mecanizado pues el cabezal soldador recorre la unión automáticamente. El electrodo es un alambre desnudo movido a motor con mandos. La tensión y corriente se eligen antes de

soldar y se mantienen a valores prefijados por sistemas de información que, en la práctica, varían en complejidad. El fundente es granular y se pone sobre la unión. El arco actúa por debajo del fundente fundiendo una parte de él, que forma una escoria. El fundente que no se ha fundido se recoge y sirve para la siguiente soldadura, este procedimiento se puede observar de manera esquemática en la figura 7.22.

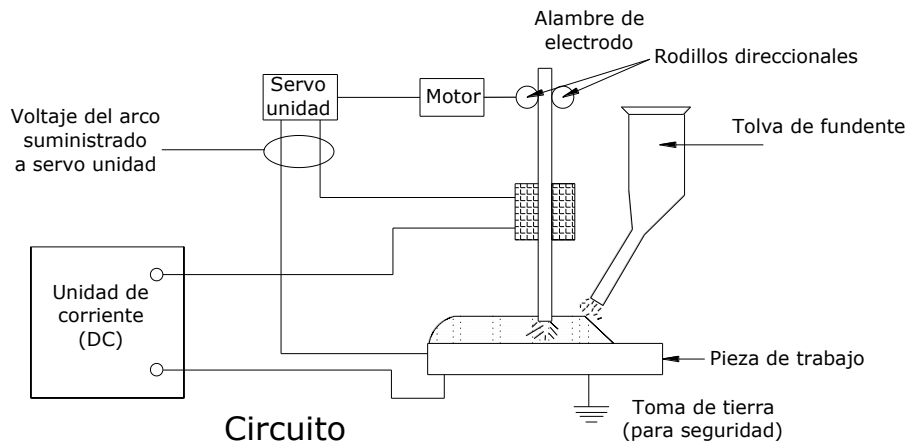


Fig. 7.22 Procedimiento SAW.

7.4.3 TIPOS DE SOLDADURAS.

La figura 7.23 muestra los diferentes tipos de soldadura que existen. Estos son:

Soldadura de filete: La más sencilla de ejecutar, no requiere mayor fabricación de las partes a unir.

Soldadura de penetración: Utilizada cuando se quiere una soldadura monolítica entre los elementos conectados. Puede ser de penetración parcial, si solo cubre parte del espesor de uno de los elementos, o completa. Pueden requerir algo de fabricación si es necesario biselar alguno de los elementos para facilitar la fusión.

Soldadura de tapón y de ranura: Utilizada cuando no hay espacio para hacer una de las otras soldaduras o para hacer uniones de corte menos visibles. Requieren fabricación intensiva para materializar las perforaciones a llenar luego con soldadura.

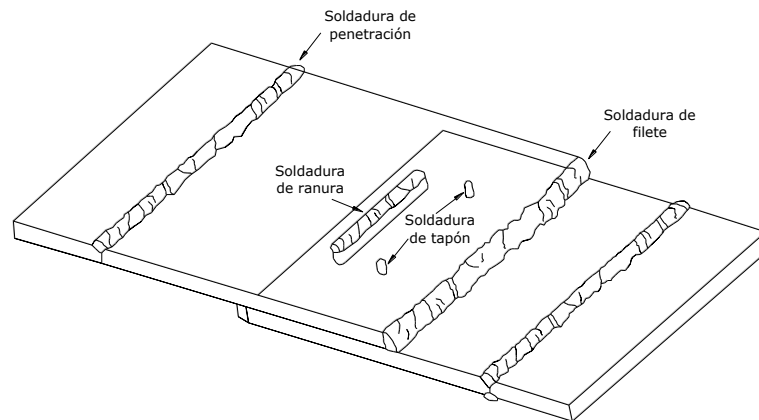


Fig. 7.23 Tipos de soldaduras.

Existen diversos defectos en soldaduras que deben evitarse para obtener una buena conexión. Entre ellos tenemos:

Socavación: Debido a un exceso de temperatura, es posible fundir demasiado el material base, de modo que parte de este fluye fuera de la conexión, creando huecos que luego pueden ser zonas de iniciación de fractura.

Falta de fusión: Por falta de calor, es posible que el material base no se funda completamente con el electrodo, quedando una interfaz entre los dos materiales que actúa como una imperfección y puede ser un punto de inicio de fractura.

Falta de penetración: Por una mala ejecución de la soldadura, es posible que el material fundente no penetre hasta donde fue especificado. Esto genera una conexión de resistencia menor a la esperada.

Formación de escoria: Debido a un enfriamiento muy rápido, se puede generar una capa de escoria en la soldadura. Esta capa parece sólida, sin embargo su resistencia es muy baja.

Porosidad: La inclusión inadvertida de hidrógeno y otros gases puede generar una soldadura llena de pequeños poros, como una esponja. Cada uno de estos poros es una imperfección que es un punto potencial de iniciación de fractura.

SOLDADURA DE FILETE.

El diseño y el análisis de las soldaduras de filete se basan en la suposición de que la sección transversal de la soldadura es un triángulo rectángulo a 45° . Cualquier refuerzo (material agregado fuera de la hipotenusa del triángulo) o penetración son despreciados. El tamaño de un filete de soldadura se denota por w y es la longitud de uno de los dos lados iguales de esta sección transversal idealizada. Los tamaños estándar de la soldadura se especifican en incrementos de $1/16$ de pulgada.

Aunque una longitud de soldadura puede cargarse en cualquier dirección en cortante, compresión o tensión, un filete de soldadura es más débil en cortante y siempre se supone que falla de esta manera. Específicamente se supone que la falla ocurre por cortante sobre un plano a través de la garganta de la soldadura (para las soldaduras de filete hechas con el proceso de arco metálico protegido, la garganta es la distancia perpendicular de la esquina o raíz de la de la soldadura a la hipotenusa y es igual a 0.707 veces el tamaño de la soldadura.

7.4.4 ESPECIFICACIONES AISC PARA CONEXIONES SOLDADAS.

SOLDADURA EN RANURAS.

AREA EFECTIVA.

El área efectiva de la ranura de una soldadura será considerada como la longitud de la soldadura y el espesor efectivo de la garganta. El espesor efectivo de la garganta para una soldadura de penetración completa (CJP) será el espesor diluido de la parte unidad (el espesor de la junta de unión).

A continuación se presenta los las posiciones adecuadas, forma de soldadura y espesores efectivos de las gargantas para soldaduras de penetración parcial (PJP), obtenida de la tabla J2.1 de la especificación AISC 2005.

Tabla 7.4 Garganta efectiva para la soldadura de penetración parcial

TABLE J2.1			
Effective Throat of Partial-Joint-Penetration Groove Welds			
Welding Process	Welding Position F (flat), H (horiz.), V (vert.), OH (overhead)	Groove Type (AWS D1.1, Figure 3.3)	Effective Throat
Shielded Metal Arc (SMAW)	All	J or U Groove 60° V	Depth of Groove
Gas Metal Arc (GMAW)	All		
Flux Cored Arc (FCAW)			
Submerged Arc (SAW)	F	J or U Groove 60° Bevel or V	
Gas Metal Arc (GMAW)	F, H	45° Bevel	Depth of Groove
Flux Cored Arc (FCAW)			
Shielded Metal Arc (SMAW)	All	45° Bevel	Depth of Groove Minus 1/8 in. (3mm)
Gas Metal Arc (GMAW)	V, OH	45° Bevel	Depth of Groove Minus 1/8 in. (3mm)
Flux Cored Arc (FCAW)			

Como se puede apreciar tanto la forma de la posición de la soldadura, el tipo de soldadura y el espesor efectivo de la garganta de la soldadura (para soldadura de penetración parcial), dependen del tipo de proceso de soldadura que se siga descritos al inicio del sub capítulo 7.4.2.

Para el caso particular de la posición de la soldadura, se describen los siguientes sub índices:

F = posición plana

H = posición horizontal

V = posición vertical

OH = Por encima.

Este tipo de posición se muestra en la figura 7.24.

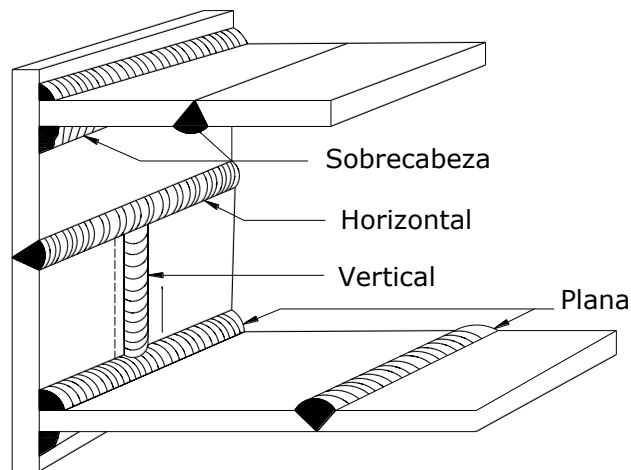


Fig. 7.24 Ilustración del tipo de posición de soldadura.

Desde el punto de vista que ocupa el soldador respecto a la junta, durante la colocación de las soldaduras, la soldadura puede ser (en orden de menor a mayor dificultad) plana, horizontal, vertical o sobrecabeza.

En la soldadura plana, el metal de aportación se deposita desde el lado superior de la junta y la cara visible de la soldadura es aproximadamente horizontal.

En la soldadura horizontal, el metal de aportación se coloca sobre una superficie horizontal y contra otra vertical. En una soldadura de filete de lados iguales la inclinación de la cara exterior es de 45° y en una soldadura de penetración, su eje es una recta horizontal, y la cara exterior ocupa un plano vertical.

En la soldadura vertical, el eje de la soldadura es una recta vertical.

Finalmente, en la soldadura por en cima o sobrecabeza, el metal de aportación se coloca desde la parte inferior de la junta.

Se recomienda que la mayor parte de las soldaduras, tanto de taller como de campo, se efectúen en posición plana y que se reduzcan a un mínimo, o se eliminen si es posible, las soldaduras sobrecabeza.

En cuanto al espesor efectivo de la garganta, esto queda ilustrado en la siguiente figura.

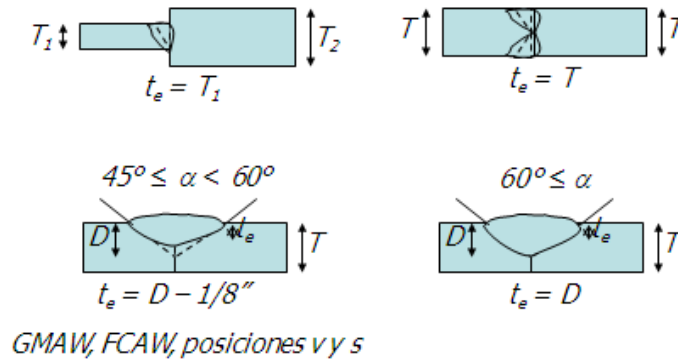


Fig. 7.25 Peralte efectivo de la garganta para soldadura de penetración parcial.

LIMITACIONES EN EL TAMAÑO DE LA GARGANTA DE UNA SOLDADURA DE PENETRACION PARCIAL (PJP).

El mínimo espesor efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial no será menor que el tamaño requerido obtenido por medio del cálculo de las fuerzas actuantes ni menor que los valores mostrados en la tabla J2.3 del AISC 2005, que se muestra a continuación.

Tabla 7.5 Espesor mínimo de la garganta para soldadura de penetración parcial

TABLE J2.3	
Minimum Effective Throat Thickness of Partial-Joint-Penetration Groove Welds	
Material Thickness of Thinner Part Joined in. (mm)	Minimum Effective Throat Thickness (a) in. (mm)
To 1/4 (6) Inclusive	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19) to 1 1/2 (38)	5/16 (8)
Over 1 1/2 (38) to 2 1/4 (57)	3/8 (10)
Over 2 1/4 (57) to 6 (150)	1/2 (13)
Over 6 (150)	5/8 (16)
(a) see table J2.1	

El tamaño mínimo de la soldadura será determinado por la ranura de las dos partes unidas.

SOLDADURA DE FILETE.

AREA EFECTIVA.

El área efectiva de una soldadura de filete será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva.

La garganta efectiva de una soldadura de filete será la distancia más corta de la cara de la raíz del relleno de la soldadura.

Para soldaduras de filetes en agujeros o ranuras, la longitud efectiva será la línea central de la soldadura a lo largo del centro del plano continuo de la garganta. En el caso de filetes traslapados, el área efectiva no deberá exceder el área de sección transversal nominal del agujero o ranura.

TAMAÑO MINIMO.

El tamaño mínimo de una soldadura de filete no será menor que el tamaño requerido obtenido por medio del cálculo de las fuerzas actuantes ni menor que los valores mostrados en la tabla J2.4 del AISC 2005, que se muestra a continuación.

Tabla 7.6 Tamaño mínimo de la soldadura de filete.

TABLE J2.4	
Minimum Size of Fillet Welds	
Material Thickness of Thinner Part Joined in. (mm)	Minimum Size of Fillet Weld (a) in. (mm)
To 1/4 (6) Inclusive	1/8 (3)
Over 1/4 (6) to 1/2 (13)	3/16 (5)
Over 1/2 (13) to 3/4 (19)	1/4 (6)
Over 3/4 (19)	5/16 (8)
(a) Leg dimension of fillet welds. Single pase welds must be used.	
Note: See sections J2.2b for maximum size of fillet welds.	

Estos tamaños no aplican para el reforzamiento de soldadura de penetración completa realizada con soldadura de filete.

TAMAÑO MAXIMO.

El máximo tamaño de una soldadura de filete a lo largo de la parte conectada se deberá calcular como sigue:

- a) Para el caso del borde de un material con un espesor menor o igual que 1/4 de pulg, el tamaño de la soldadura de filete será igual al espesor del material.
- b) Para el caso del borde de un material con un espesor mayor a 1/4 de pulg, el tamaño de la soldadura de filete no será mayor que el espesor del material menos 1/16 de pulg. A menos que la soldadura sea especialmente diseñada.

LONGITUD EFECTIVA.

La mínima longitud efectiva de una soldadura de filete diseñado sobre la base del esfuerzo resistido no será menor que cuatro veces el tamaño nominal de la soldadura u bien, tamaño de soldadura no deberá exceder 1/4 de la longitud efectiva. Cuando la longitud de un tramo de soldadura de filete cargado en un extremo no exceda 100 veces el tamaño de la soldadura, la longitud efectiva será tomada como esta longitud, para el caso que se exceda, la longitud efectiva será determinada multiplicando dicha longitud por un factor de reducción β , que se calcula tal como sigue:

$$\beta = 1.2 - 0.002(L/w) \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 7.9})$$

Donde:

L = longitud actual de la soldadura con extremo cargado en pulg o mm.

w = tamaño de la soldadura en pulg. o mm.

Cuando la longitud de la soldadura exceda 300 veces su tamaño, β será tomado como 0.60.

Una soldadura de filete de manera intermitente se permite ser usada cuando el esfuerzo requerido es menor que el desarrollado con una soldadura de filete continua, hecha del menor tamaño permitido en la tabla J2.4, para tal caso, el menor tamaño de la longitud intermitente del filete no será menor que cuatro veces el tamaño de la soldadura con un mínimo de 1 ½ pulg. (38mm).

Las soldaduras de filetes en caras terminales son permitidas que sean cortadas o extendidas al final de las caras de las partes conectadas excepto en las condiciones siguientes:

- a) Para juntas traslapadas en el cual una de las partes conectadas se extiende más allá del borde del otro y esté sujeto a esfuerzo de tensión, la soldadura de filete terminará no menor que el tamaño de la soldadura de ese borde.
- b) Soldadura de filetes para placas atiesadoras transversales sobre almas con un espesor de 3/4 de pulg. o menor, la soldadura no será menor que cuatro veces ni mayor que seis veces el espesor de la punta del alma al patín, excepto donde el final del atiesador sea soldado al patín.

7.4.5 DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS.

El esfuerzo de diseño ΦR_n , y el esfuerzo admisible R_n/Ω de las conexiones soldadas, será el menor valor obtenido de la resistencia del metal base y la resistencia de la soldadura, determinado de acuerdo a los estados límites de ruptura (cortante) y fluencia, como sigue a continuación:

Para el metal base

$$R_n = F_{BM} A_{BM} \quad (\text{Ec. 7.10})$$

Para la soldadura

$$R_n = F_w A_w \quad (\text{Ec. 7.11})$$

Donde:

F_{BM} = esfuerzo nominal del metal base por unidad de área, ksi.

F_w = esfuerzo nominal de la soldadura por unidad de área, ksi.

A_{BM} = área de sección transversal del metal base, pulg².

A_w = área efectiva de la soldadura, pulg².

Los valores de Φ y Ω , F_{BM} y F_w son dados en la tabla J2.5 del AISC que se muestra a continuación:

Soldadura de Penetración.

- Tracción o compresión normal al eje de la soldadura en elementos diseñados para contacto

Metal base

$$\Phi = 0.9 \quad \Omega = 1.67$$

$$R_n = F_y \cdot t_e \cdot L_w \quad (\text{Ec. 7.12})$$

Soldadura

$$\Phi = 0.8 \quad \Omega = 1.88$$

$$R_n = 0.60F_{EXX} \cdot t_e \cdot L_w \quad (\text{Ec. 7.13})$$

- Corte

Metal base: Gobernará la sección J4 del AISC.

Soldadura

$$\Phi = 0.75 \quad \Omega = 2.00$$

$$R_n = 0.60F_{EXX} \cdot t_e \cdot L_w \quad (\text{Ec. 7.14})$$

Soldaduras de filetes.

- Corte

Metal base: Gobernará la sección J4 del AISC.

Soldadura

$$\Phi = 0.75 \quad \Omega = 2.00$$

$$R_n = 0.60F_{EXX} \cdot t_e \cdot L_w \quad (\text{Ec. 7.15})$$

Donde:

t_e = garganta de la soldadura = $0.707 w$. (para el caso de una soldadura de filete)

w = tamaño de la soldadura.

Tabla 7.7 Esfuerzos admisibles de las conexiones soldadas.

TABLE J2.5					
Available Strength of Welded Joint, kips (N)					
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	Φ and Ω	Nominal Strength (F _{bm} or F _w) kips (N)	Effective Area (A _{BM} or A _w) 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 joint 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 need not be considered in design of welds joining the parts.				Filler metal with a strength level equal to or level less than matching filler metal is permitted
Shear	Strength of the joint is controlled by the base metal				Matching filler metal shall be used ©
PARTIAL-JOINT-PENETRATION GROOVE WELDS INCLUDING FLARE VEE GROOVE AND FLARE BEVEL GROOVE WELDS					
Tension Normal to weld axis	Base	$\Phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F _y	See J4	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted
	Weld	$\Phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	0.60 F _{EXX}	See J2.1a	
Compression Column aplices designed per J1.4 (a)	Compressive stress need not be considered in design of welds joining the parts.				
Compression connections of members designed to bear other than column as described in J1.4 (b)	Base	$\Phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F _y	See J4	
	Weld	$\Phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	0.60 F _{EXX}	See J2.1a	

Compression connections not finished-to-bear	Base	$\Phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_y	See J4
	Weld	$\Phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90 F_{EXX}$	See J2.1a
Tension or compression parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.			
Shear	Base	Governed by J4		
	Weld	$\Phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	See J2.1a

Tabla 7.8 Continuación de esfuerzos admisible para conexiones soldadas

TABLE J2.5 (cont.)					
Available Strength of Welded Joints, kips (N)					
Load type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	Φ and Ω	Nominal Strength (F_m or F_w) kips (N)	Effective Area (A_m or A_w) in ² (mm ²)	Required Filler Metal Strength Level (a) (b)
FILLET WELDS INCLUDING FILLETS IN HOLES AND SLOTS AND SKEWED T-JOINTS					
Shear	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted
	Weld	$\Phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$ (d)	See J2.2a	
Tension or Compression parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				
PLUG AND SLOT WELDS					
Shear parallel to faying surface on the effective area	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted
	Weld	$\Phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	See J2.3a	
(a) For matching weld metal see AWS D1.1, section 3.3					
(b) Filler metal with strength level one strength level greater than matching is permitted					
© Filler metal with a strength level less than matching may be used for groove welds between the webs and flange of built-up sections transferring shear loads, or in applications where high restraints a concern. In these applications, the weld joint shall be detailed and the weld shall be designed using the thickness of the material as the effective throat $\Phi = 0.80$, $\Omega = 1.88$ and $0.60 F_{EXX}$ as the nominal strength.					

(d) Alternatively, the provisions of J2.4 (a) are permitted provided the deformation compatibility of the various weld elements is considered. Alternatively, sections J2.4(b) and © are special applications of J2.4 (a) that provide for deformation compatibility.

Alternativamente para soldadura de filete cargadas en el plano, el esfuerzo de diseño ΦR_n y el esfuerzo admisible R_n/Ω , podrá ser calculado como sigue:

$$\Phi = 0.75 \quad \Omega = 2.00$$

- a) Para un grupo de soldadura lineales cargadas en el plano directamente en el centro de gravedad.

$$R_n = F_w A_w \quad (\text{Ec. 7.11})$$

Donde:

$$F_w = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta)$$

F_{EXX} = número de clasificación del electrodo ksi.

θ = ángulo de la carga medido del eje longitudinal de la soldadura

A_w = área efectiva de la soldadura pulg.².

- b) Para el caso de soldaduras orientadas arbitrariamente, se permite utilizar un método plástico de diseño de la soldadura, conocido como el método del centro instantáneo de rotación, tal como se muestra en la figura 7.26. En este método, la soldadura es discretizada en pequeños tramos y para cada uno de estos se determina la fracción de la fuerza que están resistiendo, basado en la ubicación del centro instantáneo de rotación, los esfuerzos nominales R_{nx} y R_{ny} son determinados como siguen:

$$R_{nx} = \sum F_{wix} A_{wi} \quad R_{ny} = \sum F_{wiy} A_{wi}$$

Donde:

$$F_w = 0,60 F_{EXX} \left(+ 0,5 \left(\ln \theta \right)^{1,5} \right) f(\Phi) \quad (\text{Ec. 7.16})$$

$$f(\Phi) = \left(9 - 0,9 p \right)^{0,3} \quad (\text{Ec. 7.17})$$

$$p = \Delta_i / \Delta_m \quad (\text{Ec. 7.18})$$

$$\Delta_i = r_i \Delta_u / r_{crit} \quad (\text{Ec. 7.19})$$

$$\Delta_m = 0,209 \left(\Phi + 2 \right)^{0,32} w \quad (\text{Ec. 7.20})$$

$$\Delta_u = 1,087 \left(\Phi + 6 \right)^{0,65} w \leq 0,17 w \quad (\text{Ec. 7.21})$$

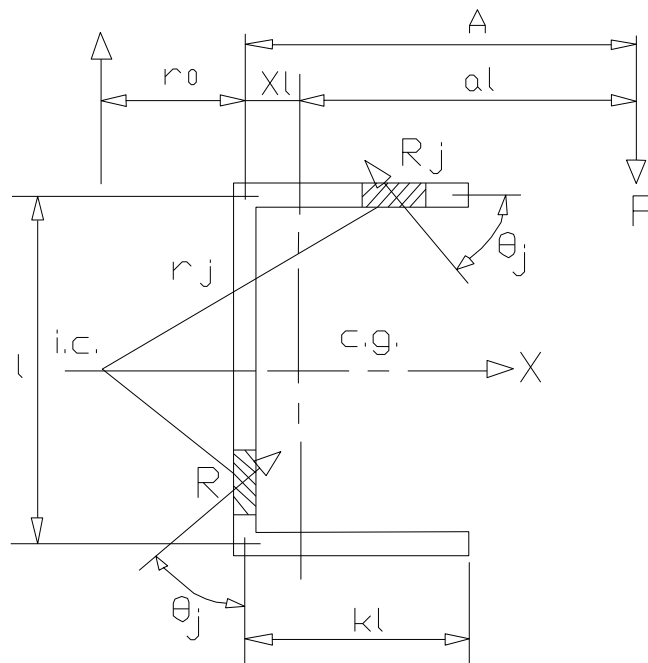


Fig. 7.26 Método del centro instantáneo de rotación.

Donde:

r_{crit} = distancia desde el centro instantáneo de rotación al elemento soldado con un mínimo de $\Delta u / r_i$ en pulg.

- c) En el caso de grupos de soldaduras compuestos sólo por líneas de soldadura paralelas y perpendiculares a la dirección de la carga, se puede utilizar la expresión simplificada que se presenta, donde R_{wl} y R_{wt} son las resistencias de las líneas paralelas (longitudinales) y perpendiculares (transversales), determinadas sin considerar el aumento por el ángulo que forman las líneas de soldadura con la carga.

El esfuerzo combinado R_n del grupo de soldadura de filete será determinado como el mayor de los siguientes valores:

$$R_n = R_{wl} + R_{wt} \quad \text{ó} \quad \text{(Ec. 7.22)}$$

$$R_n = 0.85R_{wl} + 1.5 R_{wt}. \quad \text{(Ec. 7.23)}$$

Donde:

R_{wl} = Resistencia nominal total de la soldadura en la dirección paralela a la carga.

R_{wt} = Resistencia nominal total de la soldadura en la dirección transversal a la carga.

REQUERIMIENTO DEL METAL DE APORTACION.

El electrodo para ser utilizado en los procesos de soldaduras de penetración completa sujetos a esfuerzos de tensión sobre el área neta efectiva, deberá cumplir con los requerimientos presentados en la tabla AWS D1.1 de la American Welding Standard que se muestra a continuación

Tabla 7. Requisitos de electrodos a utilizar como función del espesor y resistencia de los materiales a conectar

Base Metal	Matching Filler Metal
A36 $\leq 3/4$ in, thick	60 and 70 ksi Electrodes
A36 $> 3/4$ in A572 (Gr. 50 y 55) A913 (Gr. 50)	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028
A588* A1011 A1018	Other process: 70 ksi electrodes
A913 (Gr. 60 and 65)	80 ksi electrodes

* For corrosion resistance and color similar to the base see AWS D1.1, Sect. 3.7.3

Notes:

1. Electrodes shall meet the requirements of AWS A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28 and A5.29

2. In joints with base metals of different strength use either a filler metal that matches the higher strength base metal or a filler metal that matches the lower strength and produces a low hydrogen deposit.

En la tabla anterior se puede observar las resistencias adecuadas del material de relleno o electrodo como una función de la resistencia a fluencia y el espesor del metal base a unir. Se observa que para materiales con una resistencia a fluencia de 36 ksi y un espesor menor o igual a 3/4 de pulgada, corresponde al uso de un electrodo con una resistencia de 60 y 70 ksi, para acero A36, A572 (grado 50 y 55), A913 (grado 50) con un espesor del metal base mayor de 3/4 de pulgadas se deberá utilizar un proceso de soldadura SMAW con electrodos con una resistencia de 70ksi, y sugiere algunos tipos de electrodos como el E7015, E7016, E7018 y el E7028. Para aceros A913 grado 60 y 65 se deberán utilizar electrodo con una resistencia a 80ksi.

En la nota 2 se puede observar que dice que para uniones de metales con diferentes resistencias, utilizar un el tipo de electrodo que corresponda al metal base de mayor resistencia.

7.5 DISEÑO DE LOS MIEMBROS CONECTADOS.

Hasta este momento (en este capítulo) hemos visto como determinar la resistencia de las conexiones emperradas y soldadas, pero además de esto se debe revisar las acciones internas a las que se ven sometidas los elementos conectados, estas acciones pueden abarcar desde esfuerzos de tensión, cortante, bloque de cortante y compresión.

A continuación daremos un breve repaso para la revisión de los elementos conectados ante estas acciones a las que posiblemente se vean sometidos.

ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS DE TENSION.

El esfuerzo de diseño ΦR_n y el esfuerzo admisible R_n/Ω , para elementos conectados sometidos a esfuerzo de tensión, será tomado como la menor resistencia de los dos estados límites: fluencia por tensión y ruptura por tensión, tal como se muestra a continuación:

- **Fluencia por tensión.**

$$R_n = F_y A_g \quad (\text{Ec. 7.24})$$

$$\Phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

- **Ruptura por tensión.**

$$R_n = F_u A_e \quad (\text{Ec. 7.25})$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

A_e = Será calculado como se mostró en el capítulo III de elementos a tensión, para conexiones emperradas en placas por fricción se calculará como $A_e = A_n \leq 0.85A_g$.

ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS DE CORTANTE.

El esfuerzo de diseño ΦR_n y el esfuerzo admisible R_n/Ω , para elementos conectados sometidos a esfuerzo de cortante, será tomado como la menor resistencia de los dos estados límites: fluencia por cortante y ruptura por cortante, tal como se muestra a continuación:

- **Fluencia por cortante.**

$$R_n = 0.6F_y A_g \quad (\text{Ec. 7.26})$$

$$\Phi = 1.0 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

- **Ruptura por cortante.**

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} \quad (\text{Ec. 7.27})$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Anv = área neta sujeta a cortante

ELEMENTOS SOMETIDOS A BLOQUE DE CORTANTE.

El esfuerzo admisible para el estado límite de bloque de cortante a lo largo de la superficie de falla por cortante y perpendicular a lo largo de la superficie de falla por tensión será tomado como:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (\text{Ec. 7.28})$$

$$\Phi = 1.0 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

Donde:

A_{gv} = Área gruesa sujeta a cortante pulg².

A_{nt} = Área neta sujeta a tensión pulg².

A_{nv} = Área neta sujeta a cortante pulg².

Para el caso de un alargamiento a tensión uniforme U_{bs}=1.0, para el caso de un estiramiento a tensión no uniforme U_{bs}= 0.5

ELEMENTOS SOMETIDOS A ESFUERZOS DE COMPRESION.

El esfuerzo admisible para los elementos conectados sometidos a esfuerzo de compresión para el estado límite de fluencia y pandeo será determinado como sigue:

Para $KL/r \leq 25$

$$R_n = F_y A_g \quad (\text{Ec. 7.29})$$

$$\Phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}.$$

Para $KL/r > 25$ utilizar el capítulo IV de miembros a compresión.

7.6 CONEXIONES EN EDIFICIOS.

7.6.1 INTRODUCCION.

La selección del tipo de conexión a utilizarse en una estructura específica implica la consideración de muchos factores entre los cuales cabe mencionar: requisitos de los códigos locales de construcción, economía relativa, preferencia del proyectista, disponibilidad de buenos soldadores y mano de obra en general, condiciones de carga (estática y fatiga) y equipo disponible. Es muy difícil establecer una regla que indique una metodología del tipo de conexión a utilizarse, sin embargo se pueden establecer algunas series de observaciones generales que nos ayuden a tomar una decisión, estas son las siguientes.

1. El atornillado en campo es muy rápido y requiere de menos mano de obra especializada comparada con el caso de la soldadura. Sin embargo según fuentes el costo de los tornillos de alta resistencia es más elevado comparado con la soldadura.
2. Si a la larga se quiere desmontar la estructura, probablemente la soldadura no deba considerarse dejando el campo abierto a los tornillos.
3. Cuando se tienen cargas de fatiga los tornillos de alta resistencia completamente tensados y la soldadura ofrecen un comportamiento muy bueno.
4. Debe tenerse cuidado especial al instalar apropiadamente los tornillos de alta resistencia de deslizamiento crítico.
5. La soldadura requiere la menor cantidad de acero, contribuye al mejor aspecto de las juntas y tiene la mayor amplitud de aplicaciones para los diferentes tipos de conexiones.
6. Cuando se desean juntas continuas, rígidas y resistentes a momentos, probablemente se escogerá la soldadura.
7. La soldadura se acepta casi universalmente como satisfactorio para el trabajo en planta. Para el trabajo en campo es muy popular utilizar conexiones atornilladas.

8. El uso de soldaduras en miembros muy gruesos requiere un cuidado especial por lo que en ocasiones es preferible usar conexiones atornilladas, además tales conexiones atornilladas son menos susceptible a las fracturas frágiles.

El AISC 2005 estipula en el subcapítulo B3.6 “Diseño de conexiones”, que existen dos tipos de conexiones posibles a utilizarse en estructuras de acero, las cuales son: conexiones simples y resistentes a momento, las cuales describiremos a continuación.

Conexiones Simples: en estas no se transmite momento flector al elemento, para el análisis de la estructura, la conexión simple puede ser asumida como no restringida a rotación entre la sección de los elementos conectados y conexión como tal. Una rotación simple tendrá suficiente capacidad a la rotación para acomodarse a la rotación requerida por la estructura, en este tipo de conexión la rotación inelástica es permitida.

Conexiones resistentes a Momento: en esta se transmite momento a través de la sección transversal del elemento. Existen dos tipos de conexiones a momentos las cuales describimos a continuación:

- Conexiones FR: son conexiones rígidas o continuas propias de marcos, se supone que son suficientemente rígidas o que tienen un grado de restricción tal que los ángulos originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambios bajo cargas.
- Conexiones PR: tienen una rigidez insuficiente para mantener sin cambio a los ángulos originales bajo carga. Se incluyen en estas conexiones las conexiones simples y semirrígidas (cuya resistencia a cambios en ángulos queda entre las de los dos tipos: simple y rígida.).

7.6.2 CONEXIONES TÍPICAS EN EDIFICIOS.

A continuación se presentan algunas de las conexiones típicas utilizadas en estructuras de acero. Las conexiones están agrupadas por los tipos de miembros que conectan y por el tipo de esfuerzo que transmiten.

El primer grupo es el de conexiones entre vigas principales (trabes) y vigas secundarias. Estas conexiones se diseñan para transmitir sólo cortante.

El esquema y las fotos de la figura 7.27, muestran una conexión donde la viga secundaria se conecta al alma de la viga principal a través de ángulos, los que están apernados al alma de ambas vigas. Dependiendo de la altura de la viga secundaria, puede ser necesario el ala superior o ambas alas de esta viga.

En la conexión de la foto superior, los pernos que conectan el ángulo a la viga secundaria se han desplazado con respecto a los que conectan el ángulo a la viga principal para facilitar su instalación.

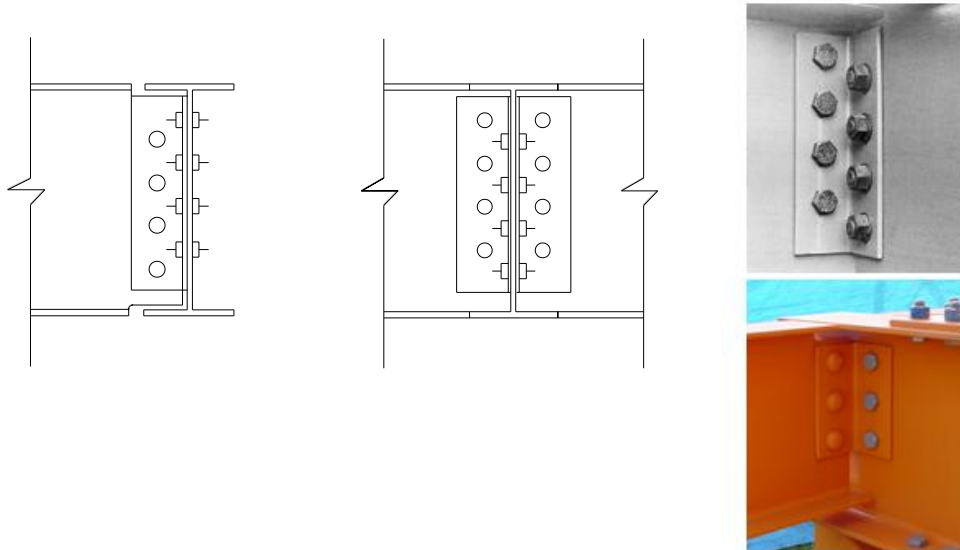


Fig. 7.27 Ejemplos de ángulos dobles atornillados-atornillados.

La misma conexión anterior se puede realizar atornillando el ángulo al alma de la viga principal y soldándolo al alma de la viga secundaria como se muestra en la figura 7.28. Se debe tener cuidado con la especificación de la soldadura para no generar una conexión muy rígida que genere esfuerzos de flexión importantes, para los que la conexión no está diseñada.

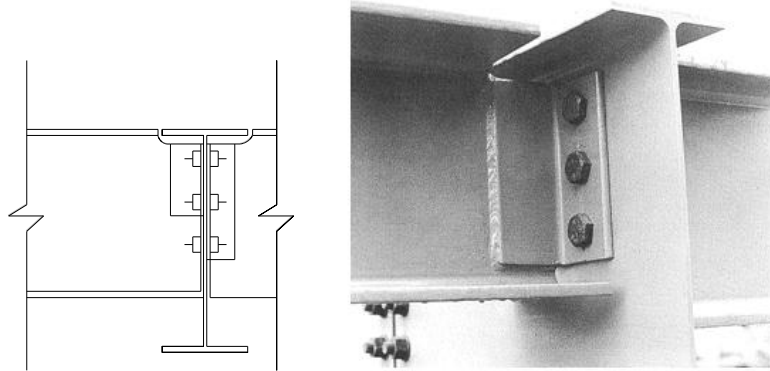


Fig. 7.28 Ejemplo ángulo doble soldado-empernado.

Es posible utilizar placas en lugar de ángulos, las que están atornilladas a la viga principal y soldadas al alma de la viga secundaria como se muestra en la figura 7.29.

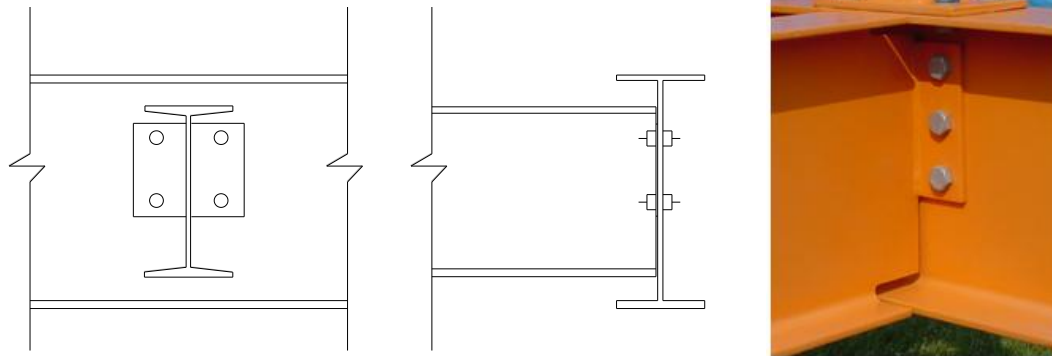


Fig. 7.29 Placa de cortante.

Una variante más común es el uso de placas de cortante, donde la viga secundaria se atornilla a una placa previamente soldada al alma de la viga principal. La figura ilustra el caso en que la viga secundaria es más baja que la viga principal. Tal como se muestra en la figura 7.30.

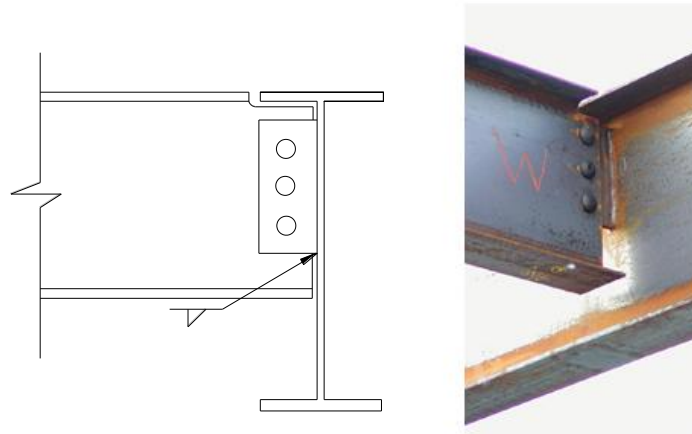


Fig. 7.30 Placa simple (placa de cortante).

Si la viga secundaria tiene el mismo peralte que la viga principal, será necesario recortar ambas alas de la primera para realizar la conexión. Tal como se muestra en la figura 7.31.



Fig. 7.31 Placas simples para vigas de igual peralte.

El siguiente grupo de conexiones es el de conexiones entre vigas y columnas. Estas conexiones se pueden a la vez dividir en conexiones que transmiten sólo cortante (conexiones simples) y conexiones que transmiten cortante y momento (conexiones excéntricas).

Las conexiones simples viga-columna son similares a las conexiones viga-trabe vistas antes. Tenemos entonces la conexión a través de ángulos, donde los ángulos pueden ser atomillados o soldados a la viga y al ala de la columna tal como se muestra en la figura 7.32.

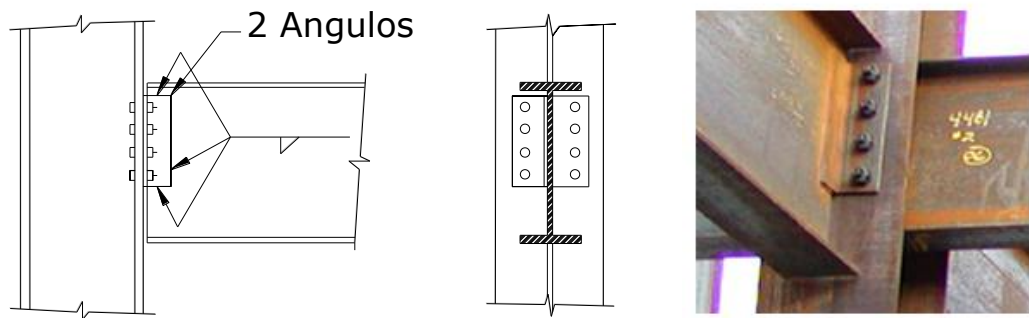


Fig. 7.32 Ángulos dobles, conexiones al patín de la columna.

Este mismo tipo de conexión se puede realizar cuando la viga conecta con el eje débil de la columna. En este caso, los ángulos de conexión se conectan directamente al alma de la columna, tal y como se muestra en la figura 7.33.

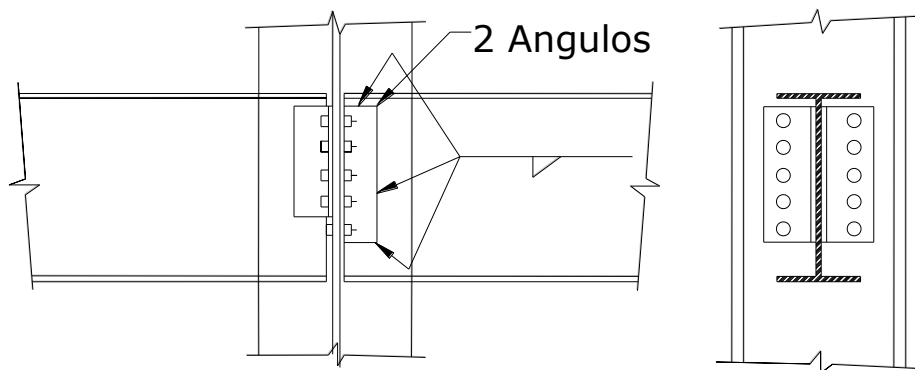


Fig. 7.33 Ángulos dobles, conexiones al alma de la columna.

Otro tipo de conexión similar al caso de viga secundaria a viga principal, es la conexión a través de placa de cortante. En el caso de utilizar este tipo de conexión con columnas tubulares rectangulares, es necesario verificar que el tubo no se desgarre por efecto de la carga. Este caso se puede observar en la figura 7.34.

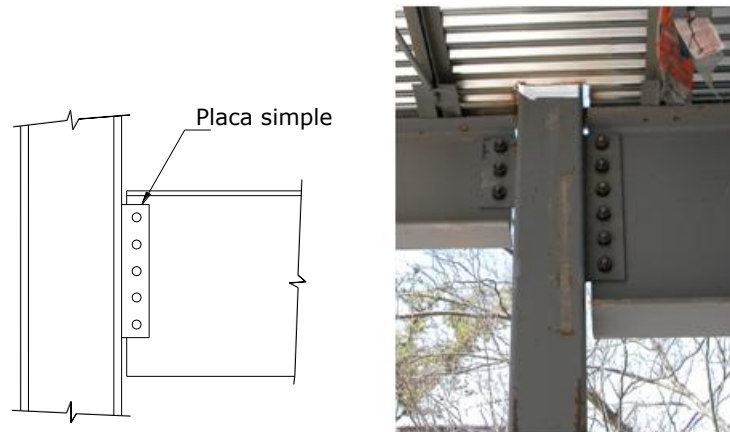


Fig. 7.34 Conexión simple a cortante.

Otro tipo de conexión simple viga-columna consiste en utilizar ángulos de asiento. En este tipo de conexión, la viga se apoya sobre un ángulo, el que puede estar atornillado o soldado a la columna. Para estabilizar la viga se utiliza un ángulo en la parte superior de ésta, el que puede ser soldado o atornillado a la viga y a la columna. Este ángulo es de dimensiones mucho menores que el ángulo de asiento para no inducir una restricción significativa a la rotación de la viga. La figura 7.35 muestra el caso del ángulo superior conectado al ala superior de la viga.

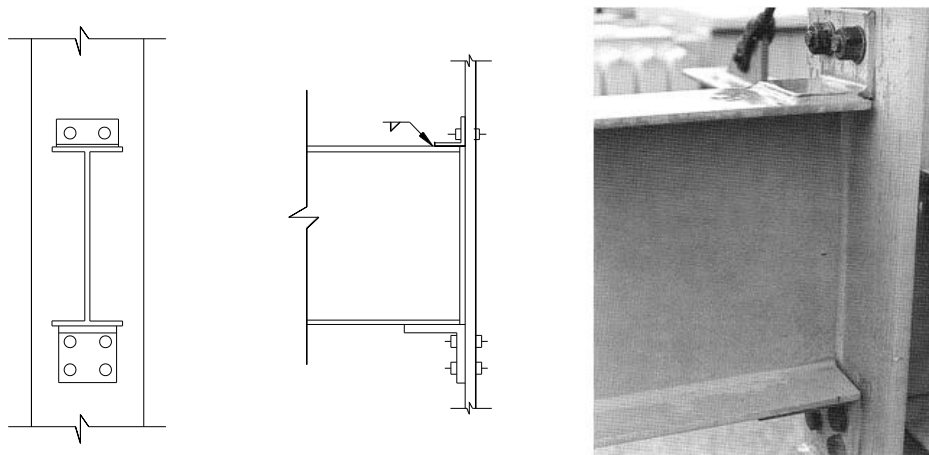


Fig. 7.35 Angulo de asiento.

Es posible que debido a la magnitud de la reacción el ángulo de asiento no sea suficientemente rígido o resistente. En estos casos es posible atiesar el ángulo o utilizar un perfil T como asiento, como se muestra en la figura 7.36.



Fig. 7.36 Conexión atornillada con perfil T atiesado.

A menudo es necesario transferir cortante y momento flexionante de la viga a la columna tal y como se muestra en la figura 7.37. Una conexión de este tipo es la conexión con placas. En esta conexión las alas de la viga se conectan a la columna a través de placas, la que están soldadas a esta última y pueden ser soldadas o apernadas a la viga, mientras que el alma se conecta usando una placa de cortante a la columna. Las placas de las alas se encargan de transferir el momento y la placa del alma, el cortante.

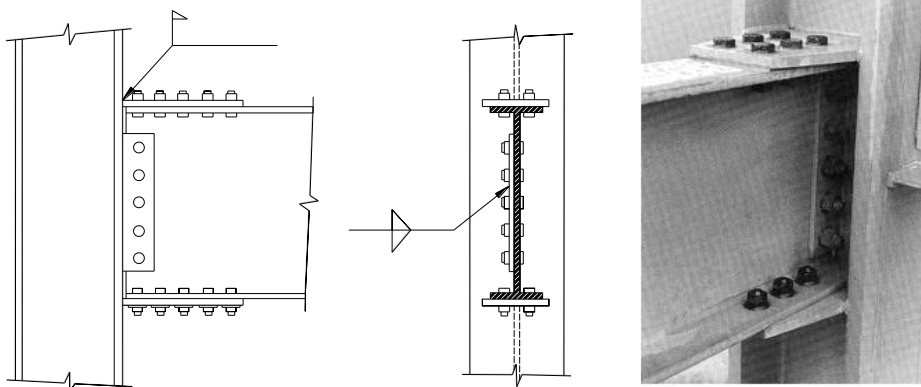


Fig. 7.37 Placas horizontales en los patines de las vigas.

También es posible evitar el uso de placas y soldar directamente las alas a la columna. Esto involucra, sin embargo, tener que cortar parte del alma cerca de las alas de la viga para permitir el paso del electrodo sin interrupciones al hacer la soldadura. En el caso de una conexión al eje débil de la columna, es necesario instalar atiesadores, como se muestra en la figura 7.38.

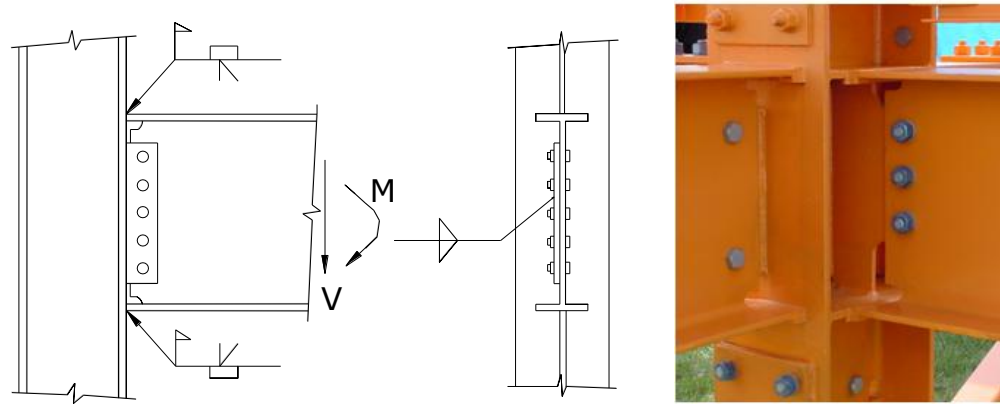


Fig. 7.38 Patines de la viga soldados a la columna.

Un tercer grupo de conexiones lo constituyen aquellas que conectan las diagonales de contraventeo al resto de la estructura. La configuración más común es conectar la diagonal (a través de tornillos o soldadura) a una placa, la que a su vez está soldada a la viga y la columna. La figura 7.39 muestra este tipo de conexión para una diagonal tubular. En este caso se hace una ranura en el tubo para insertarlo en la placa y se conectan ambas partes con soldadura.



Fig. 7.39 Conexión diagonal de contraventeo.

Otro grupo de conexiones lo constituyen aquellas que permiten dar continuidad a un miembro estructural cuando hay cambios de sección o cuando la longitud de los miembros disponibles no permite cubrir toda la longitud del miembro estructural. Este tipo de conexiones se conoce como empalmes y su uso más común es en columna de edificios de varios pisos de altura. La figura 7.40 muestra un empalme de columna completamente atornillado.



Fig. 7.40 Conexión emperrada para empalmes de columnas.

Los empalmes también pueden hacerse a través de soldaduras. En la figura 7.41 se muestra un empalme entre dos secciones de columna donde las alas están unidas con soldadura de penetración completa y las almas están emperradas.



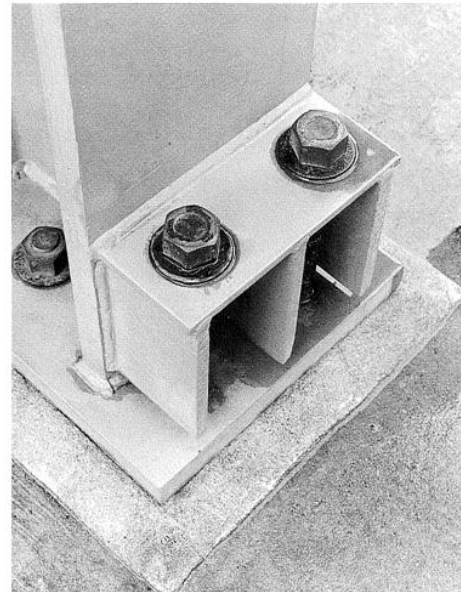
Fig. 7.41 Conexión soldada para empalmes de columnas.

Por último, existe un grupo de conexiones cuya función es conectar la estructura de acero a la fundación de hormigón. Este tipo de conexiones se materializa normalmente usando placas base, las que son soldadas al extremo de la columna y atornilladas a las barras roscadas de fundación, embebidos en el hormigón. La figura 7.42 de la izquierda muestra una conexión donde no se esperan grandes esfuerzos de

tracción. El detalle de la derecha es usado cuando la tracción es significativa en la base, de modo de proveer una longitud deformable a la barra de fundación.



a) Conexión para condición articulada



b) Conexión para condición empotrada

Fig. 7.42 Detalle de conexiones para placas base de columnas.

El diseño de para las conexiones ya sea para la condición articular (figura 7.42a) o empotradas (figura 7.42b) se realizara en el capítulo X.

7.6.3 DISEÑO DE CONEXIONES RESISTENTES A MOMENTOS.

En este sub capítulo no es la intención de nuestra parte describir en detalle todos los posibles arreglos de las conexiones atornilladas y soldadas resistentes a momento ni proporcionar el diseño completo. Más bien se intenta proporcionar la teoría básica de transferir cortante y momento de una viga a otro miembro.

Una conexión resistente a momento muy común es cuando los patines se sueldan con soldadura de ranura a la columna, mientras que la fuerza cortante es tomada por separada por una sola placa cortante, la fuerza cortante también podría tomarse por un ángulo de asiento o por ángulos en el alma.

El primer paso en el diseño es calcular la magnitud de las fuerzas internas a tensión y compresión (T y C), se supone que estas fuerzas están concentradas en el centro de cada patín, estas fuerzan se calculan como sigue:

$$C = T = \frac{M}{d - t_f} \quad (\text{Ec. 7.30})$$

Donde:

M= Momento de diseño (kips-pulg).

d = Peralte del alma de la viga (pulg.)

t_f = Espesor del patín de la viga (pulg.).

Con estas fuerzas, tanto la de tensión como la de compresión, se debe diseñar las partes conectadas de la viga a la columna (ya sean por placas de momentos arriba y debajo de los patines de la viga o por medio de una soldadura de penetración completa del rostro de los patines de la viga a la columna).

Para el caso de conexión por medio de placas de momentos, se deben diseñar el espesor de la placa por medio de la resistencia por aplastamiento de la placa (ecuación 7.6), esta placa puede ir unida a la viga por medio de pernos o por soldadura en el perímetro de la placa. Para el caso de ir unida por medio de pernos, se debe determinar el número de pernos requeridos para resistir la fuerza de tensión o compresión ya calculada por medio de la siguiente ecuación general.

$$A_{pernos} = \frac{P}{F_{nv}} \quad (\text{Ec. 7.31})$$

Donde:

P =T=C= fuerza de tensión o compresión calculada.

F_{nv}= resistencia a cortante de los pernos, determinados por medio de la tabla J3.2.

Para el caso de una conexión soldada (por medio de una soldadura de filete), en base a la fuerza de tensión ya calculada (que hace sentir cortante entre la placa y el patín de la viga), se calcula el tamaño del cordón de soldadura, considerando que toda la longitud de la placa (paralela al a dirección de la carga) irá soldado, luego se verifica si la resistencia de diseño de la conexión soldada está regida por la resistencia de la soldadura o por el metal base (ya sea placa de conexión o patín de la viga), y se verifica que la resistencia de diseño de la conexión sea mayor que la carga aplicada, además se debe verificar que la

conexión tanto soldada como empernada cumpla con los requisitos que establece las especificaciones AISC, tales como tamaño mínimo de soldadura, máxima longitud, distancia al borde, distancia entre tornillos, etc.

Luego se deben revisar las placas de conexión tal y como se mostró en el sub capítulo 7.5 para verificar que la conexión no falla a tener ninguna posibilidad de falla.

Para el caso de una conexión viga a columna por medio de soldadura de penetración completa entre el patín de viga y la columna, en base a las fuerzas de tensión y compresión, se determina el área de soldadura de penetración completa, tal como se muestra en la siguiente ecuación:

$$A_{req.} = \frac{P}{F_y} \quad (\text{Ec. 7.32})$$

Donde:

$P = T = C$ = Fuerza de tensión o compresión calculada

F_y = resistencia a tensión o compresión del metal base, tal y como se muestra en la tabla J2.5 del AISC y este capítulo.

Usando este procedimiento es posible teóricamente obtener un área de soldadura mayor que el área de la sección transversal del patín, sería entonces teóricamente necesario usar una placa auxiliar sobre el patín para resistir la fuerza adicional. Además, el tipo de la soldadura y el cálculo de la garganta necesaria de soldadura depende del proceso soldadura que se siga, tal como se puede apreciar en la tabla J2.1 del AISC y de este capítulo.

El diseño de la placa de cortante está basado en diseñar dicha placa para resistir la carga que tiene como reacción la viga, estas conexiones se pueden hacer por medio de una placa la cual va soldadas a la columna y empernada a la viga o por medio soldadura en ambos extremos (viga y columna), tal y como se mostró en el sub capítulo 7.6.2

Para el diseño de la placa cortante por medio de soldadura de filete a la columna, es necesario determinar primero el espesor de la placa de conexión, la cual se puede obtener por medio de la resistencia por aplastamiento (ecuación 7.6), despejando el valor de “t”, de la ecuación, luego se debe tratar que el espesor de la placa sea menor que los espesores a los que está unida la placa, ya sea alma de viga y patín o alma de columna. Luego de esto, se determina el tamaño de la soldadura necesaria para resistir dicha carga de diseño, suponiendo una longitud de soldadura igual a la longitud de la parte conectada paralela a la dirección de la carga, luego se debe verificar quien es el que determina la resistencia de diseño de la conexión soldada, el metal base (debe ser el de la placa de conexión) o la soldadura.

Para el caso de la parte conectada a la viga, en el caso que sea soldada, el procedimiento es similar al ya descrito en la unión de la placa soldada a la columna. Para el caso de hacer una conexión emperrada entre la placa y el alma de la viga, se debe determinar el número de pernos necesarios para resistir la carga cortante la cual se encuentra con la ecuación 7.31.

Por último se debe verificar que la conexión cumpla con cada una de los requerimientos que establece la especificación AISC.

El diseño de las conexiones quedarán más claras en los problemas prácticos, que se realizará con el tipo de conexión más común utilizado en nuestro medio por razones prácticas.

7.7 EJEMPLO DE CONEXIONES RESISTENTES A MOMENTOS.

7.7.1 Ejemplo 1

Diseñe la conexión resistente a momento, según los métodos propuestos por el AISC 2005, LRFD y ASD según las acciones internas a la que se ve expuesta la viga y que es transmitida a la conexión viga-columna.

Descripción	Cortante (kips)	Momento (kips-ft)
Muerta	-3,12	-2,12
Viva	-2,07	-1,26
Sismo	-35,58	-115,25

A partir de este punto, comenzaremos a realizar el diseño.

<p>METODO ASD:</p> <p>COMBINACIONES DE CARGAS:</p> <p>Cortante.</p> <p>8. D</p> <p>R= 3.12.0Kips</p> <p>9. D+L</p> <p>R= 3.12+2.07= 5.19Kips</p> <p>10. D ± (W o 0.7E)</p> <p>R= (3.12)+(0.7x35.58)= 28.03Kips</p> <p>Momento.</p> <p>1. D</p> <p>R= 2.12.0Kips-ft</p> <p>2. D+L</p> <p>R= 2.12+1.26= 3.38Kips-ft</p> <p>3. D ± (W o 0.7E)</p> <p>R= (2.12)+(0.7x115.25)= 82.80 Kips-ft</p> <p>DETERMINACION DE LAS FUERZAS A TENSION Y COMPRESION.</p> <p>Esta se determina mediante la siguiente ecuación:</p> $C = T = \frac{M}{d - t_f}$ <p>Sustituyendo los datos en la ecuación anterior tenemos:</p> <p>La viga W14x38 tiene las siguientes propiedades (del anexo A.1 Tablas de propiedades de los</p>	<p>METODO LRFD:</p> <p>COMBINACIONES DE CARGAS:</p> <p>Cortante</p> <p>7. 1.4D</p> <p>R= (1.4)(3.12)= 4.37Kips</p> <p>8. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)</p> <p>R= (1.2)(3.12)+(1.6)(2.07)= 7.06Kips</p> <p>9. 1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S</p> <p>R= (1.2x3.12)+(1x35.58)= 39.32Kips</p> <p>Momento</p> <p>1. 1.4D</p> <p>R= (1.4x2.12)= 2.97Kips-ft</p> <p>2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)</p> <p>R= (1.2x2.12)+(1.6x1.26)= 4.56Kips-ft</p> <p>3. 1.2D ± 1.0E + 0.5L + 0.2S</p> <p>R= (1.2x2.12)+(1x115.25)= 117.79Kips-ft</p> <p>DETERMINACION DE LAS FUERZAS A TENSION Y COMPRESION.</p> <p>Esta se determina mediante la siguiente ecuación:</p> $C = T = \frac{M}{d - t_f}$ <p>Sustituyendo los datos en la ecuación anterior tenemos:</p> <p>La viga W14x38 tiene las siguientes propiedades (del anexo A.1 Tablas de propiedades de los</p>
---	--

<p>perfiles)</p> <p>$d = 18.5 \text{ pulg. } t_f = 0.81 \text{ pulg.}$</p> <p>$b = 7.64 \text{ pulg. } t_w = 0.5 \text{ pulg.}$</p> $C = T = \frac{82.80}{(18.5 - 0.81)/12} = 56.17 \text{ kips}$ <p>La conexión propuesta será una placa emperrada al patín de la viga y soldada al alma de la columna.</p> <p>A continuación calcularemos el número de pernos requeridos para resistir la fuerza de 56.17 kips, se utilizarán pernos A325 con falla en el plano de corte.</p> $A_{\text{pernos}} = \frac{56.17}{\frac{48}{2}} = 2.34 \text{ pulg}^2$ <p>Utilizaremos pernos de 3/4 pulgada de diámetro, por tanto tendremos un total de pernos de 6</p> <p>DETERMINACION DEL ESPESOR DE LA PLACA</p> <p>En base a la distribución de pernos en la placa, vamos ahora a determinar el espesor que debe tener la placa de momento, en base a la resistencia por aplastamiento, considerando deformaciones de los agujeros a nivel de servicio.</p> <p>Se considerará una holgura de 1 pulg entre el alma de la columna y la sección de la viga de acero.</p> <p>Para agujero centrales:</p>	<p>perfiles)</p> <p>$d = 18.5 \text{ pulg. } t_f = 0.81 \text{ pulg.}$</p> <p>$b = 7.64 \text{ pulg. } t_w = 0.5 \text{ pulg.}$</p> $C = T = \frac{117.79}{(18.5 - 0.81)/12} = 79.90 \text{ kips}$ <p>La conexión propuesta será una placa emperrada al patín de la viga y soldada al alma de la columna.</p> <p>A continuación calcularemos el número de pernos requeridos para resistir la fuerza de 56.17 kips, se utilizarán pernos A325 con falla en el plano de corte.</p> $A_{\text{pernos}} = \frac{79.90}{(48)(0.75)} = 2.22 \text{ pulg}^2$ <p>Utilizaremos pernos de 3/4 pulgada de diámetro, por tanto tendremos un total de pernos de 6</p> <p>DETERMINACION DEL ESPESOR DE LA PLACA</p> <p>En base a la distribución de pernos en la placa, vamos ahora a determinar el espesor que debe tener la placa de momento, en base a la resistencia por aplastamiento, considerando deformaciones de los agujeros a nivel de servicio.</p> <p>Se considerará una holgura de 1 pulg entre el alma de la columna y la sección de la viga de acero.</p> <p>Para agujero centrales:</p>
--	---

<p>Lc = separación entre bordes de agujeros = S-h</p> <p>$h = \text{diámetro} + 1/16\text{pulg} = 3/4 + 1/16 = 13/16\text{pulg.}$</p> <p>$Lc = (3)(3/4) - 13/16 = 1.4375 \text{ pulg} < 2d = 1.5\text{pulg.}$</p> <p>Por tanto $R_n/\Omega = 1.2L_c t F_u$.</p> <p>Para agujero cerca del borde de la placa:</p> <p>Lc = separación entre bordes de agujeros = S-h</p> <p>$h = \text{diámetro} + 1/16\text{pulg} = 3/4 + 1/16 = 13/16\text{pulg.}$</p> <p>$Lc = (1\frac{1}{4} + 1) - (13/16)(1/2) = 1.84\text{pulg} > 2d = 1.5\text{pulg.}$</p> <p>Por tanto $R_n/\Omega = 2.4d t F_u/\Omega$</p> <p>Por tanto la resistencia por aplastamiento esta dada por la siguiente ecuación</p> <p>$[(2 \times 2.4d t F_u) + (4 \times 1.2L_c t F_u) / \Omega] t = 56.17$</p> <p>$\{[(2 \times 2.4 \times 3/4 \times 58) + (4 \times 1.2 \times 1.43 \times 58)] / 2\} x t = 56.17$</p> <p>$t = 0.185 \text{ pulg} = 1/4''.$</p> <p>VERIFICACION DE LA PLACA</p> <p>CONECTADA.</p> <p>Tensión.</p> <p>$R_n/\Omega = F_y A_g/\Omega$</p> <p>$R_n/\Omega = (36 \times 7.65 \times 1/4) / 1.67$</p> <p>$R_n/\Omega = 41.22 \text{ kips} < 56.17 \text{Kips}$ no cumple</p> <p>CALCULO DEL ESPESOR DE LA PLACA</p> <p>CONSIDERANDO FALLA A TENSION.</p> <p>Determinación de área necesaria para falla por fluencia del elemento:</p>	<p>Lc = separación entre bordes de agujeros = S-h</p> <p>$h = \text{diámetro} + 1/16\text{pulg} = 3/4 + 1/16 = 13/16\text{pulg.}$</p> <p>$Lc = (3)(3/4) - 13/16 = 1.4375 \text{ pulg} < 2d = 1.5\text{pulg.}$</p> <p>Por tanto $\Phi R_n = 1.2L_c t F_u$.</p> <p>Para agujero cerca del borde de la placa:</p> <p>Lc = separación entre bordes de agujeros = S-h</p> <p>$h = \text{diámetro} + 1/16\text{pulg} = 3/4 + 1/16 = 13/16\text{pulg.}$</p> <p>$Lc = (1\frac{1}{4} + 1) - (13/16)(1/2) = 1.84\text{pulg} > 2d = 1.5\text{pulg.}$</p> <p>Por tanto $\Phi R_n = 2.4 \Phi d t F_u$</p> <p>Por tanto la resistencia por aplastamiento esta dada por la siguiente ecuación</p> <p>$[(2 \times 2.4d t F_u) + (4 \times 1.2L_c t F_u)] \Phi t = 79.90$</p> <p>$\{[(2 \times 2.4 \times 3/4 \times 58) + (4 \times 1.2 \times 1.43 \times 58)] \times 0.75\} x t = 79.90$</p> <p>$t = 0.175 \text{ pulg} = 1/4''.$</p> <p>VERIFICACION DE LA PLACA</p> <p>CONECTADA.</p> <p>Tensión.</p> <p>$\Phi R_n = \Phi F_y A_g$</p> <p>$\Phi R_n = (36 \times 7.65 \times 1/4) (0.90)$</p> <p>$\Phi R_n = 61.97 \text{ kips} < 79.90 \text{Kips}$ no cumple</p> <p>CALCULO DEL ESPESOR DE LA PLACA</p> <p>CONSIDERANDO FALLA A TENSION.</p> <p>Determinación de área necesaria para falla por fluencia del elemento:</p>
---	--

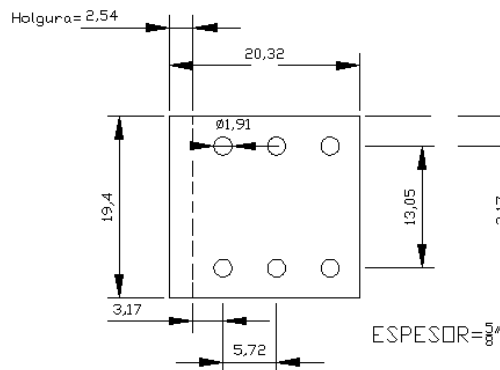
<p style="text-align: center;">$A_g = 1.67 P_u / F_y$</p> <p style="text-align: center;">$A_g = 1.67 (56.17/36)$</p> <p style="text-align: center;">$A_g = 2.61 \text{ pulg}^2$</p> <p style="text-align: center;">$t = (A_g/b) = (2.61/7.64) = 0.34 \text{ in}$</p> <p>Determinación de área neta o neta efectiva para falla por fractura del elemento:</p> <p style="text-align: center;">$A_{ne} = 2 P_u / F_u$</p> <p style="text-align: center;">$A_{ne} = 2(56.17/58)$</p> <p style="text-align: center;">$A_{ne} = 1.94 \text{ Pulg}^2$</p> <p style="text-align: center;">$A_{ne} = \{(b)-(d+1/8)(2)\}t$</p> <p style="text-align: center;">$t = A_{ne} / \{(b)-(d+1/8)(2)\}$</p> <p style="text-align: center;">$t = (1.94) / \{(7.64)-(3/4+1/8)(2)\}$</p> <p style="text-align: center;">$t = 0.33 \text{ in}$</p> <p style="text-align: center;"><u>Rige $t = 0.34 = 3/8 \text{ in}$</u></p> <p>VERIFICACION DE LA PLACA SOMETIDOS A ESFUERZOS CORTANTES</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fluencia por cortante. <p style="text-align: center;">$R_n = 0.6 F_y A_g$</p> <p style="text-align: center;">$R_n = 0.6(36/1.50)(3/8)(7.00+1) = 43.2$, no cumple</p> <p>Aumentando el espesor de la placa a $t = 5/8 \text{ pulg}$.</p> <p style="text-align: center;"><u>$R_n = 0.6(36/1.50)(5/8)(7+1) = 72.00 \text{ Kips}$, cumple</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Ruptura por cortante. <p style="text-align: center;">$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$</p> <p style="text-align: center;">$R_n = 0.6(58/2)\{(7+1)-(3/4+1/8)(3)\}(5/8)$</p>	<p style="text-align: center;">$A_g = P_u / \Phi F_y$</p> <p style="text-align: center;">$A_g = 79.90 / (36)(0.90)$</p> <p style="text-align: center;">$A_g = 2.47 \text{ pulg}^2$</p> <p style="text-align: center;">$t = (A_g/b) = (2.47/7.64) = 0.32 \text{ in}$</p> <p>Determinación de área neta o neta efectiva para falla por fractura del elemento:</p> <p style="text-align: center;">$A_{ne} = P_u / \Phi F_u$</p> <p style="text-align: center;">$A_{ne} = 79.90 / (58)(0.75)$</p> <p style="text-align: center;">$A_{ne} = 1.84 \text{ Pulg}^2$</p> <p style="text-align: center;">$A_{ne} = \{(b)-(d+1/8)(2)\}t$</p> <p style="text-align: center;">$t = A_{ne} / \{(b)-(d+1/8)(2)\}$</p> <p style="text-align: center;">$t = (1.84) / \{(7.64)-(3/4+1/8)(2)\}$</p> <p style="text-align: center;">$t = 0.31 \text{ in}$</p> <p style="text-align: center;"><u>Rige $t = 0.31 = 3/8 \text{ in}$</u></p> <p>VERIFICACION DE LA PLACA SOMETIDOS A ESFUERZOS CORTANTES</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fluencia por cortante. <p style="text-align: center;">$R_n = 0.6 F_y A_g$</p> <p style="text-align: center;">$R_n = 0.6(36)(1)(3/8)(7+1) = 64.8$, no cumple</p> <p>Aumentando el espesor de la placa a $t = 5/8 \text{ pulg}$.</p> <p style="text-align: center;"><u>$R_n = 0.6(36)(1)(5/8)(7+1) = 108 \text{ Kips}$, cumple</u></p> <ul style="list-style-type: none"> • Ruptura por cortante. <p style="text-align: center;">$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$</p> <p style="text-align: center;">$R_n = 0.6(58)(0.75)\{(7+1)-(3/4+1/8)(3)\}(5/8)$</p>
---	---

<u>Rn = 58.45Kips, cumple</u>	<u>Rn = 87.67Kips, cumple</u>
<p>VERIFICACION DE LA PLACA CONECTADA POR BLOQUE CORTANTE.</p> <p>La resistencia por bloque de cortante del elemento es la siguiente:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt} \leq 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$ $A_{nt} = \{(5.14) - (3/4 + 1/8)\}(5/8) = 2.67 \text{ pulg}^2$ $A_{nv} = \{(7 - 1/4 - (3/4 + 1/8)(2.5))\}(5/8)(2) = 4.45 \text{ pulg}^2$ $A_{gt} = \{5.14\}(5/8) = 3.21 \text{ pulg}^2$ $A_{gv} = \{7 - (1/1/4)\} (5/8)(2) = 7.19 \text{ pulg}^2$ <p>Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt}$ $R_n = 0.3(58/1.50 \times 4.45) + 0.5(1 \times 36/1.50 \times 2.67) =$ $R_n = 51.62 + 32.04$ $R_n = 83.66 \text{ Kips.}$ $R_n = 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$ $R_n = 0.3(36/1.50 \times 7.19) + 0.5(1 \times 58/1.50 \times 2.67)$ $R_n = 51.76 + 51.62$ $R_n = 103.38 \text{ Kips.}$ <p>La resistencia de diseño por bloque de cortante es 83.66 Kips (por tener la menor resistencia por bloque de cortante ya en la ecuación el valor de ruptura es igual) esta resistencia es mayor que la carga aplicada de 56.17 Kips, por lo que la conexión</p>	<p>VERIFICACION DE LA PLACA CONECTADA POR BLOQUE CORTANTE.</p> <p>La resistencia por bloque de cortante del elemento es la siguiente:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt} \leq 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$ $A_{nt} = \{(5.14) - (3/4 + 1/8)\}(5/8) = 2.67 \text{ pulg}^2$ $A_{nv} = \{(7 - 1/4 - (3/4 + 1/8)(2.5))\}(5/8)(2) = 4.45 \text{ pulg}^2$ $A_{gt} = \{5.14\}(5/8) = 3.21 \text{ pulg}^2$ $A_{gv} = \{7 - (1/1/4)\} (5/8)(2) = 7.19 \text{ pulg}^2$ <p>Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt}$ $R_n = 0.3(58 \times 4.45) + 0.5(1 \times 36 \times 2.67) =$ $R_n = 77.43 + 48.06$ $R_n = 125.49 \text{ Kips.}$ $R_n = 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$ $R_n = 0.3(36 \times 7.19) + 0.5(1 \times 58 \times 2.67)$ $R_n = 77.65 + 77.43$ $R_n = 155.08 \text{ Kips.}$ <p>La resistencia de diseño por bloque de cortante es 125.49 Kips (por tener la menor resistencia por bloque de cortante ya en la ecuación el valor de ruptura es igual) esta resistencia es mayor que la carga aplicada de 79.90 Kips, por lo que la</p>

<p>es adecuada.</p> <p>VERIFICACION DE LA PLACA CONECTADA POR ESFUERZOS A COMPRESION.</p> <p>Determinación de relación de esbeltez:</p> <p>Radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$</p> $I = 1/12bh^3 = (1/12)(7.64)(5/8)^3$ $I = 0.1554 \text{ pulg}^4$ $A = (7.64)(5/8) = 4.775 \text{ pulg}^2$ $r = \sqrt{\frac{0.1554}{4.775}} = 0.18$ $K = 1$ <p>L = es igual a la distancia al borde mas la holgura del final de la viga al alma de la columna, esto es:</p> $L = 1 \frac{1}{4} + 1 = 2 \frac{1}{4} \text{ pulg.}$ <p>Revisando la relación de esbeltez tenemos:</p> $KL/r = (1)(2 \frac{1}{4})/(0.18) = 12.5 < 25.$ <p>Por tanto la resistencia a la compresión para elementos conectados del capitulo 7.5 de esta tesis esta dada por:</p> $Rn/\Omega = FyAg/\Omega$ $Rn/\Omega = (36 \times 7.64 \times 5/8)/1.67$	<p>conexión es adecuada.</p> <p>VERIFICACION DE LA PLACA CONECTADA POR ESFUERZOS A COMPRESION.</p> <p>Determinación de relación de esbeltez:</p> <p>Radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$</p> $I = 1/12bh^3 = (1/12)(7.64)(5/8)^3$ $I = 0.1554 \text{ pulg}^4$ $A = (7.64)(5/8) = 4.775 \text{ pulg}^2$ $r = \sqrt{\frac{0.1554}{4.775}} = 0.18$ $K = 1$ <p>L = es igual a la distancia al borde mas la holgura del final de la viga al alma de la columna, esto es:</p> $L = 1 \frac{1}{4} + \frac{1}{2} = 2 \frac{1}{4} \text{ pulg.}$ <p>Revisando la relación de esbeltez tenemos:</p> $KL/r = (1)(2 \frac{1}{4})/(0.18) = 12.5 < 25.$ <p>Por tanto la resistencia a la compresión para elementos conectados del capitulo 7.5 de esta tesis esta dada por:</p> $\Phi Rn = \Phi FyAg$ $\Phi Rn = 0.9 \times 36 \times 7.64 \times 5/8$
---	--

$$Rn/\Omega = 102.93 > 56.17 \text{ kips}$$

La placa resistente a momento cumple todos los requisitos de diseño, por tanto esta será de **8"x7.64"x5/8"** con seis pernos de 3/4 pulg A325.



DISEÑO DE PLACA CORTANTE.

La viga W14x38 tiene las siguientes propiedades

$$d = 18.5 \text{ pulg. } t_f = 0.81 \text{ pulg.}$$

$$b = 7.64 \text{ pulg. } t_w = 0.5 \text{ pulg.}$$

La carga cortante con la que se diseñara esta conexión es **28.03 Kips**.

La conexión será soldada al alma de la columna y empernada al alma de la viga.

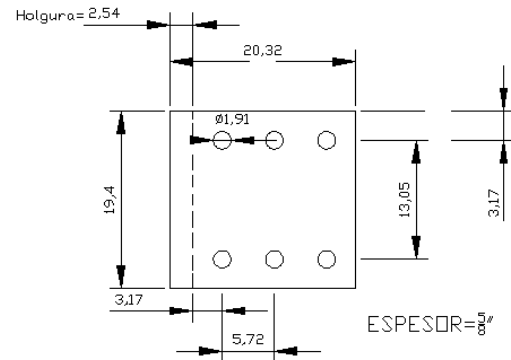
Primero determinaremos el número de pernos requeridos para resistir la fuerza cortante.

$$A_{\text{pernos}} = \frac{28.03}{\frac{48}{2}} = 1.17 \text{ pulg}^2$$

Utilizaremos pernos de 5/8 de pulg de diámetro en

$$Rn/\Omega = 174.71 > 79.90 \text{ kips}$$

La placa resistente a momento cumple todos los requisitos de diseño, por tanto esta será de **8"x7.64"x5/8"** con seis pernos de 3/4 pulg A325.



DISEÑO DE PLACA CORTANTE.

La viga W14x38 tiene las siguientes propiedades

$$d = 18.5 \text{ pulg. } t_f = 0.81 \text{ pulg.}$$

$$b = 7.64 \text{ pulg. } t_w = 0.5 \text{ pulg.}$$

La carga cortante con la que se diseñara esta conexión es **39.32 Kips**.

La conexión será soldada al alma de la columna y empernada al alma de la viga.

Primero determinaremos el número de pernos requeridos para resistir la fuerza cortante.

$$A_{\text{pernos}} = \frac{39.32}{0.75 \times 48} = 1.08 \text{ pulg}^2$$

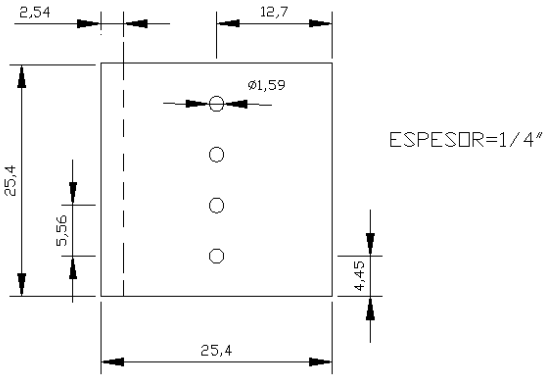
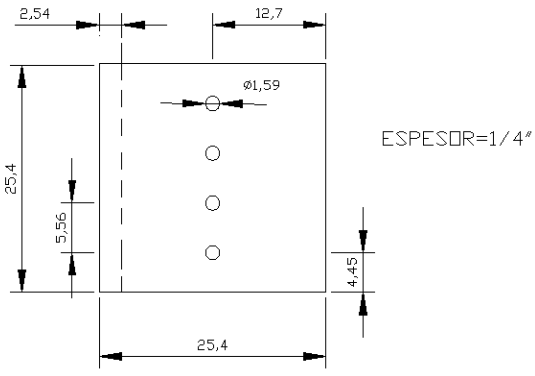
Utilizaremos pernos de 5/8 de pulg de diámetro en una sola línea, dando un número total de pernos de

<p>una sola línea, dando un número total de pernos de 4.</p> <p>DETERMINACION DEL ESPESOR DE LA PLACA.</p> <p>En base a la distribución de pernos en la placa, vamos ahora a determinar el espesor que debe tener la placa de cortante, en base a la resistencia por aplastamiento, considerando deformaciones de los agujeros a nivel de servicio.</p> <p>Para agujero centrales:</p> <p>$L_c = \text{separación entre bordes de agujeros} = S-h$ $h = \text{diámetro} + 1/16\text{pulg} = 5/8 + 1/16 = 11/16\text{pulg.}$ $L_c = (3)(5/8) - 11/16 = 1.19 \text{ pulg} < 2d = 1.25\text{pulg.}$</p> <p>Por tanto $R_n/\Omega = 1.2L_c t F_u$.</p> <p>Para agujero cerca del borde de la placa:</p> <p>$L_c = \text{separación entre bordes de agujeros} = S-h$ $h = \text{diámetro} + 1/16\text{pulg} = 5/8 + 1/16 = 11/16\text{pulg.}$ $L_c = (1 \ 1/8) - (11/16)(1/2) = 0.78\text{pulg} < 2d = 1.25\text{pulg.}$</p> <p>Por tanto $R_n/\Omega = 1.2L_c t F_u/\Omega$</p> <p>Por tanto la resistencia por aplastamiento esta dada por la siguiente ecuación</p> $[(1 \times 1.2L_c t F_u) + (3 \times 1.2L_c t F_u) / \Omega] t = 28.03$ $\{[(1 \times 1.2 \times 0.78 \times 58) + (3 \times 1.2 \times 1.19 \times 58)] / 2\} x t = 28.03$ $t = 0.10 \text{ pulg} = 1/4''.$ <p>El espesor del alma de la viga es 1/2 pulg y el del alma de la columna es 0.285 pulg mayores que el</p>	<p>4.</p> <p>DETERMINACION DEL ESPESOR DE LA PLACA.</p> <p>En base a la distribución de pernos en la placa, vamos ahora a determinar el espesor que debe tener la placa de cortante, en base a la resistencia por aplastamiento, considerando deformaciones de los agujeros a nivel de servicio.</p> <p>Para agujero centrales:</p> <p>$L_c = \text{separación entre bordes de agujeros} = S-h$ $h = \text{diámetro} + 1/16\text{pulg} = 5/8 + 1/16 = 11/16\text{pulg.}$ $L_c = (3)(5/8) - 11/16 = 1.19 \text{ pulg} < 2d = 1.25\text{pulg.}$</p> <p>Por tanto $\Phi R_n = 1.2L_c t F_u$.</p> <p>Para agujero cerca del borde de la placa:</p> <p>$L_c = \text{separación entre bordes de agujeros} = S-h$ $h = \text{diámetro} + 1/16\text{pulg} = 5/8 + 1/16 = 11/16\text{pulg.}$ $L_c = (1 \ 1/8) - (11/16)(1/2) = 0.78\text{pulg} < 2d = 1.25\text{pulg.}$</p> <p>Por tanto $\Phi R_n = 1.2L_c t F_u \Phi$</p> <p>Por tanto la resistencia por aplastamiento esta dada por la siguiente ecuación</p> $[(1 \times 1.2L_c t F_u) + (3 \times 1.2L_c t F_u)] \Phi t = 28.03$ $\{[(1 \times 1.2 \times 0.78 \times 58) + (3 \times 1.2 \times 1.19 \times 58)]\} x 0.75 t = 39.32$ $t = 0.17 \text{ pulg} = 1/4''.$ <p>El espesor del alma de la viga es 1/2 pulg y el del alma de la columna es 0.285 pulg mayores que el espesor de la placa de diseño, por tanto se considera</p>
---	---

<p>espesor de la placa de diseño, por tanto se considera adecuada.</p> <p>DISEÑO DE SOLDADURA DE LA PLACA DE UNION AL ALMA DE LA COLUMNA.</p> <p>La unión se hará utilizando una soldadura de filete, cuya resistencia esta dada por la siguiente ecuación:</p> $R_n/\Omega = 0.60F_{EXX} \cdot t_e \cdot L_w/\Omega.$ <p>Utilizaremos un electrodo E70xx tal como lo muestra la tabla de los requerimientos del metal de aportación del capitulo 7.4.5.</p> <p>Por tanto, suponiendo que toda la longitud de la placa ira soldada, despejaremos el tamaño de soldadura necesaria.</p> $t_e = \Omega \cdot R_u / 0.60 F_{Exx} L_w$ $t_e = 2 \times 28.03 / (0.60 \times 70 \times 7 / 7/8)$ $t_e = 0.17 \text{ pulg} = \text{aprox.} 3/16 \text{ pugl}$ <p>El tamaño mínimo de la soldadura debe ser, según la tabla J2.4 del AISC y del sub capitulo 7.4.4, para un tamaño mas pequeño del metal base, que para este caso es el espesor de la placa que es de ¼ de pulgada es 1/8 de pulg., este es menor que 3/16 pulg, por tanto se colocara soldadura de 3/16 de pulg.</p> <p>El tamaño máximo de la soldadura debe ser ¼ pulg, debido a que el tamaño del metal base es ¼ de pulg</p>	<p>adecuada.</p> <p>DISEÑO DE SOLDADURA DE LA PLACA DE UNION AL ALMA DE LA COLUMNA.</p> <p>La unión se hará utilizando una soldadura de filete, cuya resistencia esta dada por la siguiente ecuación:</p> $\Phi R_n = 0.60 \Phi F_{EXX} \cdot t_e \cdot L_w.$ <p>Utilizaremos un electrodo E70xx tal como lo muestra la tabla de los requerimientos del metal de aportación del capitulo 7.4.5.</p> <p>Por tanto, suponiendo que toda la longitud de la placa ira soldada, despejaremos el tamaño de soldadura necesaria.</p> $t_e = R_u / 0.60 \Phi F_{Exx} L_w$ $t_e = 39.32 / (0.60 \times 0.75 \times 70 \times 7 / 7/8)$ $t_e = 0.16 \text{ pulg} = \text{aprox.} 3/16 \text{ pugl}$ <p>El tamaño mínimo de la soldadura debe ser, según la tabla J2.4 del AISC y del sub capitulo 7.4.4, para un tamaño mas pequeño del metal base, que para este caso es el espesor de la placa que es de ¼ de pulgada es 1/8 de pulg., este es menor que 3/16 pulg, por tanto se colocara soldadura de 3/16 de pulg.</p> <p>El tamaño máximo de la soldadura debe ser ¼ pulg, debido a que el tamaño del metal base es ¼ de pulg según el sub capitulo 7.4.4 y es mayor que 3/16 de</p>
---	--

<p>según el sub capítulo 7.4.4 y es mayor que 3/16 de pulg., por tanto el tamaño de 3/16 pulg cumple.</p> <p>VERIFICACION DE LA PLACA CONECTADA.</p> <p>ESFUERZOS CORTANTES</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fluencia por cortante. $R_n = 0.6F_y A_g$ $R_n = 0.6(36/1.50)(1/4)(7 \ 7/8)=28.35, \text{ cumple}$ <ul style="list-style-type: none"> • Ruptura por cortante. $R_n = 0.6F_u A_{nv}$ $R_n = 0.6(58/2)\{(7 \ 7/8)-(5/8+1/8)(4)\}(1/4)$ $\underline{R_n = 21.20\text{Kips, no cumple}}$ <p>Una solución para incrementar la resistencia por cortante en vez de aumentar el espesor de la placa es incrementar el tamaño vertical de la placa, para lo cual se tomara L= 10in.</p> <p>Por lo tanto la resistencia por ruptura cortante será:</p> $R_n = 0.6(58/2)\{(10)-(5/8+1/8)(4)\}(1/4)$ $\underline{R_n = 30.45\text{Kips, cumple}}$ <p>VERIFICACION DE LA PLACA CONECTADA POR BLOQUE CORTANTE.</p>	<p>pulg., por tanto el tamaño de 3/16 pulg cumple.</p> <p>VERIFICACION DE LA PLACA CONECTADA.</p> <p>ESFUERZOS CORTANTES</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fluencia por cortante. $R_n = 0.6F_y A_g$ $R_n = 0.6(36 \times 1)(1/4)(7 \ 7/8)= 42.53, \text{ cumple}$ <ul style="list-style-type: none"> • Ruptura por cortante. $R_n = 0.6F_u A_{nv}$ $R_n = 0.6(58 \times 0.75)\{(7 \ 7/8)-(5/8+1/8)(4)\}(1/4)$ $\underline{R_n = 31.80 \text{ Kips, cumple}}$ <p>Una solución para incrementar la resistencia por cortante en vez de aumentar el espesor de la placa es incrementar el tamaño vertical de la placa, para lo cual se tomara L= 10in.</p> <p>Por lo tanto la resistencia por ruptura cortante será:</p> $R_n = 0.6(58 \times 0.75)\{(10)-(5/8+1/8)(4)\}(1/4)$ $\underline{R_n = 45.68\text{Kips, cumple}}$ <p>VERIFICACION DE LA PLACA CONECTADA POR BLOQUE CORTANTE.</p> <p>La resistencia por bloque de cortante del elemento</p>
--	---

<p>La resistencia por bloque de cortante del elemento es la siguiente:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt} \leq 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$ $A_{nt} = \{ [2.25 - (5/8 + 1/8)] / 2 \} (1/4) = 0.19 \text{ pulg}^2$ $A_{nv} = \{ 8.25 - [(5/8 + 1/8) \times 3.5] / 2 \} \times 1/4 = 1.41 \text{ pulg}^2$ $A_{gt} = (1.125 \times 1/4) = 0.28 \text{ pulg}^2$ $A_{gv} = (8.25 \times 1/4) = 2.06 \text{ pulg}^2$ <p>Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt}$ $R_n = 0.3(58/1.50 \times 1.41) + 0.5(1 \times 36/1.50 \times 0.19) =$ $R_n = 16.35 + 2.28$ $R_n = 18.63 \text{ Kips. No cumple.}$ <p>Incrementaremos la placa el ancho de la placa que antes teníamos de 2.25 pulg a 10 pulg., ahora la resistencia a bloque de cortante es.</p> $A_{nt} = \{ 10 - (5/8 + 1/8) \} / 2 (1/4) = 1.16 \text{ pulg}^2$ $A_{nv} = \{ 8.25 - [(5/8 + 1/8) \times 3.5] / 2 \} \times 1/4 = 1.41 \text{ pulg}^2$ $A_{gt} = (5 \times 1/4) = 1.25 \text{ pulg}^2$ $A_{gv} = (8.25 \times 1/4) = 2.06 \text{ pulg}^2$ <p>Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt}$ $R_n = 0.3(58 \times 1 \times 1.41) + 0.5(1 \times 36 \times 1 \times 1.16) =$ $R_n = 16.35 + 13.92$ $R_n = 30.27 \text{ Kips. cumple}$ $R_n = 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$	<p>es la siguiente:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt} \leq 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$ $A_{nt} = \{ [2.25 - (5/8 + 1/8)] / 2 \} (1/4) = 0.19 \text{ pulg}^2$ $A_{nv} = \{ 8.25 - [(5/8 + 1/8) \times 3.5] / 2 \} \times 1/4 = 1.41 \text{ pulg}^2$ $A_{gt} = (1.125 \times 1/4) = 0.28 \text{ pulg}^2$ $A_{gv} = (8.25 \times 1/4) = 2.06 \text{ pulg}^2$ <p>Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt}$ $R_n = 0.3(58 \times 1 \times 1.41) + 0.5(1 \times 36 \times 1 \times 0.19) =$ $R_n = 24.53 + 3.42$ $R_n = 27.95 \text{ Kips. No cumple.}$ <p>Incrementaremos la placa el ancho de la placa que antes teníamos de 2.25 pulg a 10 pulg., ahora la resistencia a bloque de cortante es.</p> $A_{nt} = \{ 10 - (5/8 + 1/8) \} / 2 (1/4) = 1.16 \text{ pulg}^2$ $A_{nv} = \{ 8.25 - [(5/8 + 1/8) \times 3.5] / 2 \} \times 1/4 = 1.41 \text{ pulg}^2$ $A_{gt} = (5 \times 1/4) = 1.25 \text{ pulg}^2$ $A_{gv} = (8.25 \times 1/4) = 2.06 \text{ pulg}^2$ <p>Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:</p> $R_n = 0.3F_u A_{nv} + 0.5U_{bs}F_y A_{nt}$ $R_n = 0.3(58 \times 1 \times 1.41) + 0.5(1 \times 36 \times 1 \times 1.16) =$ $R_n = 24.53 + 20.88$ $R_n = 45.41 \text{ Kips. cumple}$ $R_n = 0.3F_y A_{gv} + 0.5U_{bs}F_u A_{nt}$ $R_n = 0.3(36 \times 1 \times 2.06) + 0.5(1 \times 58 \times 1 \times 1.16)$
---	---

<p> $R_n = 0.3(36/1.50 \times 2.06) + 0.5(1 \times 58/1.50 \times 1.16)$ $R_n = 14.83 + 22.43$ $R_n = 37.26$ Kips. </p> <p> La resistencia de diseño por bloque de cortante es 30.27 Kips (por tener mayor valor ruptura en la ecuación) esta resistencia es mayor que la carga aplicada de 28.03 Kips, por lo que la conexión es adecuada. </p> <p> La placa por cortante queda de 10"x10"x1/4" soldada al alma de la columna con un tamaño de 3/16" y empernada al alma de la viga con cuatro pernos de 5/8 pulg A325. </p> 	<p> $R_n = 22.25 + 33.64$ $R_n = 56.29$ Kips. </p> <p> La resistencia de diseño por bloque de cortante es 45.41 Kips (por tener mayor valor ruptura en la ecuación) esta resistencia es mayor que la carga aplicada de 39.32 Kips, por lo que la conexión es adecuada. </p> <p> La placa por cortante queda de 10"x10"x1/4" soldada al alma de la columna con un tamaño de 3/16" y empernada al alma de la viga con cuatro pernos de 5/8 pulg A325. </p> 
---	--

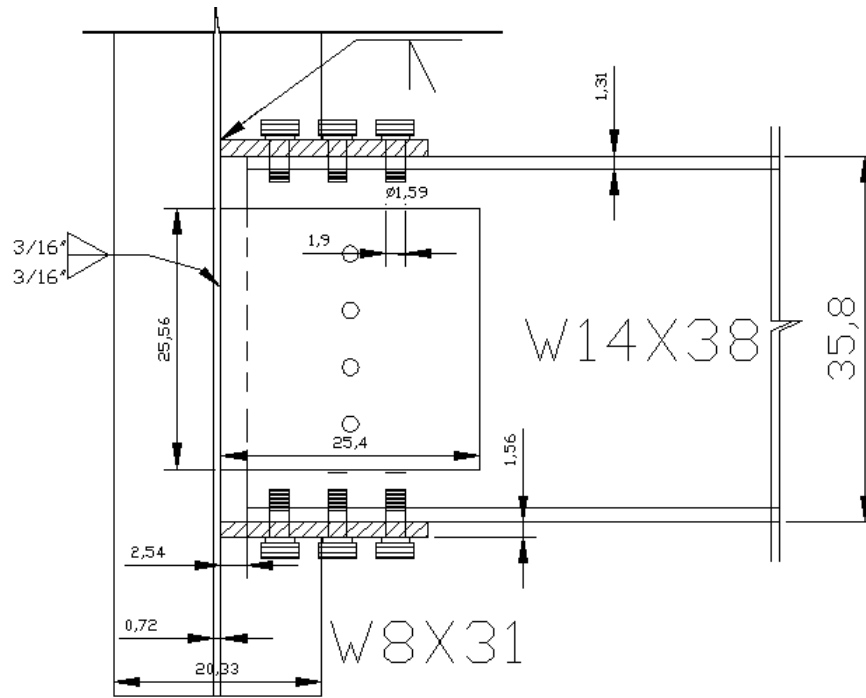


Fig. 7.43 Vista en elevación de conexión. (Cotas en centímetros).

CAPITULO VIII
VIGAS COMPUESTAS

8.1 GENERALIDADES

Cuando una losa de concreto esta apoyada sobre vigas de acero y no existen medios para transferir los esfuerzos cortantes entre ambos elementos, se tiene un sistema en la que estos trabajan por separado. La construcción con elementos que trabajan por separado es a no dudarlo segura, pero ya que la losa se flexiona junto con la viga cuando se aplican cargas, la losa sostiene partes de las cargas. Sin embargo, si no hay suficiente adherencia entre ambos elementos (como seria el caso cuando la viga de acero estuviera completamente embebida en el concreto, o cuando se proporciona un sistema mecánico de conectores de fuerza cortante), la carga soportada por la losa es pequeña y puede ignorarse. Se ha demostrado que la unión de vigas de acero y losa de concreto como sistema logran gran resistencia, uniéndolas de modo que actúen como una sola unidad, entre las ventajas que se presentan se tienen las siguientes:

- Una ventaja particular de los pisos compuestos es que aprovechan la alta resistencia del concreto a la compresión, haciendo que toda o casi toda la losa trabaje a compresión, al mismo tiempo que un mayor porcentaje del acero trabaje a tensión, cosa que debe procurarse en estructuras de acero, pues finalmente el acero necesario para las mismas cargas y claros será menor (o mayores claros para secciones iguales).
- Las secciones compuestas tienen mayor rigidez y menores deflexiones que los elementos separados, quizá de tan solo 20 a 30%. de las deflexiones que poseen los elementos con secciones no compuestas.
- La posibilidad de tener menores espesores de piso (un factor que es de gran importancia en edificios altos), menor altura entre techo y piso permite alturas de construcción reducidas.
- Una ventaja importante unida a la reducción del peralte de la viga, es el ahorro de recubrimiento contra incendio.

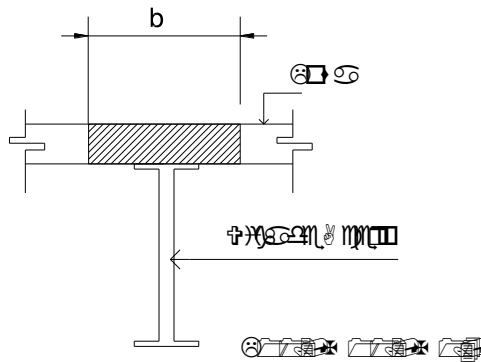
8.2 ANCHO EFECTIVO DE PATINES

Si las vigas se encuentran relativamente cerca una de la otra, los esfuerzos a flexión en la losa se distribuyen en forma bastante uniforme en la zona de compresión, sin embargo si la distancia entre estas es grande, los esfuerzos variaran mucho y se distribuirá en forma no lineal a través del patín. Las

especificaciones del AISC 2005, abordan este problema reemplazando la losa real por una losa efectiva menos ancha, pero con un esfuerzo constante. Se supone que esta losa equivalente soporta la misma compresión total que la losa real. El ancho efectivo de la losa “b”, se muestra en la figura 8.1.

Según las especificaciones del AISC 2005 el ancho efectivo de la losa de concreto es igual a la suma del ancho efectivo para cada lado de la línea central de la viga, el cual no podrá exceder de:

- Un octavo del claro de la viga medido entre centros de apoyos para claros simples o continuos.
- La mitad de la distancia entre el eje central de la viga y el eje central de la viga adyacente.
- La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa.



DETALLE DE VIGA DE ACERO

Fig. 8.1 Ancho efectivo “b”

8.3 ESFUERZOS CORTANTES

El esfuerzo cortante admisible en vigas compuestas con conectores de cortante podrá ser determinado en base a las propiedades de la sección de acero solamente, acorde al capítulo “G” del AISC o el capítulo VI de esta tesis. El esfuerzo cortante admisible del concreto oculto y relleno en miembros compuestos podrá ser determinado en base a las propiedades de la sección de acero solamente, en concordancia con el capítulo “G” del AISC o el capítulo VI de esta tesis o basado sobre las propiedades del concreto y acero de refuerzo longitudinal. El esfuerzo cortante del concreto reforzado puede ser determinado acorde al ACI 318, 2005 capítulo 11.

8.4 RESISTENCIA DE VIGAS COMPUESTAS CON CONECTORES DE CORTANTE.

Para poder hacer uso de la teoría de la determinación de la resistencia de vigas compuestas con conectores de cortante se deberá de cumplir con lo siguiente:

- (1) La viga de acero deberá ser compacta
- (2) Conectar la losa y vigas con conectores de cortante en la región de momento negativo.
- (3) El reforzamiento de la losa paralelo a la viga de acero, dentro del ancho efectivo de la losa, es correctamente desarrollado.

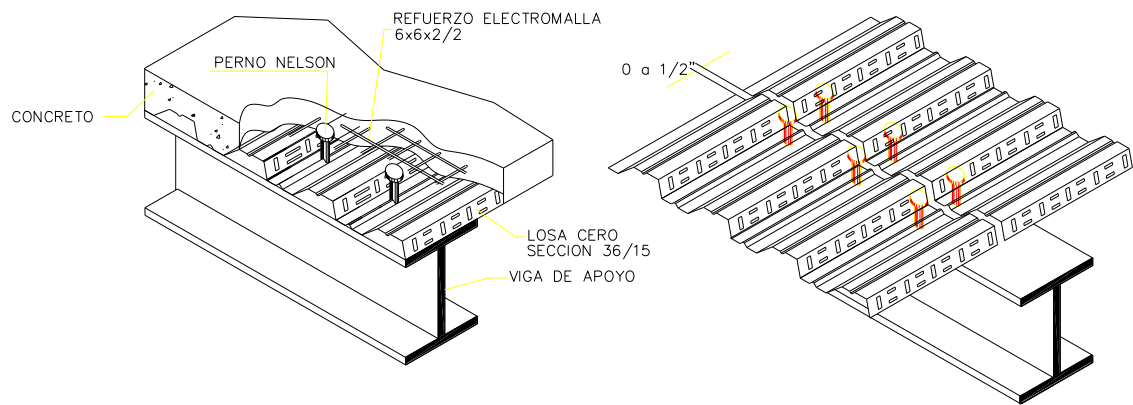


Fig. 8.2 Vigas de aceros con conectores de cortante

8.4.1 Resistencia a flexión positiva:

La resistencia de diseño a flexión positiva $\Phi_b M_n$ y la resistencia admisible a flexión positiva M_n/Ω_b , podrá ser determinado para el estado límite de fluencia como sigue:

$$\Phi_b=0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b= 1.67 \text{ (ASD)}$$

(a) Para $h/t_w \leq 3.76\sqrt{E/F_y}$

M_n que es el momento resistente nominal de la sección compuesta, se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

(b) Para $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_y}$

M_n se determina por la superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta en su caso el efecto de apuntalamiento durante la construcción.

8.4.2 Resistencia a flexión negativa:

La resistencia de diseño a flexión negativa $\Phi_b M_n$ y la resistencia admisible a flexión negativa M_n/Ω_b , podrá ser determinado para la sección de acero solamente acorde a los requerimientos del capítulo F de las especificaciones del AISC 2005 o el capítulo VI de esta tesis.

Alternativamente, el esfuerzo admisible a flexión negativa podrá ser determinado de la distribución de esfuerzos plásticos sobre la sección compuesta, para el estado límite de fluencia (momento plástico), con

$$\Phi_b=0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_b= 1.67 \text{ (ASD)}$$

8.5 ESFUERZO DE VIGAS COMPUESTAS CON FORMALETAS DECK DE ACERO

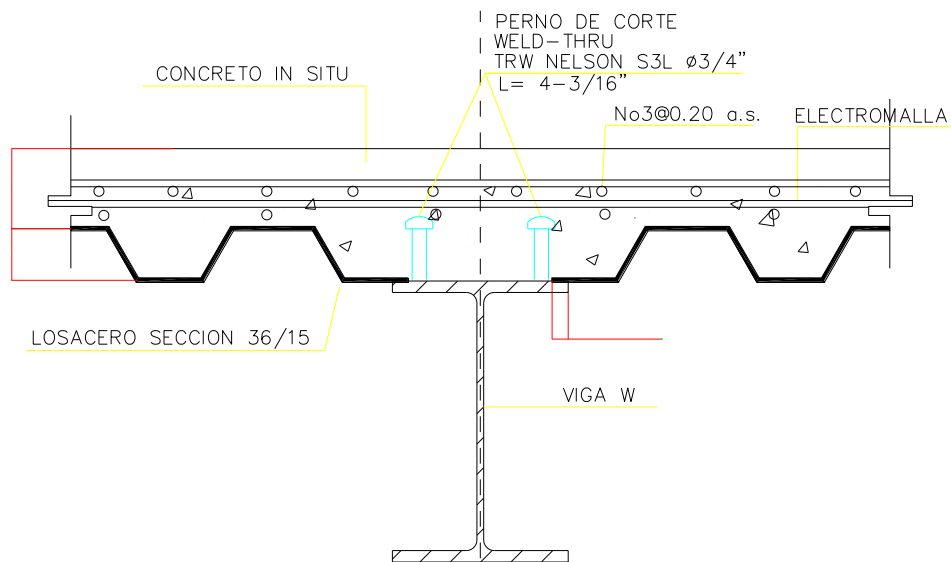


Fig. 8.3 Vigas compuestas con formaletas Deck de acero

(1) General:

El esfuerzo admisible a flexión en construcciones compuestas de losas de concreto sobre formaletas de aceros conectados a vigas de acero podrá ser determinado por la aplicación de la sección I3.2a y I3.2b del AISC 2005 con los siguientes requerimientos:

- (a) Esta sección es aplicable a plataformas de acero con nervaduras nominales de alto no mayor de 3pulg (75mm). El ancho promedio de las nervaduras de concreto, W_r no deberá ser menor de 2pulg (50mm).
- (b) La losa de concreto podrá ser conectada a las vigas de acero por conectores de cortante soldados de 3/4pulg (19mm) o de menor diámetro (AWS D1.1). Los conectores de cortante podrán ser soldados a la plataforma o directamente a la sección de acero. Los conectores de cortante (stud), después de la instalación, deberá extenderse no menos de 1 ½ pulg. (38mm) arriba de la parte superior de la plataforma de acero y ahí deberá de proveérsele un recubrimiento de concreto arriba del conector instalado no menor de de ½ (13mm) pulg.
- (c) El espesor de la losa arriba de la plataforma de acero no podrá ser menor de 2pulg (50mm)
- (d) La plataforma de acero podrá ser anclado en todo el miembro de soporte en un espacio que no exceda de 18pulg (460mm). Tal anclaje podrá ser proporcionado por conectores de cortante (stud) o una combinación de conectores de cortante (stud) y puntos de soldaduras u otros dispositivos especificados por el diseñador.

(2) Plataforma con nervaduras orientadas perpendicular a las vigas de acero

El concreto debajo de la parte superior de la plataforma de acero podrá ser obviado para la determinación de las propiedades de sección compuesta y en los cálculos de A_c para plataforma con nervaduras perpendiculares a las vigas de acero.

(3) Plataformas con nervaduras orientados paralelos a las vigas de acero

El concreto debajo de la parte superior de la plataforma de acero puede ser incluido en la determinación de las propiedades de la sección compuesta y podrá ser incluida para el cálculo de A_c .

Cuando el peralte nominal de la plataforma de acero es 1 ½ pulg. o mayor, el ancho promedio, W_r , de la nervadura podrá ser no menor de 2pulg (50mm) para el primer stud en la fila transversal mas cuatro diámetros stud por cada stud adicional.

8.6 CONECTORES DE CORTANTE

Transferencia de carga para momento positivo:

El cortante horizontal en la interface entre la viga de acero y la losa de concreto podrá ser asumido para ser resistido por los conectores de cortante. Para losa compuesta sujeta a flexo compresión, la fuerza horizontal total a cortante, V , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento nulo podrá ser tomado como el valor mas bajo posible acorde al estado limite de aplastamiento de concreto, fluencia a tensión de la sección de acero, o la fuerza de los conectores de cortante:

Aplastamiento del concreto:

$$V=0.85f'_cA_c \quad (\text{Ec. 8.1})$$

Fluencia a tensión de la sección de acero

$$V=F_yA_s \quad (\text{Ec. 8.2})$$

Resistencia de los conectores de cortante

$$V=\sum Q_n \quad (\text{Ec. 8.3})$$

Donde

A_c : Área de la losa de concreto dentro del ancho efectivo, pulg², (mm²)

A_s : Área de la sección de acero, pulg², (mm²)

$\sum Q_n$: Suma de las fuerzas nominales de los conectores de cortantes, entre el punto máximo momento positivo y el punto de momento nulo, Kips (N).

Transferencia de carga por momento negativo:

En vigas compuestas continuas en donde el acero de refuerzo longitudinal es considerado en las regiones de momento negativo, la fuerza cortante horizontal total entre el punto de máximo momento negativo y el

punto de momento nulo podrá ser tomada como el más bajo valor, acorde al estado límite fluencia del acero de refuerzo en la losa, o la resistencia de los conectores de cortante:

- (a) Fluencia a tensión en el refuerzo de la losa:

$$V = A_r F_{yr} \quad (\text{Ec. 8.4})$$

Donde

A_r : Área adecuada para el desarrollo del refuerzo del acero longitudinal dentro del área efectiva en la losa de concreto pulg², (mm²)

F_{yr} : Mínimo esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo del acero, Ksi (MPa)

- (b) Fuerza en los conectores de cortante

$$V = \sum Q_n \quad (\text{Ec. 8.5})$$

FUERZA EN LOS CONECTORES DE CORTANTE STUD

La resistencia nominal de un conector de cortante stud, embebido en concreto sólido o en una losa compuesta es:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u \quad (\text{Ec. 8.6})$$

Donde

A_{sc} : Área de sección transversal del conector a cortante stud, pulg², (mm²)

E_c : Módulo de elasticidad del concreto = $W_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ Ksi (Ec. 8.7)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días.

F_u : Mínimo esfuerzo de tensión especificado del conector de cortante, Ksi (MPa)

R_g : 1.0; (a) para un conector soldado a la plataforma de acero con la nervadura orientada perpendicular a la sección de acero; (b) para cualquier número de conectores soldados en una fila directa de la sección de acero; (c) para cualquier número de conectores soldados en una fila a través de la plataforma de acero con la nervadura orientada paralelamente a la sección de acero y la relación del ancho promedio de la nervadura a peralte de nervadura ≥ 1.5

: 0.85 (a) para dos conectores soldados en la plataforma de acero con la nervadura orientada perpendicularmente a la sección de acero; (b)) para un conector soldados a través de la plataforma de acero con la nervadura orientada paralelamente a la sección de acero y la relación del ancho promedio de la nervadura a peralte de nervadura < 1.5

: 0.7 para tres o más conectores soldados en una plataforma de acero con la nervadura orientada perpendicular a la sección de acero.

R_p: 1.0 para conectores soldados directamente a la sección de acero (en otras palabras, no a través de la plataforma de acero o lamina) y teniendo un ancho de nervadura con no mas de 50 porciento del patín superior cubierta por la plataforma o lamina de acero encerrada.

: 0.75 (a) para conectores soldados directamente a una losa compuesta con la nervadura orientada perpendicular a la viga y **$e_{mid-ht} \geq 2$ in (50mm)**; (b) para conectores soldados a través de la plataforma de acero y embebido en una losa compuesta con una nervadura orientada paralela a la viga

: 0.6 para conectores soldados en una losa compuesta con nervaduras orientadas perpendicular a la viga y **$e_{mid-ht} < 2$ in (50mm)**

e_{mid-ht} : Distancia del borde de la espiga del stud al alma de la plataforma de acero, medida en medio de la altura de la nervadura de la plataforma, y la dirección de la carga del stud (en otras palabras en la dirección del máximo momento para un soporte simple en vigas).

W_c : Peso volumétrico del concreto ($90 \leq W_c \leq 155$ lbs/ft³ o $1500 \leq W_c \leq 2500$ kg/m³)

Tabla 8.1 valores R_g y R_p, para determinar la resistencia nominal de los conectores de cortante

Condición	R _g	R _p
No plataforma	1	1
Plataforma orientada paralelo a la sección de acero		
$w_r/hr \geq 1.5$	1	0.85
$w_r/hr < 1.5$	0.85**	0.75

Plataforma orientada perpendicular a la sección de acero; número de conectores ocupados en la misma plataforma nervada		
1	1	0.6+
2	0.85	0.6+
3 o mas	0.7	0.6+

h_r: Altura nominal de nervadura, pulg (mm)

W_r: Ancho promedio de la nervadura de concreto, pulg (mm)

* este calificador es de “no plataforma”, los conectores de cortante podrán ser soldados directamente a la sección de acero y no mas del 50 por ciento del alma superior de la sección de acero puede ser cubierta por la nervadura de acero.

**para un único conector

+ Este valor puede ser aumentado a 0.75 cuando $e_{mid} - h_t \geq 2$ in (50mm)

FUERZA DE CONECTORES DE CORTANTE DE CANAL

La resistencia nominal de un canal embebido en una losa maciza de concreto es:

$$Q_n \equiv 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c \sqrt{f'_c E_c} \quad (\text{Ec. 8.8})$$

Donde:

t_f: Espesor del patín del canal conector de cortante, pulg (mm)

t_w: Espesor del alma del canal conector de cortante, pulg (mm)

L_c: Longitud del canal conector de cortante, pulg (mm)

La resistencia del canal para conector de cortante podrá ser desarrollada por soldadura del canal al patín de la viga para una fuerza igual a Q_n , considerando excentricidad sobre el conector.

REQUERIMIENTOS DEL NÚMERO DE CONECTORES DE CORTANTE

El número de conectores que se colocaran entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual a la fuerza cortante horizontal calculada de acuerdo con las secciones I3.2d (1) y I3.2d (2), del AISC 2005, dividido entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indico en la sección I3.2d (3), del AISC 2005.

COLOCACION Y ESPACIAMIENTO DE LOS CONECTORES DE CORTANTE

Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo, pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada a esa zona y el punto mas cercano de momento nulo deberá ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de la carga concentrada.

Los conectores deben tener como mínimo, 1 pulg (25mm) de recubrimiento lateral de concreto, excepto en donde se coloquen exactamente sobre el alma de la viga, el diámetro del vástago de los conectores de cortante no excederán 2.5 veces el grueso del patín al que se suelden.

La separación mínima centro a centro de los conectores de cortante, será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de cuatro diámetros en la dirección perpendicular a ese eje. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ochos veces el grueso total de la losa ni 36pulg.

8.7 METODOLOGIA DE DISEÑO.

8.7.1 DISEÑO DE VIGA COMPUESTA.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS SEGÚN ASD:	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGASCOMPUESTAS SEGÚN LRFD:
<p>1. Determinación de las acciones internas.</p> <p>Se debe determinar el momento flector más desfavorable que ocurre en la viga compuesta.</p> <p>2. Combinaciones de carga.</p> <p>Realizar las combinaciones de carga por el método de esfuerzos admisibles (ASD) del momento flector más desfavorable o de diseño, estipuladas en el capítulo 2 de esta tesis.</p> <p>3. Suposición del peralte a utilizar.</p> <p>Este es un método iterativo de prueba y error, lo primero que se debe realizar es establecer el peralte que debe tener el perfil que deseamos utilizar, este peralte se puede establece en base a criterios como deflexión máxima, espacios arquitectónicos, etc.</p> <p>4. Determinación del peso estimado del</p>	<p>1. Determinación de las acciones internas.</p> <p>Se debe determinar el momento flector más desfavorable que ocurre en la viga compuesta.</p> <p>2. Combinaciones de carga.</p> <p>Realizar las combinaciones de carga por el método de factores de carga y resistencia (LRFD) del momento flector más desfavorable o de diseño, estipuladas en el capítulo 2 de esta tesis.</p> <p>3. Suposición del peralte a utilizar.</p> <p>Este es un método iterativo de prueba y error, lo primero que se debe realizar es establecer el peralte que debe tener el perfil que deseamos utilizar, este peralte se puede establece en base a criterios como deflexión máxima, espacios arquitectónicos, etc.</p> <p>4. Determinación del peso estimado del</p>

<p>perfil de diseño.</p> <p>Considerando una acción compuesta total y que el eje neutro plástico está en la losa (es decir, el caso más común en que el acero gobierna), además re escribiendo el peso en términos de área, tenemos la siguiente ecuación:</p> $w = \frac{3.4M_u \Omega_b}{F_y(d/2+t-a/2)} \text{ (lbs/ ft) . (Ec. 8.9)}$ <p>En esta se supondrá que $a/2$ es igual a 1. Esta ecuación nos da el peso por pie que debe tener el perfil de diseño.</p> <p>5.0 Revisión de la resistencia a flexión de la viga compuesta del perfil seleccionado.</p> <p>5.1 Determine el ancho efectivo Del patín, el cual será el menor valor entre:</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L/4$, donde L es el claro de la viga. • Separación entre vigas <p>5.2 Determinación Del estado gobernante, el cual será el que tenga la menor fuerza entre:</p> <p>$A_s F_y$</p> <p>$0.85 f'_c A_c$</p>	<p>perfil de diseño.</p> <p>Considerando una acción compuesta total y que el eje neutro plástico está en la losa (es decir, el caso más común en que el acero gobierna), además re escribiendo el peso en términos de área, tenemos la siguiente ecuación:</p> $w = \frac{3.4M_u}{\phi_b F_y(d/2+t-a/2)} \text{ (lbs/ ft) (Ec 8.9)}$ <p>En esta se supondrá que $a/2$ es igual a 1. Esta ecuación nos da el peso por pie que debe tener el perfil de diseño.</p> <p>5 Revisión de la resistencia a flexión de la viga compuesta del perfil seleccionado.</p> <p>5.1 Determine el ancho efectivo Del patín, el cual será el menor valor entre:</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L/4$, donde L es el claro de la viga. • Separación entre vigas <p>Determinación Del estado gobernante, el cual será el que tenga la menor fuerza entre:</p> <p>$A_s F_y$</p> <p>$0.85 f'_c A_c$</p>
--	---

<p>5.3 Determinación del brazo del de momento.</p> <p>Este se obtiene sustituyendo los datos de la siguiente ecuación.</p> $y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \quad (\text{Ec. 8.10})$ <p>Donde:</p> <p>t= espesor de la losa</p> <p>d = Peralte real del perfil seleccionado</p> <p>a = Profundidad del bloque rectangular equivalente, el cual se obtiene despejando la ecuación $0.85f'cAc$, considerando la carga la menor carga obtenida del literal anterior.</p> <p>5.4 Determinación de la resistencia de diseño.</p> <p>La resistencia de diseño está dada por el par de momento entre la carga de tensión o compresión y el brazo de momento.</p> $M_n / \Omega_b = C_y / \Omega_b = T_y / \Omega_b \quad (\text{Ec. 8.11})$	<p>5.3 Determinación del brazo del de momento.</p> <p>Este se obtiene sustituyendo los datos de la siguiente ecuación.</p> $y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \quad (\text{Ec. 8.10})$ <p>Donde:</p> <p>t= espesor de la losa</p> <p>d = Peralte real del perfil seleccionado</p> <p>a = Profundidad del bloque rectangular equivalente, el cual se obtiene despejando la ecuación $0.85f'cAc$, considerando la carga la menor carga obtenida del literal anterior.</p> <p>5.4 Determinación de la resistencia de diseño</p> <p>La resistencia de diseño está dada por el par de momento entre la carga de tensión o compresión y el brazo de momento.</p> $\Phi_b M_{nb} = \Phi_b C_y b = \Phi_b T_y \quad (\text{Ec. 8.11})$
---	---

8.7.2 METODOLOGIA PARA EL DISEÑO DE CONECTORES DE CORTANTE.

El diseño de los conectores de cortante tanto para el método de esfuerzo admisible (ASD) como para el método por factores de carga y resistencia (LRFD) es el mismo, es por esto que solo se planteará un procedimiento de diseño, el cual se plantea a continuación:

1.0 Determinación de la fuerza cortante sobre el conector de cortante.

La fuerza cortante que se transmite al Nelson Stud, es la fuerza de compresión “C”, el cual no es más que el menor valor obtenido entre $A_s F_y$ y $0.85 f'_c A_c$.

2.0 Selección de conector de cortante que cumpla los requisitos mínimos.

Se debe proponer el diámetro y tipo de conector de cortante a utilizar, además, este debe cumplir con los requisitos mínimos de longitud mínima.

3.0 Determinación de la resistencia del conector de cortante propuesto.

La resistencia del conector de cortante está dada por la siguiente desigualdad:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (\text{Ec. 8.6})$$

Donde:

A_{sc} = Área transversal del conector de cortante propuesto (Pulg²).

f'_c = Resistencia a compresión del concreto (Kg/cm²)

F_u = Resistencia mínima a tensión del conector de cortante (ksi)

Tal y como se mostró en la teoría, el módulo de elasticidad está dado bajo la siguiente ecuación:

$$E_c = w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 8.12})$$

4.0 Determinar el número de conectores de cortante requeridos.

Se determina el número de conectores de cortante requeridos en la mitad de la viga mediante la siguiente ecuación:

$$N = \frac{V_h = C}{Q_n} \quad (\text{Ec. 8.13})$$

El número de conectores entre el extremo de la viga y el centro del claro es el valor de “N” calculado de la fórmula anterior, por tanto el número de conectores de cortante en toda la viga será 2N.

5.0 Determinación de la separación requerida de conectores de cortante.

La separación requerida a la que debe estar los conectores de cortante, está dada por la siguiente ecuación:

$$S = \frac{L_{\text{claro}}}{N_{\text{conect}}} \quad (\text{Ec. 8.14})$$

6.0 Verificación si cumple con los requisitos de separación mínima y máxima.

Luego se debe verificar los parámetros de espaciamiento establecidos por el AISC, tal como son los siguientes:

$$S_{\text{min}} = 6 \times \text{Diámetro conector}$$

$$S_{\text{max}} = 8 \times \text{espesor de losa, pero en ningún caso será mayor que 36 pulg.}$$

8.8 EJEMPLO VIGA COMPUESTA.

8.8.1 Ejemplo 1.

Diseñe la viga compuesta de un tablero central constituida por una losa de concreto reforzado de $t = 0.15\text{m}$ de resistencia $f'c = 210\text{Kg/cm}^2$ (establecido mediante un diseño previo), la cual se encuentra sometida a una carga muerta de 1.41kips/ft y una carga viva de 0.5kips/ft . (La viga se encuentra separada de su eje con respecto a otra 3.0m y corresponde a la misma viga calculada en el ejemplo del capítulo de vigas). La figura es la que se muestra a continuación:

$$W_{muerta} = 1.41 \text{ Kips/ ft}$$

$$W_{viva} = 0.5 \text{ Kips/ ft}$$

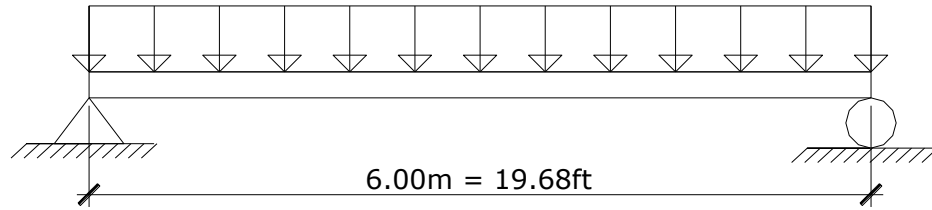


Fig. 8.1 Condiciones de apoyo y carga de la viga.

Solución.

Primero se determinarán el momento flector a la que estará sometida la viga compuesta, el cual corresponde a la siguiente acción interna:

- Momento de diseño para la carga muerta = $\frac{WL^2}{8} = 68\text{Kip-ft}$
- Momento de diseño carga viva = $\frac{WL^2}{8} = 24.21 \text{ Kip-ft}$

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS SEGÚN ASD:	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGASCOMPUESTAS SEGÚN LRFD:
1.0 Combinaciones de carga	1.0 Combinaciones de carga
1.0 D	1.0 1.4D
R = 68 Kips-ft	1.4(68)
2.0 D+L	R = 95.2 Kips-ft
68+24.21	2.0 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)
R = 92.21 Kips-ft = 1106.52 Kips-in.	1.2(68) + 1.6(24.21) + 0.5(0)
	R = 120.34 Kips-ft = 1444.08 Kips-in
2.0 Suponer el peralte del perfil a utilizar.	2.0 Suponer el peralte del perfil a utilizar.

<p>Vamos a suponer la utilización de un perfil con peralte de 16 pulg.</p> <p>3.0 Determinación del peso estimado del perfil de diseño.</p> $w = \frac{3.4Mu\Omega b}{F_y(d/2 + t - a/2)} \text{ (lbs/ ft)}$ <p>Suponer $a/2 = 1$.</p> <p>Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:</p> $w = \frac{3.4 \times 1106.52 \times 1.67}{50(16/2 + 5.1 - 1)} = 10.38 \text{ (lbs/ ft)}$ <p>Utilizaremos el perfil más ligero con un peralte 16 pulgada, este es W16x26 (anexo A.1 Tabla de propiedades de los perfiles)</p> <p>4.0 Revisión de la resistencia a flexión de la viga compuesta con el uso del perfil seleccionado.</p> <p>4.1 Determine el ancho efectivo Del patín.</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L/4 = 19.68/4 = 4.92\text{ft}$ (rige) • Separación entre vigas = $3\text{m} = 9.84\text{ft}$. <p>4.2 Determinación Del estado gobernante.</p> $A_s F_y = 7.88 \times 50 = 394 \text{ kips.}$ $0.85 f'_c A_c$ $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 2.98 \text{ ksi}$	<p>Vamos a suponer la utilización de un perfil con peralte de 16 pulg.</p> <p>3.0 Determinación del peso estimado del perfil de diseño.</p> $w = \frac{3.4Mu}{\phi b F_y (d/2 + t - a/2)} \text{ (lbs/ ft)}$ <p>Suponer $a/2 = 1$.</p> <p>Sustituyendo los datos en la ecuación tenemos:</p> $w = \frac{3.4 \times 1444.08}{0.9 \times 50 (16/2 + 5.1 - 1)} = 9.02 \text{ (lbs/ ft)}$ <p>Utilizaremos el perfil más ligero con un peralte 16 pulgada, este es W16x26 (anexo A.1 Tabla de propiedades de los perfiles)</p> <p>4.0 Revisión de la resistencia a flexión de la viga compuesta con el uso del perfil seleccionado.</p> <p>4.1 Determine el ancho efectivo Del patín.</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L/4 = 19.68/4 = 4.92\text{ft}$ (rige) • Separación entre vigas = $3\text{m} = 9.84\text{ft}$. <p>4.2 Determinación Del estado gobernante.</p> $A_s F_y = 7.88 \times 50 = 394 \text{ kips.}$ $0.85 f'_c A_c$ $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 2.98 \text{ ksi}$ $\text{Ancho} = 4.92\text{ft} = 59.04\text{pulg.}$
---	---

<p>Ancho = 4.92ft = 59.04pulg.</p> <p>Espesor de losa = 0.15m = 5.1pulg</p> <p>$0.85f'cAc = 0.85 \times 2.98 \times 59.04 \times 5.1 = 762.7 \text{Kips.}$</p> <p>El acero gobierna, C=394 kips, esto significa que el peralte total de la losa no es necesario para desarrollar La fuerza de compresión requerida.</p> <p>La fuerza de compresión resultante también puede expresarse como:</p> <p>C = 0.85f'cAc, de donde se obtiene:</p> $a = \frac{C}{0.85f'cb}$ $a = \frac{394}{0.85 \times 2.98 \times 59.04} = 2.63 \text{ pulg}^2$ <p>4.3 Determinación del brazo del de momento.</p> $y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}$ $y = \frac{15.7}{2} + 5.91 - \frac{3.05}{2} = 12.24$ <p>Determinación de la resistencia de diseño.</p> <p>La resistencia de diseño está dada por el par de momento entre la carga de tensión o compresión y el brazo de momento.</p> <p>$M_n = C_y = T_y = 394 \times 12.24 = 4822.56 \text{Kips-pulg}$</p> <p>$M_n / \Omega_b = 4822.56 / 1.67 = 2887.76 \text{kips-pulg}$</p> <p>$M_n / \Omega_b = 2887.76 \text{kips-pulg} > M_u = 1106.52 \text{kips-pulg}$</p>	<p>Espesor de losa = 0.15m = 5.1pulg</p> <p>$0.85f'cAc = 0.85 \times 2.98 \times 59.04 \times 5.1 = 762.7 \text{Kips.}$</p> <p>El acero gobierna, C=394 kips, esto significa que el peralte total de la losa no es necesario para desarrollar La fuerza de compresión requerida.</p> <p>La fuerza de compresión resultante también puede expresarse como:</p> <p>C = 0.85f'cAc, de donde se obtiene:</p> $a = \frac{C}{0.85f'cb}$ $a = \frac{394}{0.85 \times 2.98 \times 59.04} = 2.63 \text{ pulg}^2$ <p>4.3 Determinación del brazo del de momento.</p> $y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}$ $y = \frac{15.7}{2} + 5.91 - \frac{3.05}{2} = 12.24$ <p>Determinación de la resistencia de diseño.</p> <p>La resistencia de diseño está dada por el par de momento entre la carga de tensión o compresión y el brazo de momento.</p> <p>$M_n = C_y = T_y = 394 \times 12.24 = 4822.56 \text{Kips-pulg}$</p> <p>$\phi_b M_n = 0.9 \times 4822.56 = 4340.30 \text{kips-pulg}$</p> <p>$M_n / \Omega_b = 4340.30 \text{kips-pulg} > M_u = 1106.52 \text{kips-pulg}$</p>
--	---

La viga compuesta es adecuada.	La viga compuesta es adecuada.
--------------------------------	--------------------------------

8.8.2 Ejemplo 2.

Determine si la viga compuesta de un tablero central constituida por un perfil W16x31 de $F_y = 50\text{ksi}$ y una losa de concreto reforzado de $t = 0.15\text{m}$ de resistencia $f'_c = 210\text{Kg/cm}^2$, resiste una carga muerta de 1.41kips/ft y una carga viva de 0.5 kips/ft . (La viga se encuentra separada de su eje con respecto a otra 3.0m y corresponde a la misma viga calculada en el ejemplo del capítulo de vigas). La figura es la que se muestra a continuación:

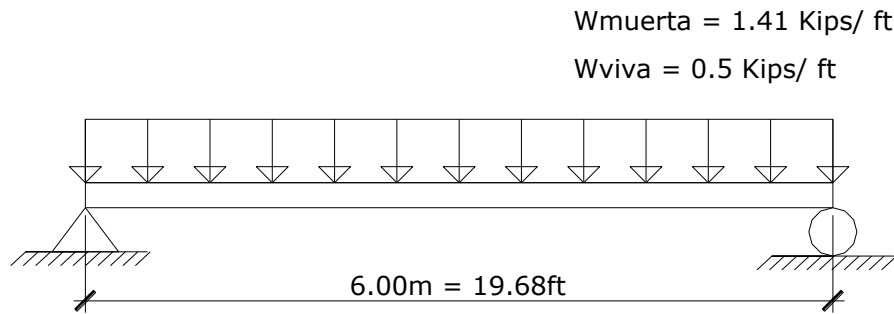


Figura 8.2 Condiciones de apoyo y carga de la viga.

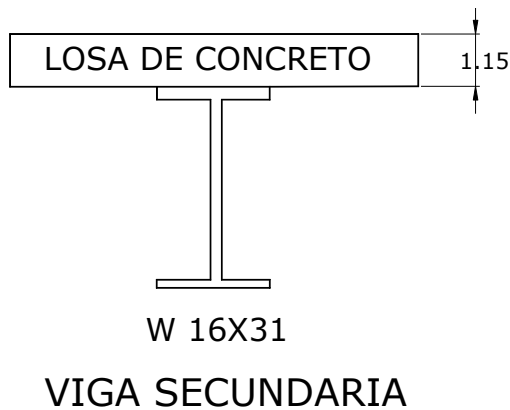


Figura 8.3 Sección transversal de la Viga Compuesta.

Solución.

Primero se determinarán el momento flector a la que estará sometida la viga compuesta, el cual corresponde a la siguiente acción interna:

- Momento de diseño para la carga muerta = $\frac{WL^2}{8} = 68\text{Kip-ft}$
- Momento de diseño carga viva = $\frac{WL^2}{8} = 24.21 \text{ Kip-ft}$

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS SEGÚN ASD:	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGAS COMPUESTAS SEGÚN LRFD:
<p>1.0 Combinaciones de carga</p> <p>1.0 D</p> <p style="text-align: center;">R = 68 Kips-ft</p> <p>2.0 D+L</p> <p style="text-align: center;">68+24.21</p> <p style="text-align: center;">R = 92.21 Kips-ft = 1106.52 Kips-in.</p> <p>2.0 Determine el ancho efectivo Del patín.</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L/4 = 19.68/4 = 4.92\text{ft}$ (rige) • Separación entre vigas = 3m = 9.84ft. <p>3.0 Determinación Del estado gobernante.</p> <p>$A_s F_y = 9.13 \times 50 = 456.5 \text{ kips.}$</p> <p>$0.85 f'_c A_c$</p> <p>$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 2.98\text{ksi}$</p>	<p>1.0 Combinaciones de carga</p> <p>1.0 1.4D</p> <p style="text-align: center;">1.4(68)</p> <p style="text-align: center;">R = 95.2 Kips-ft</p> <p>2.0 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)</p> <p style="text-align: center;">1.2(68) + 1.6(24.21) + 0.5(0)</p> <p style="text-align: center;">R = 120.34 Kips-ft = 1444.08 Kips-in</p> <p>2.0 Determine el ancho efectivo Del patín.</p> <ul style="list-style-type: none"> • $L/4 = 19.68/4 = 4.92\text{ft}$ (rige) • Separación entre vigas = 3m = 9.84ft. <p>3.0 Determinación Del estado gobernante.</p> <p>$A_s F_y = 9.13 \times 50 = 456.5 \text{ kips.}$</p> <p>$0.85 f'_c A_c$</p> <p>$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 2.98\text{ksi}$</p>

<p>Ancho = 4.92ft = 59.04pulg.</p> <p>Espesor de losa = 0.15m = 5.1pulg</p> <p>$0.85f'cAc = 0.85 \times 2.98 \times 59.04 \times 5.1 = 762.7 \text{Kips}.$</p> <p>El acero gobierna, $C=456.5$ kips, esto significa que el peralte total de la losa no es necesario para desarrollar La fuerza de compresión requerida.</p> <p>La fuerza de compresión resultante también puede expresarse como:</p> <p>$C = 0.85f'cAc$, de donde se obtiene:</p> $a = \frac{C}{0.85f'cb}$ $a = \frac{456.5}{0.85 \times 2.98 \times 59.04} = 3.05 \text{ pulg}^2$ <p>4.0 Determinación del brazo del de momento.</p> $y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}$ $y = \frac{15.9}{2} + 5.91 - \frac{3.05}{2} = 12.34$ <p>5.0 Determinación de la resistencia de diseño.</p> <p>La resistencia de diseño está dada por el par de momento entre la carga de tensión o compresión y el brazo de momento.</p> $M_n = C_y = T_y = 456.5 \times 12.34 = 5633.21 \text{Kips-pulg}$ $M_n / \Omega_b = 5633.21 / 1.67 = 3373.18 \text{kips-pulg}$	<p>Ancho = 4.92ft = 59.04pulg.</p> <p>Espesor de losa = 0.15m = 5.1pulg</p> <p>$0.85f'cAc = 0.85 \times 2.98 \times 59.04 \times 5.1 = 762.7 \text{Kips}.$</p> <p>El acero gobierna, $C=456.5$ kips, esto significa que el peralte total de la losa no es necesario para desarrollar La fuerza de compresión requerida.</p> <p>La fuerza de compresión resultante también puede expresarse como:</p> <p>$C = 0.85f'cAc$, de donde se obtiene:</p> $a = \frac{C}{0.85f'cb}$ $a = \frac{456.5}{0.85 \times 2.98 \times 59.04} = 3.05 \text{ pulg}^2$ <p>4.0 Determinación del brazo del de momento.</p> $y = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2}$ $y = \frac{15.9}{2} + 5.91 - \frac{3.05}{2} = 12.34$ <p>5.0 Determinación de la resistencia de diseño.</p> <p>La resistencia de diseño está dada por el par de momento entre la carga de tensión o compresión y el brazo de momento.</p> $M_n = C_y = T_y = 456.5 \times 12.34 = 5633.21 \text{Kips-pulg}$
--	---

$M_n/\Omega_b = 3373.18 \text{ kips-pulg} > M_u = 1106.52 \text{ kips-pulg}$ La viga compuesta es adecuada.	$\Phi_b M_{nb} = 5633.21 \times 0.90 = 5069.89 \text{ kips-pulg}$ $\Phi_b M_n = 5069.89 \text{ kips-pulg} > M_u = 1444.08 \text{ kips-pulg}$ La viga compuesta es adecuada.
--	---

8.8.3 Ejemplo 3.

De los datos del ejemplo anterior, diseñe los conectores de cortante necesarios para hacer que la viga tenga un comportamiento compuesto total.

SOLUCIÓN.

1.0 Determinación de la fuerza cortante sobre el conector de cortante.

La fuerza cortante que se transmite al Nelson Stud, es la fuerza de compresión “C” en el concreto, la cual del problema anterior dio $C = 456.5 \text{ Kips}$.

2.0 Selección de conector de cortante que cumpla los requisitos mínimos.

Diámetro máximo = $2.5 \times 0.44 \text{ pulg} = 1.1 \text{ pulg}$. Utilizaremos un perno de $\Phi 5/8$

Longitud Mínima = $4 \times 5/8 = 2.5 \text{ pulg.}$, utilizaremos un Nelson stud S3L de $3/4" \times 4-3/16"$

3.0 Determinación de la resistencia del conector de cortante propuesto.

Utilizaremos un conector de $3/4" \times 4-3/16"$.

$$\text{Área del conector de cortante. } A_{sc} = \frac{\pi(3/4)^2}{4} = 0.44 \text{ pulg}^2$$

$$E_c = w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 154.41^{1.5} \sqrt{2.98} = 3312.24 \text{ ksi}$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0.5 \times 0.44 \sqrt{2.98 \times 3312.24} \leq 0.44 \times 60$$

$$Q_n = 21.85 \leq 26.4 \therefore \text{usar } Q_n = 21.85 \text{ kips}$$

4.0 Determinar el número de conectores de cortante requeridos.

$$N = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{456.5}{21.85} = 20.89 \text{ conectores}$$

El número de conectores entre el extremo de la viga y el centro del claro es 21, por tanto el número de conectores de cortante en toda la viga serán 42

5.0 Determinación de la separación requerida de conectores de cortante.

$$S = \frac{L_{claro}}{N_{conect}} = \frac{19.68 \times 12}{42} = 5.63 \text{ pulg}$$

Digamos que lo espaciaremos a cada 5 pulg.

6.0 Verificación de los requisitos de separación mínima y máxima.

$$S_{min} = 6 \times \text{diametro conector} = 6 \times 3/4 = 4.5 \text{ pulg.}$$

$$S_{max} = 8 \times \text{espesor de losa} = 8 \times 5.91 = 47.28 \text{ pulg, tomaremos como separación máxima } 36 \text{ pulg.}$$

Dados que la separación se encuentra dentro de estos límites, la separación cumple.

Por tanto se usara un conector de cortante Nelson stud S3L de 3/4x4-3/16" @ 5 pulg.

CAPITULO IX
DISEÑO DE ELEMENTOS TRADICIONALES DE
ESTRUCTURA DE TECHO.

9.1 GENERALIDADES

Entre las estructuras que sirven como soporte de las cubiertas de techo, las constituidas por elementos metálicos armados son de las más utilizadas actualmente en nuestro país. Se constituyen principalmente, de varillas corrugada o lisa, angulares, platinas o tubos industriales. Estos elementos se unen por medio de soldaduras, remachado o empernado.

Los elementos más comunes son las vigas armadas de alma abierta conocidas como “vigas macomber” y los polines triangulares o espaciales.

Las vigas macomber son elementos armados formados generalmente por dos cuerdas paralelas constituidas por angulares, dispuestos espalda con espalda (Figura 9.1a) o en forma encajuelada (Figura 9.1b). Estas cuerdas se unen por medio de una celosía metálica formada por varillas lisas o corrugadas, o en algunos casos por elementos laminados y dispuestos generalmente a cada 45° ó 60° . La forma común de unión de las cuerdas entre si y de estas con la celosía es mediante soldadura de arco.

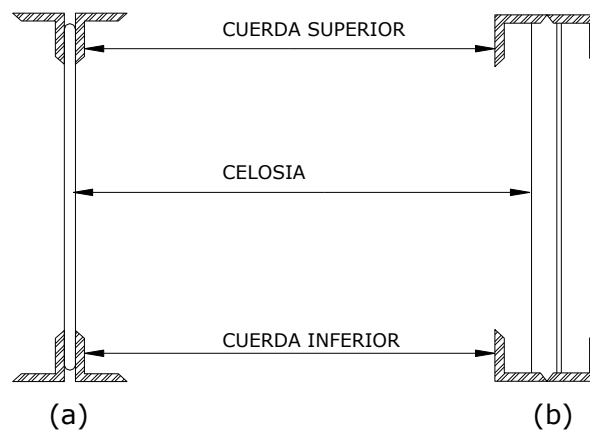


Fig. 9.1 Vigas armadas de alma abierta. (a) con angulares espalda con espalda. (b) encajueladas

Los polines espaciales o triangulares (Figura 9.2) son elementos formados por dos cuerdas paralelas, constituidas comúnmente por varillas lisas o corrugadas y unidas entre si por celosía metálica a 45° ó 60° , conformada también por varillas.

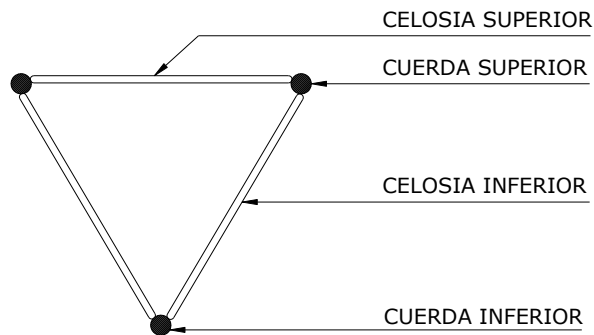


Fig. 9.2 Polines armados espaciales

Generalmente el Polín posee en su cuerda superior dos varillas, no así en su cuerda inferior donde solo consta de una. Esto es debido a razones tanto estructurales como funcionales: por un lado y de acuerdo a las comunes condiciones de carga y apoyo, necesitara de mayor sección de acero en su cuerda superior para absorber satisfactoriamente los esfuerzos de compresión, por otro lado suele hacerse los traslapes de cubierta sobre un Polín, por lo que resulta mas adecuado el colocarlo de esta forma no solamente para el apoyo de las cubiertas mismas sino para su fijación.

Otro tipo de estructura de soporte metálica armada es el constituido por las tijeras, conocidas también como armaduras. Estos elementos son vigas armadas de alma abierta cuyas cuerdas a diferencia de las vigas macomber no son paralelas: la cuerda inferior es generalmente horizontal y la superior se inclina de acuerdo a la pendiente del techo. Otra diferencia con las vigas macomber es la disposición de los elementos que unen las cuerdas de las armaduras, que en este caso se conocen como verticales o diagonales. Son comunes varios tipos de armaduras entre los que podemos mencionar las armaduras Pratt, Howe, Fink, etc.

Los elementos metálicos laminados aplicables a estructuras de techo, son producidos en frío, mediante el doblez o moldeado de láminas de acero al carbón de calidad ASTM A-570, presentando un límite de fluencia del orden de 36Ksi.

En la práctica local el utilizar el Polín “C” como elemento conformante de estructuras de soporte se vuelve cada día común, debido a cualidades tales como rapidez de instalación, economía y ahorro de tiempo en cuanto a la preparación del elemento. Solamente se fabrican en el país polines “C” con peraltes de cuatro, cinco y seis pulgadas, variando su espesor entre 1.5 y 2.0 milímetros.

Las solicitaciones a la que mayormente se encuentran expuesta una estructura son las gravitacionales (vivas y muertas) y accidentales sean estas de sismo de viento.

Las cargas muertas son debidas al propio peso de la estructura, cubierta y algunos elementos fijos tales como cielo falso, instalaciones eléctricas y equipamiento específicos. Las cargas vivas son por lo general de poca duración y debidas a casos no permanentes tales como condiciones de montaje, lluvias de intensidad fuerte, etc. Las cargas accidentales debidas a sismos son consideradas de acuerdo a las disposiciones del Reglamento de Diseño Sísmico de El Salvador, en el que se recomienda cargar la estructura de una cubierta con una componente vertical del 28% (capítulo IX, Art. 31) del peso de la misma, sin embargo debido a que se estará trabajando en condición accidental los esfuerzos permisibles pueden aumentarse en un treinta y tres por ciento (33%) (Capítulo IX Art. 50) por lo anterior no son considerables los efectos de sismo aplicados a la estructura de cubierta, sin embargo deberán evaluarse los efectos que la misma pueda generar en los elementos de la subestructura.

Los techos como otros tipos de estructuras se constituyen por lo general de elementos primarios y secundarios, los miembros secundarios sirven de apoyo directo a los elementos de cubierta o instalaciones, transmitiendo estas cargas a los conformantes de la estructura principal, los que también sirven de apoyo directo a los elementos no estructurales (Figura 9.3).

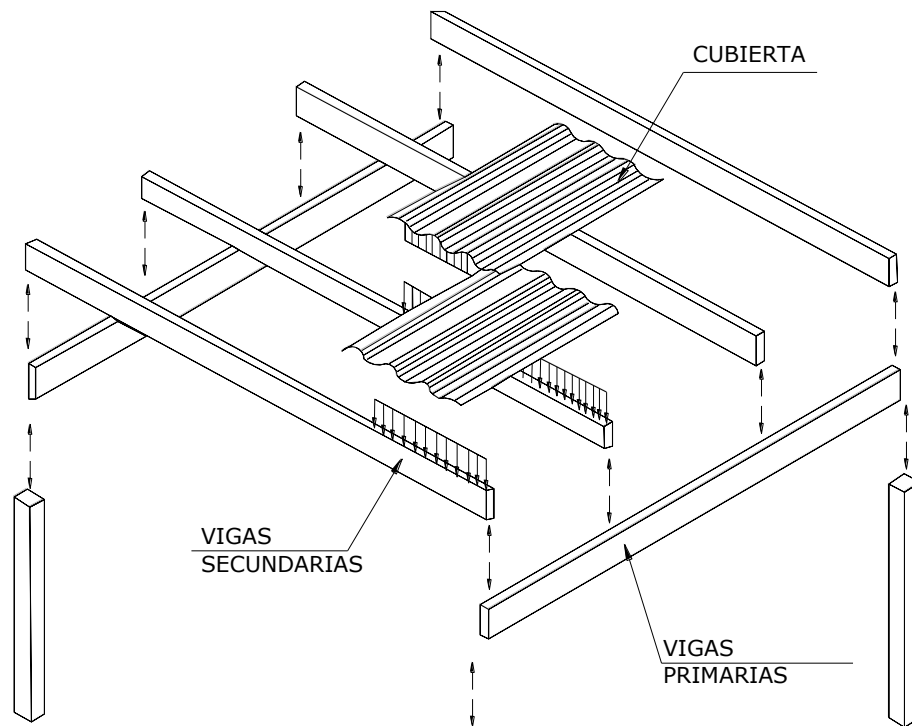


Fig. 9.3 Flujo de cargas gravitacionales en estructuras de techo flexibles

9.2. ANÁLISIS DE VIGAS:

Las vigas son elementos estructurales sometidos principalmente a cargas normales a su eje longitudinal. Dichos elementos resisten y transmiten las cargas a sus apoyos por medio de esfuerzos de flexión y cortante. Los momentos de flexión externos producen fuerzas de compresión y tensión de igual magnitud sobre la sección transversal del miembro estructural, cuyas resultantes producen el par de fuerzas necesario para contrarrestar dicho momento externo.

Debido a la necesidad de evacuar aguas pluviales por medio del escurrimiento por gravedad a través de la cubierta, es necesario proveer de pendiente al sistema de techado, por lo que muchas veces se colocan vigas de techo inclinadas, las cuales se encuentran solicitadas a esfuerzos de compresión o tensión adicionales, tal como se observa en la figura 9.4. Dichos esfuerzos son mayores cuando es mayor el

ángulo de inclinación de la viga. Los elementos con muy poca o nula inclinación presentan en sus apoyos reacciones horizontales muy pequeñas en relación a las verticales. Por lo anterior los efectos de carga axial inducidos por la pendiente a la cual se colocan, suelen no tomarse en cuenta por muchos diseñadores para la determinación de las acciones de diseño. Sin embargo para elementos conformantes de estructuras de techo con pendientes apreciables, será necesario hacer las consideraciones particulares de análisis correspondientes, debido a que el comportamiento de los mismos estará regido por efectos de flexo-compresión más que predominantemente de flexión (Figura 9.4).

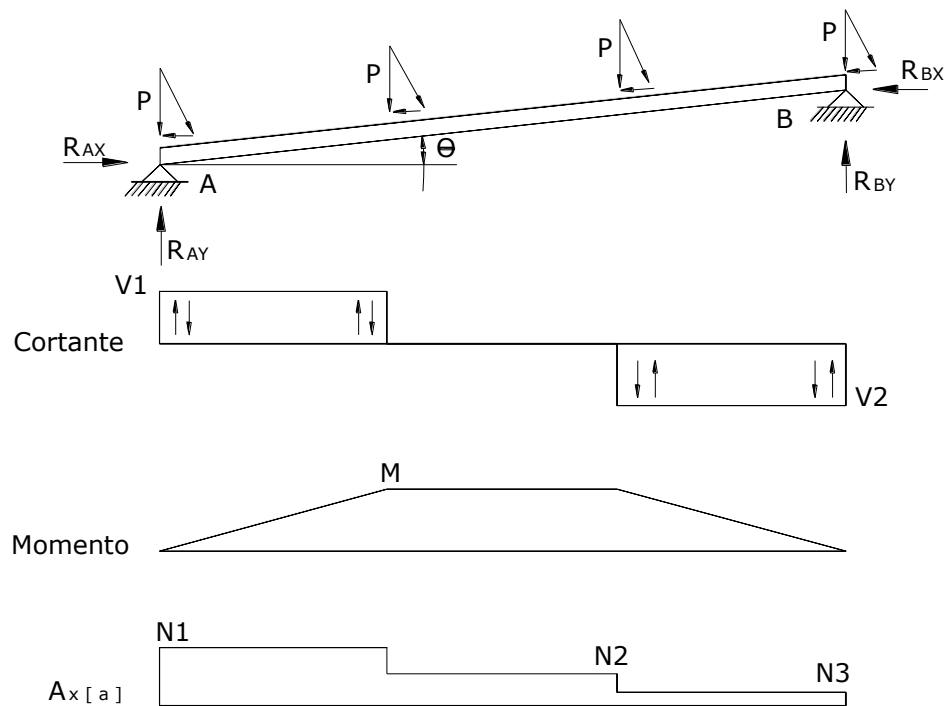


Fig. 9.4 Esfuerzos de flexo compresión en vigas

Otro fenómeno muy importante relacionado con el comportamiento estructural de vigas de techo es el de flexión asimétrica. La flexión que ocurre respecto a cualquier eje que no sea uno de los principales, se dice que es una flexión asimétrica. Este fenómeno es particularmente importante en algunos elementos laminados, como en el caso del Polín “C”.

Por otro lado, cuando las cargas a las que se encuentra solicitado no concurren al centro de la sección, se producen efectos de torsión que en algunos casos pueden ser apreciables .

Cuando el fenómeno de flexión asimétrica es considerable, los esfuerzos se determinan descomponiendo las cargas en componentes perpendiculares a sus ejes centroidales principales, determinando y superponiendo dichos esfuerzos máximos para cualquier punto en particular, es decir, los esfuerzos de flexión para cualquier punto de una viga con ejes de simetría que se encuentran bajo efectos de flexión asimétrica pueden calcularse mediante la siguiente expresión:

$$f_b = f_{bx} + f_{by} \quad (\text{Ec. 9.1})$$

Donde:

f_b : Esfuerzo de flexión resultante en un punto determinado.

f_{bx} : Esfuerzo de flexión en un punto determinado, producido por el momento actuante alrededor del eje x-x

f_{by} : Esfuerzo de flexión en un punto determinado, producido por el momento actuante alrededor del eje y-y

Cada esfuerzo componente se calcula como sigue:

$$f_{bx} = M_x / S_x \quad (\text{Ec. 9.2}) \quad ; \quad f_{by} = M_y / S_y \quad (\text{Ec. 9.3})$$

Donde:

M_x : Momento alrededor del eje x-x

S_x : Modulo de sección respecto al eje x-x.

M_y : Momento alrededor del eje y-y

S_y : Modulo de sección respecto al eje y-y.

En el caso general, de contarse con una sección sin ejes de simetría (Figura 9.5), deberá calcularse previamente el eje neutro, los ejes principales de inercia y la determinación de las respectivas distancias “x” e “y” para un punto en particular. Luego podrá utilizarse la siguiente expresión para calcular el esfuerzo debido a flexión en dicho punto:

$$f_b = \frac{M_y I_x - M_x I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} x + \frac{M_x I_y - M_y I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} y \quad (\text{Ec. 9.4})$$

En la que:

I_{xy} : Producto de inercia respecto a los ejes principales

x : Distancia del punto en cuestión al eje y - y

y : Distancia del punto en cuestión al eje x - x

En casos especiales, podrá reducirse el momento que actúa alrededor del eje perpendicular a la cubierta, utilizando elementos paralelos a la misma, de modo que reduzcan la longitud libre de pandeo en dicha dirección, en la que el elemento a analizar se comportara como una viga continua.

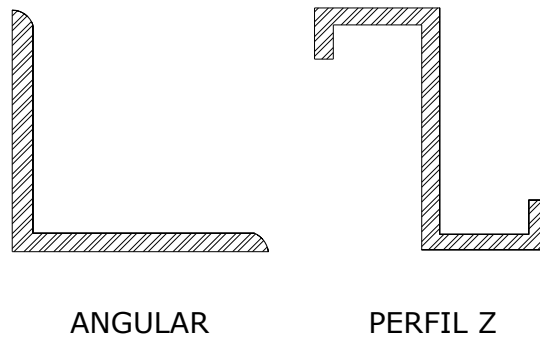


Fig. 9.5 Ejemplo de secciones asimétricas

9.3 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO:

9.3.1 VIGAS METÁLICAS DE ALMA ABIERTA “VIGAS MACOMBER”:

Estos elementos pueden ser diseñados de dos maneras: la primera tomando en cuenta únicamente efectos debidos a flexión, en este caso, el diseño se puede realizar utilizando los criterios para el diseño de la cuerda a tensión, revisiones de las condiciones de pandeo local y total en la cuerda superior y celosía para polines triangulares. Una segunda forma como se menciona anteriormente bajo cargas axiales elevadas se considerara efectos de compresión, por el que el proporcionamiento corresponde a elementos en flexo compresión.

Para el diseño tomando en cuenta únicamente efectos de flexión, el procedimiento para el diseño de estos elementos es análogo al de los polines espaciales, para efectos de flexo compresión el procedimiento a seguir es el siguiente:

- a) Se calculan las cargas de diseño
- b) Se proponen una sección, calculándose las propiedades geométricas de la sección.
- c) Se calculan las correspondientes relaciones de esbeltez y se evalúan las condiciones de pandeo, habiéndose calculado el esfuerzo real a compresión (el cual debe incluir la compresión por flexión y por carga axial, si esta va a ser considerada)
- d) Se evalúa el esfuerzo permisible de compresión para la mayor relación de esbeltez encontrada.
- e) Se diseña la celosía de la misma manera que se realiza par los polines espaciales.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGAS MACOMBER SEGÚN ASD:	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE VIGAS MACOMBER SEGÚN LRFD:
<p>1. Una vez que tengamos las acciones internas a la que estará sometida la viga macomber (cargas muertas, cargas vigas, cargas de viento, etc.), procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capitulo 1 método ASD, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos Pa, Ma, Va.</p> <p>2. Una vez determinemos las acciones Pa, Ma, Va, procedemos a determinar el peralte del elemento “h”, como la longitud libre del elemento entre los apoyos “L”, entre veinte y dos: $h = L/22$ (Ec. 9.5)</p> <p>3. Luego procedemos a determinar el peralte</p>	<p>1. Una vez que tengamos las acciones internas a la que estará sometida la viga macomber (cargas muertas, cargas vigas, cargas de viento, etc.), procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capitulo 1 método LRFD, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos Pu, Mu, Vu.</p> <p>2. Una vez determinemos las acciones Pu, Mu, Vu, procedemos a determinar el peralte del elemento “h”, como la longitud libre del elemento entre los apoyos “L”, entre veinte y dos: $h = L/22$ (Ec. 9.5)</p> <p>3. Luego procedemos a determinar el peralte</p>

<p>efectivo del elemento “d”, se asume que es una pulgada menor que la altura de la viga, es decir: $d = h - 1 \text{ pulg.}$ (Ec. 9.6)</p> <p>4. Luego procedemos a determinar las acciones internas a las que se vera sometida la cuerda superior e inferior, y como sabemos las cuerdas se encuentran sometidas a fuerzas de tensión “T” y/o compresión “C”, debidas al par interno resistente, el cual contrarresta al momento flector de diseño. Las fuerzas de tensión y/o compresión se determinan de la siguiente manera: $T_a = C_a = M_a/d.$ (Ec. 9.7)</p> <p>Cabe mencionar que si el ángulo de inclinación de la viga macomber es grande, es necesario incluir dentro de las acciones de compresión y tensión, las acciones debidas a la componente axial del peso de la viga macomber, la cual aumentarían a la componente a compresión y reducirían la acción a tensión.</p> <p>5. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capitulo 3 de esta</p>	<p>efectivo del elemento “d”, se asume que es una pulgada menor que la altura de la viga, es decir: $d = h - 1 \text{ pulg.}$ (Ec. 9.6)</p> <p>4. Luego procedemos a determinar las acciones internas a las que se vera sometida la cuerda superior e inferior, y como sabemos las cuerdas se encuentran sometidas a fuerzas de tensión “T” y/o compresión “C”, debidas al par interno resistente, el cual contrarresta al momento flector de diseño. Las fuerzas de tensión y/o compresión se determinan de la siguiente manera: $T_u = C_u = M_u/d.$ (Ec. 9.7)</p> <p>Cabe mencionar que si el ángulo de inclinación de la viga macomber es grande, es necesario incluir dentro de las acciones de compresión y tensión, las acciones debidas a la componente axial del peso de la viga macomber, la cual aumentarían a la componente a compresión y reducirían la acción a tensión.</p> <p>5. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capitulo 3 de esta</p>
---	---

<p>tesis, es decir:</p> $A_g = 1.67 T_a / F_y \quad (\text{Ec. 3.6})$ $A_{ne} = 2 T_a / F_u \quad (\text{Ec. 3.8})$ <p>Para lo cual una vez determinados el área de acero necesario para soportar la tensión, procedemos a proponer la sección del ángulo que cumple con dicha cantidad.</p> <p>6. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza el mismo perfil que se selecciono para el elemento sometido a tensión o alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.</p> <p>Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.</p> <p>7. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestra en la figura 9.6, donde:</p>	<p>tesis, es decir:</p> $A_g = 1.11 T_u / F_y \quad (\text{Ec. 3.15})$ $A_{ne} = 1.33 T_u / F_u \quad (\text{Ec. 3.18})$ <p>Para lo cual una vez determinados el área de acero necesario para soportar la tensión, procedemos a proponer la sección del ángulo que cumple con dicha cantidad.</p> <p>6. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza el mismo perfil que se selecciono para el elemento sometido a tensión o alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.</p> <p>Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.</p> <p>7. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestra en la figura 9.6, donde:</p>
---	--

$$L = d / \text{sen } \theta \quad (\text{Ec. 9.8})$$

Donde θ es el ángulo que forma la celosía con la cuerda superior o inferior.

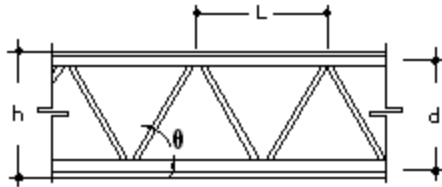


Fig. 9.6 Longitud no arriostrada para pandeo local de cuerda y celosía.

Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil seleccionado el valor del radio de giro, así como a obtener el valor de la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad, es decir: KL/r

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$L = d / \text{sen } \theta \quad (\text{Ec. 9.8})$$

Donde θ es el ángulo que forma la celosía con la cuerda superior o inferior.

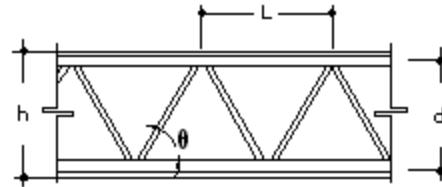


Fig. 9.6 Longitud no arriostrada para pandeo local de cuerda y celosía.

Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil seleccionado el valor del radio de giro, así como a obtener el valor de la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad, es decir: KL/r

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

<p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>8. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo total, se considera la longitud libre no arriostrada del elemento “I”, que será en todo caso la separación de los elementos que le transmiten la carga a la viga macomber como los polines, así mismo procedemos a determinar el radio de giro de la sección compuesta, haciendo uso de la teoría de determinación de centroidales y la de la teoría de los ejes paralelos para la determinación de la inercia de la sección compuesta y obtener $r = \sqrt{I/A}$</p> <p>Luego determinamos la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad y procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p>	<p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>8. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo total, se considera la longitud libre no arriostrada del elemento “I”, que será en todo caso la separación de los elementos que le transmiten la carga a la viga macomber como los polines, así mismo procedemos a determinar el radio de giro de la sección compuesta, haciendo uso de la teoría de determinación de centroidales y la de la teoría de los ejes paralelos para la determinación de la inercia de la sección compuesta y obtener $r = \sqrt{I/A}$</p> <p>Luego determinamos la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad y procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p>
--	---

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

9. se considera que el cortante es soportado por las celosía las cuales deben proporcionarse para que cumplan con la condición de pandeo local, para lo cual se procede a descomponer la carga del cortante en la dirección de la celosía, es decir:

$$C = V/(\text{sen } \theta) \quad (\text{Ec. 9.9})$$

donde θ es el ángulo que forma la celosía con la cuerda, luego procedemos a proponer la sección que fungirá como celosía que por lo general son varias corrugadas de acero, para lo cual procedemos a determinar la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad y procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:

$$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

9. se considera que el cortante es soportado por las celosía las cuales deben proporcionarse para que cumplan con la condición de pandeo local, para lo cual se procede a descomponer la carga del cortante en la dirección de la celosía, es decir:

$$C = V/(\text{sen } \theta) \quad (\text{Ec. 9.9})$$

donde θ es el ángulo que forma la celosía con la cuerda, luego procedemos a proponer la sección que fungirá como celosía que por lo general son varias corrugadas de acero, para lo cual procedemos a determinar la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad y procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:

$$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$
---	---

9.3.2 POLINES ESPACIALES:

Son elementos metálicos, es decir, son fabricados mediante la unión (en este caso soldada) de diferentes elementos. Están conformados por dos cuerdas paralelas, las cuales tienen por objeto resistir los esfuerzos de compresión y tensión originados por las solicitaciones de flexión a las que el miembro se encuentra sometido. Comúnmente la cuerda inferior esta formada por un solo elemento de acero, mientras que la superior se encuentra constituida por dos. Estos elementos pueden ser varillas o angulares, los que se encuentran unidos entre si por medio de una celosía también de acero, las que además se encarga de absorber y transmitir a los apoyos las solicitaciones del miembro debidas a cortante. Debido a la forma de la sección transversal suele llamárseles también polines triangulares.

El procedimiento general de diseño a utilizarse para polines espaciales se describe a continuación.

- a) Una vez definida las dimensiones de la sección transversal del elemento (ancho y peralte), y con el valor de momento de diseño a utilizar, se procede a calcular el par de fuerzas que se generan.
- b) Se calcula el área necesaria en la cuerda a tensión de acuerdo al esfuerzo permisible.
- c) Se propone el área de acero a compresión, calculándose el esfuerzo real a compresión (f_a) y se propone la inclinación de la celosía, revisándose la condición de pandeo local entre los puntos de soldadura. Luego se revisa la condición de pandeo total en la longitud no arriostrada del elemento.
- d) Se procede al diseño de la celosía evaluándose el cortante que actúa en la misma, calculándose el esfuerzo real a compresión (f_a), y revisando la condición de pandeo lateral.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE POLINES ESPACIALES SEGÚN ASD:	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE POLINES ESPACIALES SEGÚN LRFD:
<p>1. Una vez que tengamos las acciones internas a la que estará sometida el Polín espacial (cargas muertas, cargas vigas, cargas de viento, etc.), procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1 método ASD, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos Pa, Ma, Va.</p> <p>2. Una vez determinemos las acciones Pa, Ma, Va, procedemos a determinar el peralte efectivo del elemento “d”, como la longitud libre del elemento entre los apoyos “L”, entre veinte: $d = L/20$ (Ec. 9.10)</p> <p>3. Luego procedemos a determinar las acciones internas a las que se vera sometida la cuerda superior e inferior, y como sabemos las cuerdas se encuentran sometidas a fuerzas de tensión “T” y/o compresión “C”, debidas al par interno resistente, el cual contrarresta al momento flector de diseño. Las fuerzas de tensión y/o compresión se determinan de la siguiente manera: $T_a = C_a = M_a/d$. (Ec. 9.7)</p> <p>4. Luego procedemos a determinar el área de</p>	<p>1. Una vez que tengamos las acciones internas a la que estará sometida el Polín espacial (cargas muertas, cargas vigas, cargas de viento, etc.), procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1 método LRFD, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos Pu, Mu, Vu.</p> <p>2. Una vez determinemos las acciones Pu, Mu, Vu, procedemos a determinar el peralte efectivo del elemento “d”, como la longitud libre del elemento entre los apoyos “L”, entre veinte: $d = L/20$ (Ec. 9.10)</p> <p>3. Luego procedemos a determinar las acciones internas a las que se vera sometida la cuerda superior e inferior, y como sabemos las cuerdas se encuentran sometidas a fuerzas de tensión “T” y/o compresión “C”, debidas al par interno resistente, el cual contrarresta al momento flector de diseño. Las fuerzas de tensión y/o compresión se determinan de la siguiente manera: $T_u = C_u = M_u/d$. (Ec. 9.7)</p> <p>4. Luego procedemos a determinar el área de</p>

<p>acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir:</p> $A_g = 1.67 T_a / F_y \quad (\text{Ec. 3.6})$ $A_{ne} = 2 T_a / F_u \quad (\text{Ec. 3.8})$ <p>Una vez determinados el área de acero necesario para soportar la tensión, procedemos a proponer la sección de la varilla corrugada que cumple con dicha cantidad.</p> <p>5. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza la misma varilla que se selecciono para el elemento sometido a tensión o alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.</p> <p>Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.</p>	<p>acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir:</p> $A_g = 1.11 T_u / F_y \quad (\text{Ec. 3.15})$ $A_{ne} = 1.33 T_u / F_u \quad (\text{Ec. 3.18})$ <p>Una vez determinados el área de acero necesario para soportar la tensión, procedemos a proponer la sección de la varilla corrugada que cumple con dicha cantidad.</p> <p>5. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza la misma varilla que se selecciono para el elemento sometido a tensión o alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.</p> <p>Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.</p>
--	---

6. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestran en las figuras 9.7 y 9.8, donde:

$$L = d / (\cos \beta)(\sin \theta) \quad (\text{Ec. 9.11})$$

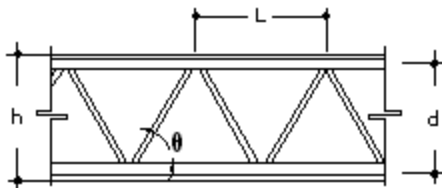


Fig. 9.7 Descomposición de la celosía.

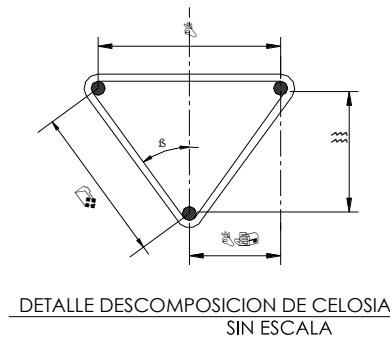


Fig. 9.8 Descomposición de la celosía.

Donde “ β ” es el ángulo formado por la proyección de la celosía lateral sobre la sección transversal del Perfil y el eje de simetría del mismo y “ θ ” es el ángulo de

6. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestran en las figuras 9.7 y 9.8, donde:

$$L = d / (\cos \beta)(\sin \theta) \quad (\text{Ec. 9.11})$$

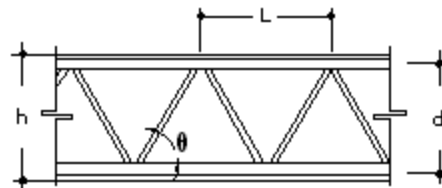


Fig. 9.7 Descomposición de la celosía.

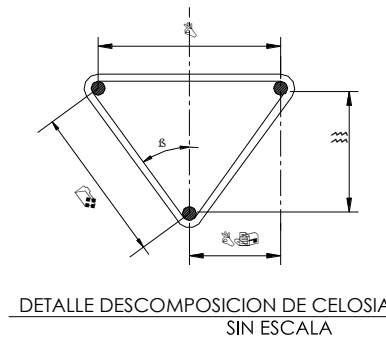


Fig. 9.8 Descomposición de la celosía.

Donde “ β ” es el ángulo formado por la proyección de la celosía lateral sobre la sección transversal del Perfil y el eje de simetría del mismo y “ θ ” es el ángulo de

<p>inclinación de la celosía respecto a su distribución en su plano lateral.</p> <p>Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas de la varilla seleccionado el valor del radio de giro, el cual es $r=d/4$ así como a obtener el valor de la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad, es decir: KL/r</p> <p>Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que la varilla cumple:</p> <p>$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>7. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo total, se considera la longitud libre no arriostrada del elemento alrededor del eje menor de inercia del Polín, se puede considerar el radio de giro para esta</p>	<p>inclinación de la celosía respecto a su distribución en su plano lateral.</p> <p>Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas de la varilla seleccionada el valor del radio de giro, el cual es $r=d/4$ así como a obtener el valor de la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad, es decir: KL/r</p> <p>Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que la varilla cumple:</p> <p>$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>7. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo total, se considera la longitud libre no arriostrada del elemento alrededor del eje menor de inercia del Polín, se puede considerar el radio de giro para esta</p>
---	--

<p>condición como :</p> <p>$r=b/2$</p> <p>Luego determinamos la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad y procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g/1.67$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>8. Se considera que el cortante es soportado por la celosía lateral, las cuales deben proporcionarse para que cumplan con la condición de pandeo local, la celosía superior funciona para mantener la forma geométrica del elemento. Para diseñar la celosía lateral se procede a descomponer la carga cortante en la dirección de la celosía, es decir:</p> <p>$C = V/(2)(\text{sen } \beta)(\text{sen } \theta)$ (Ec. 9.12)</p> <p>donde “β” es el ángulo formado por la</p>	<p>condición como :</p> <p>$r=b/2$</p> <p>Luego determinamos la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad y procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>8. Se considera que el cortante es soportado por la celosía lateral, las cuales deben proporcionarse para que cumplan con la condición de pandeo local, la celosía superior funciona para mantener la forma geométrica del elemento. Para diseñar la celosía lateral se procede a descomponer la carga cortante en la dirección de la celosía, es decir:</p> <p>$C = V/(2)(\text{cos } \beta)(\text{sen } \theta)$ (Ec. 9.12)</p> <p>donde “β” es el ángulo formado por la</p>
--	---

<p>proyección de la celosía lateral sobre la sección transversal del Polín y el eje de simetría del mismo y “θ” es el ángulo de inclinación de la celosía respecto a su distribución en su plano lateral. luego procedemos a proponer la sección que fungirá como celosía que por lo general son varias corrugadas o lisas de acero, para lo cual procedemos a determinar la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad y procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p>	<p>proyección de la celosía lateral sobre la sección transversal del Polín y el eje de simetría del mismo y “θ” es el ángulo de inclinación de la celosía respecto a su distribución en su plano lateral. luego procedemos a proponer la sección que fungirá como celosía que por lo general son varias corrugadas o lisas de acero, para lo cual procedemos a determinar la relación de esbeltez con un valor de “K” igual a la unidad y procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p>
--	---

9.3.3 POLINES TIPO “C”:

Los polines “C” son elementos laminados, conocidos también como viguetas o costaneras, el método de diseño consiste básicamente, en la selección de la sección de Polín mas adecuada y eficiente para satisfacer las diferentes condiciones de carga a las que dicho elemento se encuentre sometido.

Podrán considerarse de un procedimiento similar del Polín espacial, ya que son elementos sometidos principalmente a flexión, pero su diseño varía apreciablemente debido a que la forma de la sección transversal del mismo genera una flexión asimétrica.

En base a lo anterior deben considerarse criterios especiales para su dimensionamiento, los cuales se mencionan a continuación:

- a) La flexión asimétrica se evaluará como una combinación de esfuerzos de flexión en los dos ejes principales para lo cual se descompone la carga total en dos componentes que actúan en las direcciones de ambos ejes (Figura 9.9).
- b) La componente de la carga paralela al patín superior produce esfuerzos adicionales debido a torsión. Para incluir conservadoramente dichos esfuerzos y evitar un análisis complicado, se seguirán las recomendaciones de algunos autores, de considerar que dicha componente es absorbida por el patín superior utilizando para el diseño únicamente el 50% del módulo de sección del correspondiente eje.
- c) Debido a la forma de la sección del elemento, este no presenta mucha capacidad a flexión en el eje de menor inercia, por lo cual es conveniente el diseño de tensores o tirantes. Los cuales funcionan básicamente a tensión y le proporcionan al Polín apoyos laterales necesarios para reducir el momento máximo actuante en dicha dirección.

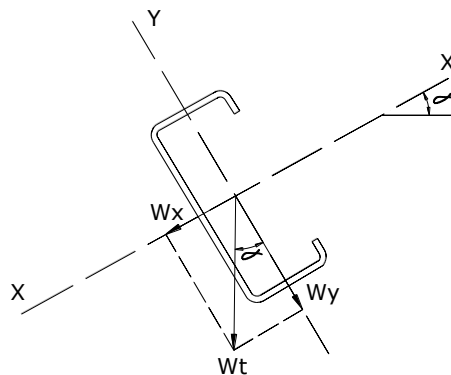


Fig. 9.9 Descomposición de la carga aplicada a polín "C", dependiendo de su inclinación.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE POLIN	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE POLIN
<p data-bbox="300 363 516 390">“C” SEGÚN ASD:</p> <ol data-bbox="300 426 833 1854" style="list-style-type: none"><li data-bbox="300 426 833 1003">1. Una vez que tengamos las acciones internas a la que estará sometida el Polín “C” (cargas muertas, cargas vigas, cargas de viento, etc.), procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación, con el propósito de determinar la carga uniformemente distribuida W_a a la que estará sometida tal como fue mostrado en el capítulo 1 método ASD.<li data-bbox="300 1035 833 1308">2. Luego procederemos a descomponer la carga factorizada W_a en sus ejes principales “X”(eje de mayor inercia) e “Y”(eje de menor inercia), es decir, W_{ax} y W_{ay}, las cuales se obtienen de la siguiente manera: $W_{ax}=W_a \text{ sen } \alpha \quad (\text{Ec. 9.13})$$W_{ay}= W_a \text{ cos } \alpha \quad (\text{Ec. 9.14})$Donde α es el ángulo de la pendiente del Polín.<li data-bbox="300 1581 833 1854">3. Luego procedemos a determinar los momentos máximos en las direcciones “X” e “Y”, en las cuales debido a la forma de la sección de los polines estos no presentan mucha capacidad a flexión en el eje de	<p data-bbox="862 363 1078 390">“C” SEGÚN LRFD:</p> <ol data-bbox="862 426 1395 1854" style="list-style-type: none"><li data-bbox="862 426 1395 1003">1. Una vez que tengamos las acciones internas a la que estará sometida el Polín “C” (cargas muertas, cargas vigas, cargas de viento, etc.), procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación, con el propósito de determinar la carga uniformemente distribuida W_u a la que estará sometida tal como fue mostrado en el capítulo 1 método LRFD.<li data-bbox="862 1035 1395 1308">2. Luego procederemos a descomponer la carga factorizada W_u en sus ejes principales “X”(eje de mayor inercia) e “Y”(eje de menor inercia), es decir, W_{ux} y W_{uy}, las cuales se obtienen de la siguiente manera: $W_{ux}=W_u \text{ sen } \alpha \quad (\text{Ec. 9.13})$$W_{uy}= W_u \text{ cos } \alpha \quad (\text{Ec. 9.14})$Donde α es el ángulo de la pendiente del Polín.<li data-bbox="862 1581 1395 1854">3. Luego procedemos a determinar los momentos máximos en las direcciones “X” e “Y”, en las cuales debido a la forma de la sección de los polines estos no presentan mucha capacidad a flexión en el eje de

<p>menor inercia, por lo cual es conveniente el diseño de tensores o tirantes, los cuales funcionan básicamente a tensión y le proporcionan al Polín apoyos laterales necesarios para reducir el momento máximo actuante en dicha dirección.</p> <p>4. Una vez determinamos los momentos máximos a los cuales estarán sometidos los polines en cada eje principal procedemos a proponer un Polín “C”, con el propósito de verificar si este cumple, por lo cual determinamos su resistencia, para lo cual procedemos a tomar de sus propiedades geométricas los módulos de sección S_x y S_y. La resistencia del Polín en cada dirección se determina de la siguiente manera:</p> $F_{bx} = M_{ax} / S_x \quad (\text{Ec. 9.15})$ $F_{by} = M_{ay} / 0.5S_y \quad (\text{Ec. 9.16})$ <p>Donde el factor de 0.5 para el modulo de sección con respecto al eje fuerte “Y”, se usa debido a que la componente de la carga paralela al patín superior, produce esfuerzos adicionales debidas a torsión y para incluir conservadoramente dichos esfuerzos y evitar un análisis complicado muchos autores proponen el considerar dicho factor para que</p>	<p>menor inercia, por lo cual es conveniente el diseño de tensores o tirantes, los cuales funcionan básicamente a tensión y le proporcionan al Polín apoyos laterales necesarios para reducir el momento máximo actuante en dicha dirección.</p> <p>4. Una vez determinamos los momentos máximos a los cuales estarán sometidos los polines en cada eje principal procedemos a proponer un Polín “C”, con el propósito de verificar si este cumple, por lo cual determinamos su resistencia, para lo cual procedemos a tomar de sus propiedades geométricas los módulos de sección S_x y S_y. La resistencia del Polín en cada dirección se determina de la siguiente manera:</p> $F_{bx} = M_{ux} / S_x \quad (\text{Ec. 9.15})$ $F_{by} = M_{uy} / 0.5S_y \quad (\text{Ec. 9.16})$ <p>Donde el factor de 0.5 para el modulo de sección con respecto al eje fuerte “Y”, se usa debido a que la componente de la carga paralela al patín superior, produce esfuerzos adicionales debidas a torsión y para incluir conservadoramente dichos esfuerzos y evitar un análisis complicado muchos autores proponen el considerar dicho factor para que</p>
--	--

<p>dicha componente sea absorbida por el patín superior.</p> <p>Luego se procede a verificar la ecuación de interacción: $\frac{f_{bx}}{0.6F_y} + \frac{f_{by}}{0.75F_y} \leq 1.0$ (Ec. 9.17)</p> <p>Si la sección propuesta cumple con la desigualdad el Polín es adecuado.</p>	<p>dicha componente sea absorbida por el patín superior.</p> <p>Luego se procede a verificar la ecuación de interacción: $\frac{f_{bx}}{0.9F_y} + \frac{f_{by}}{1.13F_y} \leq 1.0$ (Ec. 9.17)</p> <p>Si la sección propuesta cumple con la desigualdad el Polín es adecuado.</p>
---	---

9.3.4 TIRANTES:

Cuando la esbeltez no es de importancia, los tirantes con secciones transversales circulares y los cables son a menudo como miembros a tensión. La distinción entre los dos es que los tirantes son sólidos y los cables están hecho con fibras individuales enrollados entre si a manera de una cuerda. Los tirantes y los cables se usan con frecuencia en sistemas de techos sus pendidos y como colgantes o miembros de suspensión en puentes. Los tirantes se usan en sistemas de arriostramiento; en algunos casos, ellos son pretensionados para prevenir su laxitud cuando las cargas externas son retiradas.

Los tirantes son miembros en tensión usados para proporcionar soporte lateral a los polines. La mayor parte de las cargas aplicadas a los polines son verticales, por lo que habrá una componente paralela a un techo inclinado, que ocasiona que los polines se flexionen en esa dirección. Los tirantes pueden situarse en el punto medio, en los puntos tercios o a intervalos mas frecuentes a lo largo de los polines, dependiendo de la cantidad de soporte necesario. El intervalo es una función de la separación entre armaduras, de la pendiente de la cuerda superior, de la resistencia del Polín a este tipo de flexión (la mayoría de los perfiles usados para polines son muy débiles en este respecto), la cantidad de soporte proporcionada por el techado. Si se usa una cubierta metálica, esta estará por lo generalmente rígidamente unida a los polines y los tirantes pueden entonces no ser necesarios, sin embargo, algunas veces el peso del Polín mismo es suficiente para causar problemas y los tirantes pueden ser necesarios para proporcionar soporte durante la construcción antes de que se coloque la cubierta.

Si se usan tirantes ellos se diseñan para soportar la componente de las cargas de techo paralelo a este. Se supone que cada segmento entre polines soporta todo lo que esta debajo de el; el tirante superior se diseña entonces par la carga sobre el área de techo tributario al tirante. Aunque la fuerza será diferente en cada segmento del tirante, la práctica usual es usar un solo tamaño.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE TIRANTES SEGÚN ASD:	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE TIRANTES SEGÚN LRFD:
<p>1. Una vez tengamos la propuesta de los polines a utilizar (separación, claros, etc.), procedemos a determinar las cargas verticales que esta resistirá (cubierta metálica, peso de los polines, cargas vivas, etc.), las cuales están en función del área tributaria de los mismos.</p>	<p>1. Una vez tengamos la propuesta de los polines a utilizar (separación, claros, etc.), procedemos a determinar las cargas verticales que esta resistirá (cubierta metálica, peso de los polines, cargas vivas, etc.), las cuales están en función del área tributaria de los mismos.</p>
<p>2. Una vez tengamos las cargas verticales que el tirante resistirá procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capitulo 1 para el método ASD.</p>	<p>2. Una vez tengamos las cargas verticales que el tirante resistirá procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capitulo 1 para el método LRFD.</p>
<p>3. Luego procedemos a determinar por medio de la estática las fuerza que recibirá el tirante, descomponiendo la carga vertical factorizada.</p>	<p>3. Luego procedemos a determinar por medio de la estática las fuerza que recibirá el tirante, descomponiendo la carga vertical factorizada.</p>
<p>4. Luego procedemos a determinar el área de acero necesario por medio de la siguiente ecuación: $A_g = T_u / (0.5)(0.75)(F_u)$. (Ec. 9.18)</p>	<p>4. Luego procedemos a determinar el área de acero necesario por medio de la siguiente ecuación: $A_g = T_u / (0.75)(0.75)(F_u)$. (Ec. 9.18)</p>

9.3.5 TENSORES HORIZONTALES

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE TENSORES HORIZONTALES SEGÚN	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE TENSORES HORIZONTALES SEGÚN
<p>ASD:</p> <p>1. Una vez tengamos la propuesta de los tensores horizontales a utilizar en la estructura de techo, se procede a determinar lo que es la fuerza sísmica a la que estará sometida la estructura, para lo cual según la norma técnica de El Salvador la fuerza sísmica para ensamblaje de elementos estructurales no debe ser menor de $0.35AIW_{px}$, ni mayor de $0.75AIW_{px}$ (en el apartado 6.2.4. diafragmas), donde:</p> <p>A: Factor de zonificación sísmica.</p> <p>I: Factor de importancia.</p> <p>W_{px}: Peso del techo.</p> <p>Por lo general para el diseño se utiliza lo que es el límite superior lo cual es $0.75AIW_{px}$.</p> <p>2. Procedemos a determinar el peso sísmico, al cual se le realizaran las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1 para el método ASD.</p>	<p>LRFD:</p> <p>1. Una vez tengamos la propuesta de los tensores horizontales a utilizar en la estructura de techo, se procede a determinar lo que es la fuerza sísmica a la que estará sometida la estructura, para lo cual según la norma técnica de El Salvador la fuerza sísmica para ensamblaje de elementos estructurales no debe ser menor de $0.35AIW_{px}$, ni mayor de $0.75AIW_{px}$ (en el apartado 6.2.4. diafragmas), donde:</p> <p>A: Factor de zonificación sísmica.</p> <p>I: Factor de importancia.</p> <p>W_{px}: Peso del techo.</p> <p>Por lo general para el diseño se utiliza lo que es el límite superior lo cual es $0.75AIW_{px}$.</p> <p>2. Procedemos a determinar el peso sísmico, al cual se le realizaran las respectivas combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1 para el método LRFD.</p>

<p>3. Una vez tengamos el peso sísmico factorizado, determinamos la fuerza sísmica y luego procedemos a determinar la carga que cada arriostamiento horizontal recibirá, para lo cual, es básicamente dividir la fuerza sísmica encontrada entre el numero de arriostamiento horizontales propuestos.</p> <p>4. Una vez se hayan determinado la fuerza que recibirá cada arriostamiento horizontal, se procede a determinar las fuerzas que cada elemento que compone dicho arriostamiento resistirá, haciendo uso de la estática, por medio de equilibrio estático.</p> <p>5. Una vez se determina la fuerza sobre cada elemento se procede a utilizar la teoría de elementos sometidos a tensión, para lo cual procedemos a determinar el área de acero requerida, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir:</p> $A_g = 1.67 T_a / F_y \quad (\text{Ec. 3.6})$ $A_{ne} = 2 T_a / F_u \quad (\text{Ec. 3.8})$ <p>Una vez determinados el área de acero necesario para soportar la tensión,</p>	<p>3. Una vez tengamos el peso sísmico factorizado, determinamos la fuerza sísmica y luego procedemos a determinar la carga que cada arriostamiento horizontal recibirá, para lo cual, es básicamente dividir la fuerza sísmica encontrada entre el numero de arriostamiento horizontales propuestos.</p> <p>4. Una vez se hayan determinado la fuerza que recibirá cada arriostamiento horizontal, se procede a determinar las fuerzas que cada elemento que compone dicho arriostamiento resistirá, haciendo uso de la estática, por medio de equilibrio estático.</p> <p>5. Una vez se determina la fuerza sobre cada elemento se procede a utilizar la teoría de elementos sometidos a tensión, para lo cual procedemos a determinar el área de acero requerida, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir:</p> $A_g = 1.11 T_u / F_y \quad (\text{Ec. 3.15})$ $A_{ne} = 1.33 T_u / F_u \quad (\text{Ec. 3.18})$ <p>Una vez determinados el área de acero necesario para soportar la tensión,</p>
--	---

<p>procedemos a proponer la varilla de acero a utilizar, pero por lo general una práctica común de muchos diseñadores es usar diámetros no menores de $1/500$ de su longitud, a fin de lograr cierta rigidez aun cuando los cálculos de esfuerzos permitan diámetros muchos menores. Normalmente es conveniente limitar a $5/8$ de pulgadas el diámetro mínimo de los tensores ya que los de menor diámetro se dañan con frecuencia durante la construcción.</p>	<p>procedemos a proponer la varilla de acero a utilizar, pero por lo general una práctica común de muchos diseñadores es usar diámetros no menores de $1/500$ de su longitud, a fin de lograr cierta rigidez aun cuando los cálculos de esfuerzos permitan diámetros muchos menores. Normalmente es conveniente limitar a $5/8$ de pulgadas el diámetro mínimo de los tensores ya que los de menor diámetro se dañan con frecuencia durante la construcción.</p>
--	--

9.4 EJEMPLOS DE APLICACION

9.4.1 EJEMPLO DEL DISEÑO DE VIGAS MACOMBER:

Diseñar la viga metálica central de alma abierta, de la planta mostrada en la figura 9.10, correspondiente a una edificación comercial. La cubierta es de fibrocemento y se ha usado, con fines decorativos, teja árabe recortada tipo arcitex, puesta como capote. El conjunto posee también cielo falso. La pendiente del techo es de 15%.

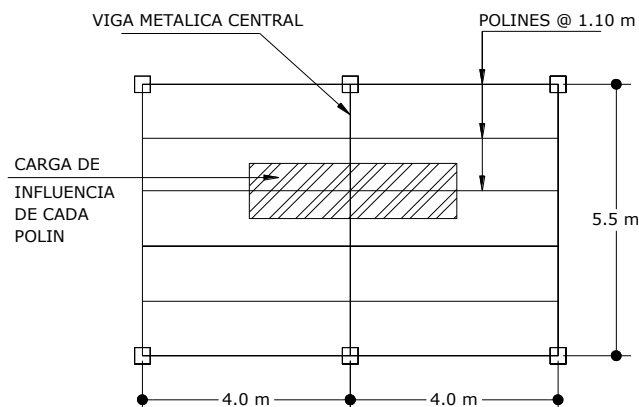
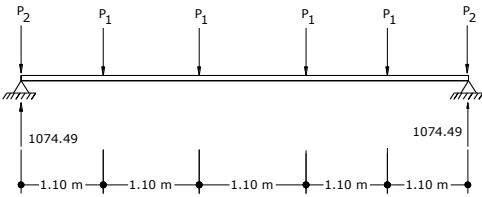
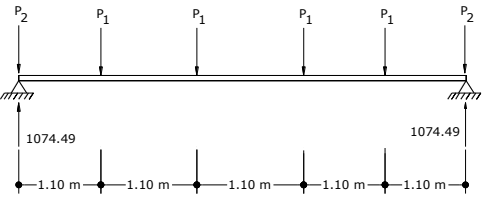


Fig. 9.10 Planta de techos.

EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS	EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS
<p>MACOMBER SEGÚN ASD:</p> <p>1. Las cargas a considerar serán las siguientes:</p> <p>Cargas muertas:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Cubierta fibrocemento 11 kg/cm² -Cubierta de arcilla, capote 35 kg/cm² -Cielo falso 15 kg/cm² -Instalaciones eléctricas <u>10 kg/cm²</u> <p style="text-align: right;">71kg/cm²</p> <p>Cargas vivas:</p> <p>La condición más desfavorable para este caso será carga viva gravitacional de 40 kg/cm².</p> <p>El modelo de análisis para la viga se muestra en la figura 9.10, en este caso se considerara despreciable el efecto de carga axial ya que su pendiente es relativamente baja. Las acciones se idealizaran como cargas puntuales cuya separación y carga de influencia se muestran en la figura 9.11</p>  <p>Fig. 9.11 modelo a analizar para la viga metálica</p> <p>2. Se procede a realizar la amplificación de</p>	<p>MACOMBER SEGÚN LRFD:</p> <p>1. Las cargas a considerar serán las siguientes:</p> <p>Cargas muertas:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Cubierta fibrocemento 11 kg/cm² -Cubierta de arcilla, capote 35 kg/cm² -Cielo falso 15 kg/cm² -Instalaciones eléctricas <u>10 kg/cm²</u> <p style="text-align: right;">71kg/cm²</p> <p>Cargas vivas:</p> <p>La condición más desfavorable para este caso será carga viva gravitacional de 40 kg/cm².</p> <p>El modelo de análisis para la viga se muestra en la figura 9.10, en este caso se considerara despreciable el efecto de carga axial ya que su pendiente es relativamente baja. Las acciones se idealizaran como cargas puntuales cuya separación y carga de influencia se muestran en la figura 9.11</p>  <p>Fig. 9.11 modelo a analizar para la viga metálica</p> <p>2. Se procede a realizar la amplificación de</p>

<p>cargas sobre los polines con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos W_u:</p> $W_a = 1.0D + 1.0L = (1.0)(71) + (1.0)(40)$ $W_a = 111.0 \text{ kg/cm}^2$ <p>La carga uniforme distribuida linealmente en los polines centrales será:</p> $W_a = 111 \times 1.1 = \underline{122.1 \text{ kg/cm}}$ <p>Considerando el peso propio como un 10% de las cargas que soporta:</p> $W_{a \text{ propio}} = (122.1)(0.10) = \underline{12.21 \text{ kg/cm}}$ <p>Por lo que cada Polín transmitirá a la viga macomber una carga P_1 cuya magnitud es:</p> $P_1 = 4.0 \times 134.31 = \underline{537.24 \text{ kg}}$ <p>Y la de los polines exteriores es de:</p> $P_2 = 268.62 \text{ kg.}$ <p>Bajo estas condiciones al realizar el análisis de la viga simplemente apoyada, el momento máximo será:</p> $\underline{M_{a \text{ max}} = 1772.9 \text{ kg-m}}$ <p>Y el cortante máximo será:</p> $\underline{V_{a \text{ max}} = 1343.1 \text{ kg}}$ <p>Transformando estos valores a unidades del sistema inglés:</p> $\underline{M_{a \text{ max}} = 1772.9 \text{ kg-m} = 153.19 \text{ Kips-pulg}}$	<p>cargas sobre los polines con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos W_u:</p> $W_u = 1.2D + 1.6L = (1.2)(71) + (1.6)(40)$ $W_u = 149.2 \text{ kg/cm}^2$ <p>La carga uniforme distribuida linealmente en los polines centrales será:</p> $W_u = 149.2 \times 1.1 = \underline{164.12 \text{ kg/cm}}$ <p>Considerando el peso propio como un 10% de las cargas que soporta:</p> $W_{u \text{ propio}} = (164.12)(0.10) = \underline{16.41 \text{ kg/cm}}$ <p>Por lo que cada Polín transmitirá a la viga macomber una carga P_1 cuya magnitud es:</p> $P_1 = 4.0 \times 180.53 = \underline{722.12 \text{ kg}}$ <p>Y la de los polines exteriores es de:</p> $P_2 = 361.06 \text{ kg.}$ <p>Bajo estas condiciones al realizar el análisis de la viga simplemente apoyada, el momento máximo será:</p> $\underline{M_{u \text{ max}} = 2383.0 \text{ kg-m}}$ <p>Y el cortante máximo será:</p> $\underline{V_{u \text{ max}} = 1805.3 \text{ kg}}$ <p>Transformando estos valores a unidades del sistema inglés:</p> $\underline{M_{u \text{ max}} = 2383 \text{ kg-m} = 205.91 \text{ Kips-pulg}}$
--	--

<p><u>Vamax= 1343.1kg= 2.95 Kips</u></p> <p>3. Estimando las dimensiones de la viga: $H= L/22= 550/22= 25\text{cm}$, utilizaremos 30cm</p> <p>4. Para calcular el peralte de la viga (brazo del momento interno) se asume que una pulgada menor que la altura de la viga: $d= (30/2.54)-1= 10.81\text{pulg.}$</p> <p>5. El brazo interno genera compresión y tensión máxima en las cuerdas $Ta= Ca= 153.19/10.81= 14.17 \text{ Kips.}$</p> <p>6. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir: $A_g= 1.67 T_a/F_y:$ $A_g= (1.67)(14.17)/(36)= 0.65\text{pulg}^2$ $A_{ne}= 2 T_u/F_u$ $A_{ne}= (2)(14.17)/(58)= 0.49 \text{ pulg}^2$ <u>Rige $A_g= 0.65 \text{ pulg}^2$</u>, lo que puede ser suministrado por dos angulares de 1"x3/16", cuya área total es: $A \text{ (suministrada)} = 2(0.34)= 0.68 \text{ pulg}^2.$</p> <p>7. Luego procedemos a determinar el área de</p>	<p><u>Vumax= 1805.3 kg= 3.97 Kips</u></p> <p>3. Estimando las dimensiones de la viga: $H= L/22= 550/22= 25\text{cm}$, utilizaremos 30cm</p> <p>4. Para calcular el peralte de la viga (brazo del momento interno) se asume que una pulgada menor que la altura de la viga: $d= (30/2.54)-1= 10.81\text{pulg.}$</p> <p>5. El brazo interno genera compresión y tensión máxima en las cuerdas $Tu= Cu= 205.91/10.81= 19.05 \text{ Kips.}$</p> <p>6. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir: $A_g= 1.11 T_u/F_y:$ $A_g= (1.11)(19.05)/(36)= 0.58\text{pulg}^2$ $A_{ne}= 1.33 T_u/F_u$ $A_{ne}= (1.33)(19.05)/(58)= 0.44 \text{ pulg}^2$ <u>Rige $A_g= 0.58 \text{ pulg}^2$</u>, lo que puede ser suministrado por dos angulares de 1"x3/16", cuya área total es: $A \text{ (suministrada)} = 2(0.34)= 0.68 \text{ pulg}^2.$</p> <p>7. Luego procedemos a determinar el área de</p>
--	---

acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza el mismo perfil que se selecciono para el elemento sometido a tensión o alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.

Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.

8. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestra en la figura 9.12, donde:

$$L = d / \text{sen } \theta$$

$$L = (10.87 / \text{sen } 60) = 12.48 \text{ pulg.}$$

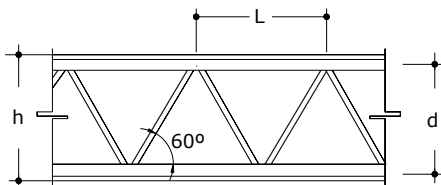


Fig. 9.12 Longitud no arriostrada para pandeo local de cuerda y celosía.

acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza el mismo perfil que se selecciono para el elemento sometido a tensión o alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.

Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.

8. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestra en la figura 9.12, donde:

$$L = d / \text{sen } \theta$$

$$L = (10.87 / \text{sen } 60) = 12.48 \text{ pulg.}$$

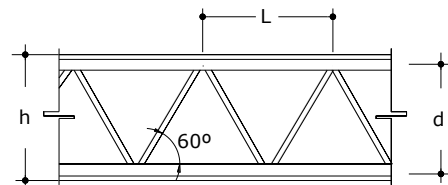


Fig. 9.12 Longitud no arriostrada para pandeo local de cuerda y celosía.

Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil seleccionado el valor del radio de giro que se considerara respecto al eje "X", mostrado en la figura 9.13:

$$r = 0.297 \text{ pulg}$$

así que la relación de esbeltez será:

$$Kl/r = (1)(12.48)/(0.297) = 42.02$$

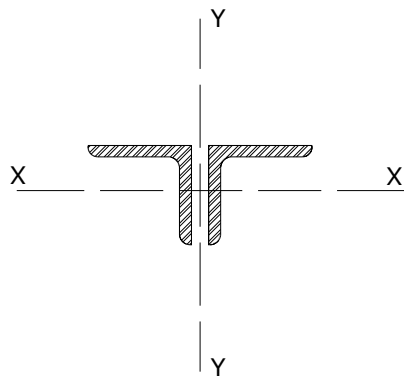


Fig. 9.13 ejes de inercia para la cuerda en compresión

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67$$

Donde:

Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil seleccionado el valor del radio de giro que se considerara respecto al eje "X", mostrado en la figura 9.13:

$$r = 0.297 \text{ pulg}$$

así que la relación de esbeltez será:

$$Kl/r = (1)(12.48)/(0.297) = 42.02$$

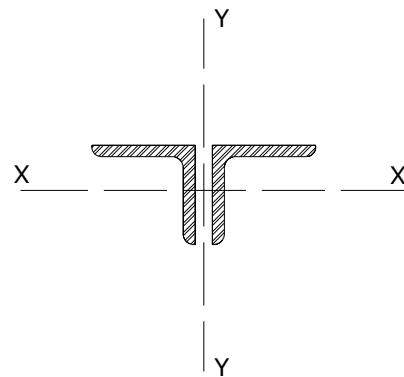


Fig. 9.13 ejes de inercia para la cuerda en compresión

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)}= 133.68$$

$$42.02 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{(42.02)^2} = 162.1$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{162.1} \right] 36 = 32.80$$

Ca = 14.17 ≤ (32.80) (0.34)/1.67 = 6.69 no cumple.

Luego procedemos a proponer otro perfil un **1 1/2"x1/4"** procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil seleccionado el valor del radio de giro que se considerara respecto al eje "X", mostrado en la figura 9.14:

$$r = 0.449 \text{ pulg}$$

así que la relación de esbeltez será:

$$Kl/r = (1)(12.48)/(0.449) = 27.80$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)}= 133.68$$

$$42.02 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{(42.02)^2} = 162.1$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{162.1} \right] 36 = 32.80$$

Cu = 19.05 ≤ 0.9 (32.80) (0.34) = 10.04 no cumple

Luego procedemos a proponer otro perfil un **1 1/2"x1/4"** procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil seleccionado el valor del radio de giro que se considerara respecto al eje "X", mostrado en la figura 9.14:

$$r = 0.449 \text{ pulg}$$

así que la relación de esbeltez será:

$$Kl/r = (1)(12.48)/(0.449) = 27.80$$

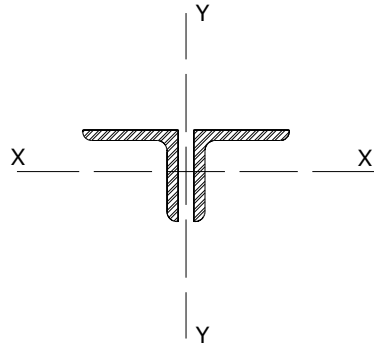


Fig.

9.14 ejes de inercia para la cuerda en compresión

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_a \leq F_{cr} \cdot A_g / 1.67$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$(4.71) \sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$27.80 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\left(\frac{7.80}{r} \right)^2} = 370.35$$

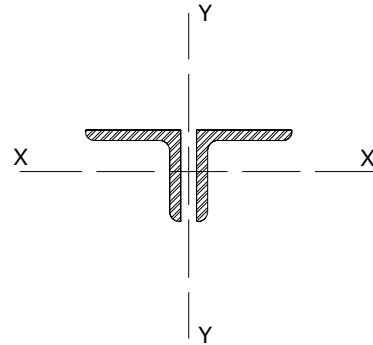


Fig.

9.14 ejes de inercia para la cuerda en compresión

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$(4.71) \sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$27.80 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\left(\frac{7.80}{r} \right)^2} = 370.35$$

$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{370,35} \right] 36 = 34.56$ <p>Ca= 14.17 ≤ (34.56) (0.688)/1.67=14.27 OK</p> <p>Ahora revisamos la condición de pandeo total, para la que se considerara la longitud libre no arriostrada del elemento “L”, que es igual a la separación entre polines:</p> <p>L= 1.10m= 43.31 pulg</p> <p>Asumiendo una separación entre angulares de 0.50pulg debido a la celosía (cuyo diámetro al momento no se conoce), el radio de giro para esta condición se calcula utilizando la inercia del elemento respecto al eje “Y”</p> $I_y = 2[I_c + A_x(x_c + 0.25)^2]$ $I_y = 2[0.139 + 0.688(0.466 + 0.25)^2] = 0.98 \text{ pulg}^2$ <p>Por lo tanto:</p> $r = \sqrt{(0.98)/(2)(0.688)} = 0.84 \text{ pulg}$ $KL/r = (1)(43.31)/(0.84) = 51.31$ <p>Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:</p> <p>Ca ≤ F_{cr} · Ag/1.67</p> <p>Donde:</p> $\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$	$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{370,35} \right] 36 = 34.56$ <p>Cu= 19.05 ≤ 0.9 (34.56) (0.688)=21.40 OK</p> <p>Ahora revisamos la condición de pandeo total, para la que se considerara la longitud libre no arriostrada del elemento “L”, que es igual a la separación entre polines:</p> <p>L= 1.10m= 43.31 pulg</p> <p>Asumiendo una separación entre angulares de 0.50pulg debido a la celosía (cuyo diámetro al momento no se conoce), el radio de giro para esta condición se calcula utilizando la inercia del elemento respecto al eje “Y”</p> $I_y = 2[I_c + A_x(x_c + 0.25)^2]$ $I_y = 2[0.139 + 0.688(0.466 + 0.25)^2] = 0.98 \text{ pulg}^2$ <p>Por lo tanto:</p> $r = \sqrt{(0.98)/(2)(0.688)} = 0.84 \text{ pulg}$ $KL/r = (1)(43.31)/(0.84) = 51.31$ <p>Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:</p> <p>Cu ≤ 0.9 F_{cr} · Ag</p> <p>Donde:</p> $\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$
--	--

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)}= 133.68$$

$$51.31 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\left(\frac{1.31}{r}\right)^2} = 108.71$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{108.71} \right] 36 = 31.34$$

$$C_a = 14.17 \leq (31.34) (1.376) / 1.67 = 25.87 \text{ cumple.}$$

9. Diseño de la celosía:

Como se observa en la figura 9.15, la celosía podrá calcularse como:

$$C = (V) / (2 \text{sen} 60) = (2.95) / (2 \text{sen} 60) = \underline{1.70 \text{Kips.}}$$

Utilizando celosía de ho $\emptyset = \frac{1}{2}$ ", grado 40:

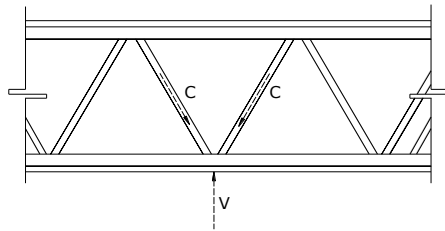


Fig. 9.15 Compresión en celosía debido al cortante de diseño

$$A = 0.196 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)}= 133.68$$

$$51.31 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\left(\frac{1.31}{r}\right)^2} = 108.71$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{108.71} \right] 36 = 31.34$$

$$C_u = 19.05 \leq 0.9 (31.34) (1.376) = 38.81 \text{ cumple.}$$

9. Diseño de la celosía:

Como se observa en la figura 9.15, la celosía podrá calcularse como:

$$C = (V) / (2 \text{sen} 60) = (3.97) / (2 \text{sen} 60) = \underline{2.29 \text{Kips.}}$$

Utilizando celosía de ho $\emptyset = \frac{1}{2}$ ", grado 40:

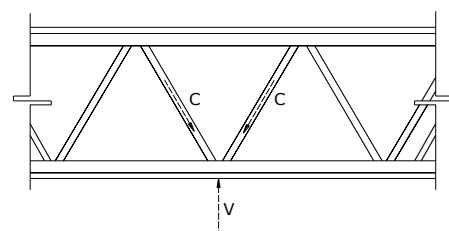
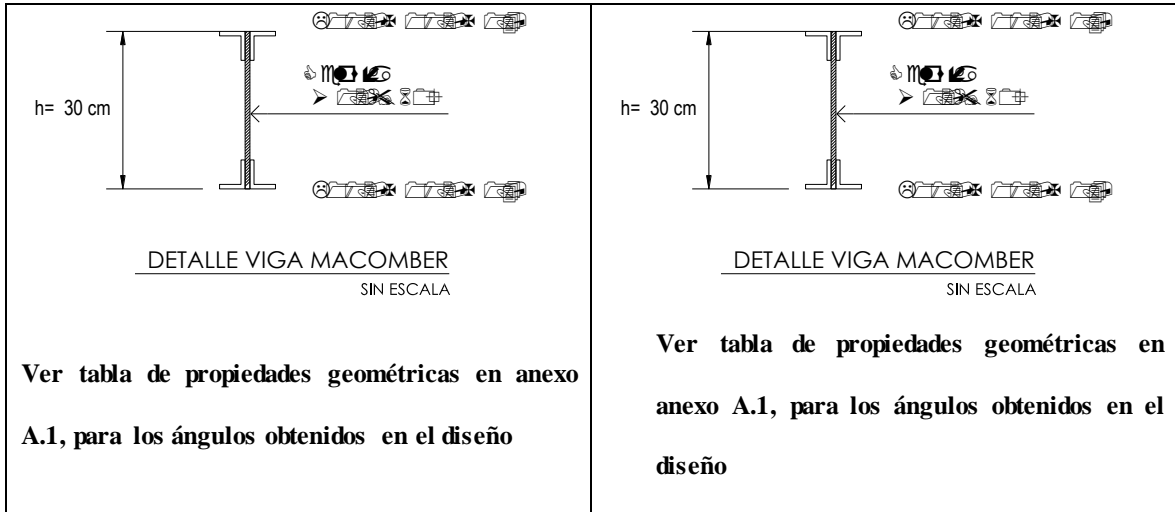


Fig. 9.15 Compresión en celosía debido al cortante de diseño

$$A = 0.196 \text{ pulg}^2$$

<p>fa= (2.29/0.196)= 11.68ksi</p> <p>Radio de giro r= Ø/4= 0.5/4= 0.125pulg.</p> <p>l= d/sen 60= 10.81/0.866=12.48</p> <p>Relación de esbeltez:</p> <p>KL/r= (1)(12.48)/(0.125)=99.84</p> <p>Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>Ca ≤ Fcr · Ag/1.67</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>(4.71)√(29000/36)= 133.68</p> <p>99.84 < 133.68</p> <p>$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\left(9.84\right)^2} = 28.71$</p> <p>$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{28.71} \right] 36 = 21.30$</p> <p>Ca= 1.70 ≤ (21.30) (0.196)/1.67=2.50 cumple</p> <p>Por lo tanto la viga metálica a utilizar es la siguiente:</p>	<p>fa= (2.29/0.196)= 11.68ksi</p> <p>radio de giro r= Ø/4= 0.5/4= 0.125pulg.</p> <p>l= d/sen 60= 10.81/0.866=12.48</p> <p>Relación de esbeltez:</p> <p>KL/r= (1)(12.48)/(0.125)=99.84</p> <p>Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>Cu ≤ 0.9 Fcr · Ag</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>(4.71)√(29000/36)= 133.68</p> <p>99.84 < 133.68</p> <p>$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\left(9.84\right)^2} = 28.71$</p> <p>$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{28.71} \right] 36 = 21.30$</p> <p>Cu= 2.29 ≤ 0.9 (21.30) (0.196)=3.75 cumple</p> <p>Por lo tanto la viga metálica a utilizar es la siguiente:</p>
--	--



9.4.2 EJEMPLO DEL DISEÑO DE POLIN ESPACIAL:

Diseñar el Polín espacial que se encuentra en el claro central 2 del modelo mostrado en la figura 9.16, correspondiente a una edificación comercial. La cubierta es de fibrocemento que se ha usado, con fines decorativos. El conjunto posee también cielo falso, por la modulación de la lámina, los polines estarán a una separación de 1.15m. La pendiente del techo es de 15%.

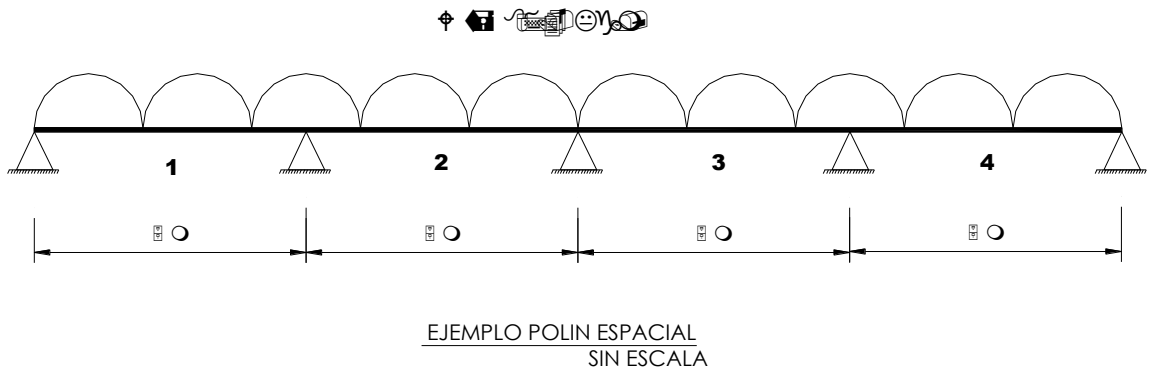


Fig. 9.16 Detalle de cargas sobre polín espacial.

<p>EJEMPLO DE DISEÑO DE POLINES ESPACIALES SEGÚN ASD:</p>	<p>EJEMPLO DE DISEÑO DE POLINES ESPACIALES SEGÚN LRFD:</p>
--	---

<p>1. Las cargas a considerar serán las siguientes:</p> <p>Cargas muertas:</p> <p>-Cubierta fibrocemento 11 kg/m²</p> <p>-Cielo falso e Inst. Elec. 15 kg/m²</p> <p>-Peso propio se considerara <u>10 kg/m²</u> 36kg/m²</p> <p>Cargas vivas:</p> <p>La condición más desfavorable para este caso será carga viva gravitacional distribuida de 40 kg/m².</p> <p>2. Se procede a realizar la amplificación de cargas sobre los polines con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos W_a:</p> $W_a = 1.0D + 1.0L = (1.0)(36) + (1.0)(40)$ $W_a = 76.0 \text{ kg/m}^2$ <p>La carga uniforme distribuida linealmente en el Polín central 2 será:</p> $W_a = 76 \times 1.15 = \underline{87.4 \text{ kg/m}}$ <p>Al analizar el Polín de la figura 9.17, se asumirá conservadoramente una condición de simple apoyo:</p> <p>Bajo estas condiciones al realizar el análisis de la viga simplemente apoyada, el momento máximo bajo la carga distribuida total será:</p>	<p>1. Las cargas a considerar serán las siguientes:</p> <p>Cargas muertas:</p> <p>-Cubierta fibrocemento 11 kg/m²</p> <p>-Cielo falso e Inst. Elec. 15 kg/m²</p> <p>-Peso propio se considerara <u>10 kg/m²</u> 36kg/m²</p> <p>Cargas vivas:</p> <p>La condición más desfavorable para este caso será carga viva gravitacional distribuida de 40 kg/m².</p> <p>2. Se procede a realizar la amplificación de cargas sobre los polines con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1, para cada tipo de acciones, es decir, determinamos W_u:</p> $W_u = 1.2D + 1.6L = (1.2)(36) + (1.6)(40)$ $W_u = 107.2 \text{ kg/m}^2$ <p>La carga uniforme distribuida linealmente en el Polín centrales 2 será:</p> $W_u = 107.2 \times 1.15 = \underline{123.28 \text{ kg/m}}$ <p>Al analizar el Polín de la figura 9.17, se asumirá conservadoramente una condición de simple apoyo:</p> <p>Bajo estas condiciones al realizar el análisis de la viga simplemente apoyada, el momento máximo bajo la carga distribuida total será:</p>
---	---

<p>$M_{amax} = (W_a)(l^2)/8$</p> <p>$M_{amax} = (87.4)(5^2)/8 = 273.13 \text{ kg-m}$</p> <p>Y el cortante máximo será:</p> <p>$V_{amax} = (W_a)(l)/2$</p> <p>$V_{amax} = (87.4)(5)/2 = 218.5 \text{ Kg}$</p> <p>Transformando estos valores a unidades del sistema ingles:</p> <p>$M_{amax} = 273.13 \text{ kg-m} = 23.65 \text{ Kips-pulg}$</p> <p>$V_{amax} = 218.5 \text{ kg} = 0.48 \text{ Kips}$</p> <p>3. Estimando las dimensiones de la viga: $d = L/20 = 500/20 = 25 \text{ cm} = 9.84 \text{ pulg.}$</p> <p>4. El brazo interno genera compresión y tensión máxima en las cuerdas $T_a = C_a = M_a/d = 23.65/9.84 = 2.40 \text{ Kips.}$</p> <p>5. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir:</p> <p>$A_g = 1.67 T_a/F_y:$</p> <p>$A_g = (1.67)(2.40)/(36) = 0.11 \text{ pulg}^2$</p> <p>$A_{ne} = 2 T_a/F_u$</p> <p>$A_{ne} = (2)(2.40)/(58) = 0.08 \text{ pulg}^2$</p>	<p>$M_{umax} = (W_u)(l^2)/8$</p> <p>$M_{umax} = (123.28)(5^2)/8 = 385.25 \text{ kg-m}$</p> <p>Y el cortante máximo será:</p> <p>$V_{umax} = (W_u)(l)/2$</p> <p>$V_{umax} = (123.28)(5)/2 = 308.2 \text{ Kg}$</p> <p>Transformando estos valores a unidades del sistema ingles:</p> <p>$M_{umax} = 385.25 \text{ kg-m} = 33.36 \text{ Kips-pulg}$</p> <p>$V_{umax} = 308.2 \text{ kg} = 0.68 \text{ Kips}$</p> <p>3. Estimando las dimensiones de la viga: $d = L/20 = 500/20 = 25 \text{ cm} = 9.84 \text{ pulg.}$</p> <p>4. El brazo interno genera compresión y tensión máxima en las cuerdas $T_u = C_u = M_u/d = 33.36/9.84 = 3.39 \text{ Kips.}$</p> <p>5. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir:</p> <p>$A_g = 1.11 T_u/F_y:$</p> <p>$A_g = (1.11)(3.39)/(36) = 0.10 \text{ pulg}^2$</p> <p>$A_{ne} = 1.33 T_u/F_u$</p> <p>$A_{ne} = (1.33)(3.39)/(58) = 0.08 \text{ pulg}^2$</p>
--	--

<p><u>Rige $A_g = 0.11 \text{ pulg}^2$</u>, lo que puede ser suministrado por una varilla de 3/8", lo cual posee un área de 0.11pulg, por lo que se utilizara como cuerda inferior.</p> <p>6. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza la misma varilla que se selecciono para el elemento sometido a tensión o alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.</p> <p>Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.</p> <p>7. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestran en las figuras 9.17 y 9.18, donde:</p> $L = d / (\cos \beta)(\text{sen } \theta) \quad (\text{Ec. 9.11})$ <p>Donde "β" es el ángulo formado por la proyección de la celosía lateral sobre la sección</p>	<p><u>Rige $A_g = 0.10 \text{ pulg}^2$</u>, lo que puede ser suministrado por una varilla de 3/8", lo cual posee un área de 0.11pulg, por lo que se utilizara como cuerda inferior.</p> <p>6. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza la misma varilla que se selecciono para el elemento sometido a tensión o alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.</p> <p>Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.</p> <p>7. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se muestran en las figuras 9.17 y 9.18, donde:</p> $L = d / (\cos \beta)(\text{sen } \theta) \quad (\text{Ec. 9.11})$ <p>Donde "β" es el ángulo formado por la proyección de la celosía lateral sobre la sección</p>
---	---

transversal del Polín y el eje de simetría del mismo lo cual se determina de la siguiente manera y suponiendo la base igual a 15cm=5.91 pulg, tenemos:

$$\beta = \arctan (2.95/9.84) = 16.68^\circ$$

“ θ ” es el ángulo de inclinación de la celosía respecto a su distribución en su plano lateral, lo cual ira distribuido a cada 60°

$$L = d / (\cos \beta)(\sen \theta) =$$

$$(9.84) / (\cos 16.68)(\sen 60)$$

$$L = 11.86 \text{ pulg.}$$

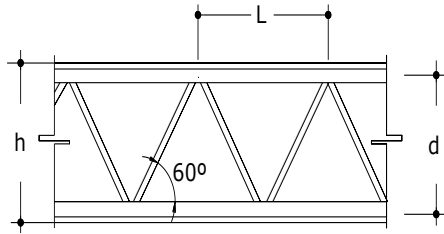
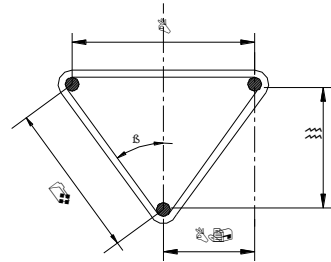


Fig. 9.17 Descomposición de la celosía.



DETALLE DESCOMPOSICION DE CELOSIA SIN ESCALA

Fig. 9.18 Descomposición de la celosía.

Luego procedemos a obtener de las

transversal del Polín y el eje de simetría del mismo lo cual se determina de la siguiente manera y suponiendo la base igual a 15cm=5.91 pulg, tenemos:

$$\beta = \arctan (2.95/9.84) = 16.68^\circ$$

“ θ ” es el ángulo de inclinación de la celosía respecto a su distribución en su plano lateral, lo cual ira distribuido a cada 60°

$$L = d / (\cos \beta)(\sen \theta) =$$

$$(9.84) / (\cos 16.68)(\sen 60)$$

$$L = 11.86 \text{ pulg.}$$

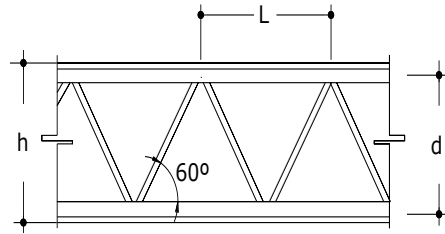
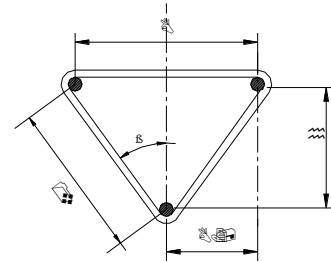


Fig. 9.17 Descomposición de la celosía.



DETALLE DESCOMPOSICION DE CELOSIA SIN ESCALA

Fig. 9.18 Descomposición de la celosía.

Luego procedemos a obtener de las

<p>propiedades geométricas de la varilla seleccionada el valor del radio, para nuestro caso escogeremos como cuerda superior la varilla de ½ pulg por lo que el radio de giro se determina así:</p> $r=d/4$ $r= (1/2)/(4)= 0.125\text{pulg}$ <p>así que la relación de esbeltez será:</p> $Kl/r= (1)(11.86)/(0.125)= 94.88$ <p>Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:</p> <p>$C_a \leq 0.6 F_{cr} \cdot A_g$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> $(4.71)\sqrt{(29000/36)}= 133.68$ $94.88 < 133.68$	<p>propiedades geométricas de la varilla seleccionada el valor del radio, para nuestro caso escogeremos como cuerda superior la varilla de ½ pulg por lo que el radio de giro se determina así:</p> $r=d/4$ $r= (1/2)/(4)= 0.125\text{pulg}$ <p>así que la relación de esbeltez será:</p> $Kl/r= (1)(11.86)/(0.125)= 94.88$ <p>Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:</p> <p>$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> $(4.71)\sqrt{(29000/36)}= 133.68$ $94.88 < 133.68$
---	---

$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{4.88^2} = 31.79$ $F_{cr} = \left[0,658^{\frac{36}{31.79}} \right] 36 = 22.41$ <p>Ca= 2.40 ≤ 0.6 (22.41) (0.20)=2.68 OK</p> <p>Ahora revisamos la condición de pandeo total, para la cuerda superior, la cual ocurre en la longitud no arriostrada del elemento y alrededor del eje de simetría del Polín.</p> <p>Se puede considerar el radio de giro para esta condición como:</p> <p>rv= b/2= (5.91/2)= 2.95 pulg.</p> <p>La longitud no arriostrada del elemento es:</p> <p>L= 5.0m = 196.85 pulg.</p> <p>Por lo que el factor de esbeltez, considerando K=1 será:</p> <p>Kl/r= (1)(196.85)/(0.2.95)= 66.72</p> <p>Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:</p> <p>Ca ≤ 0.6 Fcr · Ag</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p>	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{4.88^2} = 31.79$ $F_{cr} = \left[0,658^{\frac{36}{31.79}} \right] 36 = 22.41$ <p>Cu= 3.39 ≤ 0.9 (22.41) (0.20)=4.03 OK</p> <p>Ahora revisamos la condición de pandeo total, para la cuerda superior, la cual ocurre en la longitud no arriostrada del elemento y alrededor del eje de simetría del Polín.</p> <p>Se puede considerar el radio de giro para esta condición como:</p> <p>rv= b/2= (5.91/2)= 2.95 pulg.</p> <p>La longitud no arriostrada del elemento es:</p> <p>L= 5.0m = 196.85 pulg.</p> <p>Por lo que el factor de esbeltez, considerando K=1 será:</p> <p>Kl/r= (1)(196.85)/(0.2.95)= 66.72</p> <p>Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:</p> <p>Cu ≤ 0.9 Fcr · Ag</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p>
--	--

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$66.72 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\underbrace{(66.72)^2}} = 64.30$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{64.30} \right] 36 = 28.48$$

$$C_a = 2.40 \leq 0.6 (28.48) (0.20) = 3.41 \text{ OK}$$

8. Diseño de la celosía:

Como se observa en las figuras 9.19 y 9.20, la celosía podrá calcularse como:

$$C = (V_u) / (2)(\cos \beta)(\sin \theta)$$

$$C = (0.68) / (2)(\cos 16.76)(\sin 60) = \underline{0.41 \text{ Kips.}}$$

Utilizando celosía de ho $\varnothing=1/4"$, grado 40:

$$L = 11.86 \text{ pulg.}$$

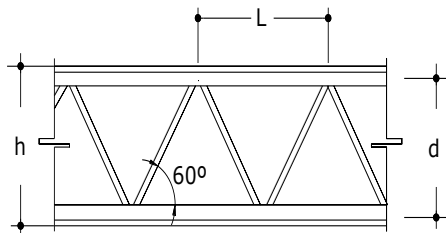


Fig. 9.19 Descomposición de la celosía.

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$66.72 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\underbrace{(66.72)^2}} = 64.30$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{64.30} \right] 36 = 28.48$$

$$C_u = 3.39 \leq 0.9 (28.48) (0.2) = 5.13 \text{ OK}$$

8. Diseño de la celosía:

Como se observa en las figuras 9.19 y 9.20, la celosía podrá calcularse como:

$$C = (V_u) / (2)(\cos \beta)(\sin \theta)$$

$$C = (0.68) / (2)(\cos 16.76)(\sin 60) = \underline{0.41 \text{ Kips.}}$$

Utilizando celosía de ho $\varnothing=1/4"$, grado 40:

$$L = 11.86 \text{ pulg.}$$

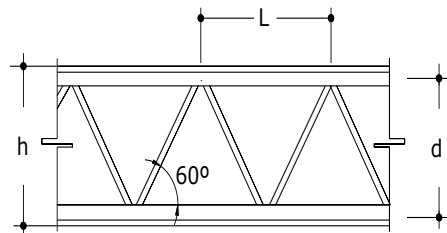
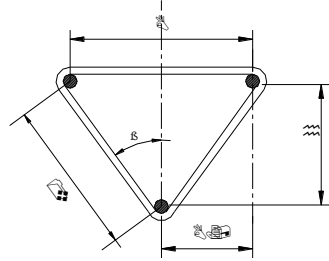


Fig. 9.19 Descomposición de la celosía.



DETALLE DESCOMPOSICION DE CELOSIA SIN ESCALA

Fig. 9.20 Descomposición de la celosía.

$$A=0.05\text{pulg}^2$$

$$\text{Radio de giro } r= \varnothing/4= 0.25/4= 0.0625\text{pulg.}$$

$$L= d/ (\cos \beta)(\text{sen } \theta)=$$

$$(9.84)/(\cos 16.68)(\text{sen}60)$$

$$L= 11.86 \text{ pulg. relación de esbeltez:}$$

$$KL/r= (1)(11.86)/(0.0625)=189.76$$

Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:

$$Ca \leq 0.6 F_{cr} \cdot Ag$$

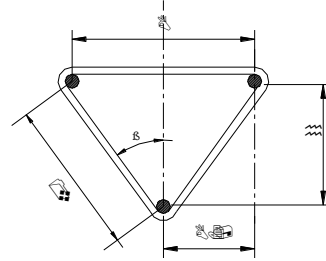
Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)}= 133.68$$



DETALLE DESCOMPOSICION DE CELOSIA SIN ESCALA

Fig. 9.20 Descomposición de la celosía.

$$A=0.05\text{pulg}^2$$

$$\text{Radio de giro } r= \varnothing/4= 0.25/4= 0.0625\text{pulg.}$$

$$L= d/ (\cos \beta)(\text{sen } \theta)=$$

$$(9.84)/(\cos 16.68)(\text{sen}60)$$

$$L= 11.86 \text{ pulg. relación de esbeltez:}$$

$$KL/r= (1)(11.86)/(0.0625)=189.76$$

Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:

$$Cu \leq 0.9 F_{cr} \cdot Ag$$

Donde:

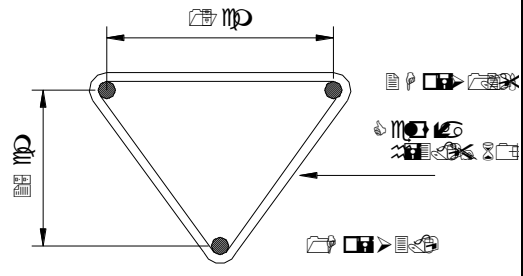
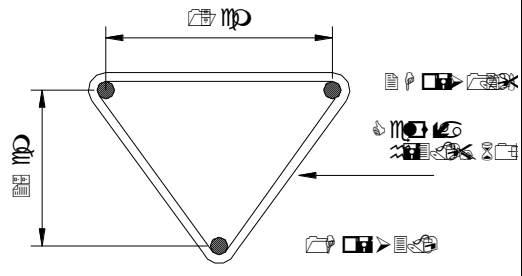
$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)}= 133.68$$

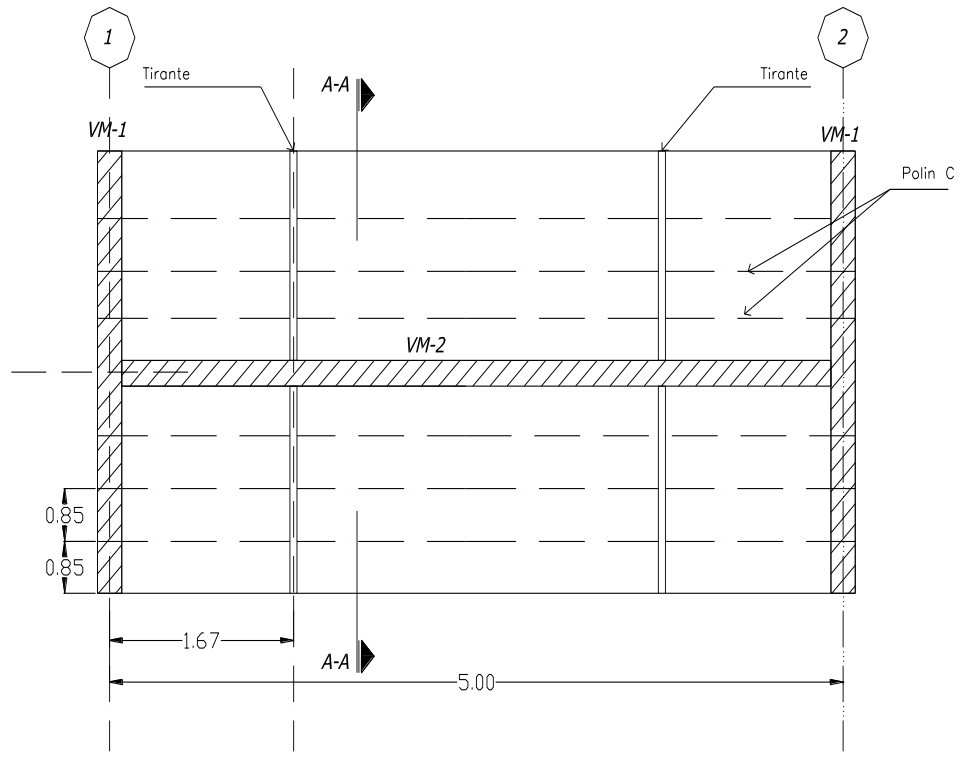
<p>189.76 < 133.68</p> $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{(89.76)^2} = 7.95$ <p>$F_{cr} = 0.877(7.95) = 6.97$</p> <p>Ca = 0.29 ≤ 0.6 (6.97) (0.05) = 0.21 no cumple</p> <p>Se utilizara como celosía varilla de 3/8pulg</p> <p>A = 0.11 pulg²</p> <p>Radio de giro r = Ø/4 = 0.38/4 = 0.094 pulg.</p> <p>L = d / (cos β)(sen θ) =</p> <p>(9.84) / (cos 16.68)(sen 60)</p> <p>L = 11.86 pulg. relación de esbeltez:</p> <p>KL/r = (1)(11.86) / (0.094) = 126.51</p> <p>Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>Ca ≤ 0.6 Fcr · Ag</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>(4.71)√(29000/36) = 133.68</p>	<p>189.76 > 133.68</p> $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{(89.76)^2} = 7.95$ <p>$F_{cr} = 0.877(7.95) = 6.97$</p> <p>Cu = 0.41 ≤ 0.9 (6.97) (0.05) = 0.31 no cumple</p> <p>Se utilizara como celosía varilla de 3/8pulg</p> <p>A = 0.11 pulg²</p> <p>Radio de giro r = Ø/4 = 0.38/4 = 0.094 pulg.</p> <p>L = d / (cos β)(sen θ) =</p> <p>(9.84) / (cos 16.68)(sen 60)</p> <p>L = 11.86 pulg. relación de esbeltez:</p> <p>KL/r = (1)(11.86) / (0.094) = 126.51</p> <p>Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:</p> <p>Cu ≤ 0.9 Fcr · Ag</p> <p>Donde:</p> <p>Si $\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = 0,877 F_e$</p> <p>Si $\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$: $F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$</p> <p>Donde $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$</p> <p>(4.71)√(29000/36) = 133.68</p>
--	--

<p style="text-align: center;">126.51 > 133.68</p> $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{(26.51)^2} = 17.88$ $F_{cr} = \left[0,658^{\frac{36}{17.88}} \right] 36 = 15.50$ <p style="text-align: center;">Ca = 0.29 ≤ 0.6 (15.50) (0.11) = 1.02 cumple</p> <p style="text-align: center;">Por lo tanto polín espacial a utilizar es la siguiente:</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">DETALLE VIGA MACOMBER SIN ESCALA</p>	<p style="text-align: center;">126.51 > 133.68</p> $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{(26.51)^2} = 17.88$ $F_{cr} = \left[0,658^{\frac{36}{17.88}} \right] 36 = 15.50$ <p style="text-align: center;">Cu = 0.41 ≤ 0.9 (15.50) (0.11) = 1.53 cumple</p> <p style="text-align: center;">Por lo tanto polín espacial a utilizar es la siguiente:</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">DETALLE VIGA MACOMBER SIN ESCALA</p>
--	---

9.4.3 EJEMPLO DEL DISEÑO DE POLIN “C”:

Se diseñara un Polín “C” para una estructura de techo con las siguientes características (Figura 9.21)

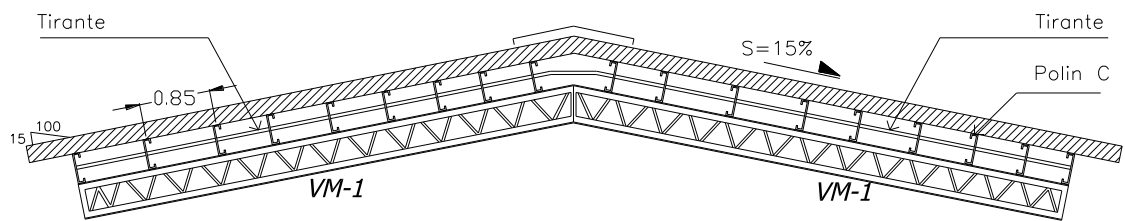
- La cubierta es de lámina de fibrocemento, por lo que la separación de los polines será de 85cm
- Posee cielo falso e instalaciones eléctricas.
- La pendiente del techo es del 15%
- Los polines poseerán tirantes a cada tercio del mismo en el eje de menor inercia.



PLANTA DE TECHOS

SIN ESCALA

Fig. 9.21 Detalle de estructura de techo



CORTE A-A

SIN ESCALA

Fig. 9.22 Detalle de sección A-A

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE POLIN	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE POLIN
<p>“C” SEGÚN ASD:</p> <p>1. Cargas a considerar:</p> <p>Cargas muertas:</p> <ul style="list-style-type: none">- Peso de lamina acanalada 11kg/m²- Cielo falso e Inst. eléctricas <u>10 kg/m²</u> <p style="text-align: center;">21 kg/m²</p> <p>- En este ejemplo se iniciara revisando una sección de 6”x2” de la cual se conoce su peso propio por metro lineal que es 4.2 kg/ml</p> <p>Cargas vivas:</p> <p>La condición más desfavorable de carga viva esta dada en este caso por la carga de montaje de 100kg.</p> <p>Amplificación de cargas según ASD:</p> $W_a = 1.0D + 1.0L = (1.0)[(4.2 + (0.85)(21))]$ $W_a = 22.05 \text{ kg/ml}$ $P_a = 1.0D + 1.0L = (1.0)(100) = 100 \text{ kg.}$ <p>2. Luego procederemos a descomponer la carga factorizada W_a en sus ejes principales “X”(eje de mayor inercia) e “Y”(eje de menor inercia), es decir, W_{ax} y W_{ay}, las cuales se obtienen de la siguiente manera:</p> $\theta = \text{arc tang } (15/100) = 8.53$ $W_{ax} = W_a \text{ sen } \theta$	<p>“C” SEGÚN LRFD:</p> <p>1. Cargas a considerar:</p> <p>Cargas muertas:</p> <ul style="list-style-type: none">- Peso de lamina acanalada 11kg/m²- Cielo falso e Inst. eléctricas <u>10 kg/m²</u> <p style="text-align: center;">21 kg/m²</p> <p>- En este ejemplo se iniciara revisando una sección de 6”x2” de la cual se conoce su peso propio por metro lineal que es 4.2 kg/ml</p> <p>Cargas vivas:</p> <p>La condición más desfavorable de carga viva esta dada en este caso por la carga de montaje de 100kg.</p> <p>Amplificación de cargas según LRFD:</p> $W_u = 1.2D + 1.6L = (1.2)[(4.2 + (0.85)(21))]$ $W_u = 26.46 \text{ kg/ml}$ $P_u = 1.0D + 1.6L = (1.6)(100) = 160 \text{ kg.}$ <p>2. Luego procederemos a descomponer la carga factorizada W_u en sus ejes principales “X”(eje de mayor inercia) e “Y”(eje de menor inercia), es decir, W_{ux} y W_{uy}, las cuales se obtienen de la siguiente manera:</p> $\theta = \text{arc tang } (15/100) = 8.53$ $W_{ux} = W_u \text{ sen } \theta$

<p> $W_{ax} = (22.05)(\text{sen } 8.53) = \underline{3.27 \text{ kg/m}}$ $W_{ay} = W_a \cos \theta$ $W_{ay} = (22.05)(\cos 8.53) = \underline{21.81 \text{ kg/m}}$ $P_{ax} = (100)(\text{sen } 8.53) = \underline{14.83 \text{ kg}}$ $P_{ay} = (100)(\cos 8.53) = \underline{98.89 \text{ kg}}$ </p> <p>3. Luego procedemos a determinar los momentos máximos en las direcciones “X” e “Y”, en las cuales debido a la forma de la sección de los polines estos no presentan mucha capacidad a flexión en el eje de menor inercia, por lo cual es conveniente el diseño de tensores o tirantes, los cuales funcionan básicamente a tensión y le proporcionan al Polín apoyos laterales necesarios para reducir el momento máximo actuante en dicha dirección.</p> $M_{ax} = \frac{(W_{ay})(L^2)}{8} + \frac{(P_{ay})(L)}{4}$ $M_{ax} = \frac{(21.81)(5^2)}{8} + \frac{(98.89)(5)}{4}$ <p><u>$M_{ax} = 191.76 \text{ kg-m}$</u></p> <p>Para una viga de tres claros se cumple que el momento máximo esta dado por:</p> <p>$M_{way} = (0.025)(W_{ax})(L^2)$ Para cargas uniformes</p> <p>$MP_{ay} = (0.175)(P_{ay})(L)$</p>	<p> $W_{ux} = (26.46)(\text{sen } 8.53) = \underline{3.92 \text{ kg/m}}$ $W_{uy} = W_u \cos \theta$ $W_{uy} = (26.46)(\cos 8.53) = \underline{26.17 \text{ kg/m}}$ $P_{ux} = (160)(\text{sen } 8.53) = \underline{23.73 \text{ kg}}$ $P_{uy} = (160)(\cos 8.53) = \underline{158.23 \text{ kg}}$ </p> <p>3. Luego procedemos a determinar los momentos máximos en las direcciones “X” e “Y”, en las cuales debido a la forma de la sección de los polines estos no presentan mucha capacidad a flexión en el eje de menor inercia, por lo cual es conveniente el diseño de tensores o tirantes, los cuales funcionan básicamente a tensión y le proporcionan al Polín apoyos laterales necesarios para reducir el momento máximo actuante en dicha dirección.</p> $M_{ux} = \frac{(W_{uy})(L^2)}{8} + \frac{(P_{uy})(L)}{4}$ $M_{ux} = \frac{(26.17)(5^2)}{8} + \frac{(158.23)(5)}{4}$ <p><u>$M_{ux} = 279.57 \text{ kg-m}$</u></p> <p>Para una viga de tres claros se cumple que el momento máximo esta dado por:</p> <p>$M_{wuy} = (0.025)(W_{ux})(L^2)$ Para cargas uniformes</p> <p>$MP_{uy} = (0.175)(P_{uy})(L)$</p>
--	--

<p> $M_{ay} = (0.025)(3.27)(1.66^2) + (0.175)(14.83)(1.66)$ $M_{ay} = 4.55 \text{kg-m}$ Realizando las conversiones al sistema ingles: <u>$M_{ax} = 191.76 \text{kg-m} = 16.61 \text{kips-pulg}$</u> <u>$M_{ay} = 4.55 \text{kg-m} = 0.39 \text{kips-pulg}$</u> </p> <p>4. Determinación de las propiedades geométricas del Polín 6"x2":</p> <p> $S_x = 23.71 \text{cm}^3 = 1.45 \text{pulg}^3$ $S_y = 12.34 \text{cm}^3 = 0.75 \text{pulg}^3$ </p> <p>5. Determinación de la resistencia del Polín en cada dirección:</p> <p> $F_{bx} = M_{ax} / S_x$ $F_{bx} = 16.61 / 1.45 = 11.46 \text{ Kips/pulg}^2$ $F_{by} = M_{ay} / 0.5S_y$ $F_{by} = (0.39) / (0.5)(0.75) = 1.04 \text{ pulg}^2$ </p> <p>Luego se procede a verificar la ecuación de interacción:</p> $\frac{f_{bx}}{0.6F_y} + \frac{f_{by}}{0.75F_y} \leq 1.0$ $\frac{11.46}{0.6 \times 33} + \frac{1.04}{0.75 \times 33} = 0.62 \leq 1.0$ <p>La sección propuesta 6"x2" es adecuada pues cumple la ecuación de interacción.</p>	<p> $M_{uy} = (0.025)(3.92)(1.66^2) + (0.175)(23.73)(1.66)$ $M_{uy} = 7.16 \text{kg-m}$ Realizando las conversiones al sistema ingles: <u>$M_{ux} = 279.57 \text{kg-m} = 24.22 \text{kips-pulg}$</u> <u>$M_{uy} = 7.16 \text{kg-m} = 0.62 \text{kips-pulg}$</u> </p> <p>4. Determinación de las propiedades geométricas del Polín 6"x2":</p> <p> $S_x = 23.71 \text{cm}^3 = 1.45 \text{pulg}^3$ $S_y = 12.34 \text{cm}^3 = 0.75 \text{pulg}^3$ </p> <p>5. Determinación de la resistencia del Polín en cada dirección:</p> <p> $F_{bx} = M_{ax} / S_x$ $F_{bx} = 24.22 / 1.45 = 16.70 \text{ Kips/pulg}^2$ $F_{by} = M_{ay} / 0.5S_y$ $F_{by} = (0.62) / (0.5)(0.75) = 1.65 \text{ pulg}^2$ </p> <p>Luego se procede a verificar la ecuación de interacción:</p> $\frac{f_{bx}}{0.9F_y} + \frac{f_{by}}{1.13F_y} \leq 1.0$ $\frac{16.70}{0.9 \times 33} + \frac{1.65}{1.13 \times 33} = 0.61 \leq 1.0$ <p>La sección propuesta 6"x2" es adecuada pues cumple la ecuación de interacción</p>
---	--

9.4.4 EJEMPLO DEL DISEÑO DE TIRANTES:

Diseñar el tirante que une los polines de la estructura mostrada en la figura 9.23, el cual esta ubicado en los puntos medios de la edificación comercial mostrada. La cubierta es de fibrocemento y se ha usado con fines decorativos, teja árabe recortada tipo arcitex puesta como capote, el conjunto posee también cielo falso. La pendiente del techo es del 15%.

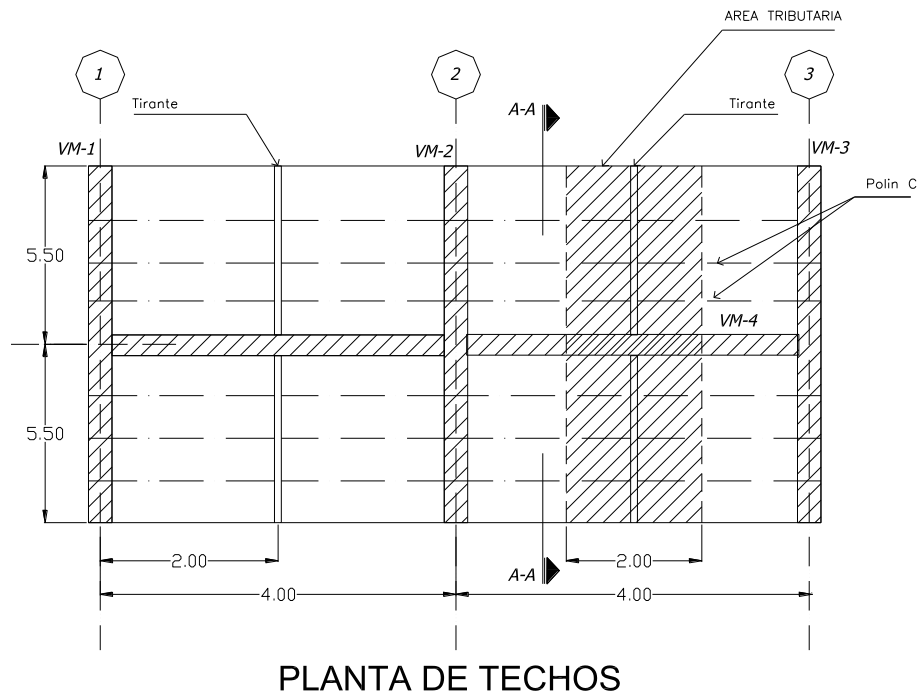
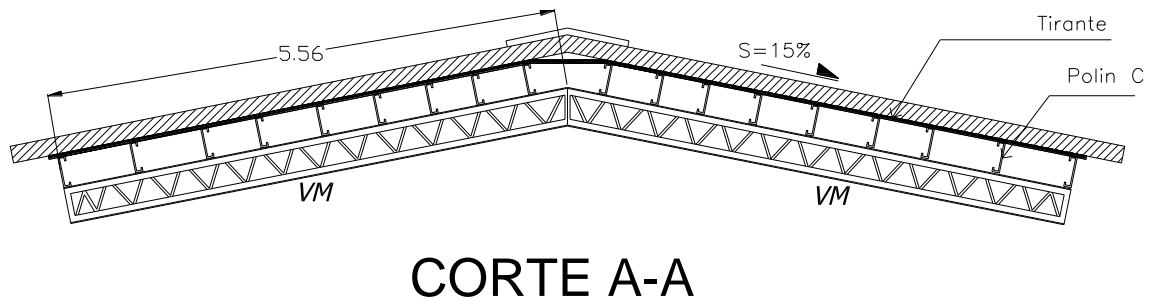


Fig. 9.23 Estructura de techos



SIN ESCALA

Fig. 9.24 Detalle de sección A-A

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE																				
<p>TIRANTES SEGÚN ASD:</p>	<p>TIRANTES SEGÚN LRFD:</p>																				
<p>1. Determinación de las cargas que resistirá (cubierta metálica, peso de los polines, cargas vivas, etc.) el tensor, lo cual es todo el peso de los elementos de polines y cubiertas las cuales están en función del área tributaria de los mismos:</p>	<p>1. Determinación de las cargas que resistirá (cubierta metálica, peso de los polines, cargas vivas, etc.) el tensor, lo cual es todo el peso de los elementos de polines y cubiertas las cuales están en función del área tributaria de los mismos:</p>																				
<p>Cargas muertas:</p>	<p>Cargas muertas:</p>																				
<table border="0"> <tr> <td>-Cubierta fibrocemento</td> <td>11 kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>-Cubierta de arcilla, capote</td> <td>35 kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>-Cielo falso</td> <td>15 kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>-Instalaciones eléctricas</td> <td><u>10 kg/cm²</u></td> </tr> <tr> <td></td> <td>71kg/cm²</td> </tr> </table>	-Cubierta fibrocemento	11 kg/cm ²	-Cubierta de arcilla, capote	35 kg/cm ²	-Cielo falso	15 kg/cm ²	-Instalaciones eléctricas	<u>10 kg/cm²</u>		71kg/cm²	<table border="0"> <tr> <td>-Cubierta fibrocemento</td> <td>11 kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>-Cubierta de arcilla, capote</td> <td>35 kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>-Cielo falso</td> <td>15 kg/cm²</td> </tr> <tr> <td>-Instalaciones eléctricas</td> <td><u>10 kg/cm²</u></td> </tr> <tr> <td></td> <td>71kg/cm²</td> </tr> </table>	-Cubierta fibrocemento	11 kg/cm ²	-Cubierta de arcilla, capote	35 kg/cm ²	-Cielo falso	15 kg/cm ²	-Instalaciones eléctricas	<u>10 kg/cm²</u>		71kg/cm²
-Cubierta fibrocemento	11 kg/cm ²																				
-Cubierta de arcilla, capote	35 kg/cm ²																				
-Cielo falso	15 kg/cm ²																				
-Instalaciones eléctricas	<u>10 kg/cm²</u>																				
	71kg/cm²																				
-Cubierta fibrocemento	11 kg/cm ²																				
-Cubierta de arcilla, capote	35 kg/cm ²																				
-Cielo falso	15 kg/cm ²																				
-Instalaciones eléctricas	<u>10 kg/cm²</u>																				
	71kg/cm²																				
<p>Cargas vivas:</p>	<p>Cargas vivas:</p>																				
<p>La condición más desfavorable para este caso será carga viva gravitacional de 40 kg/cm².</p>	<p>La condición más desfavorable para este caso será carga viva gravitacional de 40 kg/cm².</p>																				
<p>Ancho tributario de cada tensor: $4.0/2= 2\text{mt}$</p>	<p>Ancho tributario de cada tensor: $4.0/2= 2\text{mt}$</p>																				
<p>Área tributaria para el techo: $(5.56)(2)= 11.12\text{mt}$</p>	<p>Área tributaria para el techo: $(5.56)(2)= 11.12\text{mt}$</p>																				
<p>Carga muerta: $(11.12)(71)= \underline{789.52\text{kg}}$.</p>	<p>Carga muerta: $(11.12)(71)= \underline{789.52\text{kg}}$.</p>																				
<p>Considerando el peso de los polines del 10% tenemos $(789.52)(0.10)= \underline{78.95\text{kg}}$</p>	<p>Considerando el peso de los polines del 10% tenemos $(789.52)(0.10)= \underline{78.95\text{kg}}$</p>																				
<p>Carga muerta total=868.47Kg</p>	<p>Carga muerta total=868.47Kg</p>																				
<p>Área tributaria para el techo: $(5.56)(2)=$</p>	<p>Área tributaria para el techo: $(5.56)(2)=$</p>																				

<p>11.12mt</p> <p>Carga viva: $(11.12)(40) = 444.8\text{kg}$.</p> <p>Carga viva total=444.8Kg</p> <p>2. Combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1 para el método ASD, de la carga que resistirá el tensor:</p> $1.0D + 1.0L = (1.0)(868.47) + (1.0)(444.8)$ $1313.27\text{kg} = 2.88\text{kips}.$ <p>3. Luego procedemos a determinar por medio de la estática la fuerza que recibirá el tirante, descomponiendo la carga factorizada:</p> $T_a = (2.88)(15/101.1) = 0.43\text{Kips}$ <p>4. Luego procedemos a determinar el área de acero necesario por medio de la siguiente ecuación: $A_g = T_a / (0.75)(0.75)(F_u)$</p> <p>5. $A_g = (0.43)(2) / (0.75)(70) = 0.016\text{pulg}^2$</p> <p>Utilizaríamos una varilla de $\varnothing 3/8''$, pero por lo general una práctica común de muchos diseñadores es usar diámetros no menores de $1/500$ de su longitud, a fin de lograr cierta rigidez aun cuando los cálculos de esfuerzos permitan diámetros muchos menores, por lo que Normalmente es conveniente limitar a $5/8$ de pulgadas el diámetro mínimo de los tensores ya que los de menor diámetro se</p>	<p>11.12mt</p> <p>Carga viva: $(11.12)(40) = 444.8\text{kg}$.</p> <p>Carga viva total=444.8Kg</p> <p>2. Combinaciones de cargas con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1 para el método LRFD, de la carga que resistirá el tensor:</p> $1.2D + 1.6L = (1.2)(868.47) + (1.6)(444.8)$ $1753.84\text{kg} = 3.85\text{kips}.$ <p>3. Luego procedemos a determinar por medio de la estática la fuerza que recibirá el tirante, descomponiendo la carga factorizada:</p> $T_u = (3.85)(15/101.1) = 0.57\text{Kips}$ <p>4. Luego procedemos a determinar el área de acero necesario por medio de la siguiente ecuación: $A_g = T_u / (0.75)(0.75)(F_u)$</p> <p>5. $A_g = (0.57)(1.33) / (0.75)(70) = 0.014\text{pulg}^2$</p> <p>Utilizaríamos una varilla de $\varnothing 3/8''$, pero por lo general una práctica común de muchos diseñadores es usar diámetros no menores de $1/500$ de su longitud, a fin de lograr cierta rigidez aun cuando los cálculos de esfuerzos permitan diámetros muchos menores, por lo que Normalmente es conveniente limitar a $5/8$ de pulgadas el diámetro mínimo de los tensores ya que los de menor diámetro se</p>
--	--

<p>dañan con frecuencia durante la construcción por lo que:</p> <p>Determinando la longitud del tensor tenemos:</p> <p>$L= 5.56m$</p> <p>$\emptyset= (556/500)= 1.112cm$, 1#4 tiene un diámetro de 12.7mm y un área de 1.267cm², por lo que: usaremos varillas de 1/2” en todos los tirantes.</p>	<p>dañan con frecuencia durante la construcción por lo que:</p> <p>Determinando la longitud del tensor tenemos:</p> <p>$L= 5.56m$</p> <p>$\emptyset= (556/500)= 1.112cm$, 1#4 tiene un diámetro de 12.7mm y un área de 1.267cm², por lo que: usaremos varillas de 1/2” en todos los tirantes.</p>
---	---

9.4.5 EJEMPLO DEL DISEÑO DE TENSORES HORIZONTALES:

Diseñar los tensores horizontales de la estructura mostrada en la figura 9.25, la edificación esta ubicada en la zona II y dicha estructura es de ocupación especial.

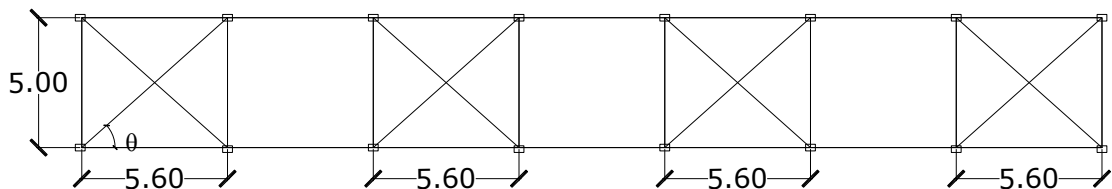


Figura 9.25 Diseño de tensores en plano de techo

<p>EJEMPLO DE DISEÑO DE TENSORES HORIZONTALES SEGÚN ASD:</p> <p>1. Una vez tengamos la propuesta de los tensores horizontales a utilizar en la estructura de techo, se procede a determinar</p>	<p>EJEMPLO DE DISEÑO DE TENSORES HORIZONTALES SEGÚN LRFD:</p> <p>1. Una vez tengamos la propuesta de los tensores horizontales a utilizar en la estructura de techo, se procede a determinar</p>
--	---

<p>lo que es la fuerza sísmica a la que estará sometida, para lo cual según la norma técnica la fuerza sísmica para ensamble de elementos estructurales no debe ser menor de $0.35AIW_{px}$, ni mayor de $0.75AIW_{px}$ (en el apartado 6.2.4. diafragmas), donde:</p> <p>A: Factor de zonificación sísmica.</p> <p>I: Factor de importancia.</p> <p>W_{px}: Peso del techo.</p> <p>Por lo general para el diseño se utiliza lo que es el límite superior lo cual es $0.75AIW_{px}$.</p> <p>2. Encontramos el peso del techo propuesto:</p> <p>Las cargas a considerar serán las siguientes:</p> <p>Cargas muertas:</p> <table><tr><td>-Cubierta fibrocemento</td><td>17 kg/cm²</td></tr><tr><td>-Cielo falso e Inst. eléctricas</td><td>30 kg/cm²</td></tr><tr><td>-Peso de Polin</td><td>5 kg/cm²</td></tr><tr><td>-Peso de vigas macomber</td><td><u>17 kg/cm²</u></td></tr><tr><td></td><td>69kg/cm²</td></tr></table> <p>Carga muerta= (69x196)=<u>13524kg</u></p> <p>Cargas vivas:</p> <p>La condición más desfavorable para este caso será carga viva gravitacional de 20 kg/cm².</p> <p>Carga Viva= (20x196)=<u>3920kg</u></p>	-Cubierta fibrocemento	17 kg/cm ²	-Cielo falso e Inst. eléctricas	30 kg/cm ²	-Peso de Polin	5 kg/cm ²	-Peso de vigas macomber	<u>17 kg/cm²</u>		69kg/cm ²	<p>lo que es la fuerza sísmica a la que estará sometida, para lo cual según la norma técnica la fuerza sísmica para ensamble de elementos estructurales no debe ser menor de $0.35AIW_{px}$, ni mayor de $0.75AIW_{px}$ (en el apartado 6.2.4. diafragmas), donde:</p> <p>A: Factor de zonificación sísmica.</p> <p>I: Factor de importancia.</p> <p>W_{px}: Peso del techo.</p> <p>Por lo general para el diseño se utiliza lo que es el límite superior lo cual es $0.75AIW_{px}$.</p> <p>2. Encontramos el peso del techo propuesto:</p> <p>Las cargas a considerar serán las siguientes:</p> <p>Cargas muertas:</p> <table><tr><td>-Cubierta fibrocemento</td><td>17 kg/cm²</td></tr><tr><td>-Cielo falso e Inst. eléctricas</td><td>30 kg/cm²</td></tr><tr><td>-Peso de Podem</td><td>5 kg/cm²</td></tr><tr><td>-Peso de vigas macomber</td><td><u>17 kg/cm²</u></td></tr><tr><td></td><td>69kg/cm²</td></tr></table> <p>Carga muerta= (69x196)=<u>13524kg</u></p> <p>Cargas vivas:</p> <p>La condición más desfavorable para este caso será carga viva gravitacional de 20 kg/cm².</p> <p>Carga Viva= (20x196)=<u>3920kg</u></p>	-Cubierta fibrocemento	17 kg/cm ²	-Cielo falso e Inst. eléctricas	30 kg/cm ²	-Peso de Podem	5 kg/cm ²	-Peso de vigas macomber	<u>17 kg/cm²</u>		69kg/cm ²
-Cubierta fibrocemento	17 kg/cm ²																				
-Cielo falso e Inst. eléctricas	30 kg/cm ²																				
-Peso de Polin	5 kg/cm ²																				
-Peso de vigas macomber	<u>17 kg/cm²</u>																				
	69kg/cm ²																				
-Cubierta fibrocemento	17 kg/cm ²																				
-Cielo falso e Inst. eléctricas	30 kg/cm ²																				
-Peso de Podem	5 kg/cm ²																				
-Peso de vigas macomber	<u>17 kg/cm²</u>																				
	69kg/cm ²																				

Procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas para la amplificación del peso sísmico, con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1 para el método ASD.

$$W_a = (1.0)(13524) + (1.0)(3920) = 17444 \text{kg.}$$

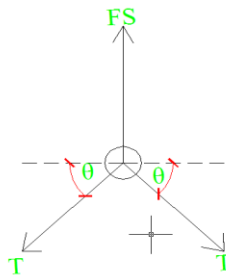
3. Determinación de la fuerza sísmica:

$$F_{as} = (0.75)(0.3)(1.2)(17444) = 4079.88 \text{kg.}$$

Una vez tengamos la fuerza sísmica factorizada, procedemos a determinar la carga que cada arriostamiento horizontal recibirá, para lo cual, es básicamente dividir la fuerza sísmica encontrada entre el número de arriostamiento horizontales propuestos.

$$F_{as} = (4709.88/4) = 1177.47 \text{kg}$$

4. Una vez se hayan determinado la fuerza que recibirá cada arriostamiento horizontal, se procede a determinar las fuerzas que cada elemento que compone dicho arriostamiento resistirá, haciendo uso del equilibrio estático.



Procedemos a realizar las respectivas combinaciones de cargas para la amplificación del peso sísmico, con los respectivos factores de amplificación tal como fue mostrado en el capítulo 1 para el método LRFD.

$$W_u = (1.2)(13524) + (1.6)(3920) = 22500.8 \text{kg.}$$

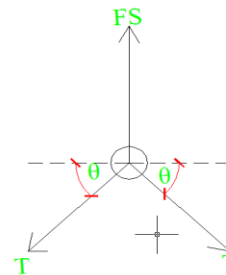
3. Determinación de la fuerza sísmica:

$$F_{us} = (0.75)(0.3)(1.2)(22500.8) = 6075.22 \text{kg.}$$

Una vez tengamos la fuerza sísmica factorizada, procedemos a determinar la carga que cada arriostamiento horizontal recibirá, para lo cual, es básicamente dividir la fuerza sísmica encontrada entre el número de arriostamiento horizontales propuestos.

$$F_{us} = (6075.22/4) = 1518.81 \text{kg}$$

4. Una vez se hayan determinado la fuerza que recibirá cada arriostamiento horizontal, se procede a determinar las fuerzas que cada elemento que compone dicho arriostamiento resistirá, haciendo uso del equilibrio estático.



<p>$\sum F_y=0$</p> <p>$2T\text{sen}\theta= F_{as}$</p> <p>$T= (F_{as})/(2\text{sen}\theta)= (1177.47)/(2\text{sen } 41.76)$</p> <p>$T=883.97\text{kg}=1.95\text{Klbs}$</p> <p>5. Una vez se determina la fuerza sobre cada elemento se procede a utilizar la teoría de elementos sometidos a tensión, para lo cual procedemos a determinar el área de acero requerida, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir:</p> <p>$A_g= 1.67 T_u/F_y$</p> <p>$A_g= (1.67)(1.95)/(36)=0.090 \text{ pulg} =\underline{0.58 \text{ cm}^2}$</p> <p>$A_{nc}= 2 T_u/F_u$</p> <p>$A_{nc}= (2)(1.95)/(58)=0.067 \text{ pulg} = 0.43\text{cm}^2$</p> <p>Utilizaríamos una varilla de $\varnothing 3/8''$, pero por lo general una práctica común de muchos diseñadores es usar diámetros no menores de $1/500$ de su longitud, a fin de lograr cierta rigidez aun cuando los cálculos de esfuerzos permitan diámetros muchos menores, por lo que Normalmente es conveniente limitar a $5/8$ de pulgadas el diámetro mínimo de los tensores ya que los de menor diámetro se</p>	<p>$\sum F_y=0$</p> <p>$2T\text{sen}\theta= F_{us}$</p> <p>$T= (F_{us})/(2\text{sen}\theta)= (1518.81)/(2\text{sen } 41.76)$</p> <p>$T=1140\text{kg}=2.51\text{Klbs}$</p> <p>5. Una vez se determina la fuerza sobre cada elemento se procede a utilizar la teoría de elementos sometidos a tensión, para lo cual procedemos a determinar el área de acero requerida, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir:</p> <p>$A_g= 1.11 T_u/F_y$</p> <p>$A_g= (1.11)(2.51)/(36)=0.077\text{pulg}=\underline{0.50 \text{ cm}^2}$</p> <p>$A_{nc}= 1.33 T_u/F_u$</p> <p>$A_{nc}= (1.33)(2.51)/(58)=0.058 \text{ pulg} = 0.37\text{cm}^2$</p> <p>Utilizaríamos una varilla de $\varnothing 3/8''$, pero por lo general una práctica común de muchos diseñadores es usar diámetros no menores de $1/500$ de su longitud, a fin de lograr cierta rigidez aun cuando los cálculos de esfuerzos permitan diámetros muchos menores, por lo que Normalmente es conveniente limitar a $5/8$ de pulgadas el diámetro mínimo de los tensores ya que los de menor diámetro se</p>
--	---

<p>dañan con frecuencia durante la construcción por lo que:</p> <p>Determinando la longitud del tensor tenemos:</p> $L = 5.6 / (\cos 41.76) = 7.5\text{m}$ <p>$\varnothing = (751/500) = 1.502\text{cm}$, 1#5 tiene un diámetro de 15.9mm y un área de 1.99cm², por lo que: usaremos varillas de 5/8" en todos los tensores.</p>	<p>dañan con frecuencia durante la construcción por lo que:</p> <p>Determinando la longitud del tensor tenemos:</p> $L = 5.6 / (\cos 41.76) = 7.5\text{m}$ <p>$\varnothing = (751/500) = 1.502\text{cm}$, 1#5 tiene un diámetro de 15.9mm y un área de 1.99cm², por lo que: usaremos varillas de 5/8" en todos los tensores.</p>
---	---

CAPITULO X
EJEMPLO DEL DISEÑO DE UN EDIFICIO UTILIZANDO
METODOLOGIAS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
ACERO.

10.1 INTRODUCCION.

El presente capítulo tiene por objetivo final comparar de manera cuantitativa los elementos diseñados por el método de Esfuerzos Admisibles (ASD) y el método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), para el cual se hará uso del Software estructural Etabs V9.2 que ayudara a realizar el análisis tridimensional de toda la estructura, así como nos ayudara a diseñar los elementos tales como: columnas, vigas primarias , vigas secundarias, tanto por el método ASD como por el LRFD (que son los elementos que mas influyen en el costo de la estructura). La estructura que se diseñara corresponde al nuevo edificio de oficinas de la alcaldía de Cuscatancingo, el cual presenta las condiciones óptimas para realizar la comparación de los métodos. Cabe mencionar que no es parte del objetivo de este capítulo dar a conocer el uso y metodología de diseño haciendo uso del Software Etabs, por lo que se mostrara únicamente el planteamiento de la estructura, cargas de diseños (cargas muertas, vivas y sísmicas), el tipo de reglamento con el que se realizara el diseño y los resultados finales. A continuación se da inicio al contenido de este capítulo.

10.2 PRESENTACION DEL EDIFICIO A MODELAR.

Como ya se menciona en la introducción, el edificio a modelar en el Software Etabs, corresponde al nuevo edificio de oficinas de la Alcaldía de Cuscatancingo, cuya información útil para el análisis y diseño se presenta a continuación:

- ❖ **Nombre del proyecto:** Construcción de la alcaldía de Cuscatancingo.
- ❖ **Ubicación del proyecto:** Municipio de Cuscatancingo, departamento de San Salvador.
- ❖ **Ocupación:** Su uso será para albergar las oficinas de la alcaldía.
- ❖ **Estructuración:** Se ha estructurado a base de marco espaciales, pero en caso problemas de derivas o desplazamiento excesivo se puede reestructurar con la utilización de crucetas o muro de carga.
- ❖ **Área del proyecto:** 1200 m²
- ❖ **Numero de niveles:** El edificio cuenta con 3 niveles mas una cubierta de techo a dos aguas.

- ❖ **Descripción de la zona vecina al proyecto:** sitio rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura.
- ❖ **Losa:** La losa será densa en una dirección, con un espesor de $e = 0.15\text{m}$. Se utilizara concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y acero de refuerzo grado 40 (2800kg/cm^2) con peso volumétrico normal (2400Kg/cm^2).
- ❖ **Acabado:** La estructura tendrá piso de cerámica con cielo falso tipo Galaxy. Además considerar los ductos eléctricos. Las paredes sobre las vigas serán de bloque de concreto de 15 cm Repelladas, afinadas y pintada.
- ❖ **Cubierta de techo:** La cubierta de techo será de lamina galvanizada soportada por medio de polines C encajuelado.

En las siguientes figuras se presentan la estructuración del edificio a modelar.

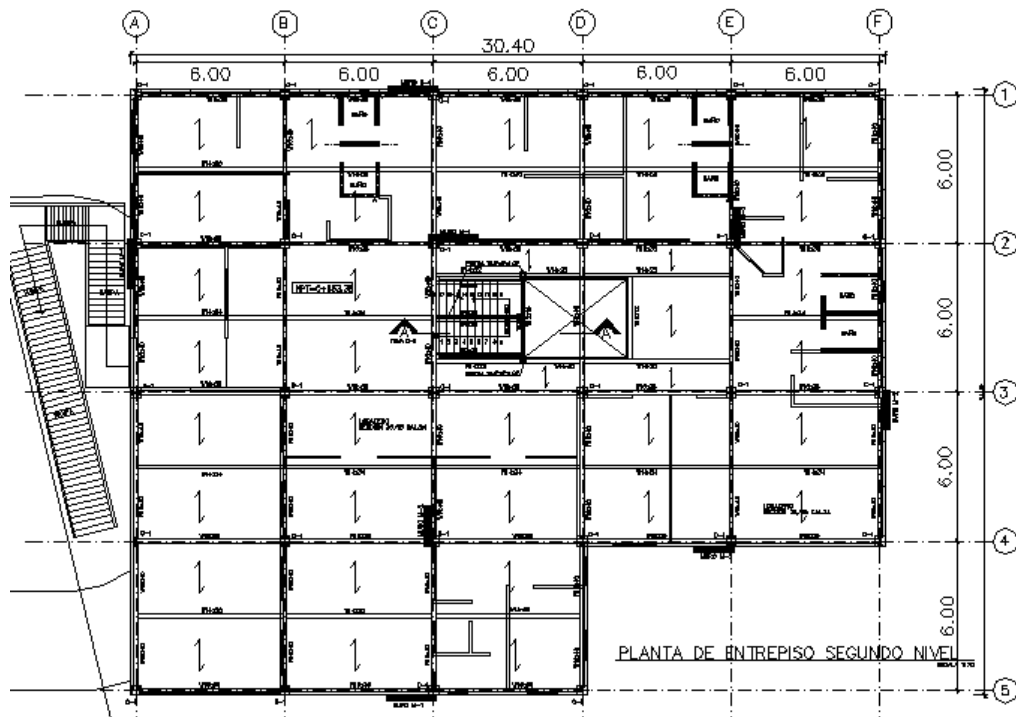


Fig. 10.1 Planta estructural primer y segundo nivel.

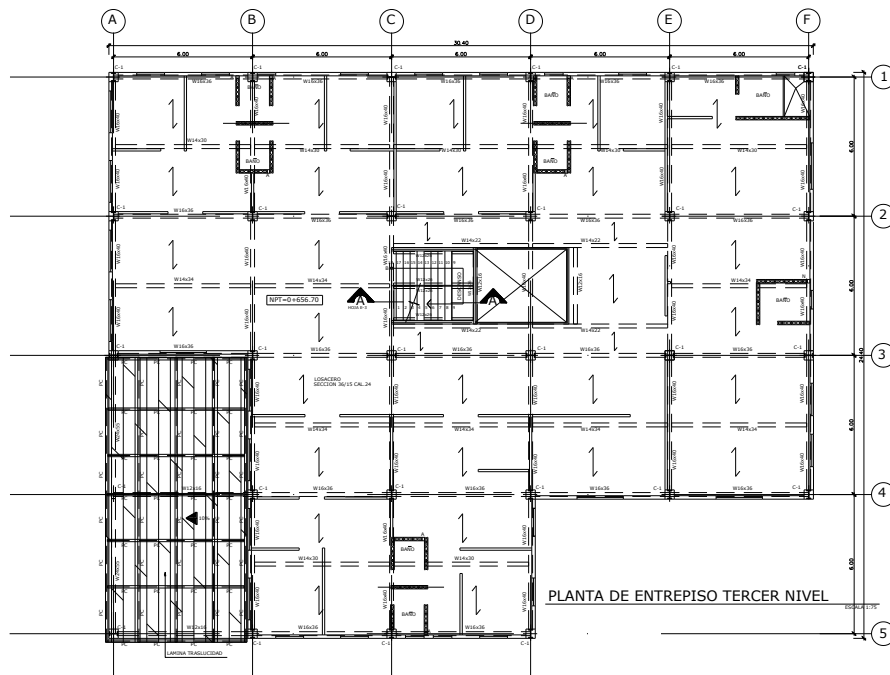


Fig. 10.2 Planta estructural tercer nivel.

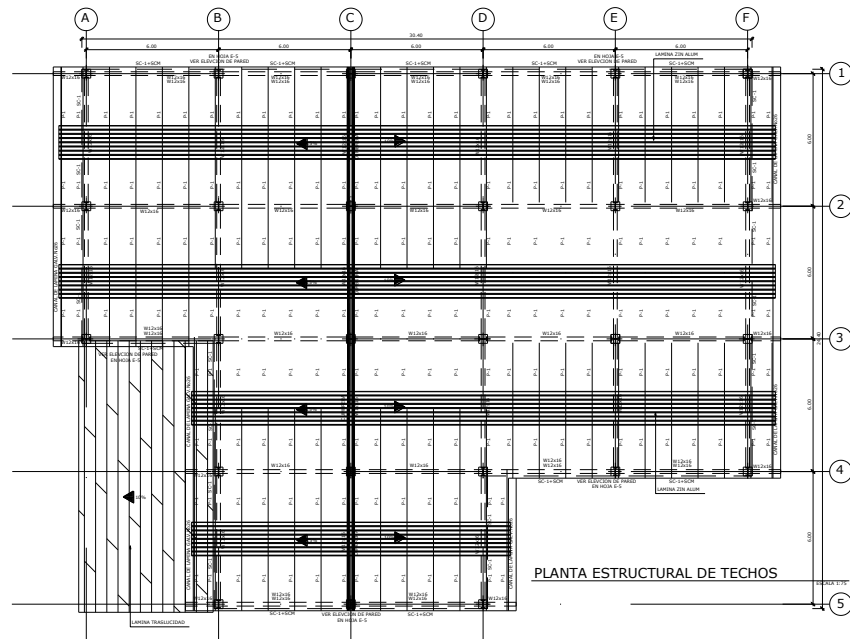


Fig. 10.3 Planta estructural techo a dos aguas.

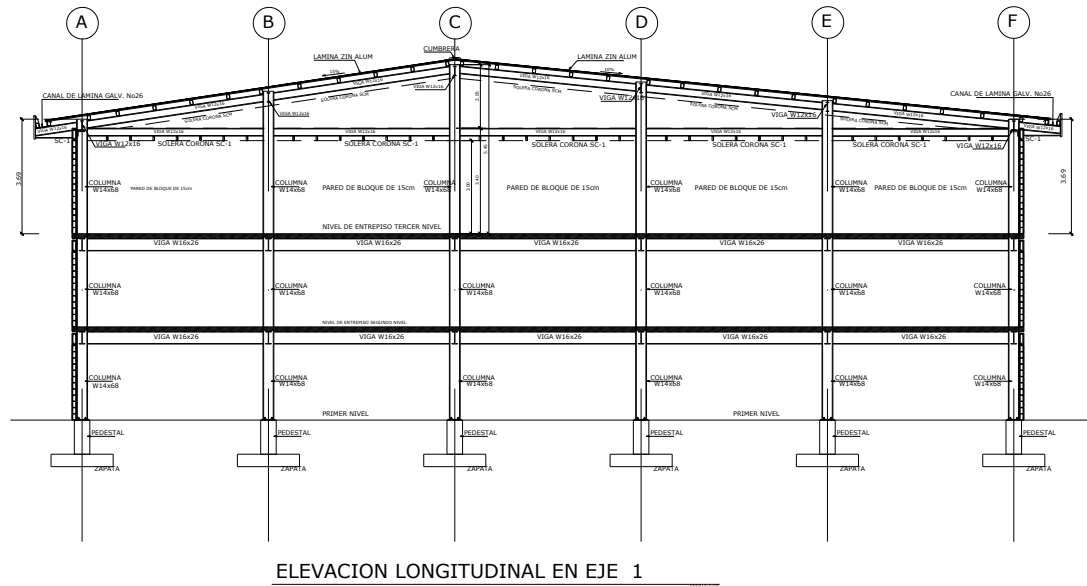


Fig. 10.4 Vista elevación del marco eje 1.

10.3 CARGAS DE DISEÑO.

A continuación se establecen las cargas con la que se modelara la estructura, la cual estará dividida en cargas de gravedad (carga muerta y viva), carga de sismo y carga de viento. Estas cargas de diseño se establecen a continuación:

Carga Muerta y Viva.

Las cargas muertas que tendrá la estructura y que se le asignara a la losa (luego esta se la transmitirá a vigas y posteriormente a la columna), son aparte del propio peso de la estructura las cargas producto del peso piso, sobre losa, cielo falso, instalaciones eléctricas, divisiones interiores (puesto que como se trata de un edificio de oficinas, puede que después se modifique la arquitectura planteada en un inicio). Estas cargas se exponen a continuación:

Tabla 10.1 Magnitudes cargas de gravedad.

Descripción	Magnitud de carga (Kg/m ²)
Carga Muerta	
Losas de concreto (e = 0.15m)	360
Enladrillado	70
Cielo falso + Inst. Eléctrica	30
Sobre losa	20
División interior	100
Sub total	580
Carga Viva	
Uso: Oficinas	250

Además de estas cargas se deben añadir sobre las vigas perimetrales del segundo nivel en adelante, la carga correspondiente a la pared de bloque de concreto de espesor igual a 15cm, repellada, afinada y pintada, las magnitudes de estas cargas se muestran a continuación:

Tabla 10.2 Carga sobre vigas segundo nivel

Descripción	Magnitud de carga (Kg/m ²)	Altura de pared	Magnitud de carga (Kg/ml)
Carga Muerta			
Vigas Segundo nivel			
Pared de bloque e = 0.15m	220	3	660
Repello (e = 0.01m)	19	3	57
Sub total			717

Tabla 10.3 Carga sobre vigas tercer nivel

Descripción	Magnitud de carga (Kg/m ²)	Altura de pared	Magnitud de carga (Kg/ml)
Carga Muerta			
Vigas Tercer nivel			
Pared de bloque e = 0.15m	220	3,4	748
Repello (e = 0.01m)	19	3,4	64,6
Sub total			812,6

Tabla 10.4 Carga sobre vigas cuarto nivel (marcos ejes 1, 2, 3, 4 y 5).

Descripción	Magnitud de carga (Kg/m ²)	Altura de pared	Magnitud de carga (Kg/ml)
Carga Muerta			
Vigas Cuarto nivel paralelo a los ejes 1, 2, 3, 4 y 5			
Pared de bloque e = 0.15m	220	1,6	352
Repello (e = 0.01m)	19	1,6	30,4
Sub total			382,4

Para el caso particular de la carga sobre la estructura de techo, estas son las que se muestran a continuación:

Tabla 10.5 Carga sobre cubierta de techo.

Descripción	Magnitud de carga (Kg/m ²)
Carga Muerta	
Peso de lamina galvanizada	8
Carga de estructura metálica	17
Cielo falso + Inst. Eléctrica	30
Sub total	55
Carga Viva	
Cubierta y azotea con pendiente mayor de 5%	20

Para el caso de la carga muerta de techo (los 55kg/m²), en el programa se utilizara un espesor equivalente, suponiendo que esta hecho de un material como el acero (cuyo peso volumétrico es 9850 kg/m³), por tanto el espesor con el que se debe asignar la cubierta de techo es 0.0056m.

Carga Sísmica.

La carga sísmica será determinada utilizando los lineamientos expuestos en la Norma Técnica de Diseño por Sismo de la República de El Salvador. El diseño sísmico de la estructura debe efectuarse considerando la zonificación sísmica, las características del sitio, la categoría de ocupación, la configuración del sistema estructural y la altura del edificio.

El cortante basal de diseño en una dirección deberá determinarse a partir de la siguiente expresión:

$$V = C_s W \quad (\text{Ec. 10.1})$$

Donde:

V = Cortante basal

W = Peso sísmico de toda la estructura.

C_s = Coeficiente sísmico, el cual se calcula de la siguiente forma:

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad (\text{Ec. 10.2})$$

Donde:

A = Factor de zonificación sísmica el cual toma para nuestro diseño un valor de 0.40

I = Categoría de ocupación, el cual toma para nuestro diseño un valor de 1.2

Co = Coeficiente de sitio el cual toma para nuestro diseño un valor de 3.0

To = Periodo del sitio el cual toma para nuestro diseño un valor 0.6

R = Factor de reducción de resistencia el cual toma para nuestro diseño un valor de 12.

T = Periodo de la estructura determinado por el método A como se muestra a continuación:

$$T = C_t h n^{3/4} = 0.085 \times 9.40^{3/4} = 0.46 \quad (\text{Ec. 10.3})$$

Sustituyendo los valores, tenemos un cortante basal de diseño de:

$$C_s = \frac{0.4 \times 1.2 \times 3}{12} \left(\frac{0.6}{0.46} \right)^{2/3} = 0.12 \times \left(\frac{0.6}{0.46} \right)^{2/3} = 0.12$$

En el Software Etabs, se puede determinar la carga sísmica de diferentes formas (mediante la utilización de diferentes reglamentos y/o especificaciones), pero en nuestro caso particular estableceremos las cargas sísmicas tal y como manda nuestra norma técnica, obviamente dicha norma no se encuentra contemplada en el programa, por lo que procederemos a realizar un artificio matemático el cual consiste en utilizar la ecuación para carga sísmica propuesto por el Uniforme Building Code del año 94 (UBC 94) y hacer que de cómo resultado la carga sísmica establecido como nuestro reglamento. La carga sísmica según el UBC 94 se determina mediante la siguiente ecuación:

$$V = \frac{AIC}{R_w} W \quad (\text{Ec. 10.4})$$

Donde:

A = Factor de zonificación sísmica

R_w = Coeficiente de reducción de ductilidad

W = peso sísmico total

C_o = Coeficiente de sitio

C = se calcula mediante la siguiente expresión $\frac{1.25C_o}{T^{2/3}}$

T = periodo fundamental de vibración, el cual se determina mediante la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (\text{Ec. 10.5})$$

Donde:

C_t = 0.035 para marcos de acero resistente a momento.

h_n = Altura en pies desde la base del edificio hasta el piso n.

Igualando la carga sísmica obtenida por medio del código UBC 94 al resultado obtenido por nuestra norma técnica, tenemos:

$$\frac{1.25 AICo}{R_w T^{2/3}} = 0.12 = \frac{1.25 \times 0.4 \times 1.2 \times 2}{(0.035 \times 31.33^{3/4})^{2/3} R_w}$$

Se tiene que R_w se le debe colocar 16.70 en el programa Etabs para que pueda producir una carga sísmica de igual magnitud que la determinada por nuestra norma técnica de diseño por sismo.

Luego el programa de manera automática distribuirá el cortante sobre cada uno de los marcos (elementos estructurales) en función de su rigidez, tal y como manda la teoría.

Carga de Viento.

Nuestro ambiente es muy similar al de la ciudad de México y dado que en el programa Etabs se puede calcular la presión del viento basándose en su reglamento, nosotros calcularemos la carga de viento utilizando la norma técnica de diseño por viento de México.

Para el cálculo solo se necesita establecer la velocidad máxima del viento, la cual según nuestro reglamento es 98 Km/h (aproximadamente 27.22 m/s) y establecer los coeficientes de barlovento y sotavento, los cuales según nuestra norma técnica de diseño por viento son para techo inclinados normal a las generatrices barlovento = -0.7 y sotavento = -0.7; con estos resultados se obtiene la carga por viento la cual tendrá mayor incidencia en la cubierta de techo.

10.4 ASIGNACION DE PROPIEDADES DEL SISTEMA AL MODELO EN SOFTWARE ETABS.

A continuación se muestran la estructura ya introducida en el software estructural Etabs.

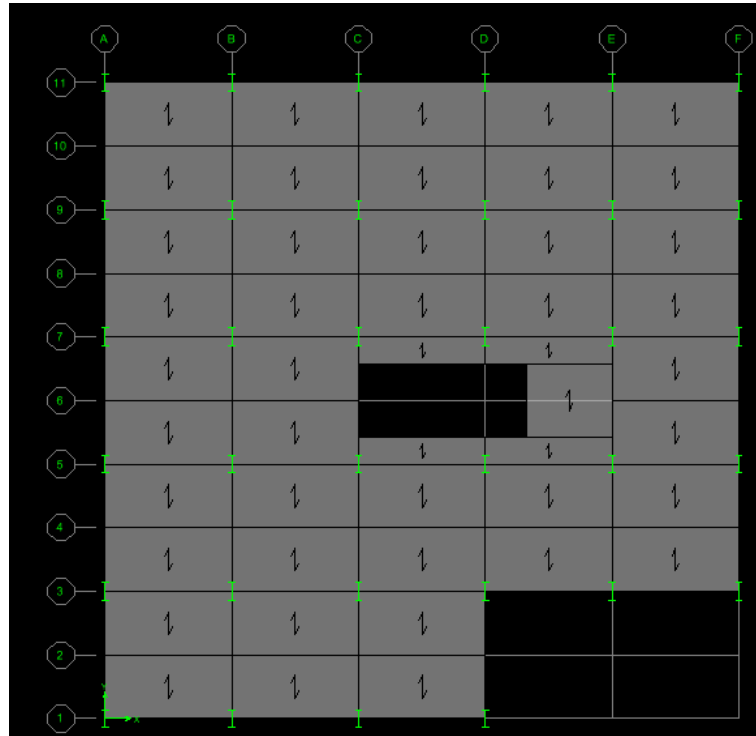


Fig. 10.5 Vista en planta del nivel 1, 2 y 3 del edificio de oficinas de la alcaldía de Cuscatancingo.

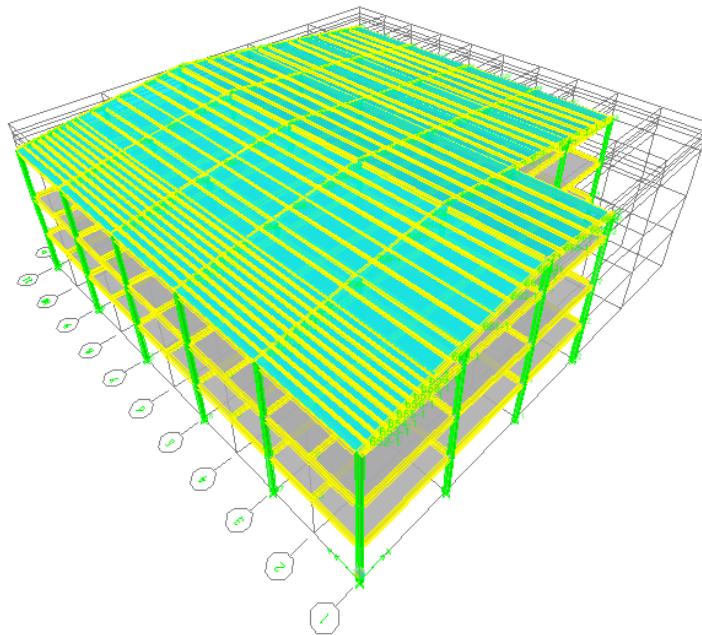


Fig. 10.6 Vista tridimensional del edificio de oficinas de la alcaldía de Cuscatancingo.

Sección de diseño.

Se propone como sección de prueba todos los diferentes perfiles W de manera tal que el programa haga la selección del perfil adecuado (resistente y el mas ligero posible). Tal y como se muestra en la figura 10.7

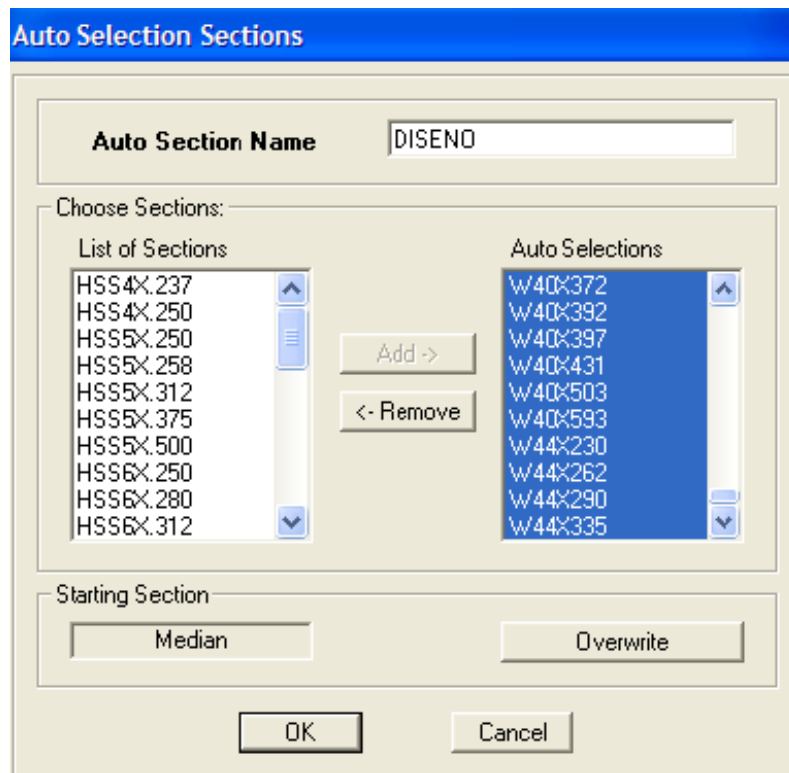


Fig. 10.7 Auto selección de perfiles de prueba.

Todos estos perfiles serán evaluados para el diseño y al final se obtendrá el perfil adecuado en resistencia y bajo peso.

Para el caso de los polines, definiremos un polín encajuelado de 6x2 pulg. con las propiedades que estos elementos formados en frío tienen tales como:

Esfuerzo mínimo a fluencia F_y : 2320 Kg/cm²

Esfuerzo mínimo a tensión F_u : 3867 Kg/cm²

Peso volumétrico: 7.85×10^{-3} Kg/cm³

Modulo de elasticidad: 2100000 Kg/cm²

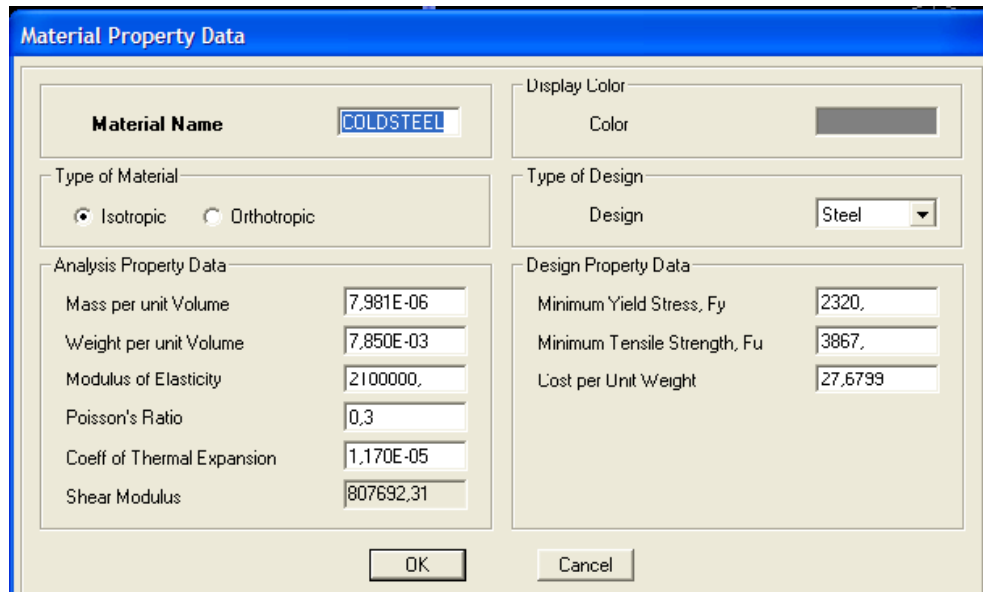


Fig. 10.8 Propiedad del material de lo Polines

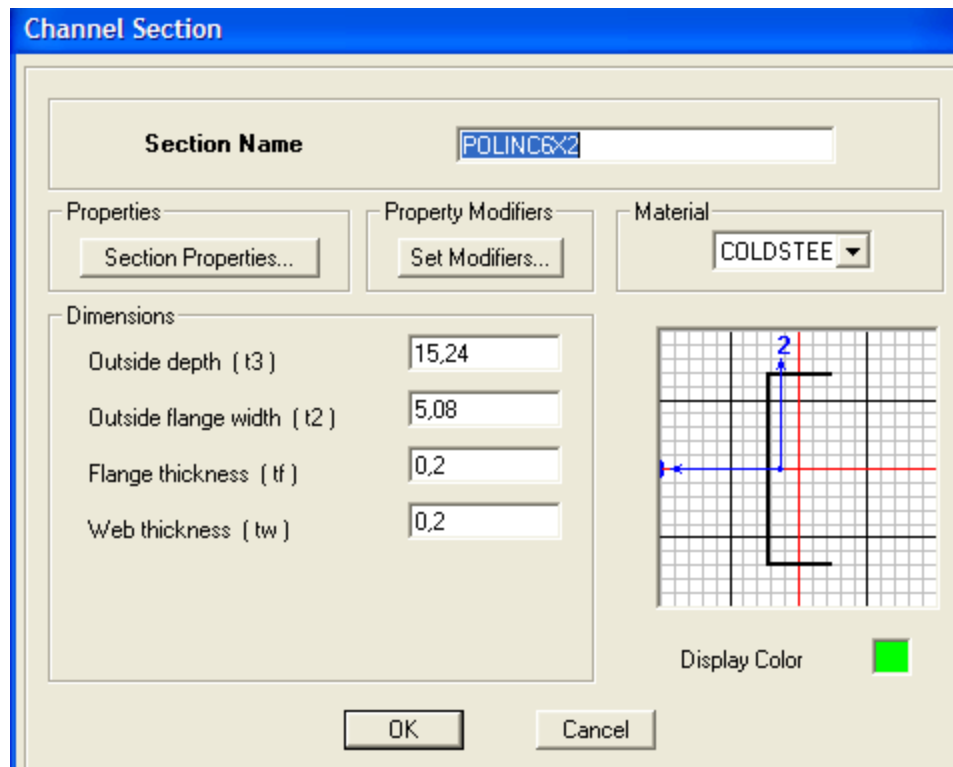


Fig. 10.9 Propiedades Geométricas de los polines de 6X2 Pulg.

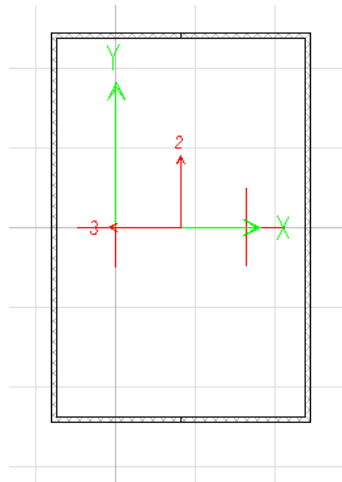


Fig. 10.10 Definición de Polín encajuelado

Carga de diseño.

A continuación se establecen todas las posibles cargas a la que estará sometida la estructura, sean estas cargas muertas, vivas, sismo y de viento; tal y como se muestra en la figura 10.11.

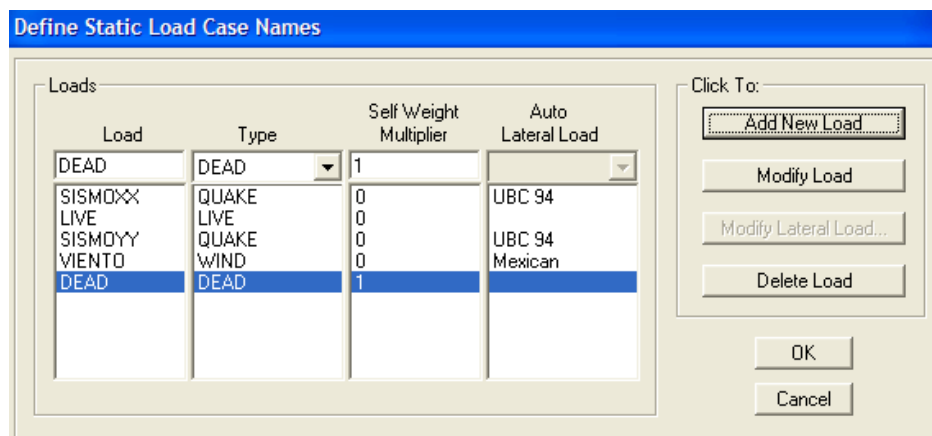


Fig. 10.11 Cargas a modelar en la estructura.

En esta parte se colocan los parámetros para que el programa determine la carga sísmica tanto en una dirección como en la otra, así como se establecen los datos para evaluar la carga de viento. La figura 10.12 muestra los valores a establecer en el programa para que este evalúe la carga sísmica conforme nuestra norma.

1994 UBC Seismic Loading

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir
 X Dir + Eccen Y Y Dir + Eccen X
 X Dir - Eccen Y Y Dir - Eccen X

Ecc. Ratio (All Diaph.)
Override Diaph. Eccen.

Seismic Coefficients

Seismic Zone Factor, Z
 Per Code
 User Defined

Site Coefficient, S
Importance Factor, I

Time Period

Method A Ct (ft) =
 Program Calc Ct (ft) =
 User Defined T =

Story Range

Top Story
Bottom Story

Factors

Numerical Coefficient, Rw

Fig. 10.12 Parámetros para evaluación de carga sísmica.

Por otra parte, al programa se le debe definir la masa sísmica que debe tener el edificio, que para nuestro caso particular serán una fracción de la carga muerta, carga viva y carga viva de techo (esta fracción será el inverso del valor de la gravedad) tal como se puede observar en la figura 10.13

Define Mass Source

Mass Definition

From Self and Specified Mass
 From Loads
 From Self and Specified Mass and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
VIVATECHC	0.72
LIVE	0.72
DEAD	1
VIVATECHO	0.72

Include Lateral Mass Only
 Lump Lateral Mass at Story Levels

Fig. 10.13 Asignación de masa sísmica sobre la estructura

La carga de viento será asignada tomando como base la norma de diseño por viento de México, en el cual solo se necesita definir la velocidad del viento, los coeficientes de barlovento y sotavento. Cabe recalcar que para la carga de viento sea asimilada por la estructura, a los elementos como la cubierta de techo se le deben de definir los coeficientes de presión para barlovento y sotavento.

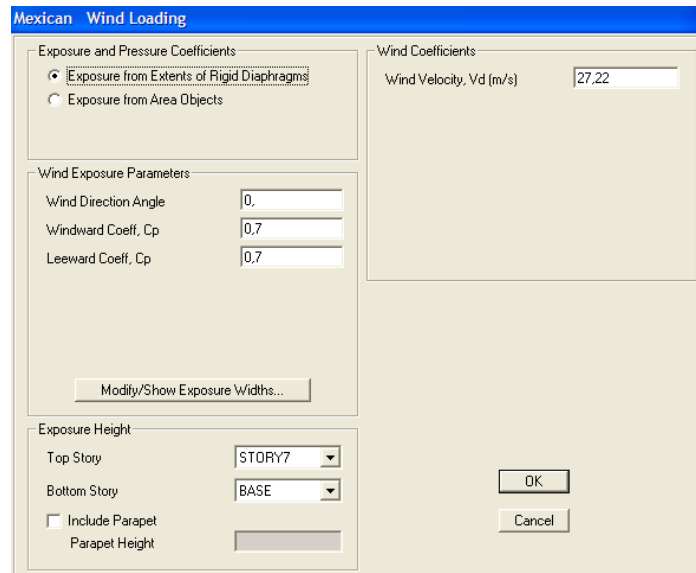


Fig. 10.14 Parámetros para establecer carga de viento según norma Mexicana.



Fig. 10.15 Asignación de coeficiente de presión por viento.

Luego se procede a asignar las cargas muertas a las losas de entrepisos tal y como se muestra a continuación:

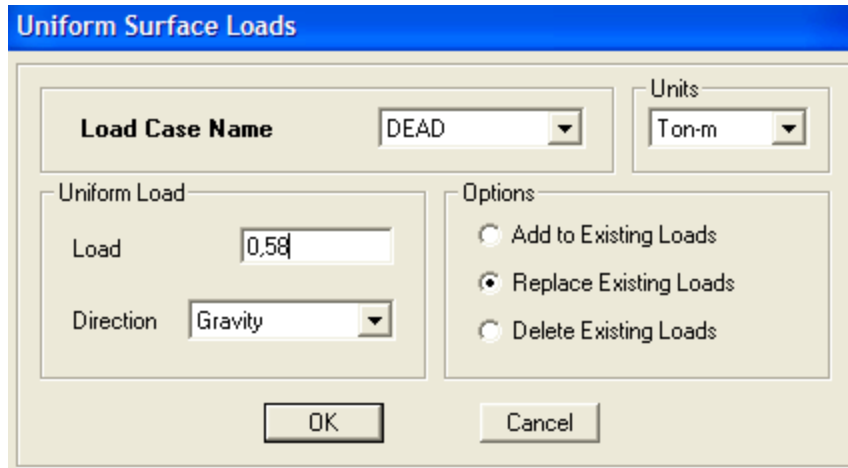


Fig. 10.16 Asignación de carga muerta a losa de entrepisos.

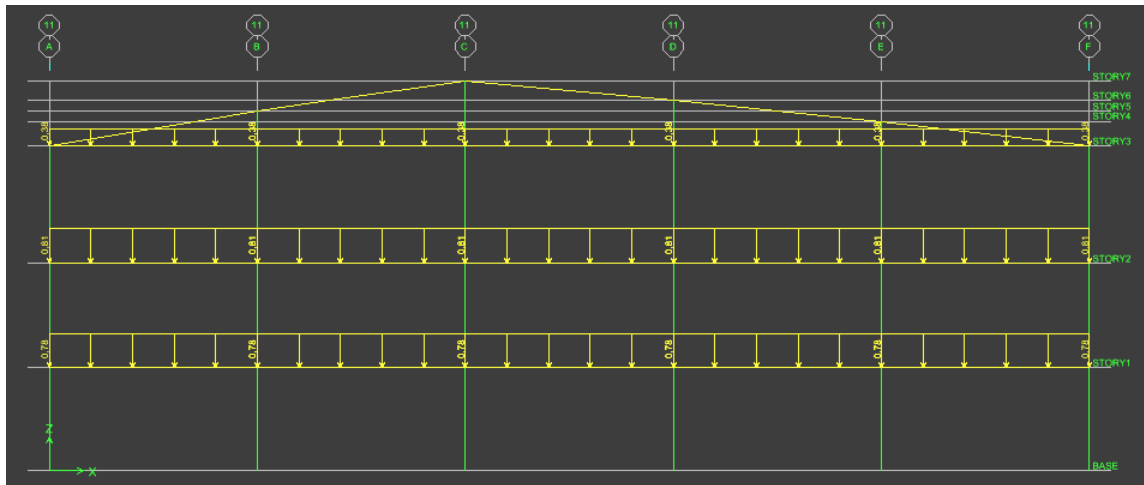


Fig. 10.17 Asignación de carga muerta sobre vigas perimetrales.

Uniform Surface Loads

Load Case Name LIVE **Units** Ton-m

Uniform Load

Load 0,25

Direction Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Fig. 10.18 Asignación de carga viva sobre losa.

Uniform Surface Loads

Load Case Name LIVE **Units** Ton-m

Uniform Load

Load 0,02

Direction GRAVITY

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Fig. 10.19 Asignación de carga viva de techo.

Wind Pressure Coefficients

Wind Load Case Name VIENTO

Wind pressure

Coeff, Cp 0,7

Windward (varies)

Leeward or Sides (constant)

Options

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Fig. 10.20 Asignación de factores de presión por viento.

10.5 DISEÑO DEL EDIFICIO POR SOFTWARE ETABS

10.5.1 Metodología de Esfuerzos admisibles (ASD).

A continuación se procederá a modelar la estructura utilizando la metodología ASD para el cual se modelara primeramente el edificio usando un apoyo empotrado sobre todas las columnas. Las condiciones a establecer en el programa para ejecutar la metodología ASD son las siguientes:

Combinaciones de carga.

Luego de haber asignado todas las cargas a la que estará sometida la estructura, se procede a realizar las combinaciones de carga, tal como lo plantea el AISC 2005. Para el caso de las combinaciones donde se evalúa el sismo, se debe evaluar el 100% del sismo en la dirección de análisis más o menos el 30% del sismo en la dirección ortogonal.

Primero Procederemos a las combinaciones de carga propuesta por el método de esfuerzos admisibles, cuyas combinaciones a utilizar son las siguientes:

1. D
2. D+L
3. D + Lr
4. $D + 0.75L + 0.75Lr$
5. $D \pm (W \text{ o } 0.7E)$
6. $D + 0.75(W \text{ o } 0.7E) + 0.75L + 0.75(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
7. $0.6D \pm (W \text{ o } 0.7E)$

Estas combinaciones de carga se establecen en el software mediante la opción load combinations del menú define, en esta opción se crean los combos o combinaciones tal y como se muestra en la figura 10.21.

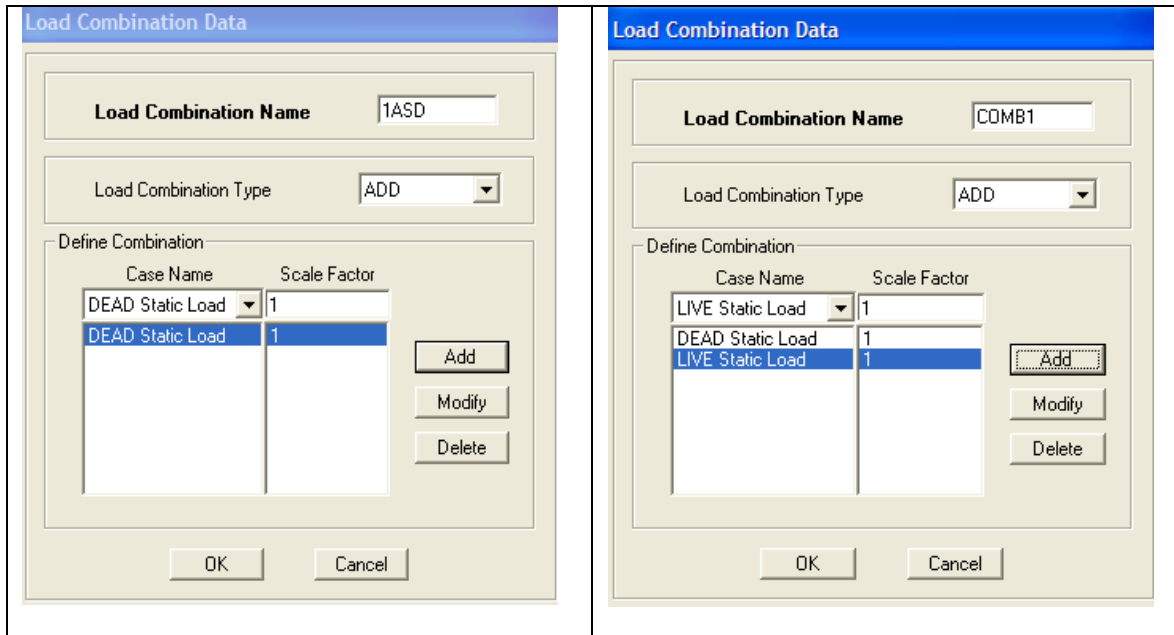


Fig. 10.21 Asignación de combinaciones de carga propuesto por el AISC 2005

El programa permite crear una envoltente de todas las combinaciones hechas, de manera que los elementos diseñados estén cubiertos bajo cualquier condición de carga independiente de las combinaciones dadas por el AISC 2005, tal y como se aprecia en la figura 10.22

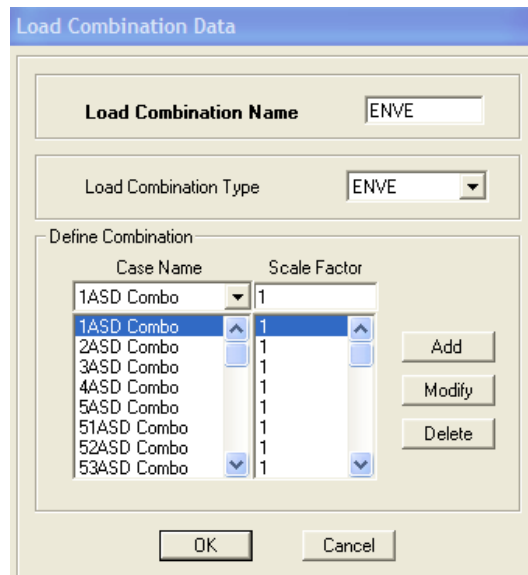


Fig. 10.22 Envoltente de la combinaciones de carga propuesto por el AISC 2005.

Metodología de Diseño a utilizar.

Luego de haber asignado las diferentes propiedades de la estructura a modelar, se procede a seleccionar la metodología que se quiere utilizar, que para nuestro primer caso es el método de esfuerzos admisibles (ASD), esta opción se selecciona de menú Options, luego preferente y después steel frame design; luego aparece la caja de dialogo que muestra la figura 10.23.

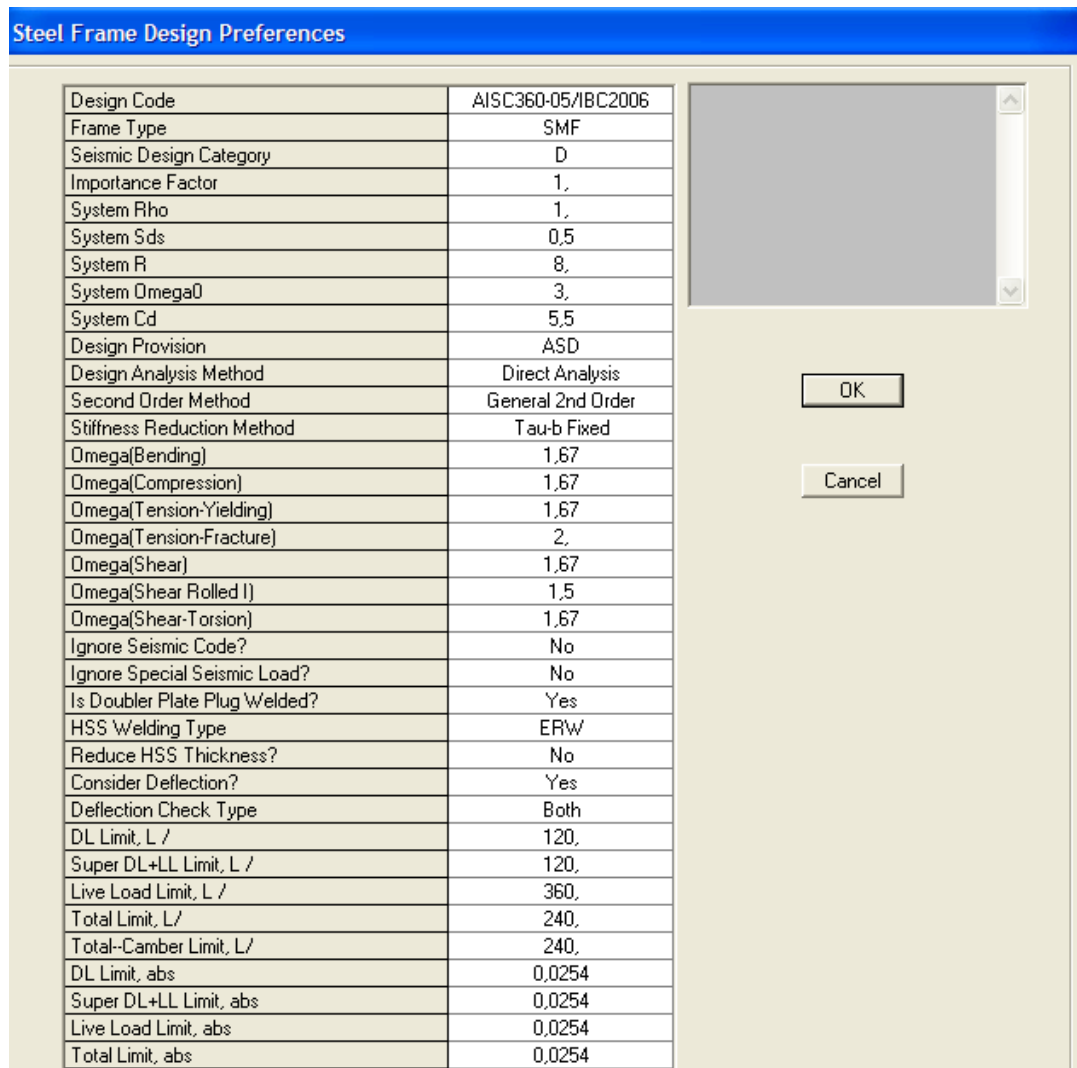


Fig. 10.23 Tabla resumen de las consideraciones a tomar en el diseño.

Como se puede observar, en esta tabla se muestra la especificación a utilizar, el método a utilizar, los diferentes factores de seguridad a utilizar para cada estado limite de resistencia, valores limites de deformaciones, etc.

Corrida de la estructura en el programa estructural Etabs.

Una vez introducidos todas las propiedades del sistema: las cargas a la que estará sometida la estructura, las combinaciones de carga estipuladas por el AISC método de esfuerzos admisibles (ASD) y definido la especificación por medio del cual queremos que el programa nos diseñe, solo se necesita correr el modelo.

Este arroja los siguientes resultados:

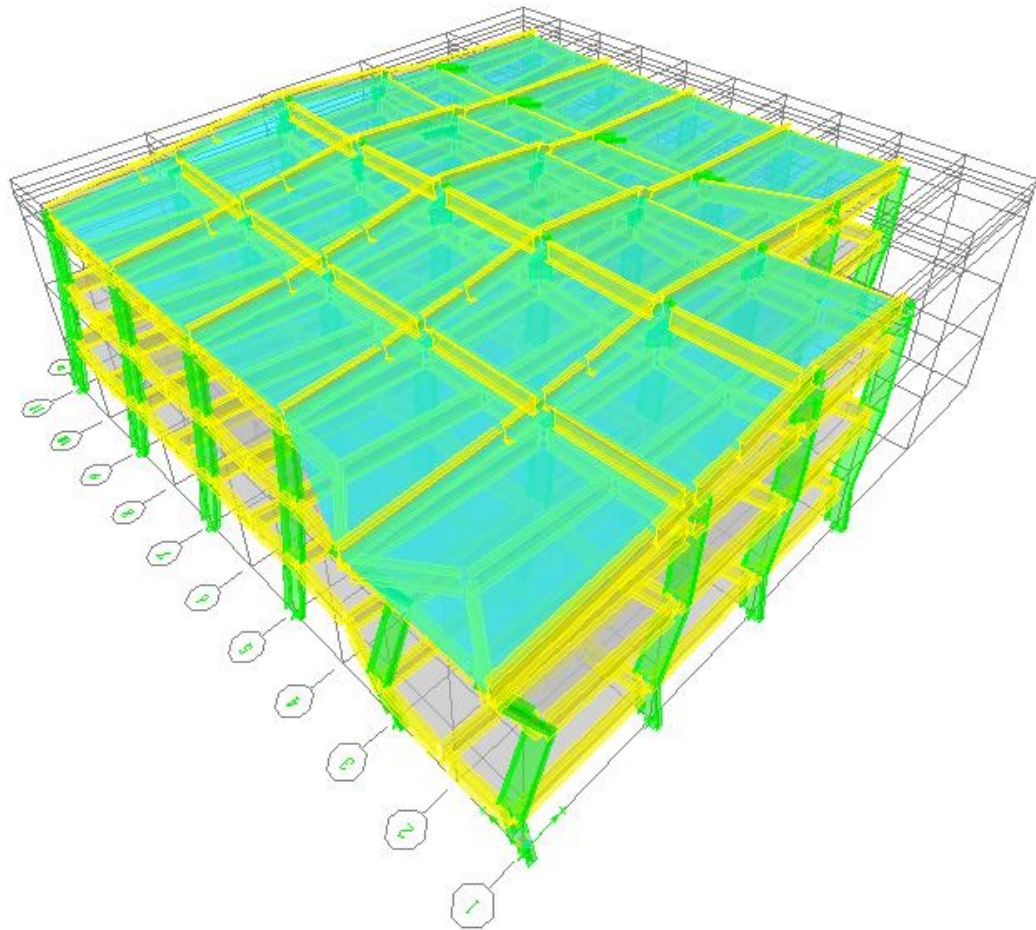


Fig. 10.24 Deformación total de la estructura producto de la envolvente de las combinaciones.

Luego de esto le pediremos al programa que nos seleccione los elementos adecuados para resistir el efecto actuante sobre la estructura. Para esto se va al menú Design, luego se selecciona Steel frame design y se seleccionan todos los combos del diseño, tal como se muestra en la figura 10.25.

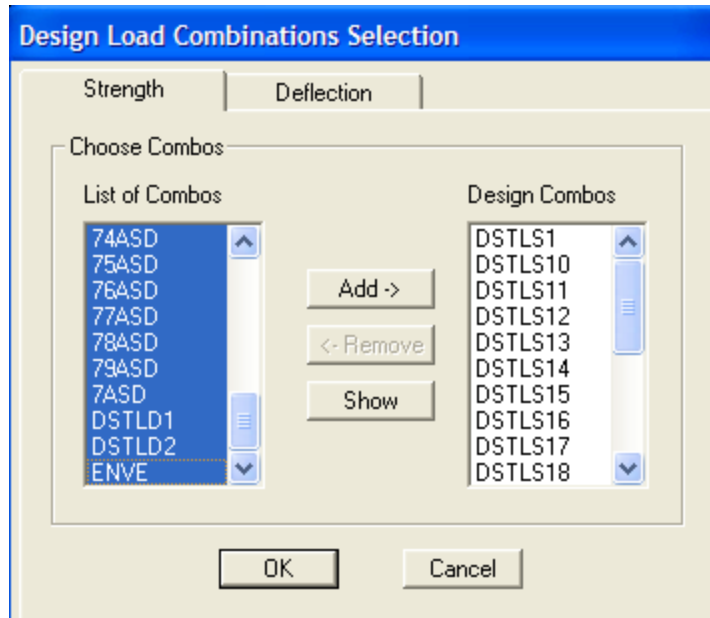


Fig. 10.25 Selección de los combos de diseño.

Luego de esto se procede a comparar el análisis versus el diseño, de manera de seleccionar el perfil adecuado; es preciso mencionar que el programa hace el análisis y verifica el diseño (en la primera corrida) con un perfil de peso intermedio entre todos los seleccionado, luego de revisar el diseño de la primera corrida, el programa establece que perfiles pasan el diseño y que perfiles no, de manera que si existen perfiles que no cumplen, se hace necesario volver a correr el programa y posteriormente revisar el diseño con los nuevos perfiles que el programa selecciona de manera de volver a verificar si cumplen. Este proceso se vuelva iterativo hasta que se cumpla que el diseño propuesto por el programa pase el chequeo de las solicitaciones de carga. Cabe mencionar que el programa al final selecciona el perfil más ligero y que cumpla con los requisitos de resistencia.

A continuación se muestran los algunos resultados obtenidos para la primera corrida:

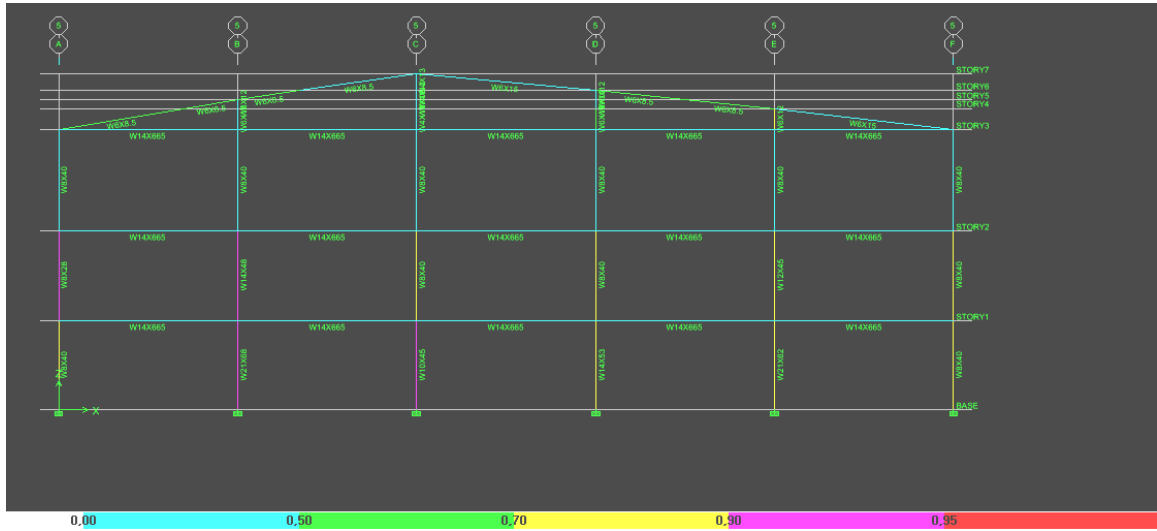


Fig. 10.26 Vista en elevación de los perfiles de diseño establecidos en la primera corrida.

Luego volvemos a correr el modelo con los primeros perfiles seleccionados, en esta existen 392 secciones diferentes con respecto a los perfiles de diseño, por tal motivo seguiremos corriendo el modelo hasta que el diseño versus el análisis sean iguales, es decir, las secciones de diseño y el análisis de la corrida son iguales como se muestra en la figura 10.27.

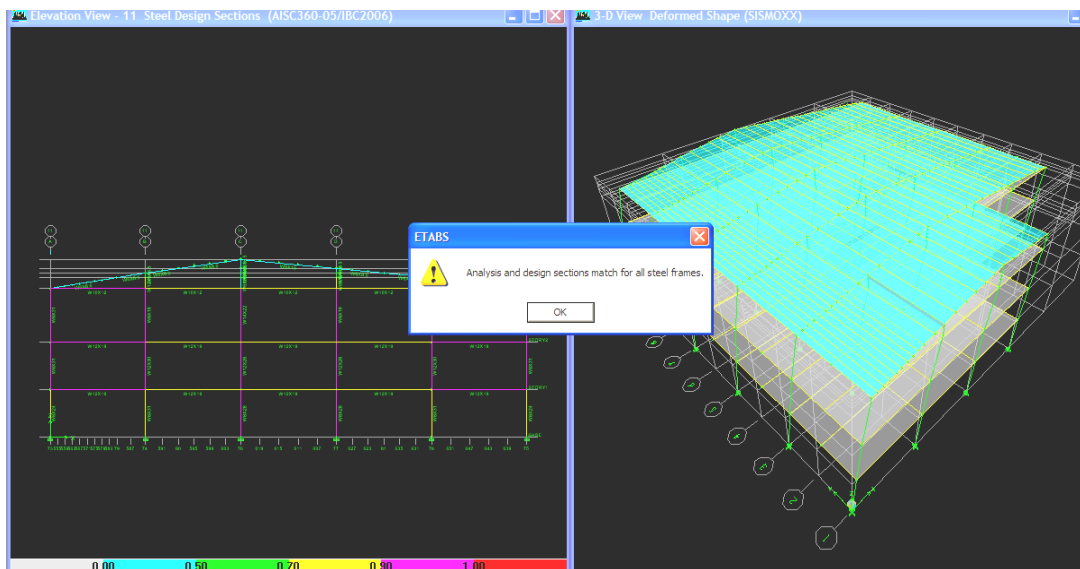


Fig. 10.27 El análisis y el diseño para todas las secciones son iguales.

Luego se verifica que todas las secciones pasen el chequeo demanda versus capacidad, tal como se muestra en la figura 10.28.

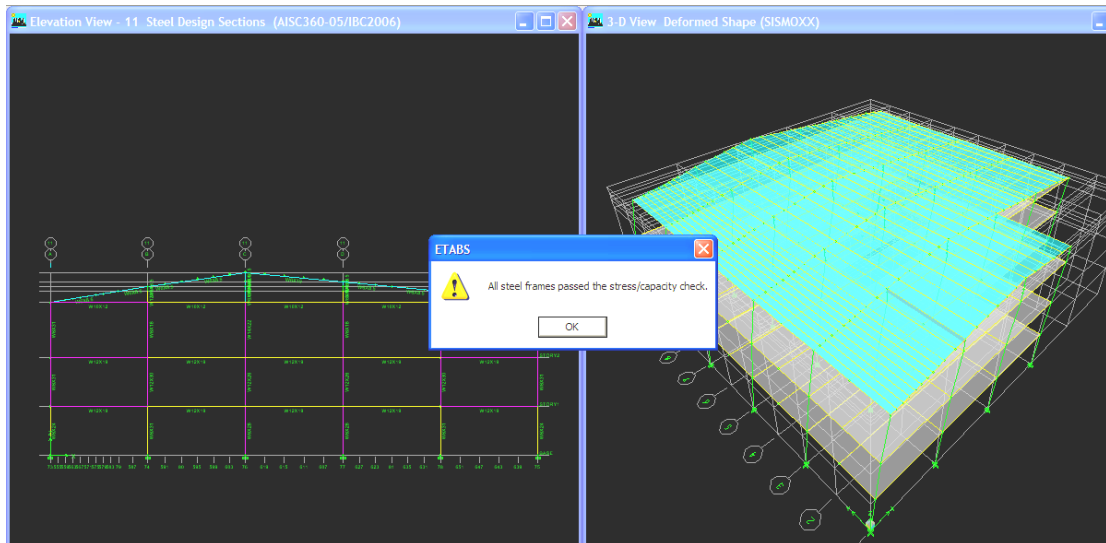


Fig. 10.28 Todos los miembros pasan el chequeo demanda/capacidad.

RESULTADOS FINALES METODOLOGIA ASD APOYOS EMPOTRADOS.

Tabla 10.6 Verificación de la carga sísmica de diseño.

Case	Dir	EccRatio	Ct	Rw	Z	S	I	TUsed	CoeffUsed	WeightUsed	BaseShear
SISMOXX	X+ EccY	0,05	0,035	11	0,4	2	1,2	0,6818	2,75	2534,71	304,17
SISMOYY	Y+ EccX	0,05	0,035	11	0,4	2	1,2	0,6818	2,75	2534,71	304,17

Se puede observar que en base al peso original que tiene la estructura de 2534.71 ton (utilizando los perfiles promedios por selección), el cortante basal da de 304.17, los cual corresponde a un coeficiente sísmico de 0.12, que es el calculado por nuestra Norma de Diseño sísmico. Por tanto la metodología para el cálculo del diseño sísmico es la correcta.

Tabla 10.7 Distribución de Fuerzas inerciales

Case	Type	Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X	Y	Z
SISMOXX	UBC94	STORY3	LOSA3	88,35	0	-133	15,53	17,3	9,4
SISMOXX	UBC94	STORY2	LOSA2	135,76	0	-204	14,14	16	6
SISMOXX	UBC94	STORY1	LOSA1	67,65	0	-101	14,19	16	3
SISMOYY	UBC94	STORY3	LOSA3	0	88,35	132,5	15,53	17,3	9,4
SISMOYY	UBC94	STORY2	LOSA2	0	135,76	203,6	14,14	16	6
SISMOYY	UBC94	STORY1	LOSA1	0	67,65	101,5	14,19	16	3

Tabla 10.8 Centro de Masa.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	MMI	XM
STORY3	LOSA3	43,5483	43,5483	6425,7774	15,525
STORY2	LOSA2	104,8374	104,8374	17324,2857	14,138
STORY1	LOSA1	104,4839	104,4839	17184,7324	14,187

Verificación de la Deriva de entrepiso.

Nuestra Norma de Diseño por Sismo en la tabla 8 muestra los valores admisibles de la deriva inelástica de entrepiso Δ_s , que para nuestro caso le corresponde un estado limite es la $0.015h_{sx}$. Los datos suministrados por el Software Etabs muestran derivas de entrepiso elásticas, por tal motivo el valor de permisibilidad de deriva inelástica proporcionado por nuestra Norma Técnica para el Diseño por Sismo, deberá ser dividido por el factor de amplificación de desplazamientos C_d , tal como se muestra a continuación:

$$\Delta_{selast} = 0.015h_{sx} / C_d \quad (\text{Ec. 10.6})$$

Donde:

Δ_{selast} = Deriva de entrepiso elástica

H_{sx} = Altura de entrepiso

C_d = Factor de amplificación de desplazamientos, que para marcos de acero con detallado especial es 8.

La deriva permisible en el rango elástico es:

$$\begin{aligned} \Delta_{selast} &= 0.015h_{sx} / C_d \\ &= (0.015 \times 3) / 8 \\ &= 0.0056 \text{ m} \end{aligned}$$

Las derivas máximas originadas en la estructura por el método ASD son las siguientes:

Tabla 10.9 Derivas de entrepiso

Story	Item	Load	Point	Z	DriftX	DriftY
STORY7	Max Drift X	ENVE	67	11,26	0,001975	
STORY7	Max Drift Y	ENVE	76	11,26		0,000809
STORY6	Max Drift X	ENVE	59	10,7	0,00311	
STORY6	Max Drift Y	ENVE	77	10,7		0,001693
STORY5	Max Drift X	ENVE	38	10,4	0,003478	
STORY5	Max Drift Y	ENVE	74	10,4		0,001642
STORY4	Max Drift X	ENVE	12	10,1	0,002052	
STORY4	Max Drift Y	ENVE	76	10,1		0,001591
STORY3	Max Drift X	ENVE	78	9,4	0,008203	
STORY3	Max Drift Y	ENVE	122	9,4		0,003792
STORY2	Max Drift X	ENVE	78	6	0,007201	
STORY2	Max Drift Y	ENVE	122	6		0,003976
STORY1	Max Drift X	ENVE	78	3	0,004184	
STORY1	Max Drift Y	ENVE	73	3		0,001777

Se pueden observar que algunos valores de derivas están fuera de los límites permisibles, pero para efectos de comprobar las metodologías de diseño de la estructura por resistencia (y no por funcionalidad), se omitirá el cumplimiento de las derivas de entrepiso, ya que de otra forma sería necesario modificar la estructura con otras medidas tales como incrementar secciones (lo cual no comprobaría la posible ventaja de un método con respecto al otro) o bien reforzarla con elementos tales como muros de cortante, crucetas, etc. Que haría que la estructura tuviera otro tipo de estructuración diferente al establecido en las limitaciones de este trabajo de graduación.

Perfiles de Diseño.

Una vez el programa ha iterado una y otra vez hasta que el análisis vrs. El diseño sea igual, se dice que el diseño por resistencia ha finalizados, a continuación resumimos el peso de cada uno de los elementos diseñado por el método de esfuerzos admisibles en su condición de apoyos empotrados:

Tabla 10.10 Peso de cada elemento diseñado Método ASD

ElementType	Material	TotalWeight	NumPieces	NumStuds
Column	STEEL	33,751	161	
Beam	STEEL	53,372	249	0
Beam	COLDSTEEL	7,041	150	0
Brace	STEEL	2,681	45	
TOTAL		96,845		

10.5.2 Metodología por factores de carga y resistencia (LRFD).

Una vez corrido y diseñado el edificio por el método ASD, se procede a guardar el archivo con otro nombre y se libera el modelo, de esta manera se vuelve a introducir las propiedades distintivas del método LRFD con respecto al método ASD, entre estas propiedades tenemos: introducción de la sección de diseño las cuales serán un grupo de perfiles que el programa seleccionara al final, las combinaciones de carga.

Combinaciones de carga.

Se definen al programa las combinaciones de carga correspondiente a la metodología LRFD, tales como las que se pueden apreciar a continuación:

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
3. $1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
4. $1.2D + 1.6W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $1.2D \pm 1.4E + 0.5L + 0.2S$
6. $0.9D \pm (1.6W \text{ o } 1.0E)$

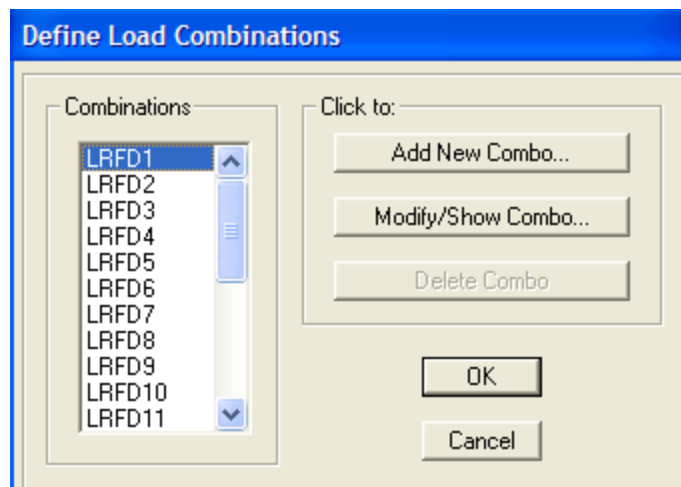


Fig. 10.29 Asignación de combinaciones de carga por el método LRFD.

Load Combination Data

Load Combination Name LRFD7

Load Combination Type ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
DEAD Static Load	1.2
DEAD Static Load	1.2
LIVE Static Load	0.5
SISMOXX Static Load	0.42
SISMOYY Static Load	1.4

Add
Modify
Delete

OK Cancel

Fig. 10.30 Representación de una combinación de carga

Luego en preferente definimos la metodología a usar que para tal caso es el método LRFD, tal como se puede apreciar en la figura 10.31.

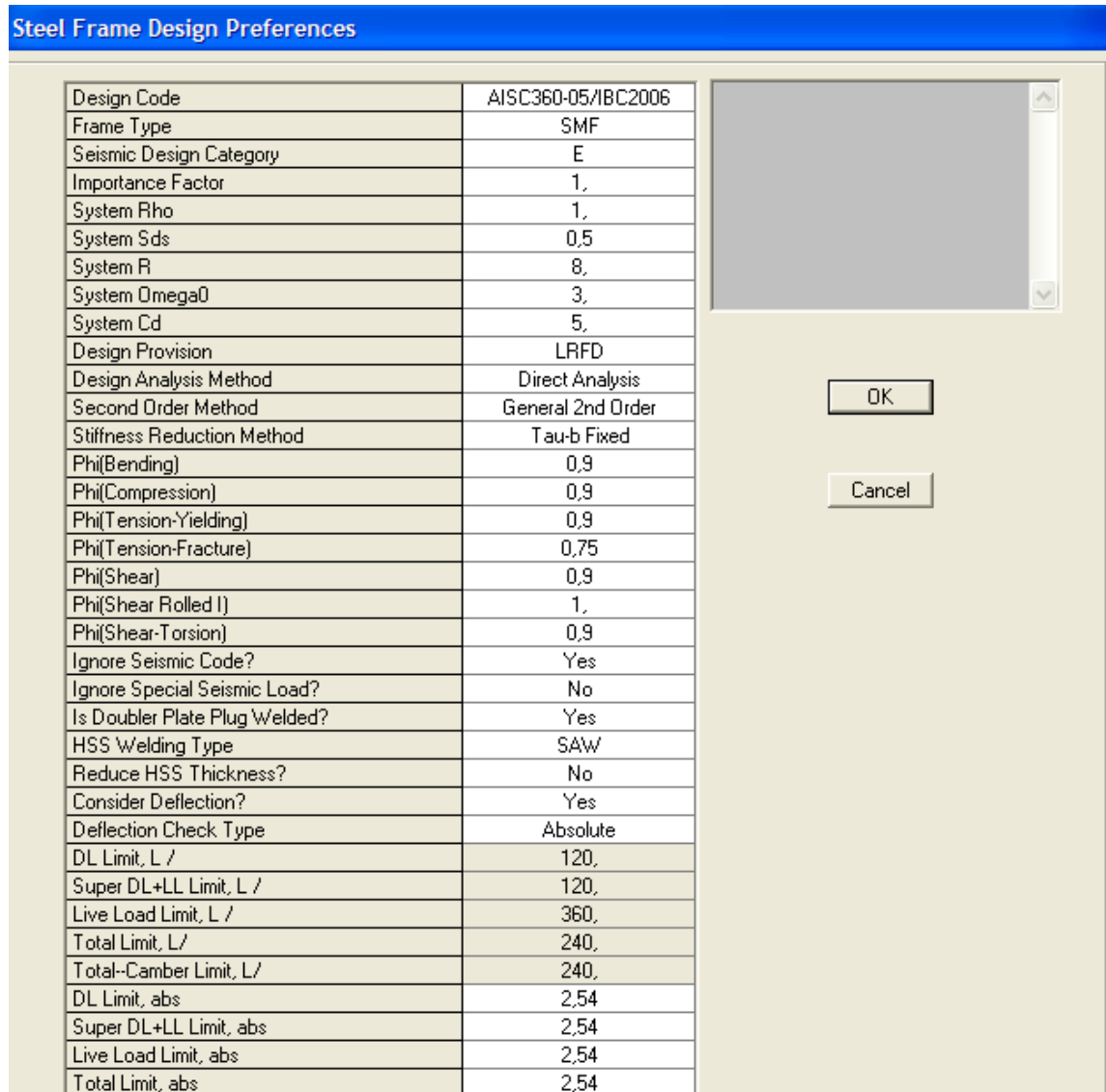


Fig. 10.31 Definición de Metodología LRFD.

Luego de esto comenzamos a correr y diseñar el edificio tal como se hizo con la metodología ASD y se hace la selección de los combos de diseño tal como se muestra en la siguiente figura.

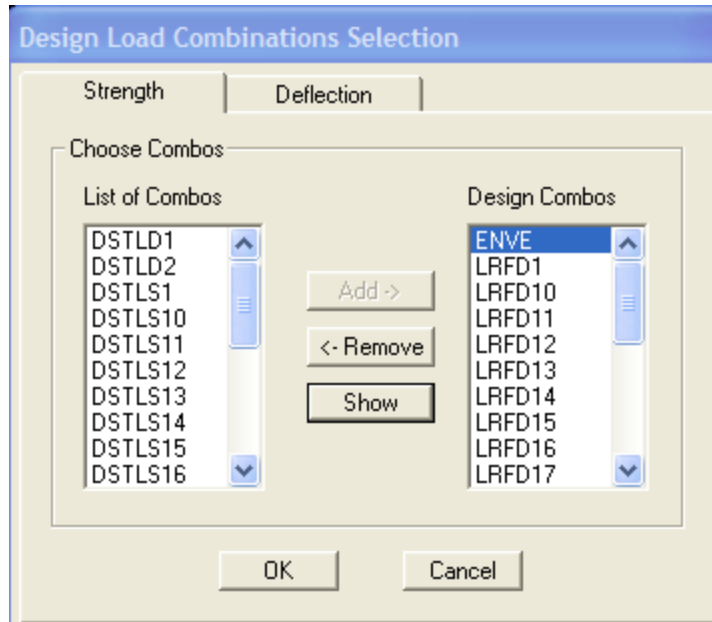


Fig. 10.32 Selección de los combos de diseño.

RESULTADOS FINALES METODO LRFD APOYOS EMPOTRADOS.

Tabla 10.11 Centro de Masa y Rigidez.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	MMI	XM	YM
STORY3	LOSA3	43,5974	43,5974	6434,1265	15,532	17,328
STORY2	LOSA2	104,9019	104,9019	17336,4419	14,141	16,007
STORY1	LOSA1	104,5902	104,5902	17188,709	14,189	16,049

Derivas de entrepiso

Nuestra Norma de Diseño por Sismo en la tabla 8 muestra los valores admisibles de la deriva inelástica de entrepiso Δ_s , que para nuestro caso le corresponde un estado limite es la $0.015h_{sx}$. Los datos suministrados por el Software Etabs muestran derivas de entrepiso elásticas, por tal motivo el valor de permisibilidad de deriva inelástica proporcionado por nuestra Norma Técnica para el Diseño por Sismo, deberá ser dividido por el factor de amplificación de desplazamientos C_d , tal como se muestra a continuación:

$$\Delta_{selast} = 0.015h_{sx} / C_d \tag{Ec. 10.6}$$

Donde:

Δ_{selast} = Deriva de entrepiso elástica

H_{sx} = Altura de entrepiso

C_d = Factor de amplificación de desplazamientos, que para marcos de acero con detallado especial es 8.

La deriva permisible en el rango elástico es:

$$\begin{aligned}\Delta_{selast} &= 0.015h_{sx} / C_d \\ &= (0.015 \times 3) / 8 \\ &= 0.0056 \text{ m}\end{aligned}$$

Las derivas máximas originadas en la estructura por el método LRFD son las siguientes:

Tabla 10.12 Derivas de entrepiso

Story	Item	Load	Point	Z	DriftX	DriftY
STORY7	Max Drift X	ENVE	67	11,26	0,002397	
STORY7	Max Drift Y	ENVE	76	11,26		0,001372
STORY6	Max Drift X	ENVE	12	10,7	0,004678	
STORY6	Max Drift Y	ENVE	77	10,7		0,004122
STORY5	Max Drift X	ENVE	38	10,4	0,005055	
STORY5	Max Drift Y	ENVE	74	10,4		0,002066
STORY4	Max Drift X	ENVE	12	10,1	0,003412	
STORY4	Max Drift Y	ENVE	77	10,1		0,003329
STORY3	Max Drift X	ENVE	78	9,4	0,012581	
STORY3	Max Drift Y	ENVE	122	9,4		0,006286
STORY2	Max Drift X	ENVE	78	6	0,011296	
STORY2	Max Drift Y	ENVE	122	6		0,006607
STORY1	Max Drift X	ENVE	78	3	0,006696	
STORY1	Max Drift Y	ENVE	75	3		0,002543

Se pueden observar que algunos valores de derivas están fuera de los límites permisibles, pero para efectos de comprobar las metodologías de diseño de la estructura por resistencia (y no por funcionalidad), se omitirá el cumplimiento de las derivas de entrepiso, ya que de otra forma sería necesario modificar la estructura con otras medidas tales como incrementar secciones (lo cual no comprobaría la posible ventaja de un método con respecto al otro) o bien reforzarla con elementos tales como muros de cortante, crucetas, etc. Que haría que la estructura tuviera otro tipo de estructuración diferente al establecido en las limitaciones de este trabajo de graduación.

Perfiles de Diseño.

Una vez el programa ha iterado una y otra vez hasta que el análisis vrs. El diseño sea igual, se dice que el diseño por resistencia ha finalizados, a continuación resumimos el peso de cada uno de los elementos diseñados por el método de Factores de Carga y Resistencia en su condición de apoyos empotrados:

Tabla 10.13 Peso de cada uno de los elementos diseñados por método LRFD

ElementType	Material	TotalWeight	NumPieces	NumStuds
Column	STEEL	39,504	161	
Beam	STEEL	51,392	249	0
Beam	COLDSTEEL	7,041	150	0
Brace	STEEL	2,681	45	
TOTAL		100,618		

RESULTADOS FINALES METODO ASD APOYOS ARTICULADOS.

Tabla 10.14 Centro de Masa.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	MMI	XM	YM
STORY3	LOSA3	43,5536	43,5536	6423,532	15,529	17,326
STORY2	LOSA2	104,9006	104,9006	17334,36	14,141	16,006
STORY1	LOSA1	104,9945	104,9945	17288,07	14,189	16,033

Derivas de entrepiso

Nuestra Norma de Diseño por Sismo en la tabla 8 muestra los valores admisibles de la deriva inelástica de entrepiso Δ_s , que para nuestro caso le corresponde un estado limite es la $0.015h_{sx}$. Los datos suministrados por el Software Etabs muestran derivas de entrepiso elásticas, por tal motivo el valor de permisibilidad de deriva inelástica proporcionado por nuestra Norma Técnica para el Diseño por Sismo, deberá ser dividido por el factor de amplificación de desplazamientos C_d , tal como se muestra a continuación:

$$\Delta_{selast} = 0.015h_{sx} / C_d$$

Donde:

Δ_{selast} = Deriva de entrepiso elástica

h_{sx} = Altura de entrepiso

C_d = Factor de amplificación de desplazamientos, que para marcos de acero con detallado especial es 8.

La deriva permisible en el rango elástico es:

$$\begin{aligned} \Delta_{selast} &= 0.015h_{sx} / C_d && \text{(Ec. 10.6)} \\ &= (0.015 \times 3) / 8 \\ &= 0.0056 \text{ m} \end{aligned}$$

Las derivas máximas originadas en la estructura por el método LRFD son las siguientes:

Tabla 10.15 Derivas de entrepiso

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY7	Max Drift X	ENVE	67	12	24	11,26	0,001941	
STORY7	Max Drift Y	ENVE	11	12	0	11,26		0,000832
STORY6	Max Drift X	ENVE	59	18	18	10,7	0,003115	
STORY6	Max Drift Y	ENVE	77	18	30	10,7		0,002049
STORY5	Max Drift X	ENVE	38	6	6	10,4	0,002933	
STORY5	Max Drift Y	ENVE	74	6	30	10,4		0,000974
STORY4	Max Drift X	ENVE	12	18	0	10,1	0,002295	
STORY4	Max Drift Y	ENVE	11	12	0	10,1		0,001695
STORY3	Max Drift X	ENVE	78	24	30	9,4	0,007732	
STORY3	Max Drift Y	ENVE	122	30	15	9,4		0,003622
STORY2	Max Drift X	ENVE	78	24	30	6	0,007566	
STORY2	Max Drift Y	ENVE	122	30	15	6		0,004881
STORY1	Max Drift X	ENVE	78	24	30	3	0,011992	
STORY1	Max Drift Y	ENVE	75	30	30	3		0,00688

Se pueden observar que algunos valores de derivas están fuera de los límites permisibles, pero para efectos de comprobar las metodologías de diseño de la estructura por resistencia (y no por funcionalidad), se omitirá el cumplimiento de las derivas de entrepiso, ya que de otra forma sería necesario modificar la estructura con otras medidas tales como incrementar secciones (lo cual no comprobaría la posible ventaja de un método con respecto al otro) o bien reforzarla con elementos tales como muros de cortante, crucetas, etc. Que haría que la estructura tuviera otro tipo de estructuración diferente al establecido en las limitaciones de este trabajo de graduación.

Perfiles de Diseño.

Una vez el programa ha iterado una y otra vez hasta que el análisis vrs. El diseño sea igual, se dice que el diseño por resistencia ha finalizados, a continuación resumimos el peso de cada uno de los elementos diseñados por el método de Esfuerzos Admisibles en su condición de apoyos articulados:

Tabla 10.16 Peso de cada uno de los elementos diseñados por método ASD

ElementType	Material	TotalWeight	NumPieces	NumStuds
Column	STEEL	34,426	161	
Beam	STEEL	59,206	249	0
Beam	COLDSTEEL	7,041	150	0
Brace	STEEL	2,681	45	
TOTAL		103,354		

RESULTADOS FINALES METODO LRFD APOYOS ARTICULADOS.

Tabla 10.17 Centro de Masa.

Story	Diaphragm	MassX	MassY	MMI	XM	YM
STORY3	LOSA3	43,5947	43,5947	6432,2971	15,532	17,329
STORY2	LOSA2	104,9256	104,9256	17347,0887	14,147	16,01
STORY1	LOSA1	105,1946	105,1946	17306,2148	14,195	16,036

Derivas de entrepiso

Nuestra Norma de Diseño por Sismo en la tabla 8 muestra los valores admisibles de la deriva inelástica de entrepiso Δ_s , que para nuestro caso le corresponde un estado limite es la $0.015h_{sx}$. Los datos suministrados por el Software Etabs muestran derivas de entrepiso elásticas, por tal motivo el valor de permisibilidad de deriva inelástica proporcionado por nuestra Norma Técnica para el Diseño por Sismo, deberá ser dividido por el factor de amplificación de desplazamientos C_d , tal como se muestra a continuación:

$$\Delta_{selast} = 0.015h_{sx} / C_d$$

Donde:

Δ_{selast} = Deriva de entrepiso elástica

H_{sx} = Altura de entrepiso

C_d = Factor de amplificación de desplazamientos, que para marcos de acero con detallado especial es 8.

La deriva permisible en el rango elástico es:

$$\begin{aligned} \Delta_{selast} &= 0.015h_{sx} / C_d && \text{(Ec. 10.6)} \\ &= (0.015 \times 3) / 8 \\ &= 0.0056 \text{ m} \end{aligned}$$

Las derivas máximas originadas en la estructura por el método LRFD son las siguientes:

Tabla 10.18 Derivas de entrepiso

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
STORY7	Max Drift X	ENVE	67	12	24	11,26	0,002384	
STORY7	Max Drift Y	ENVE	76	12	30	11,26		0,001423
STORY6	Max Drift X	ENVE	12	18	0	10,7	0,004318	
STORY6	Max Drift Y	ENVE	77	18	30	10,7		0,003182
STORY5	Max Drift X	ENVE	38	6	6	10,4	0,004929	
STORY5	Max Drift Y	ENVE	74	6	30	10,4		0,001473
STORY4	Max Drift X	ENVE	12	18	0	10,1	0,003476	
STORY4	Max Drift Y	ENVE	76	12	30	10,1		0,002967
STORY3	Max Drift X	ENVE	78	24	30	9,4	0,01248	
STORY3	Max Drift Y	ENVE	37	0	6	9,4		0,006299
STORY2	Max Drift X	ENVE	78	24	30	6	0,012232	
STORY2	Max Drift Y	ENVE	122	30	15	6		0,008545
STORY1	Max Drift X	ENVE	78	24	30	3	0,019541	
STORY1	Max Drift Y	ENVE	75	30	30	3		0,010075

Se pueden observar que algunos valores de derivas están fuera de los límites permisibles, pero para efectos de comprobar las metodologías de diseño de la estructura por resistencia (y no por funcionalidad), se omitirá el cumplimiento de las derivas de entrepiso, ya que de otra forma sería necesario modificar la estructura con otras medidas tales como incrementar secciones (lo cual no comprobaría la posible ventaja de un método con respecto al otro) o bien reforzarla con elementos tales como muros de cortante, crucetas, etc. Que haría que la estructura tuviera otro tipo de estructuración diferente al establecido en las limitaciones de este trabajo de graduación.

Perfiles de Diseño.

Una vez el programa ha iterado una y otra vez hasta que el análisis vrs. El diseño sea igual, se dice que el diseño por resistencia ha finalizados, a continuación resumimos el peso de cada uno de los elementos diseñados por el método de Factores de Carga y Resistencia en su condición de apoyos articulados:

Tabla 10.19 Peso de cada uno de los elementos diseñados por método LRFD

ElementType	Material	TotalWeight	NumPieces	NumStuds
Column	STEEL	39,65	161	
Beam	STEEL	57,967	249	0
Beam	COLDSTEEL	7,041	150	0
Brace	STEEL	2,681	45	
TOTAL		107,339		

10.6 DISEÑO DE CONEXIONES.

Se procederá a diseñar las conexiones viga-columnas solo el primer tramo de viga A-B de la estructura modelada, estas se harán tanto por el método de esfuerzos Admisibles (ASD) así como por el método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), apoyos empotrados y articulados del eje 1 primer nivel, tal como se muestra en la figura 10.33 que se muestra a continuación:

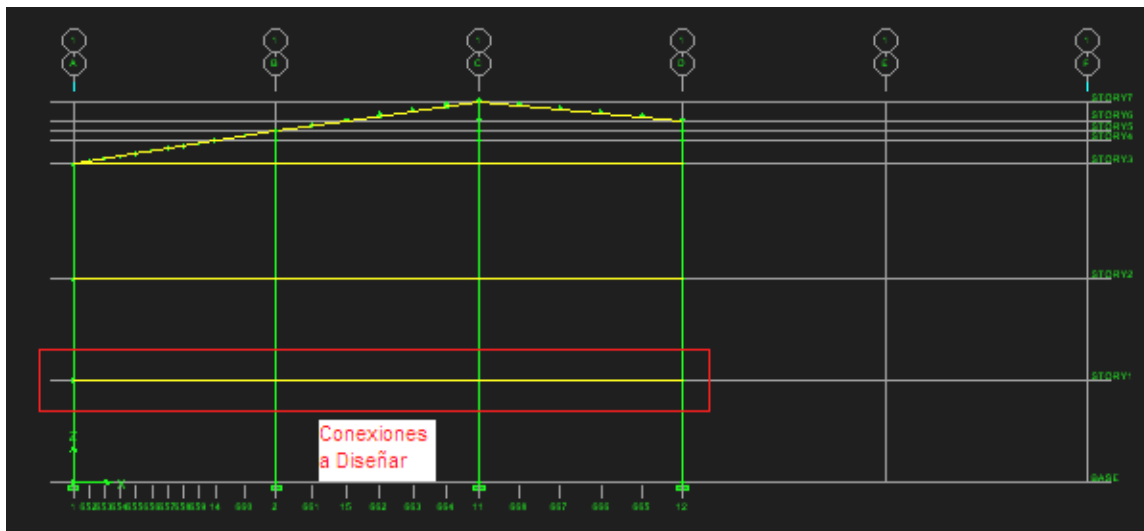


Fig. 10.33 Conexiones a diseñar y comparar.

A continuación se procederá a realizar el diseño de cada una de las conexiones en las condiciones establecidas al inicio, cabe recalcar que para el diseño de estas se ha realizado una hoja de cálculo en el programa Excel que propone y evalúa rápidamente las conexiones establecidas, de manera de hacer más eficiente este proceso.

10.6.1 CONEXIONES EMPOTRADAS METODO ASD.

El diseño establecido para este eje según el software Etabs 9.2 en la condición de empotramiento, metodología de esfuerzos admisibles es el que se muestra en la figura 10.34.

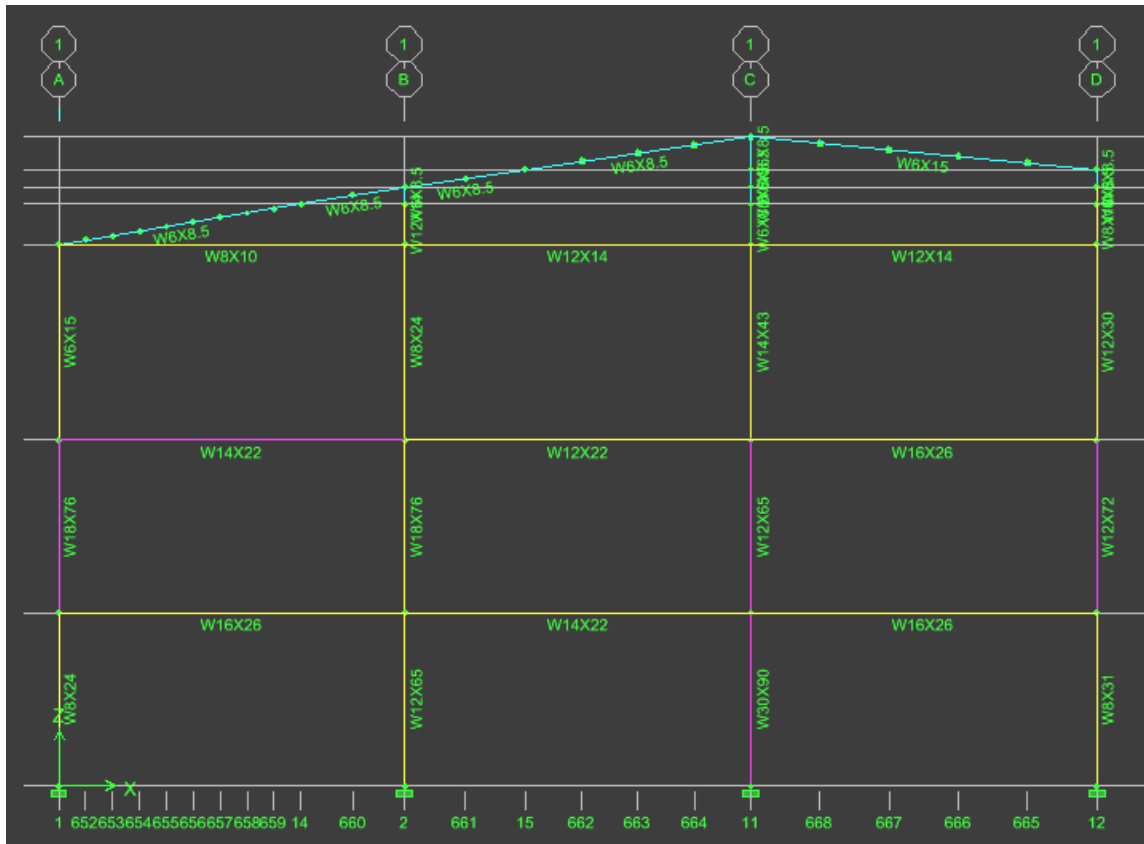


Fig. 10.34 Perfiles propuestos en el diseño de metodología ASD condición empotrada.

La conexión se diseñará para la envolvente de todas las combinaciones para las uniones vigas-columnas del primer nivel del eje 1 (mostrado en la figura 10.34).

La viga en el tramo A-B del primer nivel tiene las cargas que se muestran en la figura 10.35:

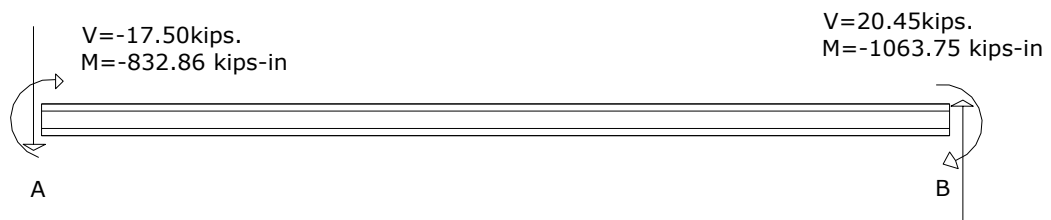


Fig. 10.35 Reacciones viga eje 1 tramo A-B primer nivel.

Se procederá a diseñar la conexión en el extremo A, la cual presenta los siguientes resultados:

Extremo A.

PLACA DE MOMENTO.

PLACAS A MOMENTO

M diseño (Kips-in)	832,86
Peralte del perfil de viga (in)	15,70
Espesor del patín de viga (in)	0,35
Ancho de patín de viga (in)	5,50
Fuerza de tensión (o compresión)en placa	54,24

Conexión empernada

Tornillos A307 (plano de corte)	0
Tornillos A325 (plano de corte)	1
Tornillos A490 (plano de corte)	0
Tornillos Hechizos (plano de corte)	0

Área requerida de Tornillos (in ²)	2,26
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,63
Nº tornillos requeridos	7,37
Se utilizaran	8,00

Diseño de la placa de momento

Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Nº fila tornillo (paralela a la carta)	2
Nº Tornillos por fila	4
Nº tornillo externos	1
Nº tornillo centrales	3
Correcto	O.K

Distancia al borde de tornillos externos	1,125
Distancia entre tornillos centrales	1,6

Lc (tornillos externos)	0,78125
Lc (tornillos centrales)	0,9125

Resistencia por aplastamiento

Tornillos extremos	54,375
Tornillos centrales	63,51

Espesor requerido de la placa (in)	0,221474909
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,63
Ancho de placa propuesto (in)	5,50
Largo de placa (in)	8,05
Distancia entre tornillos (sección transversal)	3,25

Revisión de elementos

Tensión

Descripción	P_u/Ω	Observación
Resistencia a fluencia (Kips)	74,10	Cumple
Resistencia a Ruptura (Kips)	72,50	Cumple

Fuerza cortante

Descripción	V_u/Ω	Observación
Fluencia por cortante (Kips)	72,45	Cumple
Ruptura por cortante (Kips)	54,92	Cumple

Resistencia por bloque de cortante Kips)

Resistencia 1	80,16
Resistencia 2	91,02

Descripción	ΦV_u	Observación
Resistencia de diseño (Kips)	80,16	Cumple

Compresión

K	1,00	
L longitud libre entre soportes (in)	2,25	
Inercia de la sección (in ⁴)	0,11	
Área de la sección (in ²)	3,44	
radio de giro mínimo (in)	0,18	
KL/r	12,47	0.9AsFy
Resistencia a compresión de la placa (kips)	74,10179641	Cumple

PLACA A CORTANTE

M diseño (Kips-in)	0
V diseño (Kips)	
Peralte del perfil de viga(in)	15,7
Espesor del patín de viga	0,345
Ancho de patín de viga (in)	5,5
Vu (Diseño)	17,5

Diseño placa a Cortante

Conexión emperrada a la viga

Conexión soldada

Conexión emperrada (Placa a alma de viga)

Tornillos A307 (plano de corte)	0
Tornillos A325 (plano de corte)	1
Tornillos A490 (plano de corte)	0
Tornillos Hechizos (plano de corte)	0

Área requerida de Tornillos (in ²)	0,729166667
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,63
Nº tornillos requeridos	2,376713817
Se utilizaran	3

Diseño de la placa de momento

Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Nº fila tornillo (paralela a la carta)	1
Nº Tornillos por fila	3
Nº tornillo externos	1
Nº tornillo centrales	2
Correcto	O.K

Distancia al borde de tornillos externos	1,125
Distancia entre tornillos centrales	1,9

Lc (tornillos externos)	0,78125
Lc (tornillos centrales)	1,2125

Resistencia por aplastamiento

Tornillos extremos	54,375
Tornillos centrales	84,39

Espesor requerido de la placa (in)	0,156841657
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,50
Ancho de placa propuesto (in)	2,25
Largo de placa (in)	6,05
Distancia entre tornillos (sección transversal)	0,00

Revisión de elementos

Tensión

Descripción	pu/Ω	Observación
Resistencia a fluencia (Kips)	24,25	Cumple
Resistencia a Ruptura (Kips)	21,75	Cumple

Fuerza cortante

Descripción	Vu/Ω	Observación
Fluencia por cortante (Kips)	43,56	Cumple
Ruptura por cortante (Kips)	33,06	Cumple

Resistencia por bloque de cortante Kips)		
Resistencia 1		22,19
Resistencia 2		24,98
Descripción	ΦVu	Observación
Resistencia de diseño (Kips)	22,19	Cumple

Conexión soldada (Placa a alma o patín de columna)

Resistencia del electrodo (ksi)	70
Longitud de Soldadura colocada (in)	6,05
Tamaño de soldadura necesaria (in)	0,14
Tamaño de soldadura propuesto (in)	0,190
Espesor dominante soldadura para tamaño mínimo (in)	0,35
Espesor dominante soldadura para tamaño máximo (in)	0,50
Tamaño mínimo de soldadura (in)	0,19
Tamaño máximo de soldadura (in)	0,28

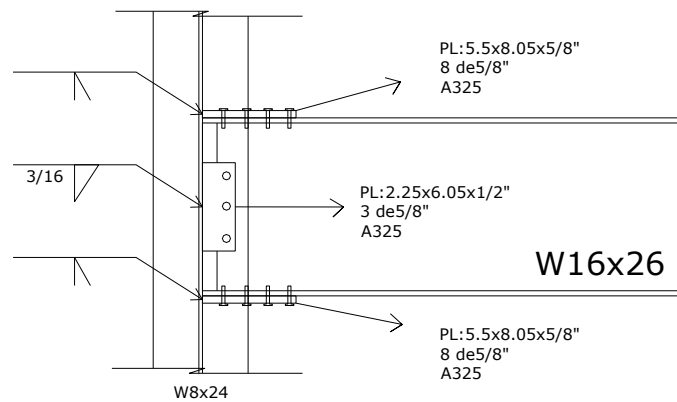


Fig. 10.36 Conexión nudo A

Extremo B

Modificar Datos	
No tocar celdas	

PLACAS A MOMENTO

M diseño (Kips-in)	1063,75
Peralte del perfil de viga (in)	15,7

Espesor del patín de viga (in)	0,345
Ancho de patín de viga (in)	5,5
Fuerza de tensión (o compresión)en placa	69,27710843

Conexión empernada

Tornillos A307 (plano de corte)	0
Tornillos A325 (plano de corte)	1
Tornillos A490 (plano de corte)	0
Tornillos Hechizos (plano de corte)	0

Área requerida de Tornillos (in ²)	2,886546185
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,63
Nº tornillos requeridos	9,40867776
Se utilizaran	10

Diseño de la placa de momento

Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Nº fila tornillo (paralela a la carta)	2
Nº Tornillos por fila	5
Nº tornillo extemos	1
Nº tornillo centrales	4
Correcto	O.K

Distancia al borde de tornillos externos	1,125
Distancia entre tornillos centrales	1,6

Lc (tornillos externos)	0,78125
Lc (tornillos centrales)	0,9125

Resistencia por aplastamiento

Tornillos extremos	54,375
Tornillos centrales	63,51

Espesor requerido de la placa (in)	0,224623019
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,75
Ancho de placa propuesto (in)	5,50
Largo de placa (in)	9,65
Distancia entre tornillos (sección transversal)	3,25

Revisión de elementos

Tensión

Descripción	pu/Ω	Observación
Resistencia a fluencia (Kips)	88,92	Cumple
Resistencia a Ruptura (Kips)	87,00	Cumple

Fuerza cortante

Descripción	V_u/Ω	Observación
Fluencia por cortante (Kips)	104,22	Cumple
Ruptura por cortante (Kips)	77,00	Cumple

Resistencia por bloque de cortante Kips)

Resistencia 1	110,99
Resistencia 2	126,51

Descripción	ΦV_u	Observación
Resistencia de diseño (Kips)	110,99	Cumple

Compresión

K	1,00	
L longitud libre entre soportes (in)	2,25	
Inercia de la sección (in ⁴)	0,19	
Área de la sección (in ²)	4,13	
radio de giro mínimo (in)	0,22	
KL/r	10,39	0.9AsFy
Resistencia a compresión de la placa (kips)	88,92215569	Cumple

PLACA A CORTANTE

M diseño (Kips-in)	0
V diseño (Kips)	
Peralte del perfil de viga(in)	15,7
Espesor del patín de viga	0,345
Ancho de patín de viga (in)	5,5
V_u (Diseño)	20,45

Diseño placa a Cortante

Conexión empernada a la viga

Conexión soldada

Conexión empernada (Placa a alma de viga)

Tornillos A307 (plano de corte)	0
Tornillos A325 (plano de corte)	1
Tornillos A490 (plano de corte)	0
Tornillos Hechizos (plano de corte)	0

Área requerida de Tornillos (in ²)	0,852083333
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,63
Nº tornillos requeridos	2,77735986
Se utilizaran	3

Diseño de la placa de momento

Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Nº fila tornillo (paralela a la carta)	1
Nº Tornillos por fila	3
Nº tornillo externos	1
Nº tornillo centrales	2
Correcto	O.K

Distancia al borde de tornillos externos	1,125
Distancia entre tornillos centrales	1,9

Lc (tornillos externos)	0,78125
Lc (tornillos centrales)	1,2125

Resistencia por aplastamiento

Tornillos extremos	54,375
Tornillos centrales	84,39

Espesor requerido de la placa (in)	0,183280679
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,50
Ancho de placa propuesto (in)	2,25
Largo de placa (in)	6,05
Distancia entre tornillos (sección transversal)	0,00

Revisión de elementos

Tensión

Descripción	pu/Ω	Observación
Resistencia a fluencia (Kips)	24,25	Cumple
Resistencia a Ruptura (Kips)	21,75	Cumple

Fuerza cortante

Descripción	Vu/Ω	Observación
Fluencia por cortante (Kips)	43,56	Cumple
Ruptura por cortante (Kips)	33,06	Cumple

Resistencia por bloque de cortante Kips)	
Resistencia 1	22,19
Resistencia 2	24,98

Descripción	ΦV_u	Observación
Resistencia de diseño (Kips)	22,19	Cumple

Conexión soldada (Placa a alma o patín de columna)

Resistencia del electrodo (ksi)	70
Longitud de Soldadura colocada (in)	6,05
Tamaño de soldadura necesaria (in)	0,16
Tamaño de soldadura propuesto (in)	0,190

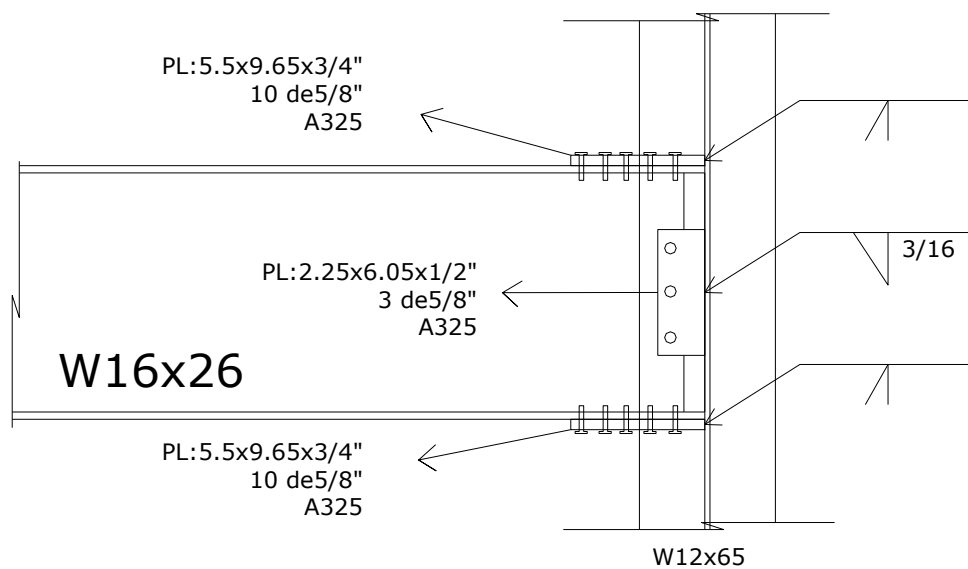


Fig. 10.37 Conexión nudo B

10.6.2 CONEXIONES EMPOTRADAS METODO LRFD.

El diseño establecido para el eje de análisis según el software Etabs 9.2 en la condición de empotramiento, metodología de factores de carga y resistencia LRFD, es el que se muestra en la figura 10.38.

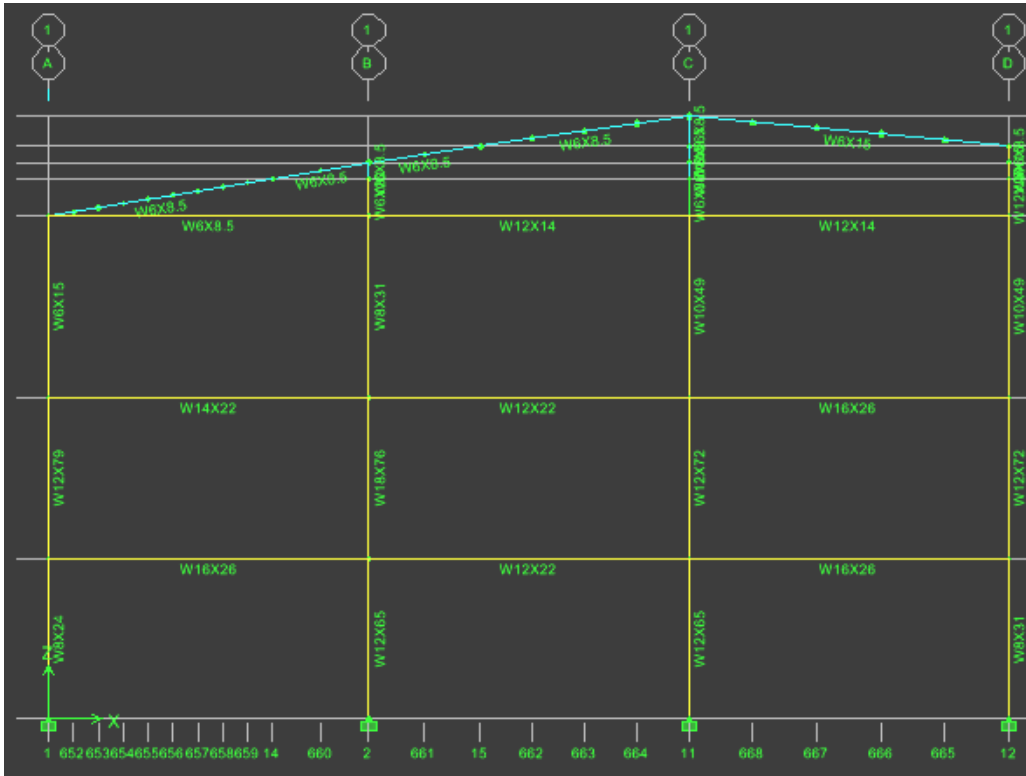


Fig. 10.38 Perfiles propuestos en el diseño de metodología LRFD condición empotrada.

A continuación se procederá a diseñar la conexión del eje de análisis primer nivel.

Tramo de viga A-B



Fig. 10.39 Acciones internas en los nudos de la viga A-B

PLACAS A MOMENTO

M diseño (Kips-in)	1371
V diseño (Kips)	

Peralte del perfil (in)	15,7
Espesor del patín	0,345
Ancho de patín (in)	5,5
Fuerza de tensión (o compresión)en placa	89,28687724

Conexión empernada

Tornillos A307 (plano de corte)	0
Tornillos A325 (plano de corte)	1
Tornillos A490 (plano de corte)	0
Tornillos Hechizos (plano de corte)	0

Área requerida de Tornillos (in ²)	2,480191034
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,63
Nº tornillos requeridos	8,084165897
Se utilizaran	10

Diseño de la placa de momento

Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Nº fila tornillo (paralela a la carga)	2
Nº Tornillos por fila	5
Nº tornillo extemos	1
Nº tornillo centrales	4
Correcto	O.K

Distancia al borde de tornillos externos	1,125
Distancia entre tornillos centrales	1,6

Lc (tornillos externos)	0,78125
Lc (tornillos centrales)	0,9125

Resistencia por aplastamiento

Tornillos extremos	54,375
Tornillos centrales	63,51

Espesor requerido de la placa (in)	0,193001588
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,63
Ancho de placa propuesto (in)	5,50
Largo de placa (in)	9,65
Distancia entre tornillos (sección transversal)	3,25

Revisión de elementos

Tensión

Descripción	Φ_{pu}	Observación
Resistencia a fluencia (Kips)	111,38	Cumple

Resistencia a Ruptura (Kips)	108,75	Cumple
------------------------------	--------	--------

Fuerza cortante

Descripción	ΦV_u	Observación
Fluencia por cortante (Kips)	130,28	Cumple
Ruptura por cortante (Kips)	96,24	Cumple

Resistencia por bloque de cortante Kips)

Resistencia 1	138,73
Resistencia 2	158,13

Descripción	ΦV_u	Observación
Resistencia de diseño (Kips)	138,73	Cumple

Compresión

K	1,00	
L longitud libre entre soportes (in)	2,25	
Inercia de la sección (in ⁴)	0,11	
Área de la sección (in ²)	3,44	
radio de giro mínimo (in)	0,18	
KL/r	12,47	0.9AsFy
Resistencia a compresión de la placa (kips)	111,375	Cumple

PLACA A CORTANTE

M diseño (Kips-in)	0
V diseño (Kips)	
Peralte del perfil (in)	15,7
Espesor del patín	0,345
Ancho de patín (in)	5,5
Vu (Diseño)	24,81

Diseño placa a Cortante

Conexión empernada a la viga
 Conexión soldada

Conexión empernada (Placa a alma de viga)

Tornillos A307 (plano de corte)	0
Tornillos A325 (plano de corte)	1

Tornillos A490 (plano de corte)	0
Tornillos Hechizos (plano de corte)	0

Área requerida de Tornillos (in ²)	0,689166667
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,63
Nº tornillos requeridos	2,246334087
Se utilizaran	3

Diseño de la placa de momento

Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Nº fila tornillo (paralela a la carga)	1
Nº T tornillos por fila	3
Nº tornillo externos	1
Nº tornillo centrales	2
Correcto	O.K

Distancia al borde de tornillos externos	1,125
Distancia entre tornillos centrales	1,9

Lc (tornillos externos)	0,78125
Lc (tornillos centrales)	1,2125

Resistencia por aplastamiento

Tornillos extremos	54,375
Tornillos centrales	84,39

Espesor requerido de la placa (in)	0,148237772
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,50
Ancho de placa propuesto (in)	2,25
Largo de placa (in)	6,05
Distancia entre tornillos (sección transversal)	0,00

Revisión de elementos

Tensión

Descripción	Φ_{pu}	Observación
Resistencia a fluencia (Kips)	36,45	Cumple
Resistencia a Ruptura (Kips)	32,63	Cumple

Fuerza cortante

Descripción	Φ_{Vu}	Observación
Fluencia por cortante (Kips)	65,34	Cumple
Ruptura por cortante (Kips)	66,12	Cumple

Resistencia por bloque de cortante Kips)	
Resistencia I	33,29

Resistencia 2	37,47	
Descripción	ΦV_u	Observación
Resistencia de diseño (Kips)	33,29	Cumple

Conexión soldada (Placa a alma o patín de columna)

Resistencia del electrodo (ksi)	70
Longitud de Soldadura colocada (in)	6,05
Tamaño de soldadura necesaria (in)	0,13
Tamaño de soldadura propuesto (in)	0,190

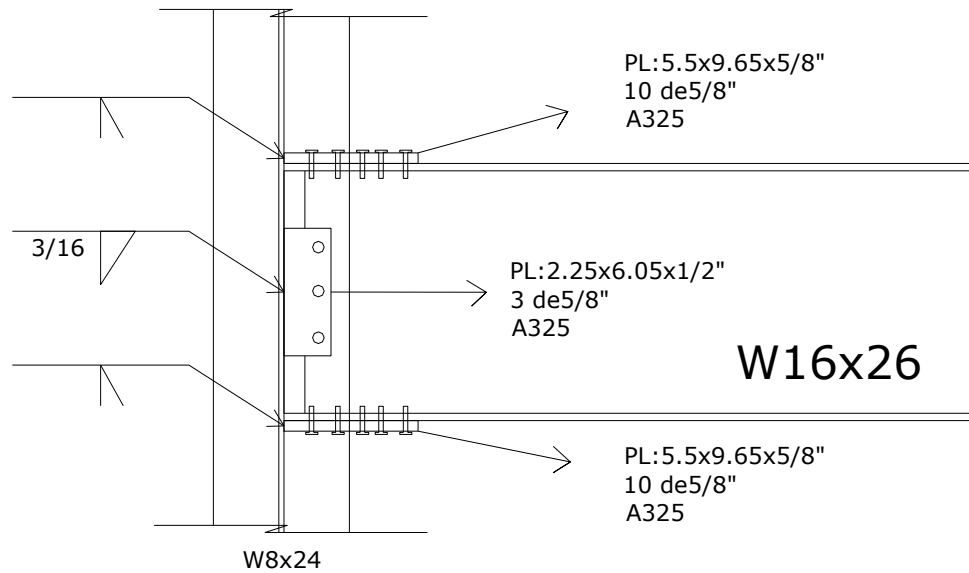


Fig. 10.40 Conexión nudo A

Extremo B

Modificar Datos	
No tocar celdas	

PLACAS A MOMENTO

M diseño (Kips-in)	1564,94
V diseño (Kips)	
Peralte del perfil (in)	15,7
Espesor del patín	0,345
Ancho de patín (in)	5,5
Fuerza de tensión (o compresión)en placa	101,9172908

Conexión emperrada

Tornillos A307 (plano de corte)	0
Tornillos A325 (plano de corte)	1
Tornillos A490 (plano de corte)	0
Tornillos Hechizos (plano de corte)	0

Área requerida de Tornillos (in ²)	2,831035855
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,63
Nº tornillos requeridos	9,227742216
Se utilizaran	10

Diseño de la placa de momento

Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Nº fila tornillo (paralela a la carga)	2
Nº Tornillos por fila	5
Nº tornillo externos	1
Nº tornillo centrales	4
Correcto	O.K

Distancia al borde de tornillos externos	1,125
Distancia entre tornillos centrales	1,6

Lc (tornillos externos)	0,78125
Lc (tornillos centrales)	0,9125

Resistencia por aplastamiento

Tornillos extremos	54,375
Tornillos centrales	63,51

Espesor requerido de la placa (in)	0,220303359
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,75
Ancho de placa propuesto (in)	5,50
Largo de placa (in)	9,65
Distancia entre tornillos (sección transversal)	3,25

Revisión de elementos

Tensión

Descripción	ΦV_u	Observación
Resistencia a fluencia (Kips)	133,65	Cumple
Resistencia a Ruptura (Kips)	130,50	Cumple

Fuerza cortante

Descripción	ΦV_u	Observación
Fluencia por cortante (Kips)	156,33	Cumple

Ruptura por cortante (Kips)	115,49	Cumple
-----------------------------	--------	--------

Resistencia por bloque de cortante Kips)

Resistencia 1	166,48
Resistencia 2	189,76

Descripción	ΦV_u	Observación
Resistencia de diseño (Kips)	166,48	Cumple

Compresión

K	1,00	
L longitud libre entre soportes (in)	2,25	
Inercia de la sección (in ⁴)	0,19	
Área de la sección (in ²)	4,13	
radio de giro mínimo (in)	0,22	
KL/r	10,39	0.9AsFy
Resistencia a compresión de la placa (kips)	133,65	Cumple

PLACA A CORTANTE

M diseño (Kips-in)	0
V diseño (Kips)	
Peralte del perfil (in)	15,7
Espesor del patín	0,345
Ancho de patín (in)	5,5
Vu (Diseño)	26,96

Conexión emperrada (Placa a alma de viga)

Tornillos A307 (plano de corte)	0
Tornillos A325 (plano de corte)	1
Tornillos A490 (plano de corte)	0
Tornillos Hechizos (plano de corte)	0

Área requerida de Tornillos (in ²)	0,748888889
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,63
Nº tornillos requeridos	2,440998267
Se utilizaran	3

Diseño de la placa de momento

Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Nº fila tornillo (paralela a la carga)	1

Nº Tornillos por fila	3
Nº tornillo externos	1
Nº tornillo centrales	2
Correcto	O.K

Distancia al borde de tornillos externos	1,125
Distancia entre tornillos centrales	1,9

Lc (tornillos externos)	0,78125
Lc (tornillos centrales)	1,2125

Resistencia por aplastamiento

Tornillos extremos	54,375
Tornillos centrales	84,39

Espesor requerido de la placa (in)	0,161083851
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,50
Ancho de placa propuesto (in)	2,25
Largo de placa (in)	6,05
Distancia entre tornillos (sección transversal)	0,00

Revisión de elementos

Tensión

Descripción	Φ_{pu}	Observación
Resistencia a fluencia (Kips)	36,45	Cumple
Resistencia a Ruptura (Kips)	32,63	Cumple

Fuerza cortante

Descripción	Φ_{Vu}	Observación
Fluencia por cortante (Kips)	65,34	Cumple
Ruptura por cortante (Kips)	66,12	Cumple

Resistencia por bloque de cortante Kips)		
Resistencia 1	33,29	
Resistencia 2	37,47	
Descripción	Φ_{Vu}	Observación
Resistencia de diseño (Kips)	33,29	Cumple

Conexión soldada (Placa a alma o patín de columna)

Resistencia del electrodo (ksi)	70
Longitud de Soldadura colocada (in)	5
Tamaño de soldadura necesaria (in)	0,17
Tamaño de soldadura propuesto (in)	0,190

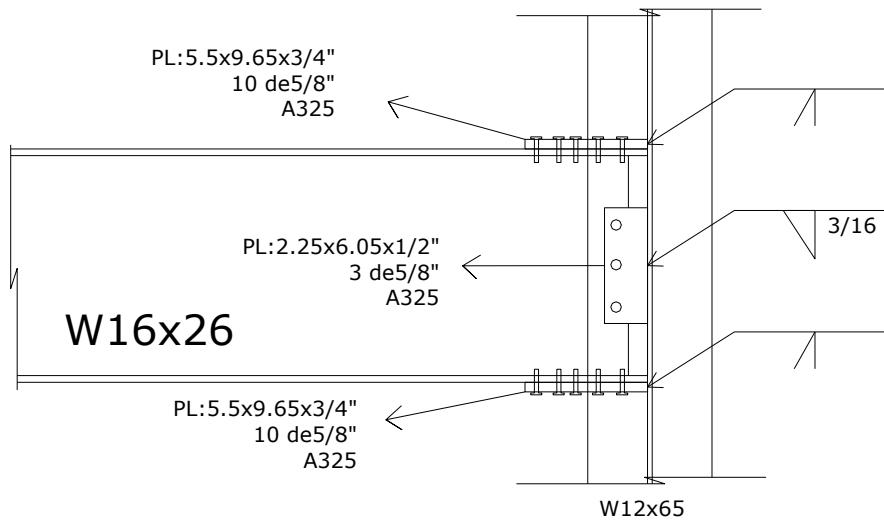


Fig. 10.41 Conexión nudo B

10.6.3 CONEXIONES ARTICULADAS METODO ASD.

El diseño establecido para el eje de análisis según el software Etabs 9.2 en la condición de apoyo articulado, metodología de esfuerzos admisibles (ASD), es el que se muestra en la figura 10.42.

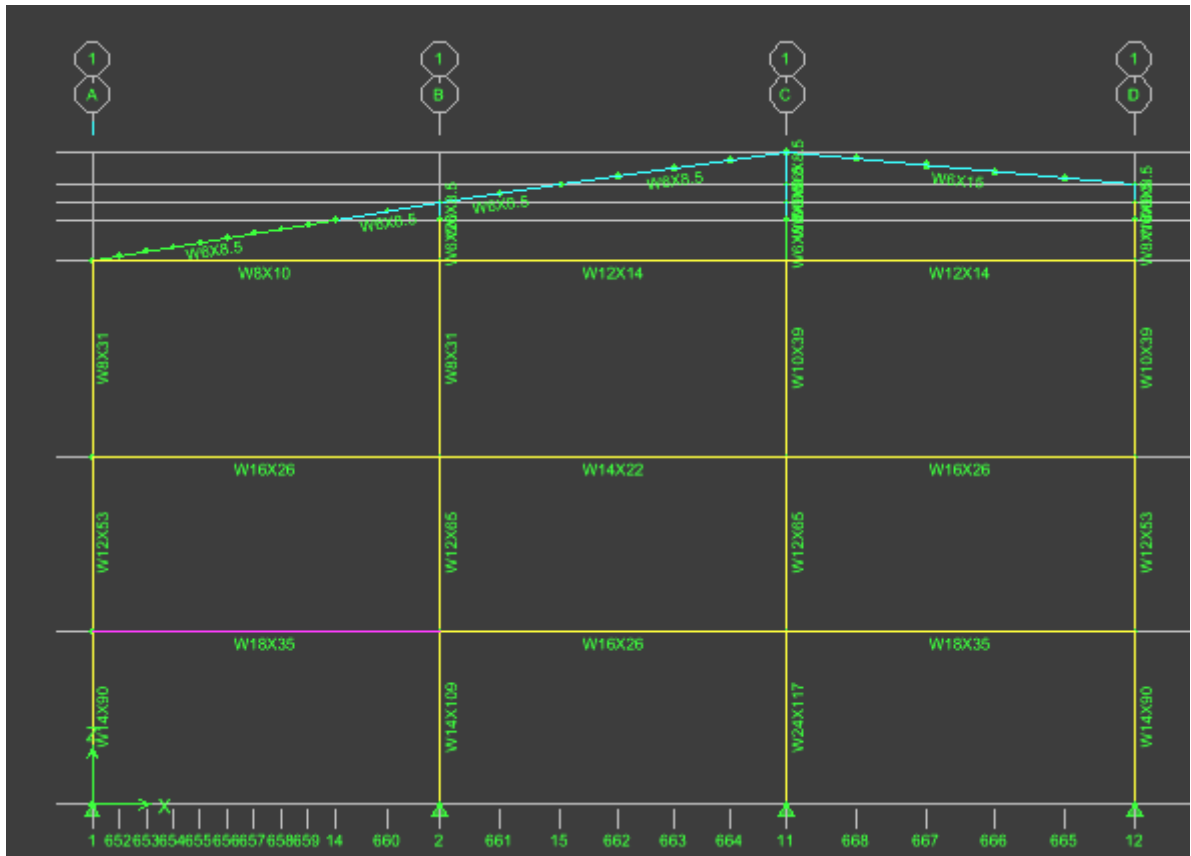


Fig. 10.42 Diseño de eje 1 metodología ASD apoyos articulados.

A continuación se procederá a diseñar la conexión de las vigas primer nivel:

Viga Tramo A-B

Esta viga tiene en sus uniones las siguientes acciones internas:

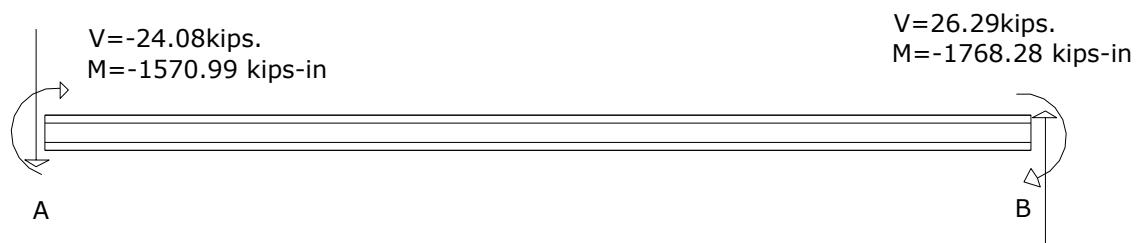


Fig. 10.43 Acciones internas en las conexiones de la viga A-B.

Conexión A:

PLACAS A MOMENTO

Tornillos A325 (plano de corte)	1
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,75
Se utilizaran	10,00
Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,88
Ancho de placa propuesto (in)	6,00
Largo de placa (in)	11,10
Distancia entre tornillos (sección transversal)	3,50

PLACA A CORTANTE

Tornillos A325 (plano de corte)	1
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,75
Se utilizaran	3
Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,63
Ancho de placa propuesto (in)	2,25
Largo de placa (in)	7,10
Distancia entre tornillos (sección transversal)	0,00

Conexión soldada (Placa a alma o patín de columna)

Resistencia del electrodo (ksi)	70
Longitud de Soldadura colocada (in)	7,1
Tamaño de soldadura necesaria (in)	0,16
Tamaño de soldadura propuesto (in)	0,250

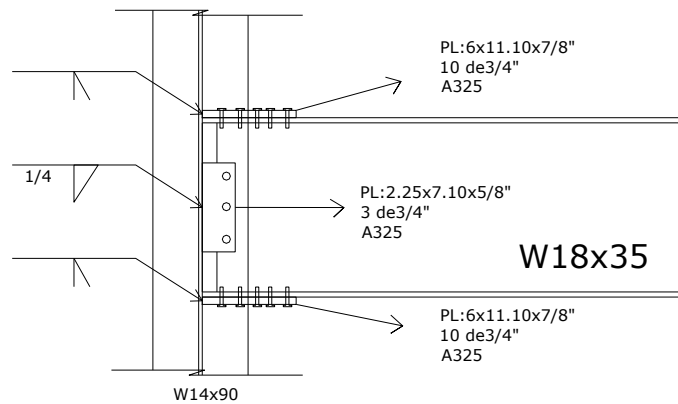


Fig. 10.44 Conexión nudo A

Conexión B:

PLACAS A MOMENTO

Tornillos A325 (plano de corte)	1
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,75
Se utilizaran	10
Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,88
Ancho de placa propuesto (in)	6,00
Largo de placa (in)	11,10
Distancia entre tornillos (sección transversal)	3,50

PLACA A CORTANTE

Tornillos A325 (plano de corte)	1
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,75
Se utilizaran	3
Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,75
Ancho de placa propuesto (in)	2,25
Largo de placa (in)	7,10
Distancia entre tornillos (sección transversal)	0,00

Conexión soldada (Placa a alma o patín de columna)

Resistencia del electrodo (ksi)	70
Longitud de Soldadura colocada (in)	7,1
Tamaño de soldadura necesaria (in)	0,18
Tamaño de soldadura propuesto (in)	0,250

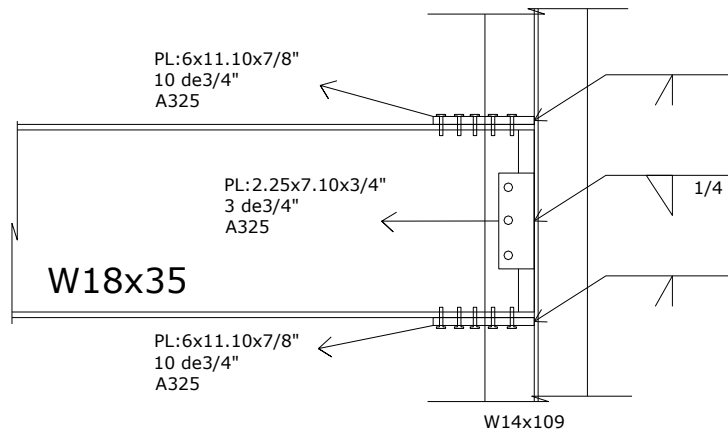


Fig. 10.45 Conexión nudo B.

10.6.4 CONEXIONES ARTICULADAS METODO LRFD.

El diseño establecido para el eje de análisis según el software Etabs 9.2 en la condición de apoyo articulado, metodología de factores de carga y resistencia (LRFD), es el que se muestra en la figura 10.46.

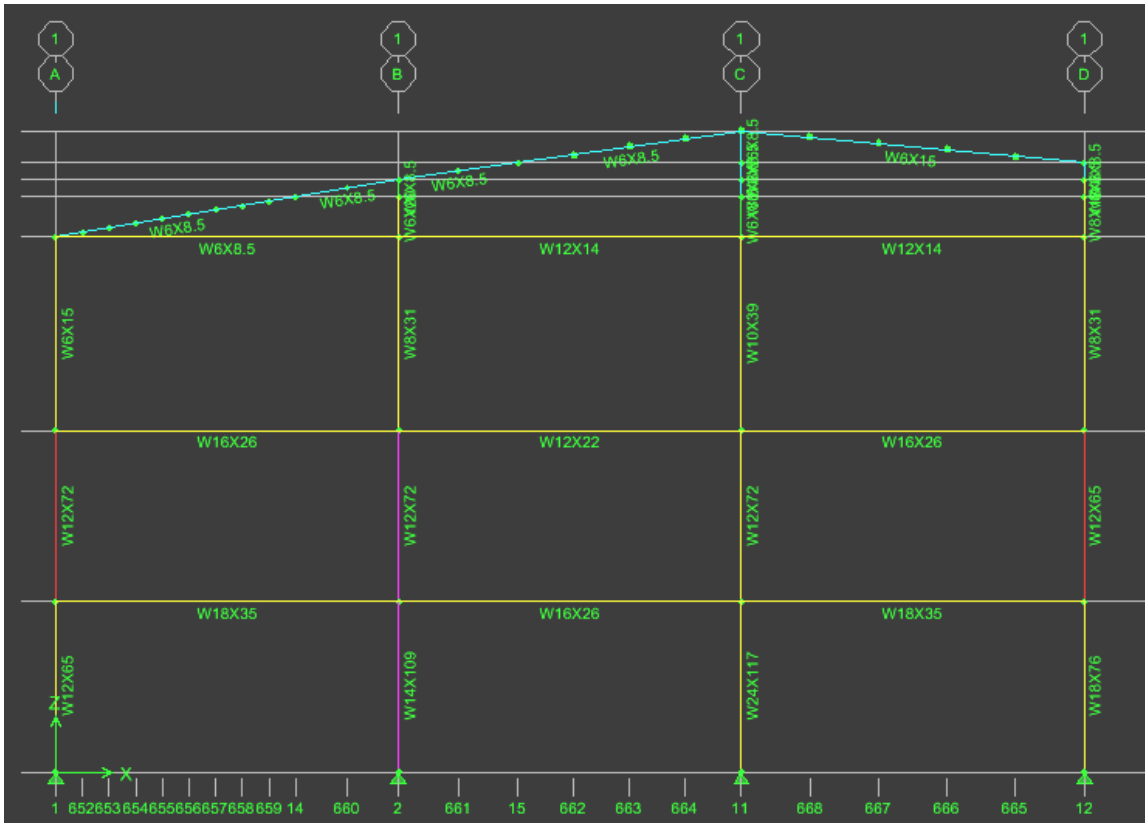


Fig. 10.46 Diseño de eje 1 metodología LRFD apoyos articulados.

A continuación se procederá a diseñar la conexión de las vigas primer nivel:

Viga Tramo A-B

Esta viga tiene en sus uniones las siguientes acciones internas:

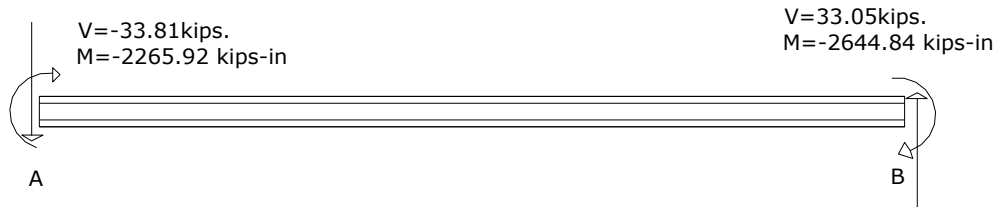


Fig. 10.47 Acciones internas en las conexiones de la viga A-B.

Conexión A:

PLACAS A MOMENTO

Tornillos A325 (plano de corte)	1
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,75
Se utilizaran	10
Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Espesor requerido de la placa (in)	0,241905073
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,75
Ancho de placa propuesto (in)	6,00
Largo de placa (in)	11,10
Distancia entre tornillos (sección transversal)	3,50

PLACA A CORTANTE

Tornillos A325 (plano de corte)	1
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,75
Se utilizaran	3
Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Espesor requerido de la placa (in)	0,169109117
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,50
Ancho de placa propuesto (in)	2,50
Largo de placa (in)	7,10
Distancia entre tornillos (sección transversal)	0,00

Conexión soldada (Placa a alma o patín de columna)

Resistencia del electrodo (ksi)	70
Longitud de Soldadura colocada (in)	7,1
Tamaño de soldadura necesaria (in)	0,15
Tamaño de soldadura propuesto (in)	0,190

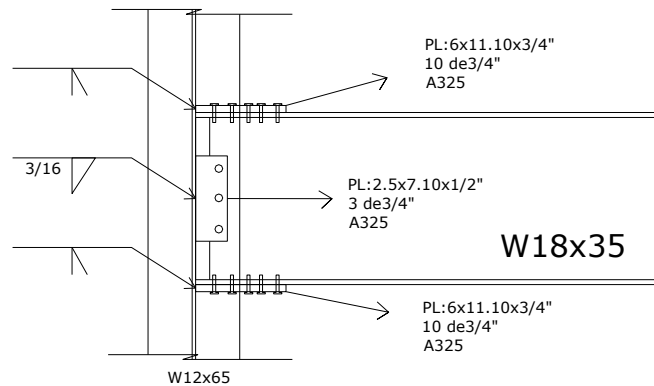


Fig. 10.48 Conexión nudo A.

Conexión B:

PLACAS A MOMENTO

Tornillos A325 (plano de corte)	1
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,75
Se utilizaran	10
Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Espesor requerido de la placa (in)	0,282357812
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,88
Ancho de placa propuesto (in)	6,00
Largo de placa (in)	11,10
Distancia entre tornillos (sección transversal)	3,50

PLACA A CORTANTE

Tornillos A325 (plano de corte)	1
Diámetro de tornillos a usar (en términos de 1/8)	0,63
Se utilizaran	3
Resistencia Fy (ksi)	36
Resistencia Fu (ksi)	58
Espesor requerido de la placa (in)	0,197471115
Se utilizará una placa de espesor (in)	0,63
Ancho de placa propuesto (in)	2,25
Largo de placa (in)	6,05
Distancia entre tornillos (sección transversal)	0,00

Conexión soldada (Placa a alma o patín de columna)

Resistencia del electrodo (ksi)	70
Longitud de Soldadura colocada (in)	6,05
Tamaño de soldadura necesaria (in)	0,17
Tamaño de soldadura propuesto (in)	0,250

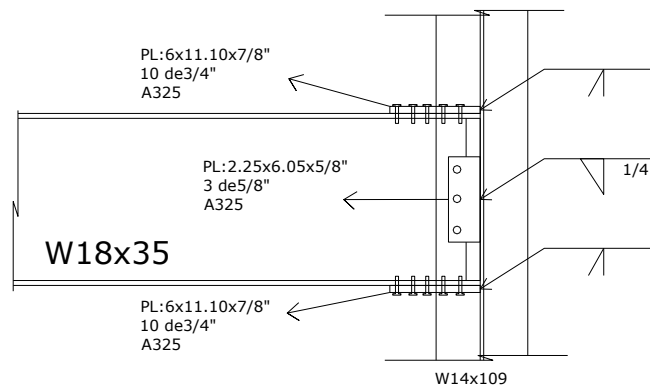


Fig. 10.49 Conexión nudo B

10.7 CUBIERTA DE TECHO.

En el software se modelo la estructura de techo que consiste de polines encajuelado de 6"x2" (se hizo la propuesta directa ya que por experiencia un polín simple de cualquier tamaño no resistiría la carga al claro bajo el cual se modela la estructura). La estructura de polines se espaciaron a cada 1.20m y sus ejes axiales han sido rotados de manera que queden paralela a la dirección de la cubierta, tal y como quedan en la realidad, esta opción queda demostrada en la figura 10.50.

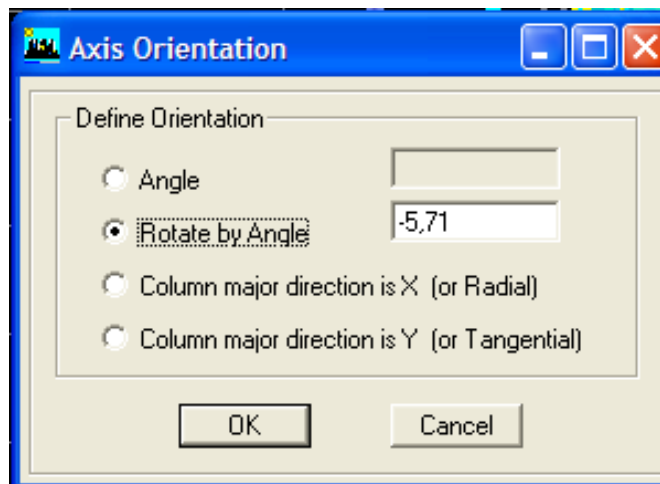


Fig. 10.50 Orientación de los ejes centroidales de la sección.

10.7.1 Metodología de esfuerzos admisibles (ASD).

Viga secundaria de cubierta de techo.

Los resultados obtenidos para la metodología de esfuerzos admisibles (ASD) bajo la carga considerada es la siguiente.

La estructura es estable ya que esta cumple la ecuación de interacción entre la carga actuante y la resistencia del elemento. Como se puede ver en la figura siguiente:

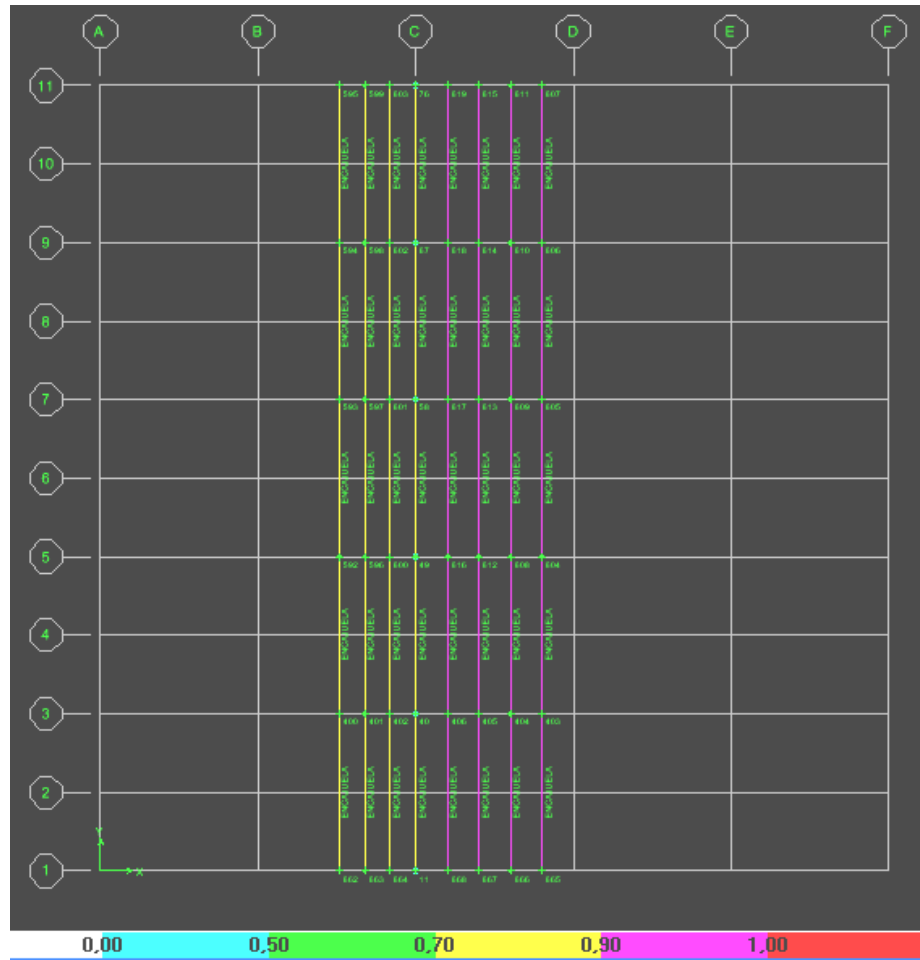


Fig. 10.51 Resultados de ecuación de interacción de estructura de techo.

Se puede apreciar que la mayoría de los elementos a la derecha de la estructura de techo (polines encajuelados), están entre el límite de 0.9 y 1.0, lo cual indica que la sección propuesta pasa las sollicitaciones de cargas y además que dicha sección no esta sobre reforzada.

El máximo valor de la ecuación de interacción es 0.802 que corresponde a un polín central, como se puede observar en la figura 10.52.

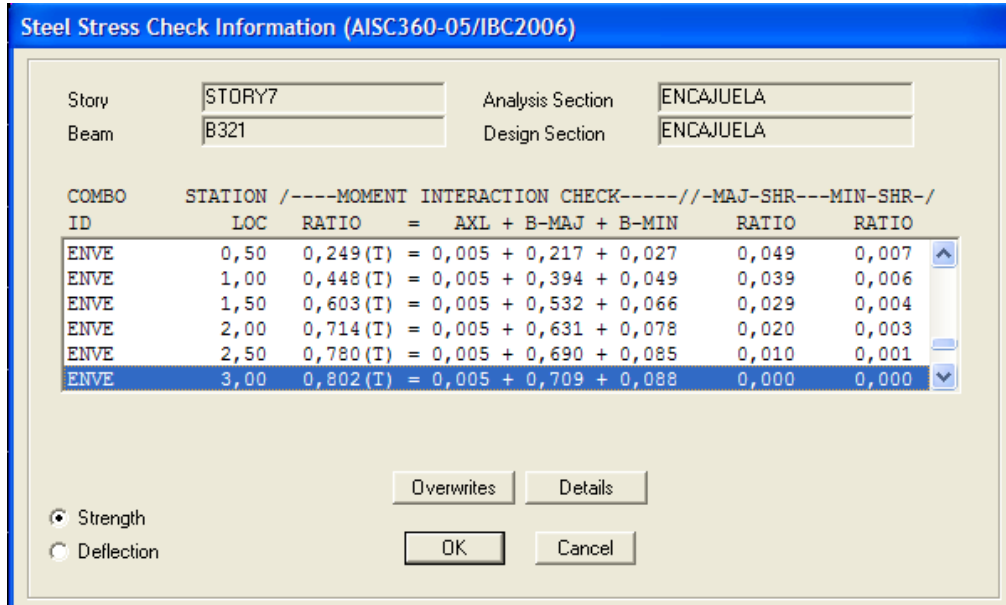


Fig. 10.52 Máximo valor de la ecuación de interacción método ASD.

Por tanto, la sección propuesta cumple con los requisitos de demanda y se encuentra dentro de los límites adecuados de la relación demanda/capacidad, lo cual hace que la sección no este muy sobrada.

Sin embargo se observo que el polín C doble encajuelado cumple la ecuación de interacción demanda vrs. Capacidad, pero en la realidad por tratarse de una estructura de acero formada en frío, esta debe cumplir con la ecuación de interacción para polines (tal y como se mostró en el capítulo IX), por tanto, comprobando la capacidad del polín C doble encajuelado se tiene lo siguiente:

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE POLIN “C” SEGÚN ASD:

Cargas muertas:

- Peso de lámina acanalada 11kg/m²
 - Cielo falso e Inst. Eléctricas 10 kg/m²
- 21 kg/m²**

- La sección que se propone es un polín C doble (encajuelado) cuyo peso propio por metro lineal es 4.2 kg/m² (por uno) para los dos será **8.4 kg/m²**. Por otra parte, los polines se espaciaron 1.20m transversalmente de eje a eje.

Cargas vivas:

La condición más desfavorable de carga viva esta dada en este caso por la carga de montaje de **100kg**.

Amplificación de cargas según ASD:

$$W_a = 1.0D + 1.0L = (1.0)[(8.4 + (1.21)(21)]$$

$$W_a = 33.81 \text{ kg/ml}$$

$$P_a = 1.0D + 1.0L = (1.0)(100) = 100 \text{ kg.}$$

Luego procederemos a descomponer la carga factorizada W_a en sus ejes principales “X” (eje de mayor inercia) e “Y” (eje de menor inercia), es decir, W_{ax} y W_{ay} , las cuales se obtienen de la siguiente manera:

$$\theta = \text{arc tang}(15/100) = 8.53$$

$$W_{ax} = W_a \text{ sen } \theta$$

$$W_{ax} = (33.81)(\text{sen } 8.53) = \underline{5.01 \text{ kg/m}}$$

$$W_{ay} = W_a \text{ cos } \theta$$

$$W_{ay} = (33.81)(\text{cos } 8.53) = \underline{33.44 \text{ kg/m}}$$

$$P_{ax} = (100)(\text{sen } 8.53) = \underline{14.83 \text{ kg}}$$

$$P_{ay} = (100)(\text{cos } 8.53) = \underline{98.89 \text{ kg}}$$

Luego procedemos a determinar los momentos máximos en las direcciones “X” e “Y”, en las cuales debido a la forma de la sección de los polines estos no presentan mucha capacidad a flexión en el eje de menor inercia, por lo cual es conveniente el diseño de tensores o tirantes, los cuales funcionan básicamente a tensión y le proporcionan al Polín apoyos laterales necesarios para reducir el momento máximo actuante en dicha dirección.

$$M_{ax} = \frac{(W_{ay})(L^2)}{8} + \frac{(P_{ay})(L)}{4}$$

$$M_{ax} = \frac{(33.44)(6^2)}{8} + \frac{(98.89)(6)}{4}$$

$$\underline{M_{ax} = 298.82 \text{ kg-m}}$$

Para una viga de tres claros se cumple que el momento máximo esta dado por:

$$M_{way} = (0.025)(W_{ax})(L^2) \text{ Para cargas uniformes}$$

$$M_{Pay} = (0.175)(P_{ay})(L)$$

$$M_{ay} = (0.025)(5.01)(2^2) + (0.175)(14.83)(2)$$

$$M_{ay} = 5.69 \text{ kg-m}$$

Realizando las conversiones al sistema ingles:

$$\underline{M_{ax} = 298.82 \text{ kg-m} = 25.88 \text{ kips-pulg}}$$

$$\underline{M_{ay} = 5.69 \text{ kg-m} = 0.49 \text{ kips-pulg}}$$

Determinación de las propiedades geométricas del Polín 6"x2" encajuelado:

$$S_x = 47.27 \text{ cm}^3 = 2.88 \text{ pulg}^3$$

$$S_y = 35.86 \text{ cm}^3 = 2.19 \text{ pulg}^3$$

Determinación de la resistencia del Polín en cada dirección:

$$F_{bx} = M_{ax} / S_x$$

$$F_{bx} = 25.88 / 2.88 = 8.99 \text{ Kips/pulg}^2$$

$$F_{by} = M_{ay} / 0.5 S_y$$

$$F_{by} = (0.49) / (0.5)(2.19) = 0.45 \text{ pulg}^2$$

Luego se procede a verificar la ecuación de interacción: $\frac{fbx}{0.6F_y} + \frac{fby}{0.75F_y} \leq 1.0$

$$\frac{8.99}{0.6 \times 33} + \frac{0.45}{0.75 \times 33} = 0.47 \leq 1.0$$

Viga primaria en estructura de techo.

La viga primaria en la cubierta de techo se diseño en el programa Etabs 9.2 como un perfil W, pero procederemos a realizar el diseño de esta viga como una viga macomber bajo la acción mas desfavorable de momento flector y cortante como se muestra a continuación:

Transformando estos valores a unidades del sistema ingles:

$$\underline{\mathbf{M_{max}= 510.34 \text{ Kips-pulg.}}}$$

$$\underline{\mathbf{V_{max}= 8.73 \text{ Kips}}}$$

1. Estimando las dimensiones de la viga:

$$H= L/22= 608/22= 27\text{cm, utilizaremos } 30\text{cm}$$

2. para calcular el peralte de la viga (brazo del momento interno) se asume que una pulgada menor que la altura de la viga:

$$d= (30/2.54)-1= 10.81\text{pulg.}$$

3. El brazo interno genera compresión y tensión máxima en las cuerdas

$$T_a= C_a= 510.34/10.81= \mathbf{47.20 \text{ Kips.}}$$

4. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capítulo 3 de esta tesis, es decir:

$$A_g= 1.11 T_u/F_y:$$

$$A_g= (1.11)(47.20)/(36)= 1.46\text{pulg}^2$$

$$A_{ne}= 1.33 T_u/F_u$$

$$A_{ne}= (1.33)(47.20)/(58)= 1.08 \text{pulg}^2$$

Rige $A_g= 1.46 \text{ pulg}^2$, lo que puede ser suministrado por dos angulares de **2"x1/4"**, cuya área total es:

$$A (\text{suministrada}) = 2(0.938)= 1.88 \text{pulg}^2.$$

5. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza el mismo perfil que se selecciono para el elemento sometido a tensión o alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.

Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.

6. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía, donde:

$$L = d / \text{sen } \theta$$

$$L = (10.87 / \text{sen } 60) = 12.48 \text{ pulg.}$$

Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil seleccionado el valor del radio de giro que se considerara respecto al eje "X", donde:

$$r = 0.609 \text{ pulg}$$

Así que la relación de esbeltez será:

$$KL/r = (1)(12.48)/(0.609) = 20.49$$

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$\mathbf{C_u \leq 0.6 F_{cr} \cdot A_g}$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$(4.71) \sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$20.49 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\left(20.49 \right)^2} = 681.73$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{681.73} \right] 36 = 35.21$$

$$C_u = 47.20 \leq 0.6 (35.21) (1.88) = 39.72 \text{ NO CUMPLE}$$

Luego procedemos a proponer otro perfil un "2"X3/8" procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil seleccionado el valor del radio de giro que se considerara respecto al eje "X".

$$r = 0.594 \text{ pulg}$$

Así que la relación de esbeltez será:

$$Kl/r = (1)(12.48)/(0.594) = 21.01$$

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_u \leq 0.6 F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$(4.71) \sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$21.01 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\left(\frac{1.01}{1} \right)^2} = 648.40$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{36}{648.40} \right] 36 = 35.17$$

$$C_u = 47.20 \leq 0.6 (35.17) (2.72) = 57.40 \text{ OK}$$

Ahora revisamos la condición de pandeo total, para la que se considerara la longitud libre no arriostrada del elemento "L", que es igual a la separación entre polines:

$$L = 1.20\text{m} = 47.24 \text{ pulg.}$$

Asumiendo una separación entre angulares de 0.50pulg debido a la celosía (cuyo diámetro al momento no se conoce), el radio de giro para esta condición se calcula utilizando la inercia del elemento respecto al eje "Y"

$$I_y = 2[I_c + A_x(x_c + 0.25)^2]$$

$$I_y = 2[0.479 + 1.36(0.636 + 0.25)^2] = 3.09 \text{ pulg}^2$$

Por lo tanto:

$$r = \sqrt{(3.09)/(2)(1.36)} = 1.07 \text{ pulg}$$

$$KL/r = (1)(47.24)/(1.07) = 44.15$$

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_u \leq 0.6 F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$(4.71) \sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$44.15 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{(47.15)^2} = 128.75$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{128,75} \right] 36 = 32,02$$

$$C_u = 47,20 \text{ Kips} \leq 0,6 (32,02) (2,72) = 52,26 \text{ Kips cumple.}$$

7. Diseño de la celosía:

La celosía podrá calcularse como:

$$C = (V)/(2\text{sen}60) = (8,73)/(2\text{sen}60) = \underline{5,04 \text{ Kips.}}$$

Utilizando celosía de ho $\emptyset = 3/4"$, grado 40:

$$A = 0,442 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Radio de giro } r = \emptyset/4 = 0,75/4 = 0,188 \text{ pulg.}$$

$$l = d/\text{sen } 60 = 10,81/0,866 = 12,48$$

Relación de esbeltez:

$$KL/r = (1)(12,48)/(0,188) = 66,38$$

Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:

$$C_u \leq 0,6 F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$(4,71) \sqrt{(29000/36)} = 133,68$$

$$66,38 < 133,68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{6.38^2} = 64.95$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{36}{64.95}} \right] 36 = 28.55$$

$$C_u = 5.07 \leq 0.6 (28.55) (0.442) = 7.57 \text{ cumple}$$

Por lo tanto la viga metálica a utilizar es la siguiente:

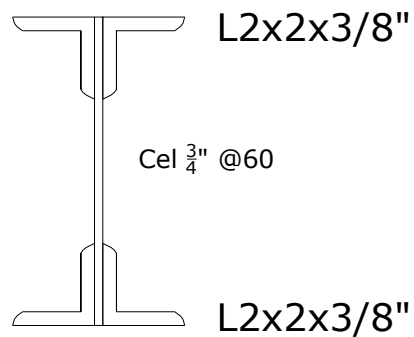


Fig. 10.53 Diseño de viga primaria estructura de techo LRFD (propuesta como viga macomber)

10.7.2 Metodología por factores de carga y resistencia (LRFD).

Viga secundaria de cubierta de techo.

Los resultados obtenidos para la metodología por factores de carga y resistencia (LRFD) bajo la carga considerada es la siguiente.

La estructura es estable ya que esta cumple la ecuación de interacción entre la carga actuante y la resistencia del elemento. Como se puede ver en la figura siguiente:

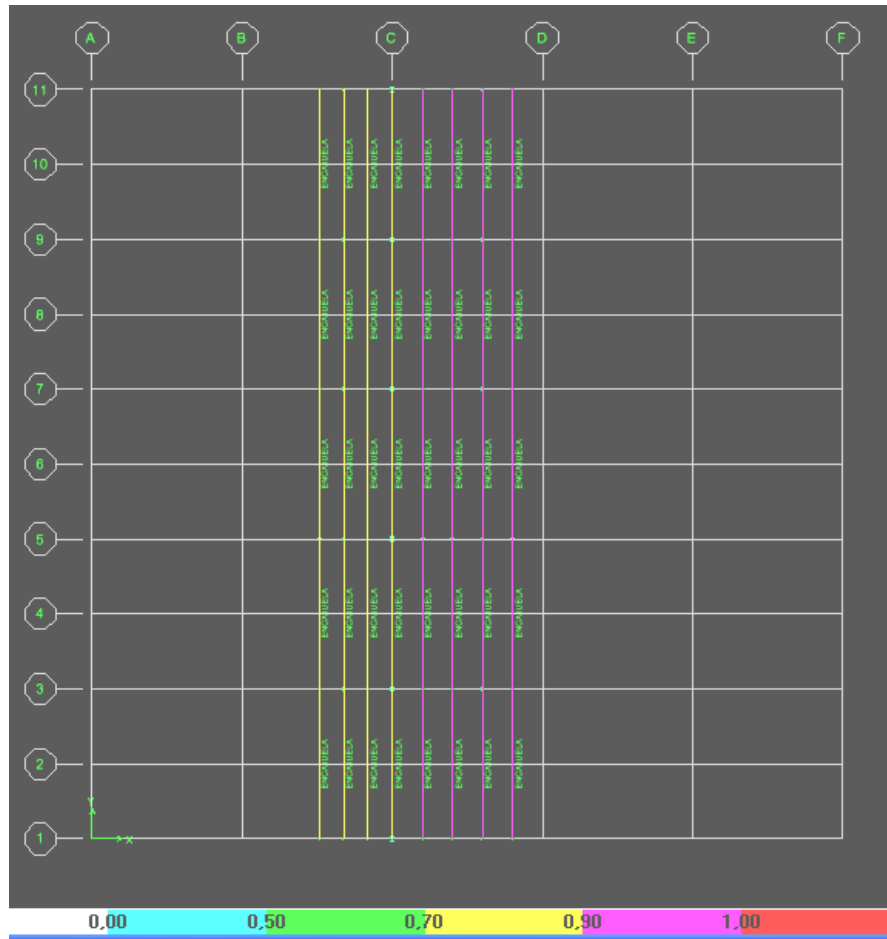


Fig. 10.54 Resultados de ecuación de interacción de estructura de techo.

Se puede apreciar que la mayoría de los elementos a la derecha de la estructura de techo (al igual como ocurre en la metodología ASD), están entre el límite de 0.9 y 1.0, lo cual indica que la sección propuesta pasa las solicitaciones de cargas y además que dicha sección no está sobre reforzada.

El máximo valor de la ecuación de interacción es 0.833 que corresponde a un polín central, como se puede observar en la figura 10.55.

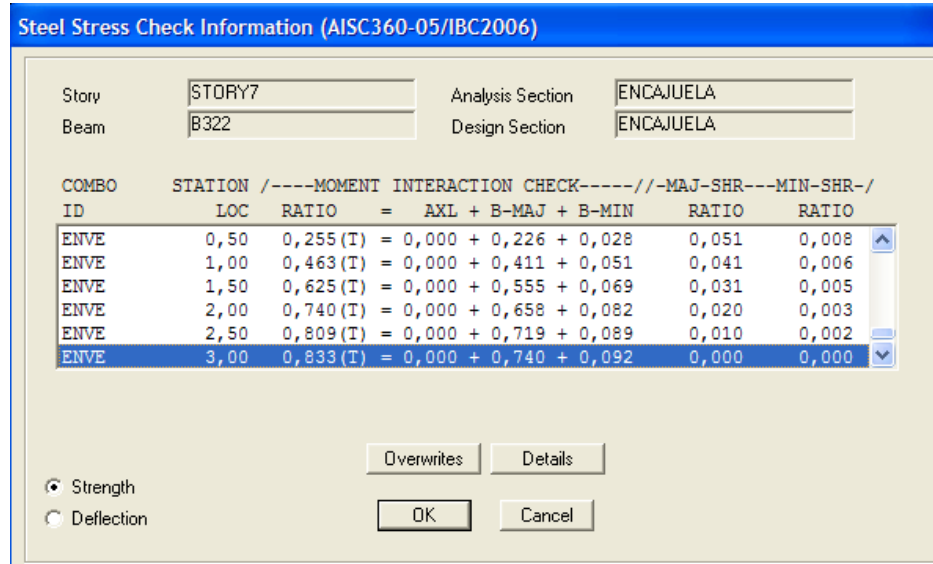


Fig. 10.55 Máximo valor de la ecuación de interacción método LRFD.

Por tanto, la sección propuesta cumple con los requisitos de demanda y se encuentra dentro de los límites adecuados de la relación demanda/capacidad, lo cual hace que la sección no este muy sobrada. Comparándolo con la relación establecida por la metodología ASD, la variación es muy pequeña por lo que casi se obtienen los mismos resultados para secciones con flexión doble.

Por otra parte se observa que el polín C doble encajuelado cumple la ecuación de interacción demanda vrs. Capacidad, pero en la realidad por tratarse de una estructura de acero formada en frío, esta debe cumplir con la ecuación de interacción para polines (tal y como se mostró en el capítulo IX), por tanto, comprobando la capacidad del polín C doble encajuelado se tiene lo siguiente:

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE POLIN “C” SEGÚN LRFD:

Cargas a considerar:

Cargas muertas:

- Peso de lámina acanalada 11kg/m²
 - Cielo falso e Inst. Eléctricas 10 kg/m²
- 21 kg/m**

- La sección que se propone es un polín C doble (encajuelado) cuyo peso propio por metro lineal es 4.2 kg/m² (por uno) para los dos será **8.4 kg/m²**. Por otra parte, los polines se espaciaron 1.20m transversalmente de eje a eje.

Cargas vivas:

La condición más desfavorable de carga viva esta dada en este caso por la carga de montaje de **100kg**.

Amplificación de cargas según LRFD:

$$W_u = 1.2D + 1.6L = (1.2)[(8.4 + (1.2)(21))]$$

$$W_u = 40.32 \text{ kg/ml}$$

$$P_u = 1.0D + 1.0L = (1.6)(100) = 160 \text{ kg.}$$

Luego procederemos a descomponer la carga factorizada W_u en sus ejes principales "X" (eje de mayor inercia) e "Y" (eje de menor inercia), es decir, W_{ux} y W_{uy} , las cuales se obtienen de la siguiente manera:

$$\theta = \text{arc tang } (15/100) = 8.53$$

$$W_{ux} = W_u \text{ sen } \theta$$

$$W_{ux} = (40.32)(\text{sen } 8.53) = \underline{5.98 \text{ kg/m}}$$

$$W_{uy} = W_u \text{ cos } \theta$$

$$W_{uy} = (40.32)(\text{cos } 8.53) = \underline{39.87 \text{ kg/m}}$$

$$P_{ux} = (160)(\text{sen } 8.53) = \underline{23.73 \text{ kg}}$$

$$P_{uy} = (160)(\text{cos } 8.53) = \underline{158.23 \text{ kg}}$$

Luego procedemos a determinar los momentos máximos en las direcciones "X" e "Y", en las cuales debido a la forma de la sección de los polines estos no presentan mucha capacidad a flexión en el eje de menor inercia, por lo cual es conveniente el diseño de tensores o tirantes, los cuales funcionan básicamente a tensión y le proporcionan al Polín apoyos laterales necesarios para reducir el momento máximo actuante en dicha dirección.

$$M_{ux} = \frac{(W_{uy})(L^2)}{8} + \frac{(P_{uy})(L)}{4}$$

$$M_{ux} = \frac{(39.87)(6^2)}{8} + \frac{(158.23)(6)}{4}$$

$$M_{ux} = 416.76 \text{ kg-m}$$

Para una viga de tres claros se cumple que el momento máximo esta dado por:

$$M_{way} = (0.025)(W_{ax})(L^2) \text{ Para cargas uniformes}$$

$$M_{Pay} = (0.175)(P_{ay})(L)$$

$$M_{ay} = (0.025)(5.98)(2^2) + (0.175)(23.73)(2)$$

$$M_{ay} = 8.90 \text{ kg-m}$$

Realizando las conversiones al sistema ingles:

$$M_{ax} = 416.76 \text{ kg-m} = 36.11 \text{ kips-pulg}$$

$$M_{ay} = 8.90 \text{ kg-m} = 0.77 \text{ kips-pulg}$$

Determinación de las propiedades geométricas del Polín 6"x2" encajuelado:

$$S_x = 47.27 \text{ cm}^3 = 2.88 \text{ pulg}^3$$

$$S_y = 35.86 \text{ cm}^3 = 2.19 \text{ pulg}^3$$

Determinación de la resistencia del Polín en cada dirección:

$$F_{bx} = M_{ax}/S_x$$

$$F_{bx} = 36.11/2.88 = 12.54 \text{ Kips/pulg}^2$$

$$F_{by} = M_{ay}/0.5S_y$$

$$F_{by} = (0.77)/(0.5)(2.19) = 0.70 \text{ pulg}^2$$

Luego se procede a verificar la ecuación de interacción: $\frac{f_{bx}}{0.9F_y} + \frac{f_{by}}{1.13F_y} \leq 1.0$

$$\frac{12.54}{0.9 \times 33} + \frac{0.70}{1.13 \times 33} = 0.44 \leq 1.0$$

La sección propuesta 6"x2" encajuelada es adecuada pues cumple la ecuación de interacción

Viga primaria.

La viga primaria en la cubierta de techo se diseño en el programa Etabs 9.2 como un perfil W, pero procederemos a realizar el diseño de esta viga como una viga macomber bajo la acción mas desfavorable de momento flector y cortante como se muestra a continuación:

Transformando estos valores a unidades del sistema ingles:

$$\underline{\underline{M_{umax} = 542.19 \text{ Kips-pulg.}}}$$

$$\underline{\underline{V_{umax} = 11.77 \text{ Kips}}}$$

1. Estimando las dimensiones de la viga:

$$H = L/22 = 608/22 = 27\text{cm, utilizaremos } 30\text{cm}$$

2. para calcular el peralte de la viga (brazo del momento interno) se asume que una pulgada menor que la altura de la viga:

$$d = (30/2.54) - 1 = 10.81\text{pulg.}$$

3. El brazo interno genera compresión y tensión máxima en las cuerdas

$$T_a = C_a = 542.19/10.81 = \mathbf{50.16 \text{ Kips.}}$$

4. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda a tensión, para lo cual verificamos sus dos estados de falla: falla por fluencia y falla por fractura, para lo cual utilizamos la teoría de elementos sometidos a tensión del capitulo 3 de esta tesis, es decir:

$$A_g = 1.11 T_u / F_y:$$

$$A_g = (1.11)(50.16)/(36) = 1.55\text{pulg}^2$$

$$A_{ne} = 1.33 T_u / F_u$$

$$A_{ne} = (1.33)(50.16)/(58) = 1.15 \text{pulg}^2$$

Rige $A_g = 1.55 \text{ pulg}^2$, lo que puede ser suministrado por dos angulares de 2"x1/4", cuya área total es:

$$A \text{ (suministrada)} = 2(0.938) = 1.88 \text{ pulg}^2.$$

5. Luego procedemos a determinar el área de acero requerida para la cuerda sometida a compresión, por lo general se utiliza el mismo perfil que se selecciono para el elemento sometido a tensión o

alternativamente se propone uno en función de la experiencia, por lo que solamente se procede a verificar su resistencia para ello hacemos uso de la teoría del elementos sometidos a compresión del capítulo 4.

Donde se revisa primeramente para la condición de pandeo local y posteriormente para condición de pandeo total.

6. Para la revisión de la sección sometida a compresión para la condición de pandeo local, se determina primeramente la longitud sin arriostrar de la cuerda, entre dos puntos consecutivos de la celosía como se calcula a continuación:

$$L = d / \sin \theta$$

$$L = (10.87 / \sin 60) = 12.48 \text{ pulg.}$$

Luego procedemos a obtener de las propiedades geométricas del perfil seleccionado el valor del radio de giro que se considerara respecto al eje "X"

$$r = 0.609 \text{ pulg}$$

Así que la relación de esbeltez será:

$$KL/r = (1)(12.48)/(0.609) = 20.49$$

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_u \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

- 433 -

$$(4.71)\sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$20.49 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{(0.49)^2} = 681.73$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{36}{681.73} \right] 36 = 35.21$$

$$C_u = 50.16 \leq 0.9 (35.21) (1.88) = 59.45 \text{ CUMPLE}$$

Ahora revisamos la condición de pandeo total, para la que se considerara la longitud libre no arriostrada del elemento "L", que es igual a la separación entre polines:

$$L = 1.20\text{m} = 47.24 \text{ pulg.}$$

Asumiendo una separación entre angulares de 0.50pulg debido a la celosía (cuyo diámetro al momento no se conoce), el radio de giro para esta condición se calcula utilizando la inercia del elemento respecto al eje "Y"

$$I_y = 2[I_c + A x(x + 0.25)^2]$$

$$I_y = 2[0.348 + 0.938(0.592 + 0.25)^2] = 2.03 \text{ pulg}^2$$

Por lo tanto:

$$r = \sqrt{(2.03)/(2)(0.938)} = 1.04 \text{ pulg}$$

$$KL/r = (1)(47.24)/(1.04) = 45.42$$

Procedemos a utilizar la teoría de elementos sometidos a compresión y verificar que el perfil cumple:

$$C_u \leq 0.6 F_{cr} \cdot A_g$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$(4.71) \sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$45.42 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\left(45.42 \right)^2} = 138.72$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{138.72} \right] 36 = 32.29$$

Cu = 50.16 Kips ≤ 0.9 (32.29) (1.88) = 54.63 Kips cumple.

7. Diseño de la celosía:

La celosía podrá calcularse como:

$$C = (V)/(2 \sin 60) = (11.77)/(2 \sin 60) = \underline{\underline{6.80 \text{ Kips.}}}$$

Utilizando celosía de ho $\emptyset = 3/4"$, grado 40:

$$A = 0.442 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Radio de giro } r = \emptyset/4 = 0.75/4 = 0.188 \text{ pulg.}$$

$$l = d/\sin 60 = 10.81/0.866 = 12.48$$

Relación de esbeltez:

$$KL/r = (1)(12.48)/(0.188) = 66.38$$

Luego procedemos a verificar la teoría de elementos sometidos a compresión:

$$\mathbf{Cu \leq 0.9 F_{cr} \cdot A_g}$$

Donde:

$$\text{Si } \frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = 0,877 F_e$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{Donde } F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

$$(4.71) \sqrt{(29000/36)} = 133.68$$

$$66.38 < 133.68$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = F_e = \frac{\pi^2 (29000)}{\underbrace{66.38^2}} = 64.95$$

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{36}{64.95} \right] 36 = 28.55$$

$$C_u = 6.80 \leq 0.9 (28.55) (0.442) = 11.36 \text{ cumple}$$

Por lo tanto la viga metálica a utilizar es la siguiente:

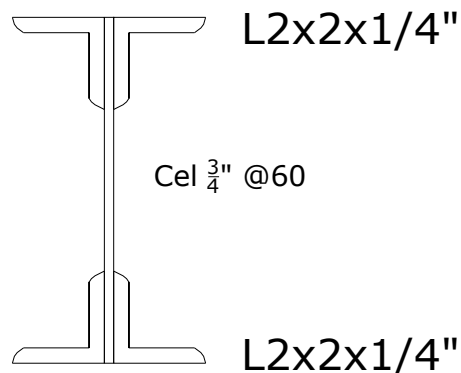


Fig. 10.56 Diseño de viga primaria estructura de techo ASD (propuesta como viga macomber)

10.8 DISEÑO DE CONEXION PLACA BASE DE COLUMNA PARA CONDICION DE APOYOS EMPOTRADOS.

10.8.1 METODO ASD.

Una vez corrido el modelo en el programa Etabs 9.2, procedemos a extraer las reacciones de la envolvente de todas las combinaciones de cargas, dichas reacciones ya han sido amplificadas y combinadas en base a las combinaciones de carga del AISC 2005, método ASD. A continuación presentamos los resultados obtenidos para el marco del eje 1 de la estructura modelada:

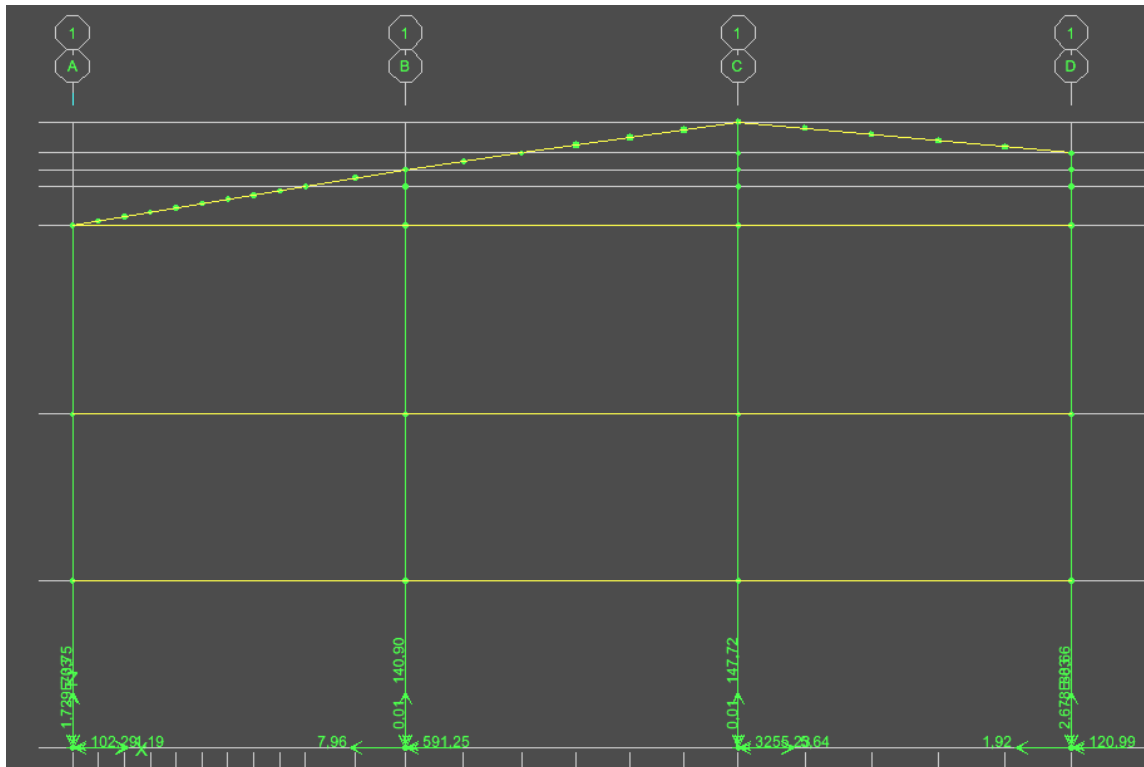


Fig. 10.57 Reacciones del marco del eje 1 (para apoyos empotrados).

Se procederá a diseñar la placa base de la columna del eje 1A, cuyo perfil es un W8x24 cuyos resultados se muestran a continuación:

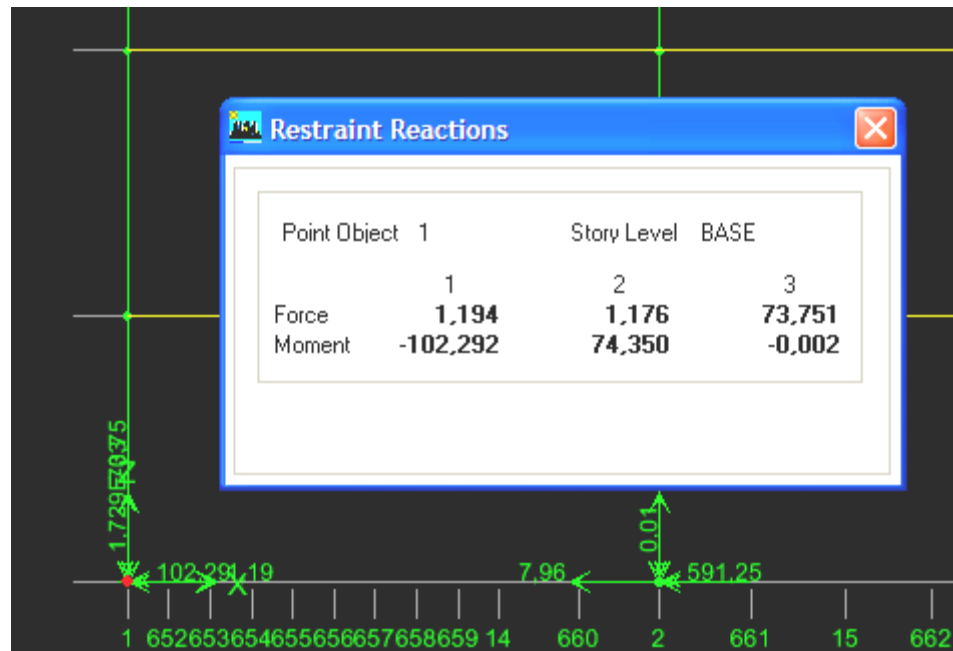


Fig. 10.58 Reacciones del apoyo del eje 1A (Kips y pulgadas).

A continuación se procede a realizar el diseño:

DISEÑO DE LA PLACA BASE

1. Dimensiones en planta de la placa de apoyo de la columna

Se procede a asumir las dimensiones de la placa Nx B, las cuales según casos prácticos y conociendo que el perfil tiene las dimensiones en planta de 7.93 pulg de peralte por 6.50 pulg de ancho, se propondrá una placa de 20x20 pulg.

2. Verificación de aplastamiento de base de concreto

La resistencia por aplastamiento esta dada por la siguiente ecuación:

$$P_p = 0.35 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (\text{Ec. 10.7})$$

Donde:

P_p : Resistencia nominal por aplastamiento

f'_c : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días

A_1 : Área de apoyo

A_2 : Área de total de soporte

Asumiendo que el pedestal de la fundación tendrá una dimensión de 55cm x 55cm, se tiene:

$$\sqrt{A_2 / A_1} = \sqrt{(21 \times 21) / (20 \times 20)} = 1.05$$

$$P_p = 0.35 \times 1.81 \times (20 \times 20) \times 1.05 = 266.07 \text{ kips}$$

3. Determinación de excentricidad.

Se debe verificar que la excentricidad este dentro del N/6, para asegurar una distribución trapezoidal:

$$e = \frac{M_a}{P_a} \quad (\text{Ec. 10.8})$$

$$e = \frac{M_a}{P_a} = \frac{102.29}{73.75} = 1.39 \text{ pulg}$$

Este se encuentra dentro del rango de N/6, que tiene un valor de 3.33 pulg.

4. Verificación de los esfuerzos sobre la placa base de apoyo de la columna

$$f_a = \frac{P_a}{A} \pm \frac{M_{ac}}{I} \quad (\text{Ec. 10.9})$$

Sustituyendo los datos tenemos:

$$f_{a \max} = \frac{73.75}{400} + \frac{102.29 \times 10}{\frac{1}{12} (20^4)} = 0.26 \text{ Kips / pulg}^2$$

La resistencia por aplastamiento es de:

$$F_a = \frac{266.67}{20 \times 20} = 0.67 \text{ Kips / pulg}^2$$

Esto es satisfactorio.

5. Determinación de los esfuerzos en la placa base de apoyo de la columna

Se obtiene el valor de esfuerzo mínimo actuando sobre la placa, para luego determinar el esfuerzo en el borde del patín de la columna, tal como se muestra a continuación:

$$f_{a \min} = \frac{73.75}{400} - \frac{102.29 \times 10}{\frac{1}{12} (20^4)} = 0.11 \text{ Kips / pulg}^2$$

El esfuerzo en el borde del patín que se encuentra a una distancia de 6.03 pulg del borde de la placa (del eje fuerte a flexión) y que se encuentra por relación de triángulos es: 0.21Kips/pulg²

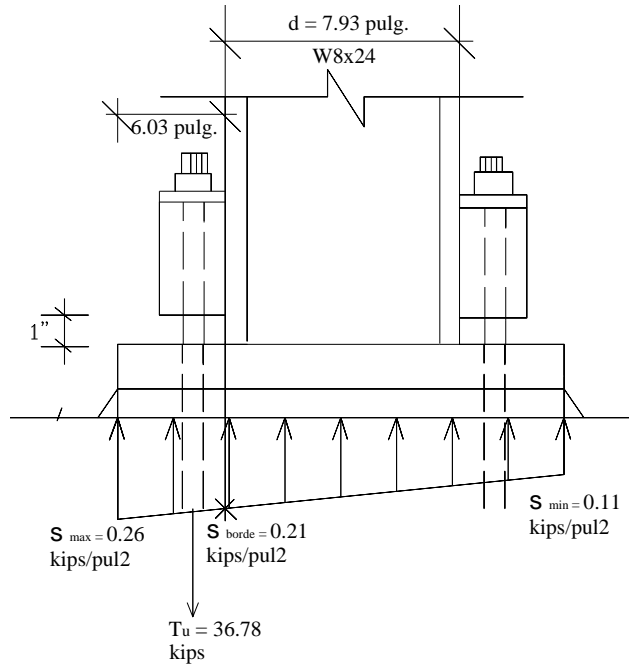


Fig. 10.59 Detalle de distribución de cargas en placa base método ASD

6. Determinación de los momentos máximos en la placa base de apoyo de la columna.

Esta dada por la siguiente ecuación:

$$M_{a \max} = \left[0.21 \right] (6.03) (6.03 / 2) + \left[0.26 - 0.21 \right] (6.03 \times 0.5) (2 / 3) (6.03) = 4.42 \text{ kips-pulg}$$

7. Determinación del espesor de la placa base de apoyo de la columna.

La ecuación es la siguiente:

$$t = \sqrt{\frac{6M_{a \max}}{F_y / 1.67}} \tag{Ec. 10.10}$$

Sustituyendo los datos en la ecuación, tenemos:

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 4.42}{36 / 1.67}} = 1.10 \text{ pulg}$$

Se propone un espesor de placa de **20x20 pulg x 1 1/8 pulg.**

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

1. Ubicación de los pernos en la placa base.

Los pernos los ubicaremos a una distancia de 7.5cm del borde de la placa (sobre el eje fuerte a flexión y en el eje débil a la cuarta parte del ancho de la columna).

2. Determinación de la carga sobre el perno de anclaje.

La fuerza a ser absorbida por el perno será el área bajo la curva de la distribución de presiones entre el borde del patín y el borde de la placa, estos es:

$$T_a = \left[0.21(6.03)(20) \right] + \left[0.26 - 0.21(6.03 \times 20)(0.50) \right] = 34.37 \text{ kips}$$

3. Determinación del número de pernos de anclaje.

El perno a utilizar será A307, el cual tiene una resistencia a tensión de 45 ksi (8.03 Ton/cm²),

El área requerida de pernos A307 es:

$$A_{perp} = \frac{T_a}{F_t / \Omega} \quad (\text{Ec. 10.11})$$

$$A_{perp} = \frac{T_a}{F_t / \Omega} = \frac{34.37}{45 / 2} = 1.53 \text{ pulg}^2$$

Utilizaremos 2 Pernos de 1 de pulgada ($A_s = 1.57 \text{ pulg}^2$).

Al final se utilizaran **4 pernos A307 de 1 de pulgada** como anclaje de la placa de base para columna al pedestal de concreto.

DISEÑO DE LA PLACA HORIZONTAL PARA LA UNION DEL PATIN DE LA COLUMNA A LOS PERNOS DE ANCLAJE.

1. Determinación de la carga de cada perno sobre la placa horizontal.

La carga que cada perno resistirá será 17.19 Kips ($34.37/2$). La placa se diseñara a flexión bajo tres puntos de apoyos (placas verticales unidas a la columna), esta placa (horizontal) tendrá una longitud de 6.50 pulg de largo por 6.03 pulg. de ancho. La placa estará cargada tal como se muestra en la siguiente figura:

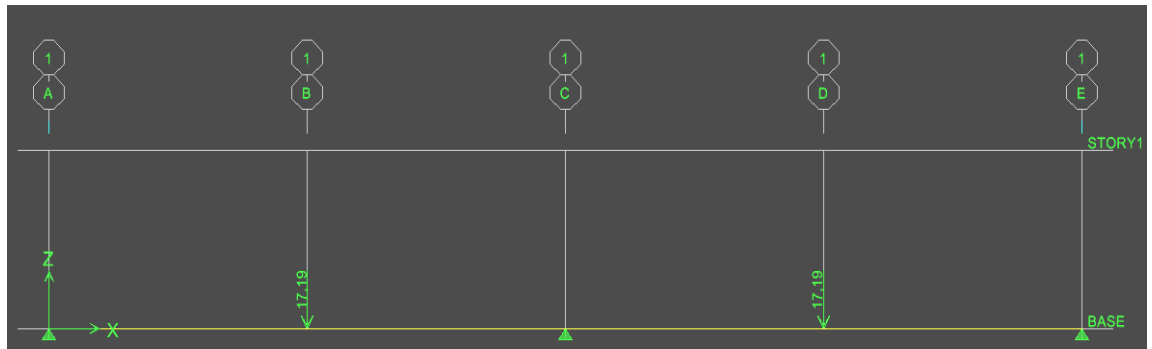


Fig. 10.60 Condición de apoyo y carga para placa horizontal (Kips).

2. Determinación del momento flector máximo sobre la placa

Este es de 13.94kips-pulg, tal como se muestra en la figura siguiente:

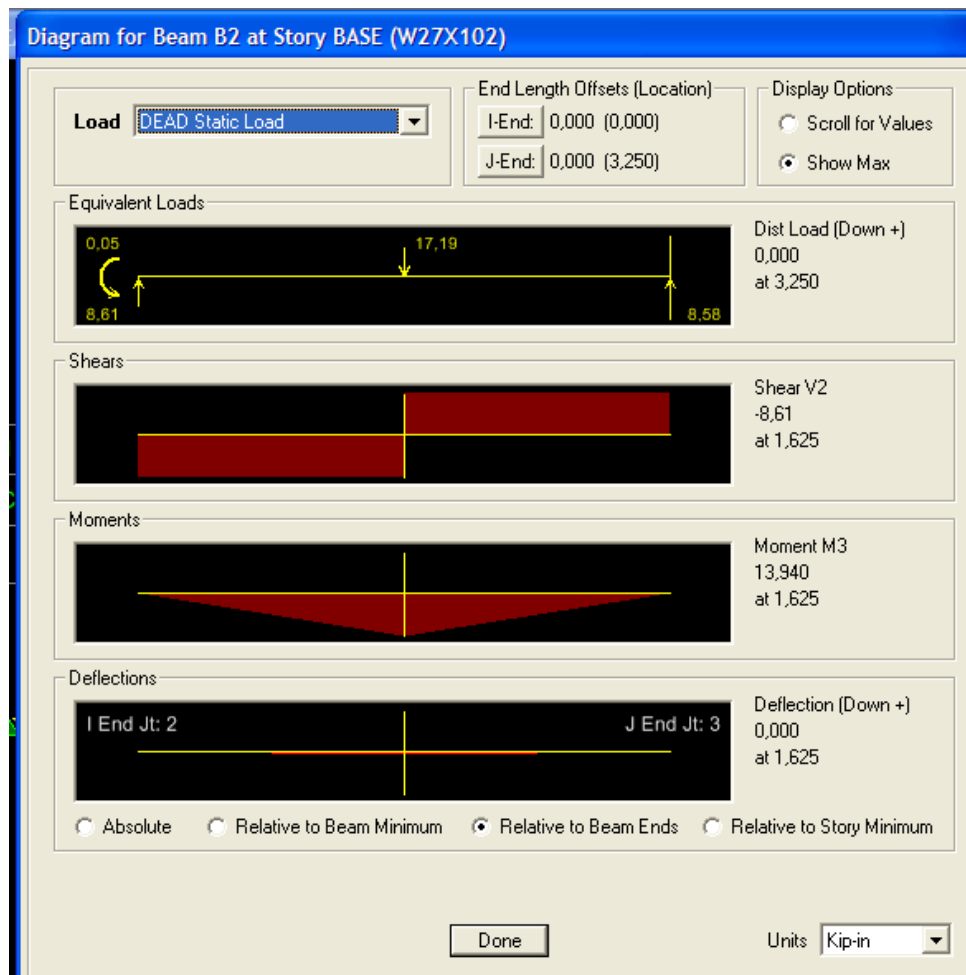


Fig. 10.61 Momento flector sobre placa horizontal (Kips y pulg).

3. Diseño del espesor de la placa horizontal:

Este se calcula con la siguiente ecuación:

$$t = \sqrt{\frac{6M_{a \max}}{F_y / 1.67}} \quad (\text{Ec.10.10})$$

Sustituyendo los datos tenemos:

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 13.94}{36 / 1.67}} = 1.95 \text{ pulg.}$$

La placa que proponemos una placa de **6.03 x 6.5 x 2.0 pulg.**

DISEÑO DE LAS PLACAS VERTICALES PARA UNION DE PLACA HORIZONTAL CON PATIN DE COLUMNA.

1. Determinación de la carga a resistir por las placas verticales.

Las placas se diseñaran con la reacción de la placa horizontal más desfavorable, que corresponde a 17.22 kips, tal como se muestra en la siguiente figura:

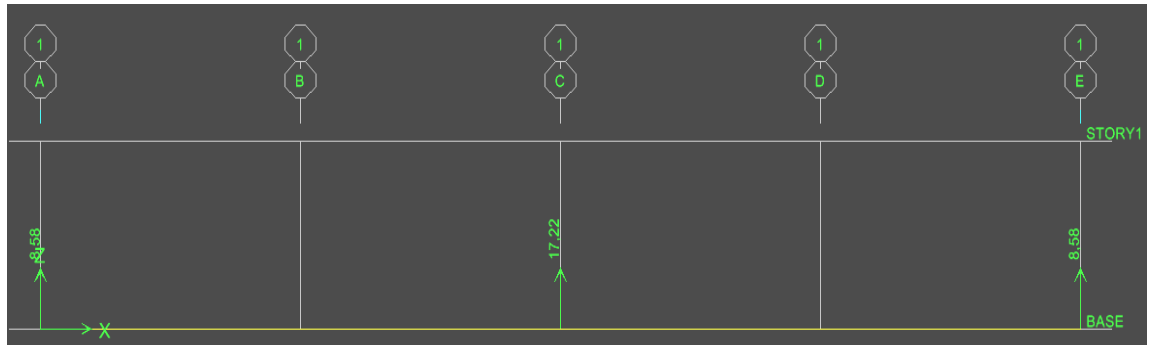


Fig. 10.62 Reacciones sobre placas verticales (Kips).

2. Dimensión de las placas verticales.

La placa tendrá las dimensiones de 6.03 pulgadas de ancho por 8 pulgadas de alto (la placa queda 1 pulgada arriba de la placa base de la columna)

3. Diseño de las placas verticales.

Se diseñara el espesor de la placa vertical por la ecuación de resistencia del metal base a cortante vista en el capítulo 7, como se muestra a continuación:

$$t_{esp} = \frac{V_a}{0.54 F_u L / \Omega} \quad (\text{Ec. 10.12})$$

$$t_{esp} = \frac{V_a}{0.54 F_u L / \Omega} = \frac{17.22}{0.54 \times 70 \times 8 / 2.0} = 0.11 \text{ pulg.}$$

Utilizaremos una placa de **6.03 x 8 x 3/16 Pulgadas.**

Se diseñara la soldadura mediante la ecuación de resistencia a la soldadura del capítulo 7, como se muestra a continuación:

$$t_e = \frac{R_a}{0.6 F_{EXX} l_w / \Omega} \quad (\text{Ec. 10.13})$$

Sustituyendo los datos de la ecuación y considerando que se utilizara electrodo E70xx, soldada a todo el ancho de un lado de la placa, se tiene

$$t_e = \frac{17.22}{0.6 \times 70 \times 8 / 2} = 0.1 \text{ pulg.}$$

La soldadura que propondremos es de **1/8 de pulgada**, por ser la menor sugerida en la tabla 7.6 del capítulo 7.

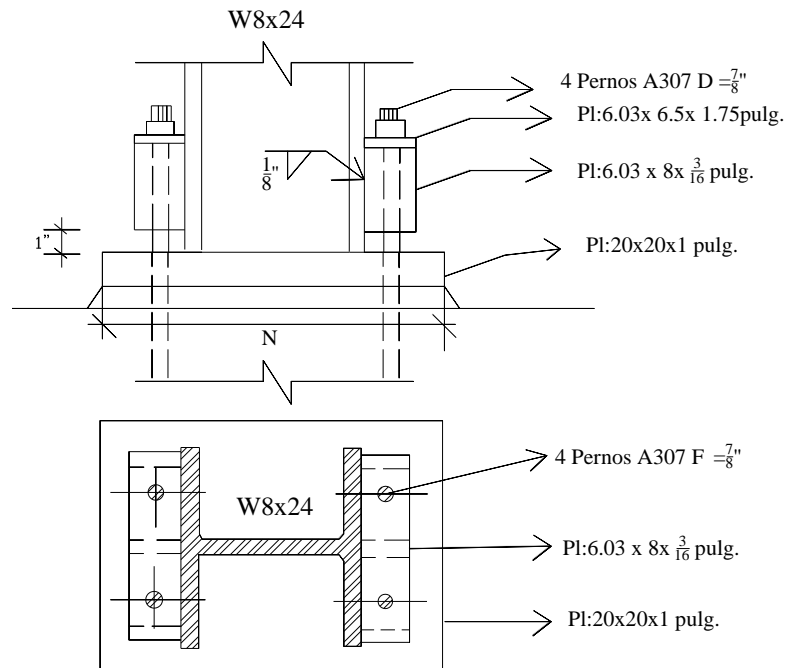


Fig. 10.63 Detalle final de conexión empotrada a placa base método ASD

10.8.2 METODO LRFD.

Una vez corrido el modelo en el programa Etabs 9.2, procedemos a extraer las reacciones de la envolvente de todas las combinaciones de cargas, dichas reacciones ya han sido amplificadas y combinadas en base a las combinaciones de carga del AISC 2005, método LRFD. A continuación presentamos los resultados obtenidos para el marco del eje 1 de la estructura modelada:

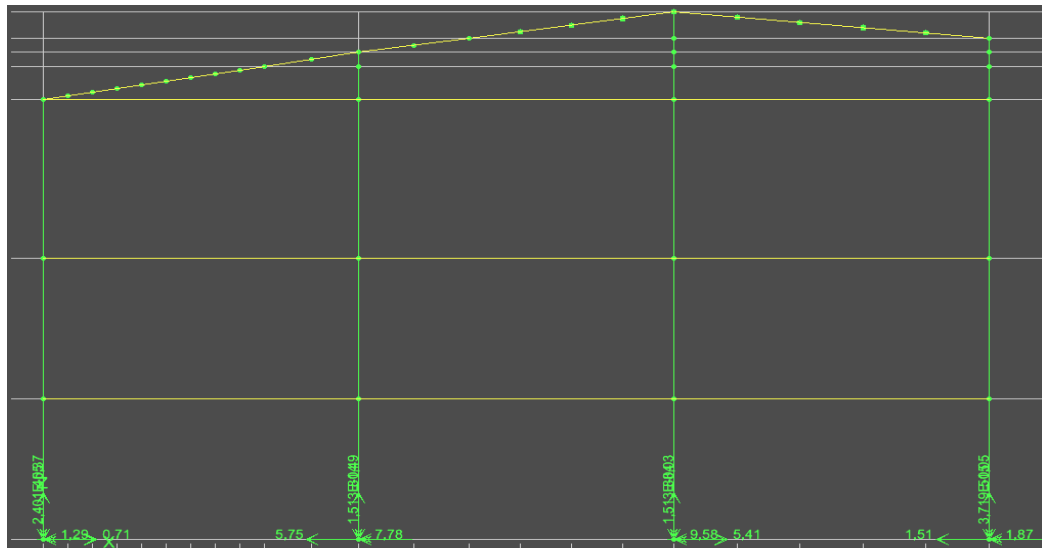


Fig. 10.64 Reacciones del marco del eje 1 (para apoyos empotrados).

Se procederá a diseñar la placa base de la columna del eje 1A, cuyo perfil es un W8x24 cuyos resultados se muestran a continuación:

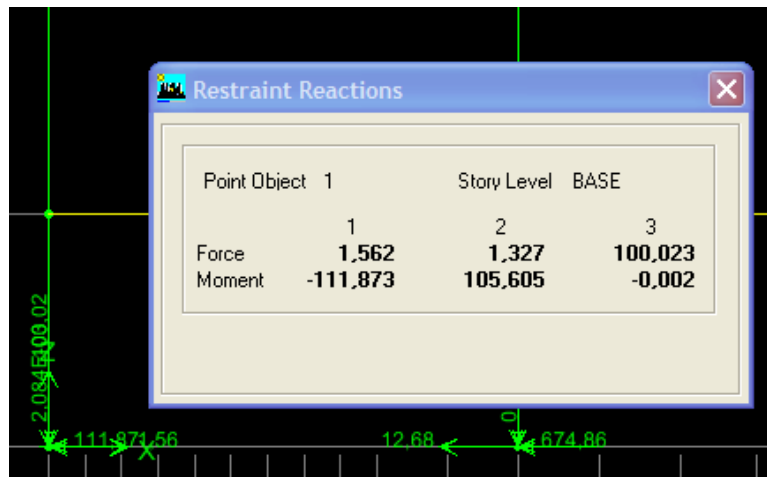


Fig. 10.65 Reacciones del apoyo del eje 1A (Kips y pulgadas).

A continuación se procede a realizar el diseño:

DISEÑO DE LA PLACA BASE

1. Dimensiones en planta de la placa de apoyo de la columna

Se procede a asumir las dimensiones de la placa Nx_B, las cuales según casos prácticos y conociendo que el perfil tiene las dimensiones en planta de 7.93pulg de peralte por 6.50pulg de ancho, se propondrá una placa de 20x20 pulg.

2. Verificación de aplastamiento de base de concreto

La resistencia por aplastamiento esta dada por la siguiente ecuación:

$$P_p = 0.85\Phi f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (\text{Ec. 10.14})$$

Donde:

P_p : Resistencia nominal por aplastamiento

f'_c : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días

A_1 : Área de apoyo

A_2 : Área de total de soporte

Φ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.60

Assumiendo que el pedestal de la fundación tendrá una dimensión de 55cm x 55cm, se tiene:

$$\sqrt{A_2 / A_1} = \sqrt{(21 \times 21) / (20 \times 20)} = 1.05$$

$$P_p = 0.85 \times 0.60 \times 1.81 \times (20 \times 20) \times 1.05 = 387.70 \text{ kips}$$

3. Determinación de excentricidad.

Se debe verificar que la excentricidad este dentro de $N/6$, para asegurar una distribución trapezoidal:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (\text{Ec.10.15})$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{111.87}{100.02} = 1.12 \text{ pulg}$$

Este se encuentra dentro del rango de $N/6$, que tiene un valor de 3.33 pulg.

4. Verificación de los esfuerzos sobre la placa base de apoyo de la columna

$$f_u = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_{uc}}{I} \quad (\text{Ec. 10.16})$$

Sustituyendo los datos tenemos:

$$f_{u \max} = \frac{100.02}{400} + \frac{111.87 \times 10}{\frac{1}{12} (20^4)} = 0.33 \text{ Kips/pulg}^2$$

La resistencia por aplastamiento es de:

$$\Phi F_u = \frac{387}{20 \times 20} = 0.97 \text{ Kips/pulg}^2$$

Esto es satisfactorio.

5. Determinación de los esfuerzos en la placa base de apoyo de la columna

Se obtiene el valor de esfuerzo mínimo actuando sobre la placa, para luego determinar el esfuerzo en el borde del patín de la columna, tal como se muestra a continuación:

$$f_{u \min} = \frac{100.02}{400} - \frac{111.87 \times 10}{\frac{1}{12} (20^4)} = 0.16 \text{ Kips/pulg}^2$$

El esfuerzo en el borde del patín que se encuentra a una distancia de 6.03 pulg del borde de la placa (del eje fuerte a flexión) y que se obtiene por relación de triángulos es: 0.28 Kips/pulg²

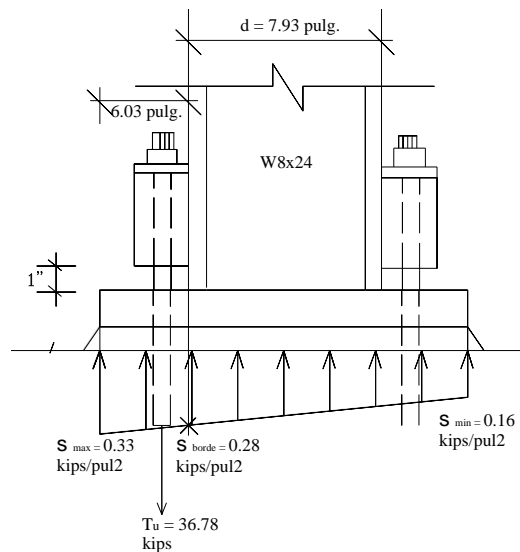


Fig. 10.66 Detalle de distribución de cargas en placa base método LRFD

6. Determinación de los momentos máximos en la placa base de apoyo de la columna.

Esta dada por la siguiente ecuación:

$$M_{u \max} = [0.28)(6.03)(6.03 / 2) + [0.33 - 0.28)(6.03 \times 0.5)(2 / 3)(6.03) = 5.69 \text{ kips-pulg}$$

7. Determinación del espesor de la placa base de apoyo de la columna.

La ecuación es la siguiente:

$$t = \sqrt{\frac{6M_{u \max}}{0.9F_y}} \quad (\text{Ec. 10.17})$$

Sustituyendo los datos en la ecuación, tenemos:

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 5.69}{0.9 \times 36}} = 1.00 \text{ pulg}$$

Se propone un espesor de placa de **20x20 pulg x 1.0 pulg.**

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

1. Ubicación de los pernos en la placa base.

Los pernos los ubicaremos a una distancia de 7.5cm del borde de la placa (sobre el eje fuerte a flexión y en el eje débil a la cuarta parte del ancho de la columna).

2. Determinación de la carga sobre el perno de anclaje.

La fuerza a ser absorbida por el perno será el área bajo la curva de la distribución de presiones entre el borde del patín y el borde de la placa, estos es:

$$T_u = [0.28)(6.03)(20) + [0.33 - 0.28)(6.03 \times 20)(0.50) = 36.78 \text{ kips}$$

3. Determinación del número de pernos de anclaje.

El perno a utilizar será A307, el cual tiene una resistencia a tensión de 45 ksi (8.03 Ton/cm²),

El área requerida de pernos A307 es:

$$A_{perp} = \frac{T_u}{\Phi F_t} \quad (\text{Ec. 10.18})$$

$$A_{perp} = \frac{T_u}{\Phi F_t} = \frac{36.78}{0.75 \times 45} = 1.08 \text{ pulg}^2$$

Utilizaremos 2 Pernos de 7/8 de pulgada ($A_s = 1.20 \text{ pulg}^2$).

Al final se utilizaran **4 pernos A307 de 7/8 de pulgada** como anclaje de la placa de base para columna al pedestal de concreto.

DISEÑO DE LA PLACA HORIZONTAL PARA LA UNION DEL PATIN DE LA COLUMNA A LOS PERNOS DE ANCLAJE.

1. Determinación de la carga de cada perno sobre la placa horizontal.

La carga que cada perno resistirá será de 18.39 Kips ($36.78/2$). La placa se diseñara a flexión bajo tres puntos de apoyos (placas verticales unidas a la columna), esta placa (horizontal) tendrá una longitud de 6.50 pulg de largo por 6.03 pulg de ancho. La placa estará cargada tal como se muestra en la siguiente figura:

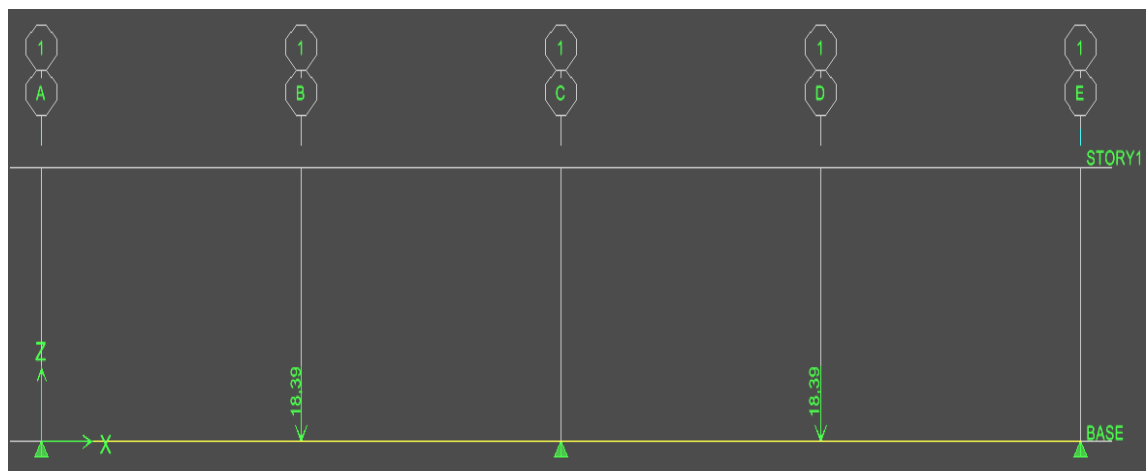


Fig. 10.67 Condición de apoyo y carga para placa horizontal (Kips).

2. Determinación del momento flector máximo sobre la placa

Este es de 14.92kips-pulg, tal como se muestra en la figura siguiente:

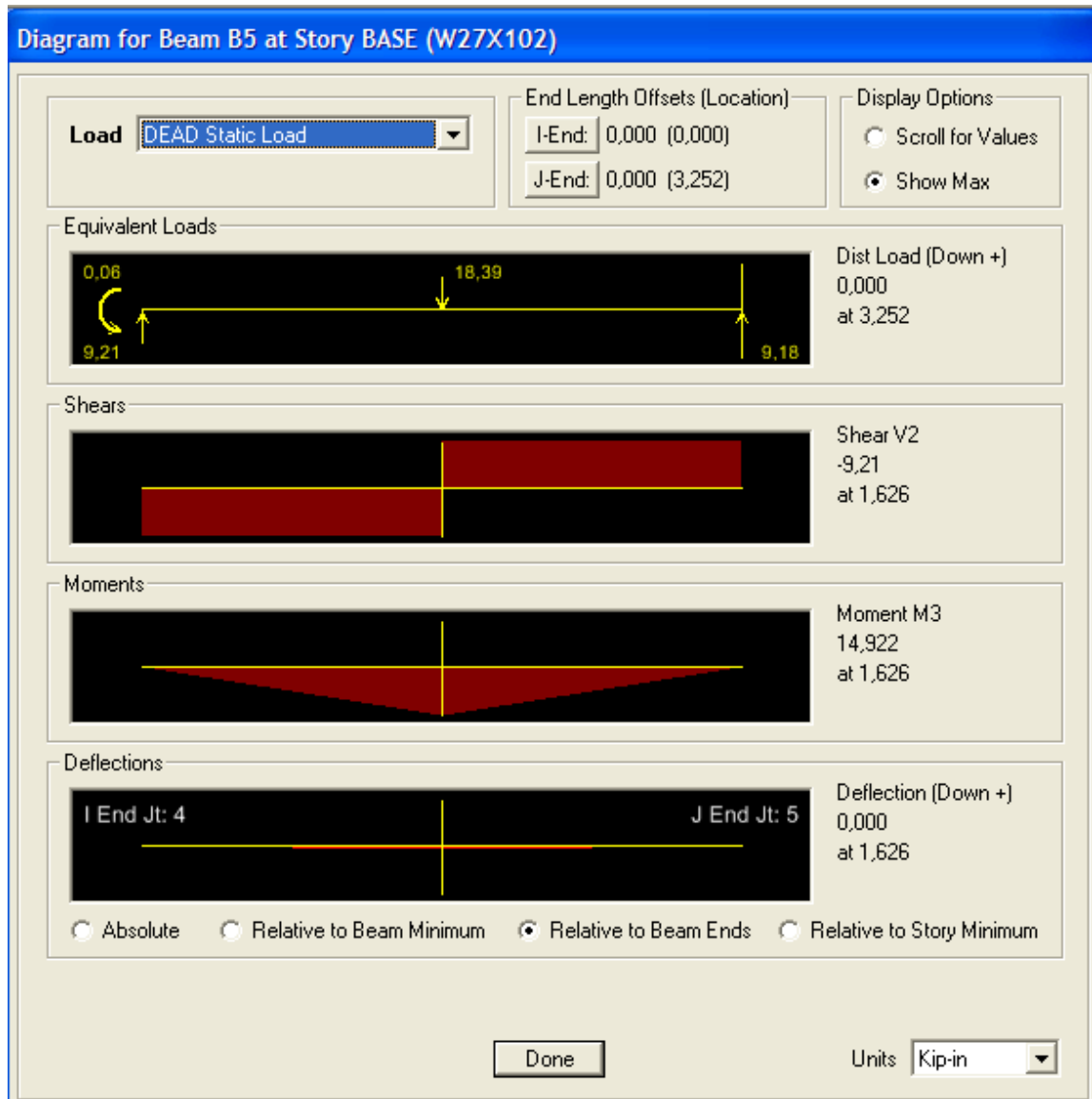


Fig. 10.68 Momento flector sobre placa horizontal (Kips y pulg)

3. Diseño del espesor de la placa

Este se calcula con la siguiente ecuación:

$$t = \sqrt{\frac{6M_{u \max}}{0.9F_y}} \quad (\text{Ec.10.17})$$

Sustituyendo los datos tenemos:

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 14.92}{0.9 \times 36}} = 1.66 \text{ pulg.}$$

La placa que proponemos una placa de **6.03 x 6.5 x 1.75 pulg.**

DISEÑO DE LAS PLACAS VERTICALES PARA UNIÓN DE PLACA HORIZONTAL CON PATÍN DE COLUMNA.

1. Determinación de la carga a resistir por las placas verticales.

Las placas se diseñaran con la reacción de la placa horizontal más desfavorable, que corresponde a 18.43 kips, tal como se muestra en la siguiente figura:

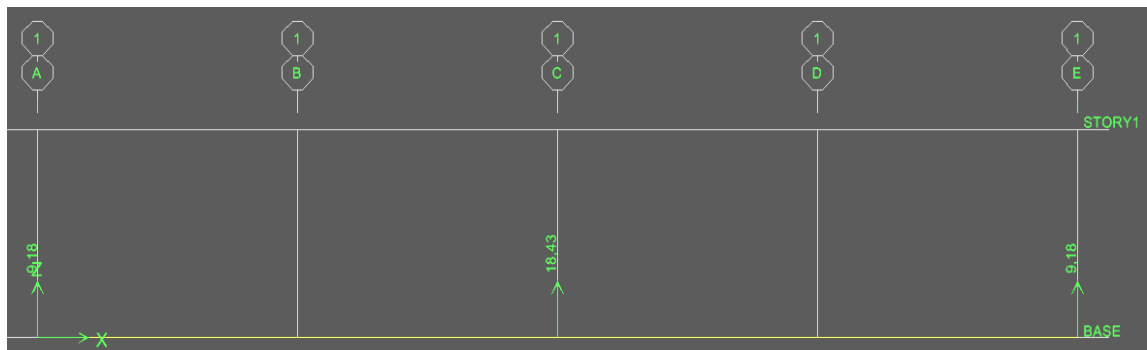


Fig. 10.69 Reacciones sobre placas verticales (Kips).

2. Dimensión de las placas verticales.

La placa tendrá las dimensiones de 6.03 pulgadas de ancho por 8 pulgadas de alto (la placa queda 1 pulgada arriba de la placa base de la columna)

3. Diseño de las placas verticales.

Se diseñara el espesor de la placa vertical por la ecuación de resistencia del metal base a cortante vista en el capítulo 7, como se muestra a continuación:

$$t_{esp} = \frac{V_u}{0.54 F_u L} \quad (\text{Ec. 10.19})$$

$$t_{esp} = \frac{V_u}{0.54 F_u L} = \frac{18.43}{0.54 \times 70 \times 8} = 0.06 \text{ pulg.}$$

Utilizaremos una placa de **6.03 x 8 x 3/16 Pulgadas.**

Se diseñara la soldadura mediante la ecuación de resistencia a la soldadura del capítulo 7, como se muestra a continuación:

$$t_e = \frac{R_u}{0.6\Phi F_{EXX}l_w} \quad (\text{Ec. 10.20})$$

Sustituyendo los datos de la ecuación y considerando que se utilizara electrodo E70xx, soldada a todo el ancho de un lado de la placa, se tiene

$$t_e = \frac{18.43}{0.6 \times 0.75 \times 70 \times 8} = 0.073 \text{ pulg.}$$

La soldadura que propondremos es de **1/8 de pulgada**, por ser la menor sugerida en la tabla 7.6 del capítulo 7.

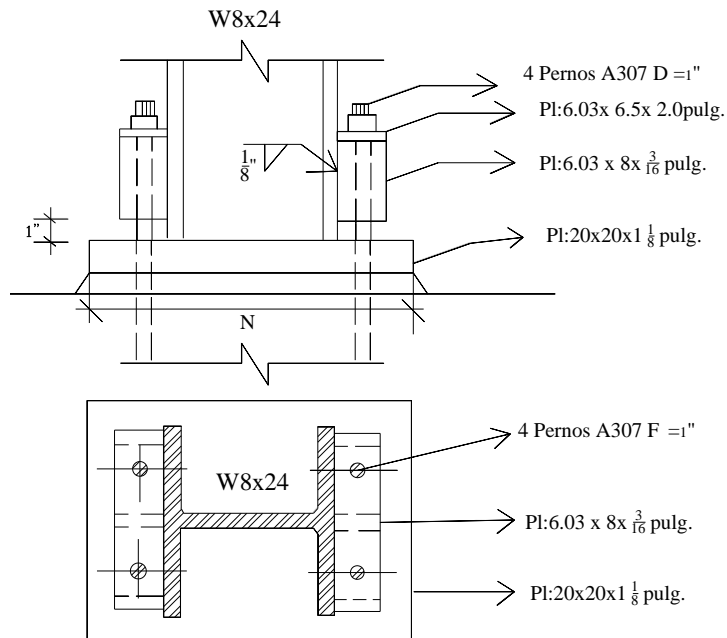


Fig. 10.70 Detalle final de conexión empotrada a placa base método LRFD

10.9 DISEÑO DE CONEXION PLACA BASE DE COLUMNA PARA CONDICION DE APOYOS ARTICULADOS.

10.9.1 METODO ASD.

Una vez corrido el modelo en el programa Etabs 9.2, procedemos a extraer las reacciones de la envolvente de todas las combinaciones de cargas, dichas reacciones ya han sido amplificadas y combinadas en base a

las combinaciones de carga del AISC 2005, método ASD. A continuación presentamos los resultados obtenidos para el marco del eje 1 de la estructura modelada:

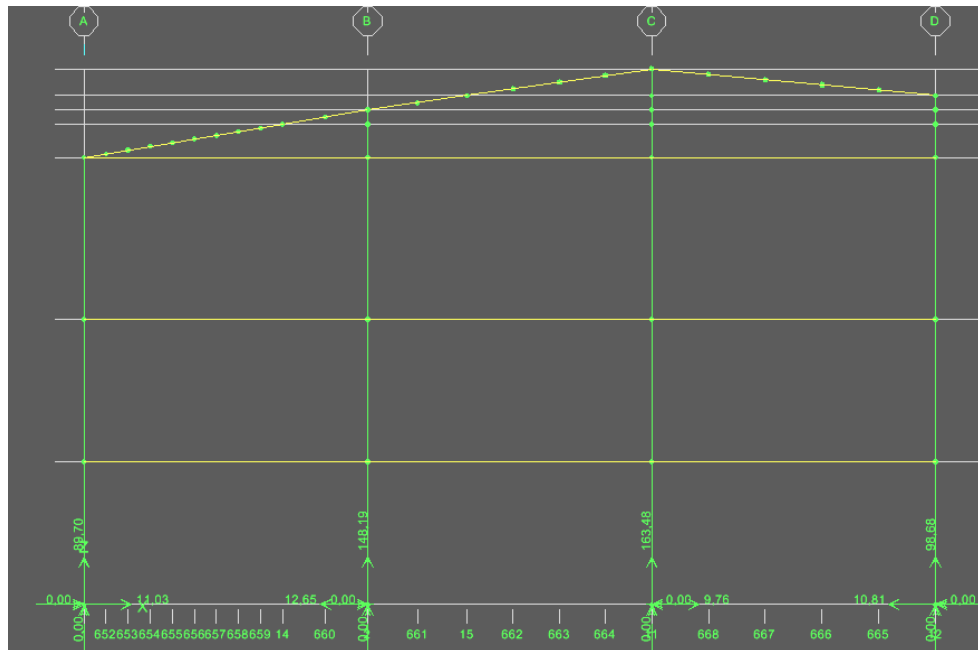


Fig. 10.71 Reacciones del marco del eje 1 (para apoyos articulados).

Se procederá a diseñar la placa base de la columna del eje 1A, cuyo perfil es un W14x90 cuyos se resultados se muestran a continuación:

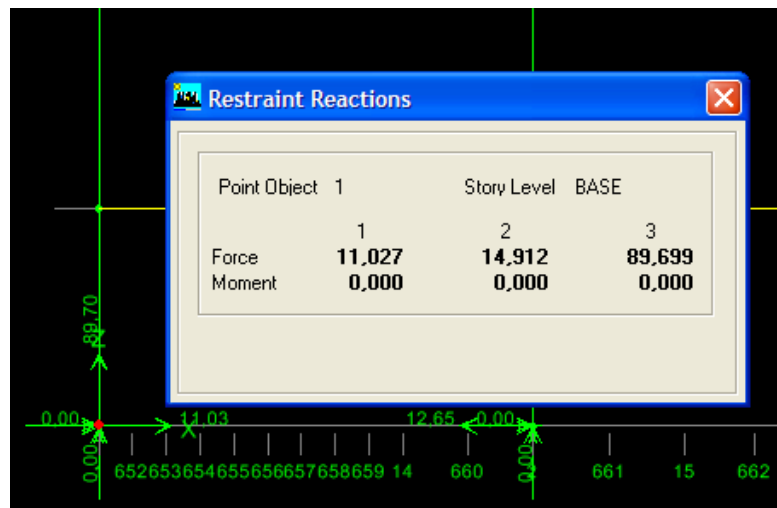


Fig. 10.72 Reacciones del apoyo del eje 1A (Kips y pulgadas).

A continuación se procede a realizar el diseño:

DISEÑO DE PLACA BASE

1. Dimensiones en planta de la placa de apoyo de la columna

Se procede a asumir las dimensiones de la placa Nx_B, las cuales según casos prácticos y conociendo que el perfil tiene las dimensiones en planta de 14 pulgadas de peralte y x 14.50 pulgadas de ancho, se propondrá una placa de 50 pulgadas por 50 pulgadas.

2. Verificación de aplastamiento de base de concreto

La resistencia por aplastamiento esta dada por la siguiente ecuación:

$$P_p = 0.35 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (\text{Ec. 10.7})$$

Donde:

P_p : Resistencia nominal por aplastamiento

f'_c : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días

A_1 : Área de apoyo

A_2 : Área de total de soporte

Asumiendo que el pedestal de de la fundación tendrá una dimensión de 55cm x 55cm, se tiene:

$$\sqrt{A_2 / A_1} = \sqrt{(21 \times 21) / (20 \times 20)} = 1.05$$

$$P_p = 0.35 \times 1.81 \times (20 \times 20) \times 1.05 = 266.07 \text{ kips}$$

3. Determinación del espesor de la placa base.

La ecuación que determina el peralte de la placa esta dada por la siguiente ecuación:

$$t = l \sqrt{\frac{3.33 P_a}{F_y N B}} \quad (\text{Ec. 10.21})$$

Donde:

l = corresponde al mayor valor obtenido entre: “ m ”, “ n ” y λn

Donde:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 10.22})$$

Donde:

$$X = \left(\frac{4db_f}{\pi + b_f^2} \right) \frac{\Omega Pa}{Pp} \quad (\text{Ec. 10.23})$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (\text{Ec. 10.24})$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} \quad (\text{Ec. 10.25})$$

$$n' = \frac{1}{4} \sqrt{db_f} \quad (\text{Ec. 10.26})$$

Sustituyendo los valores en las ecuaciones anteriores, tenemos:

$$m = \frac{20 - 0.95 \times 14}{2} = 3.35 \text{ pulg.}$$

$$n = \frac{20 - 0.8 \times 14.5}{2} = 4.2 \text{ pulg.}$$

$$n' = \frac{1}{4} \sqrt{14 \times 14.5} = 3.56 \text{ pulg.}$$

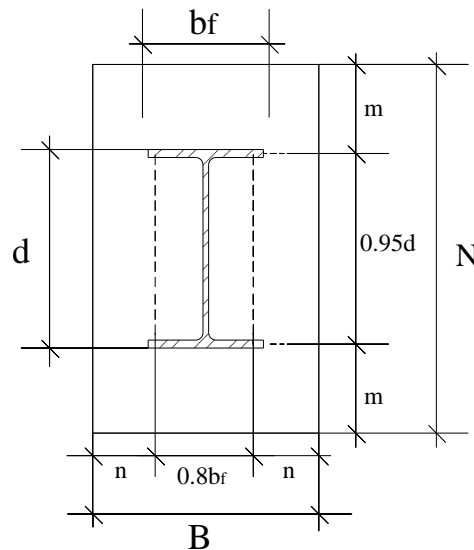


Fig. 10.73 Detalle de franjas en voladizo “m” y “n”

Como simplificación conservadora, hagamos $\lambda = 1.0$

Sustituyendo los para el cálculo del espesor de la placa tenemos:

$$t = 4.2 \sqrt{\frac{3.33 \times 89.70}{36 \times 20 \times 20}} = 0.60 \text{ pulg.}$$

Se propone utilizar una placa de **20 x 20 x 3/4 Pulgadas.**

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

1. Carga de diseño de perno de anclaje

Este se diseñara para resistir la carga cortante a la que estará expuesto, la cual tiene un valor de 14.91 kips.

2. Determinación del número de pernos de anclaje requeridos.

Se utilizaran pernos A307, el cual tiene una resistencia al cortante de 24 ksi, por tanto, el área total de dichos pernos es:

$$A_{req} = \frac{V_a}{F_v / \Omega} \quad (\text{Ec. 10.27})$$

Sustituyendo los datos en la ecuación, tenemos:

$$A_{req} = \frac{14.91}{24 / 2} = 1.24 \text{ pugl}^2$$

Se proponen **4 Pernos A307 de 3/4 pulgadas (1.77 pulg²).**

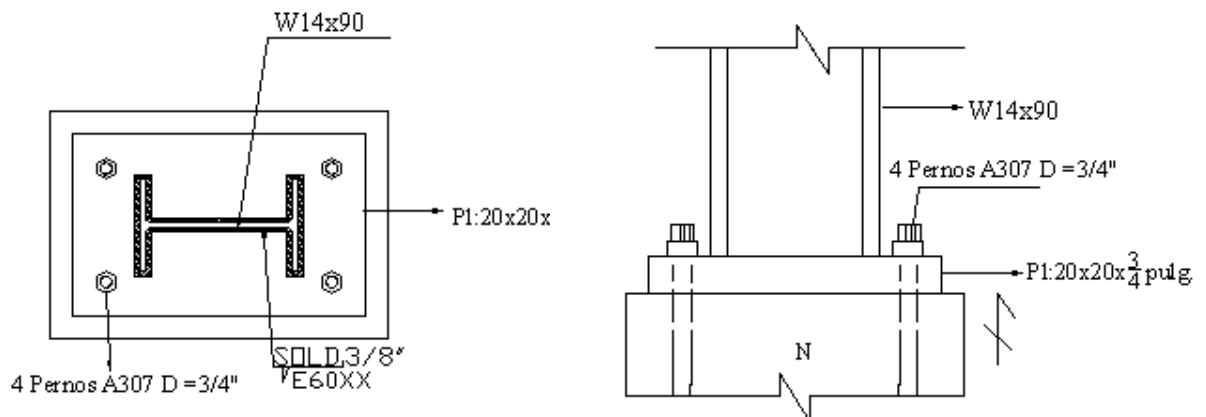


Fig. 10.74 Detalle final de conexión articulada a placa base método ASD

10.9.2 METODO LRFD.

Una vez corrido el modelo en el programa Etabs 9.2, procedemos a extraer las reacciones de la envolvente de todas las combinaciones de cargas, dichas reacciones ya han sido amplificadas y combinadas en base a las combinaciones de carga del AISC 2005, método LRFD. A continuación presentamos los resultados obtenidos para el marco del ejes 1 de la estructura modelada:

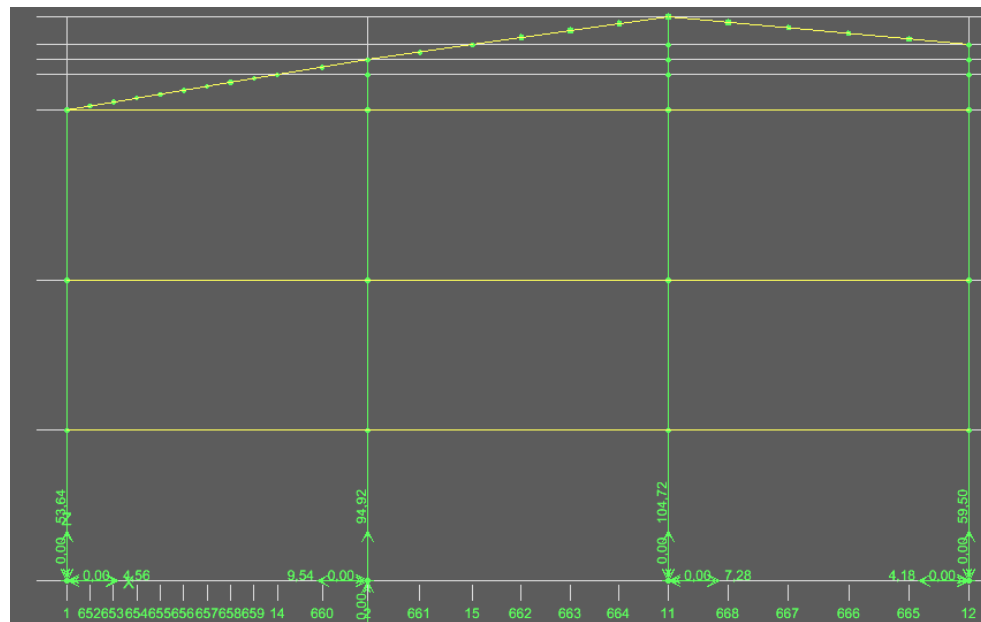


Fig. 10.75 Reacciones del marco del eje 1 (para apoyos empotrados).

Se procederá a diseñar la placa base de la columna del eje 1A, cuyo perfil es un W12x65 cuyos se resultados se muestran a continuación:

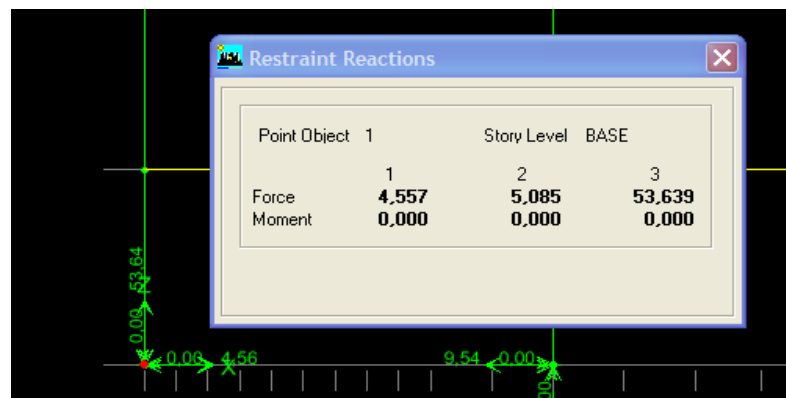


Fig. 10.76 Reacciones del apoyo del eje 1A (Kips y pulgadas).

A continuación se procede a realizar el diseño:

DISEÑO DE PLACA BASE

1. Dimensiones en planta de la placa de apoyo de la columna

Se procede a asumir las dimensiones de la placa Nx B, las cuales según casos prácticos y conociendo que el perfil tiene las dimensiones en planta de 12.1 pulgadas de peralte y x 12 pulgadas de ancho, se propondrá una placa de 50 pulgadas por 50 pulgadas.

2. Verificación de aplastamiento de base de concreto

La resistencia por aplastamiento esta dada por la siguiente ecuación:

$$P_p = 0.85\Phi f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (\text{Ec. 10.14})$$

Donde:

P_p : Resistencia nominal por aplastamiento

f'_c : Resistencia a compresión del concreto a los 28 días

A_1 : Área de apoyo

A_2 : Área de total de soporte

Asumiendo que el pedestal de de la fundación tendrá una dimensión de 55cm x 55cm, se tiene:

$$\sqrt{A_2 / A_1} = \sqrt{(21 \times 21) / (20 \times 20)} = 1.05$$

$$P_p = 0.85 \times 0.60 \times 1.81 \times (20 \times 20) \times 1.05 = 387.70 \text{ kips}$$

3. Determinación del espesor de la placa base.

La ecuación que determina el peralte de la placa esta dada por la siguiente ecuación:

$$t = l \sqrt{\frac{2Pu}{0.9F_y NB}} \quad (\text{Ec. 10.28})$$

Donde:

l = corresponde al mayor valor obtenido entre: "m", "n" y λn

Donde:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 10.22})$$

Donde:

$$X = \left(\frac{4dbf}{\phi + bf} \right) \frac{Pu}{\Phi Pp} \quad (\text{Ec. 10.29})$$

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (\text{Ec. 10.24})$$

$$n = \frac{B - 0.8bf}{2} \quad (\text{Ec. 10.25})$$

$$n' = \frac{1}{4} \sqrt{dbf} \quad (\text{Ec. 10.26})$$

Sustituyendo los valores en las ecuaciones anteriores, tenemos:

$$m = \frac{20 - 0.95 \times 12.1}{2} = 4.25 \text{ pulg.}$$

$$n = \frac{20 - 0.8 \times 12}{2} = 5.2 \text{ pulg.}$$

$$n' = \frac{1}{4} \sqrt{12 \times 12.1} = 3.01 \text{ pulg}$$

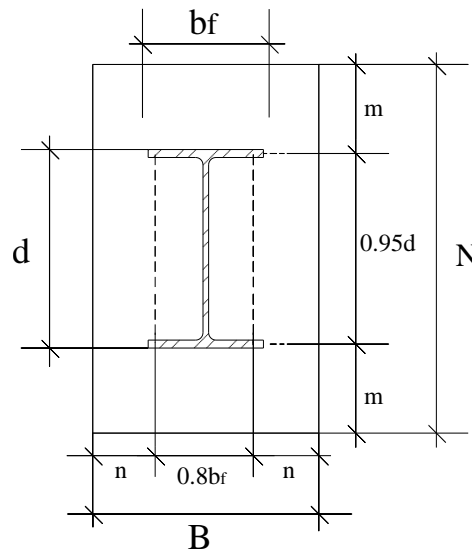


Fig. 10.77 Detalle de franjas en voladizo “m” y “n”

Como simplificación conservadora, hagamos $\lambda = 1.0$

Sustituyendo los para el cálculo del espesor de la placa tenemos:

$$t = 5.2 \sqrt{\frac{2 \times 53.64}{0.9 \times 36 \times 20 \times 20}} = 0.47 \text{ pulg.}$$

Se propone utilizar una placa de **20 x 20 x 1/2 Pulgadas**.

DISEÑO DE PERNOS DE ANCLAJE

1. Carga de diseño de perno de anclaje.

Este se diseñara para resistir la carga cortante a la que estará expuesto, la cual tiene un valor de 5.09 kips.

2. Determinación del número de pernos de anclaje requeridos.

Se utilizaran pernos A307, el cual tiene una resistencia al cortante de 24 ksi, por tanto, el área total de dichos pernos es:

$$A_{req} = \frac{V_u}{\Phi F_v} \quad (\text{Ec. 10.30})$$

Sustituyendo los datos en la ecuación, tenemos:

$$A_{req} = \frac{50.9}{0.75 \times 24} = 0.28 \text{ pugl.}^2$$

Se proponen **4 Pernos A307 de 1/2 pulgadas (0.79 pugl²)**.

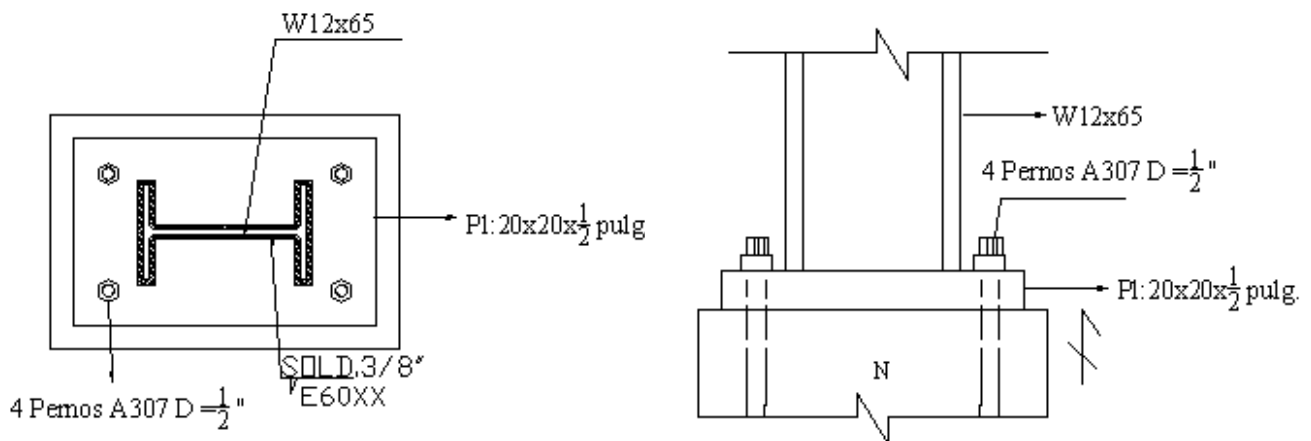


Fig. 10.78 Detalle final de conexión articulada a placa base método ASD

CAPITULO XI
CONCLUSIONES.

A continuación presentamos de forma resumida los resultados obtenidos de la estructura modelada en el capítulo X, bajo las dos metodologías de diseño bajo la condiciones de apoyos empotrados y articulados:

Tabla 11.1 Resumen comparativo de metodología ASD y LRFD Modelada en el capítulo X.

Elemento	Peso en toneladas			
	Método ASD empotrado	Método LRFD empotrado	Método ASD articulado	Método LRFD articulado
Vigas	53,372	51,392	59,206	57,967
Columnas	33,751	39,504	34,426	39,65
Polines	7,041	7,041	7,041	7,041
Viga inclinada	2,681	2,681	2,681	2,681
Total	96,845	100,618	103,354	107,339

1. El uso de la nueva especificación AISC 2005 metodología LRFD para el diseño de elementos sometidos compresión axial con un mismo valor de longitud efectiva “KL produce diseños menos pesados que los obtenidos por las edición AISC 2003, por lo que para el diseño y revisión de columnas se puede utilizar las especificaciones anteriores al AISC 2005 pues producen resultados mas conservadoras
2. Existe una actualización de las ecuaciones para determinar la resistencia de columnas en la especificación del AISC 2005 con respecto a la especificación anterior (2003), para los cuales la resistencia es ahora en función de la ecuación de Euler.
3. Las ecuaciones para el calculo de la resistencia de los elementos sometidos a flexión (independientemente del estado de falla) de la nueva especificación AISC 2005 varían con respecto a la ultima edición AISC 2003 (Metodología LRFD) y en mayor medida con la edición del AISC 1989 (Metodología ASD). Con las nuevas tablas de resistencia de elementos sometidos a flexión para un mismo perfil con un mismo valor de longitud no soportada, se pudo observar que las variaciones de la resistencia a flexión de la especificación AISC 2005, para el caso de la metodología LRFD produce una disminución en la resistencia de aproximadamente el 1.33% con respecto a la especificación

AISC 2003 y para el caso de la metodología ASD la nueva especificación AISC 2005 produce una resistencia mayor en un 8.20% con respecto a la especificación de AISC 1989.

4. El factor de seguridad para el método ASD de la especificación AISC 2005 en el caso de los elementos a sometidos a flexión varia para el caso de los elementos compactos, pues en la publicación del AISC 1989 este era de 1.50 y el reciente es 1.67, sin embargo, los diseños realizados con la Especificación AISC 2005 son menos sobrados que los obtenidos por la especificaciones AISC 1989, esto se debe principalmente al cambio en la magnitud de los factores de amplificación de carga en las combinaciones de una especificación con respecto a la otra. En cuanto al factor de reducción de resistencia presentados por el AISC 2005 es similar al presentado por el AISC 2003 (LRFD).
5. El diseño de los elementos vigas-columnas no es mas que la selección de un perfil cualquiera que cumpla con la ecuación de interacción, dicha ecuación de interacción es la misma que la estipulada en la especificación 2003 (LRFD), pero diferente a la publicada en la ultima edición del método ASD AISC 1989.
6. En la última especificación AISC 2005, para el caso de elementos sometidos a flexo-compresión existe una variación en el efecto del segundo orden, pues ahora se incluye una amplificación de la carga axial para el caso del desplazamiento lateral, de manera que ya no solo se trata de amplificación de momento, sino que también de carga axial.
7. El AISC 2005 ya incluye las tablas para la revisión de los perfiles “W” sometidos a la acción de carga axial y momento flector, lo cual hace más eficiente el diseño de estos elementos que no se incluía en las especificaciones AISC anteriores.
8. El uso de la nueva especificación AISC 2005 para el diseño de elementos sometidos a flexo-compresión para el caso de la metodología LRFD produce diseños mas pesados que los obtenidos por las edición AISC 2003, esto hace necesario cambiar de manera rápida al uso de la especificación AISC 2005, con el propósito de obtener diseños mas seguros.

9. En cuanto a la metodología ASD, para el diseño de elementos sometidos a flexo-compresión la nueva especificación AISC 2005 realiza diseños mas económicos que los realizados por la ultima edición del AISC 1989 (que utilizaba metodología ASD)
10. La metodología de diseño LRFD produce diseño de conexiones mucho más económicas que las establecidas por la metodología ASD, como se pudo observar en los resultados de diseño de los ejemplos del capítulo “VII” de conexiones.
11. De manera global se puede observar que la metodología de factores de carga y resistencia LRFD (independientemente de las condiciones de los apoyos), produce diseños mas pesados que varia alrededor del 3% al 4% con respecto a la metodología de esfuerzos admisibles ASD (para condiciones de un edificio de oficinas y una relación carga viva a muerta de aproximadamente 0,43). Evaluando la diferencia del porcentaje, se puede observar que la variación es poca, siendo no trascendental, por lo que se puede concluir que ambas metodologías están calibradas para establecer los mismos resultados, por otra parte este valor del 3 al 4 % de variación, en términos de costo podría ser despreciable con respecto al costo total de una obra.
12. De manera global se puede observar que los diseños bajo condiciones de apoyos empotrados (independientemente de la metodología utilizada) produce un diseño final mas ligero, que varia alrededor del 6% con respecto al diseño de estructuras bajo condiciones de apoyos articuladas (para condiciones de un edificio de oficinas y una relación carga viva a muerta de aproximadamente 0,43).
13. Con respecto a los resultados obtenidos de las vigas diseñadas por las dos metodologías de diseños y bajo las condiciones de apoyos empotrado y articulados, se puede observar que se sigue la tendencia que el método ASD produce diseños mas pesados que el método LRFD bajo las mismas condiciones de apoyos, pero no así el hecho de comparar los resultados de las misma metodologías bajo condiciones de apoyos diferentes, es decir, que en la condición de apoyos empotrados en el caso de vigas, se producen diseños mas pesados que para las condiciones de apoyos articulados, independientemente de la metodología utilizada.

14. Con respecto a los resultados de las columnas, se puede observar que cambia la tendencia de la ventaja del método LRFD con respecto al ASD, pues encontramos que el método de factores de carga y resistencia LRFD produce diseño de elementos mas pesados bajo las mismas condiciones de apoyos que los diseñados por el método de esfuerzos admisibles (ASD). Por otra parte se observa que los diseños establecidos bajo condiciones de apoyos articulados (independientemente del método de diseño utilizado), producen diseño de elementos mas pesado que los establecidos para la condición de apoyos empotrado.
15. En cuanto al diseño de las conexiones resistentes a momento para la unión de vigas a columnas, se puede observar que la metodología LRFD produce diseños de conexiones menos reforzadas que las diseñadas con respecto al método ASD (independientemente de la condiciones de apoyos de columnas).
16. Como se pudo observar en el capítulo 10.7, la relación de la ecuación de interacción para elementos flexionados con respecto a sus dos ejes centroidales, es muy similar para el uso de ambas metodologías aunque en realidad la metodología ASD presenta una pequeña ventaja, lo que indica que para el diseño de elementos flexionados con respecto al eje fuerte y débil (sean columnas, polines, etc.) la metodología ASD produce diseño menos pesado.
17. En cuanto al diseño de la estructura compuesta de viga macomber, se puede observar que utilizando el método ASD se produce una sección mas pesada que la establecida con el método LRFD, obviamente esto no es representativo por lo que no podemos obtener una conclusión clara al respecto.
18. Debido al principio que se maneja en el diseño de estructuras “Columna fuertes viga débil”, es decir, que el elemento mas importante dentro de una estructura, que debe ser el mas resistente antes las solicitaciones de carga son las columnas, y en base a lo mostrado en la tabla de resultados finales del modelo real analizado y diseñado del sub capítulo 10.8, se puede concluir, que la metodología de diseño por factores de carga y resistencia “LRFD” de la especificación AISC 2005 produce diseños mas conservadores y seguros por lo que debería ser la metodología en primera instancia a ser utilizada para el diseño de estructuras seguras.

CAPITULO XII
RECOMENDACIONES.

1. Se recomienda utilizar la nueva Especificación del Instituto Americano de Construcción en Acero AISC 2005 para el diseño de elementos sometidos a compresión axial, debido a las modificaciones hechas en el cálculo de la resistencia nominal, con respecto a las versiones anteriores.
2. Recomendamos utilizar las nuevas tablas incorporadas en el AISC 2005 para el diseño de elementos sometidos al efecto combinado de carga axial y momento flector, ya que hace más eficiente el proceso de diseño.
3. Recomendamos utilizar para el diseño de estructuras de acero la metodología de factores de carga y resistencia, pues proporciona elementos mas reforzados (hasta cierto punto da un grado mayor de confiabilidad en cuanto a la seguridad) para el caso de las columnas (elementos fuertes), garantizando el principio de Columna fuerte, viga débil.
4. Se recomienda diseñar todas la vigas para que resistan por si solo (no de manera compuesta con la losa de concreto) las cargas de montaje durante la construcción, incluyendo el peso de la losa hasta los 28 días, que es donde alcanza el concreto su resistencia de diseño, o bien, asegurarse al momento de la construcción de la losa, si la capacidad de viga es la adecuada para resistir dichas cargas y no ser apuntalada.
5. Se recomienda utilizar de manera específica los detalles propuestos por el AISC para asegurar la condición de apoyos empotrados o articulados en las placas base para columnas, de manera de asegurar en la mayor medida posible el comportamiento con el que la estructura fue modelada y evitar así diferencias entre el comportamiento real y el que se proyecto.
6. Se pudo observar que para el diseño de los elementos estructurales de techos (vigas macomber, polines espaciales, polines "C", tirantes y arriostramientos horizontales), los resultados obtenidos de diseño por cada unas de las metodologías básicamente fueron los mismos, y esto debido a que las cargas a la que estas se ven sometidas son cargas casi constantes debidos a las distribuciones establecidas de estructuración, por lo que recomendamos, el poder realizar el diseño de dichos elementos por cualquiera de las metodologías de diseño propuestos y no mentalizarse a utilizar solamente el medado ASD por considerarse mas conservador.

7. Se recomienda verificar y cumplir con las derivas de entrepiso permisibles establecida por nuestra Norma Técnica para el Diseño por Sismo, y garantizar así no solo la resistencia de la estructura sino también la funcionalidad y para el caso que el diseño que el sistema estructura propuesto no cumpla con la funcionalidad establecida, se recomienda utilizar sistemas auxiliares (paredes de carga, crucetas, etc.), para contrarrestar las derivas de manera de no alterar la estructura y el diseño propuesto (mediante el incrementos de las secciones de los elementos estructurales) pues produciría incremento de peso que haría cambio toda la configuración del la fuerza sísmica actuante, que incrementaría de gran manera el costo de la estructura.
8. Se recomienda estar al pendiente de las actualizaciones presentadas por el Instituto Americano de Construcciones en Acero y darle seguimiento a los manuales de diseño que esta institución publica periódicamente.

ANEXOS

A.1 TABLA DE PROPIEDADES DE PERFILES

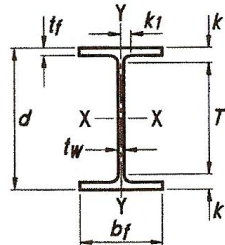


Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A in. ²	Depth, d in.	Web				Flange				Distance				Work-able Gage in.
			Thickness, tw in.	tw/2 in.	Width, bf in.	Thickness, tf in.	k		k1 in.	T in.					
							kdes in.	kdet in.							
W21×93	27.3	21.6	21 ⁵ / ₈	0.580	9/16	5/16	8.42	8 ³ / ₈	0.930	1 ⁵ / ₁₆	1.43	1 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	18 ³ / ₈	5 ¹ / ₂
×83 ^c	24.3	21.4	21 ³ / ₈	0.515	1/2	1/4	8.36	8 ³ / ₈	0.835	1 ³ / ₁₆	1.34	1 ¹ / ₂	7/8		
×73 ^c	21.5	21.2	21 ¹ / ₄	0.455	7/16	1/4	8.30	8 ¹ / ₄	0.740	3/4	1.24	1 ⁷ / ₁₆	7/8		
×68 ^c	20.0	21.1	21 ¹ / ₈	0.430	7/16	1/4	8.27	8 ¹ / ₄	0.685	1 ¹ / ₁₆	1.19	1 ³ / ₈	7/8		
×62 ^c	18.3	21.0	21	0.400	3/8	3/16	8.24	8 ¹ / ₄	0.615	5/8	1.12	1 ⁵ / ₁₆	1 ³ / ₁₆		
×55 ^c	16.2	20.8	20 ³ / ₄	0.375	3/8	3/16	8.22	8 ¹ / ₄	0.522	1/2	1.02	1 ³ / ₁₆	1 ³ / ₁₆		
×48 ^{c,f}	14.1	20.6	20 ⁵ / ₈	0.350	3/8	3/16	8.14	8 ¹ / ₈	0.430	7/16	0.930	1 ¹ / ₈	1 ³ / ₁₆	↓	↓
W21×57 ^c	16.7	21.1	21	0.405	3/8	3/16	6.56	6 ¹ / ₂	0.650	5/8	1.15	1 ⁵ / ₁₆	1 ³ / ₁₆	18 ³ / ₈	3 ¹ / ₂
×50 ^c	14.7	20.8	20 ⁷ / ₈	0.380	3/8	3/16	6.53	6 ¹ / ₂	0.535	9/16	1.04	1 ¹ / ₄	1 ³ / ₁₆	↓	↓
×44 ^c	13.0	20.7	20 ⁵ / ₈	0.350	3/8	3/16	6.50	6 ¹ / ₂	0.450	7/16	0.950	1 ¹ / ₈	1 ³ / ₁₆	↓	↓
W18×311 ^h	91.6	22.3	22 ³ / ₈	1.52	1 ¹ / ₂	3/4	12.0	12	2.74	2 ³ / ₄	3.24	3 ⁷ / ₁₆	1 ³ / ₈	15 ¹ / ₂	5 ¹ / ₂
×283 ^h	83.3	21.9	21 ⁷ / ₈	1.40	1 ³ / ₈	1 ¹ / ₁₆	11.9	11 ⁷ / ₈	2.50	2 ¹ / ₂	3.00	3 ³ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆		
×258 ^h	75.9	21.5	21 ¹ / ₂	1.28	1 ¹ / ₄	5/8	11.8	11 ³ / ₄	2.30	2 ⁵ / ₁₆	2.70	3	1 ¹ / ₄		
×234 ^h	68.8	21.1	21	1.16	1 ³ / ₁₆	5/8	11.7	11 ⁵ / ₈	2.11	2 ¹ / ₈	2.51	2 ³ / ₄	1 ³ / ₁₆		
×211	62.1	20.7	20 ⁵ / ₈	1.06	1 ¹ / ₁₆	9/16	11.6	11 ¹ / ₂	1.91	1 ¹⁵ / ₁₆	2.31	2 ⁹ / ₁₆	1 ³ / ₁₆		
×192	56.4	20.4	20 ³ / ₈	0.960	1 ⁵ / ₁₆	1/2	11.5	11 ¹ / ₂	1.75	1 ³ / ₄	2.15	2 ⁷ / ₁₆	1 ¹ / ₈	↓	
×175	51.3	20.0	20	0.890	7/8	7/16	11.4	11 ³ / ₈	1.59	1 ⁹ / ₁₆	1.99	2 ⁷ / ₁₆	1 ¹ / ₄	15 ¹ / ₈	
×158	46.3	19.7	19 ³ / ₄	0.810	1 ³ / ₁₆	7/16	11.3	11 ¹ / ₄	1.44	1 ⁷ / ₁₆	1.84	2 ³ / ₈	1 ¹ / ₄		
×143	42.1	19.5	19 ¹ / ₂	0.730	3/4	3/8	11.2	11 ¹ / ₄	1.32	1 ⁵ / ₁₆	1.72	2 ³ / ₁₆	1 ³ / ₁₆		
×130	38.2	19.3	19 ¹ / ₄	0.670	1 ¹ / ₁₆	3/8	11.2	11 ¹ / ₈	1.20	1 ³ / ₁₆	1.60	2 ¹ / ₁₆	1 ³ / ₁₆		
×119	35.1	19.0	19	0.655	5/8	5/16	11.3	11 ¹ / ₄	1.06	1 ¹ / ₁₆	1.46	1 ¹⁵ / ₁₆	1 ³ / ₁₆		
×106	31.1	18.7	18 ³ / ₄	0.590	9/16	5/16	11.2	11 ¹ / ₄	0.940	1 ⁵ / ₁₆	1.34	1 ¹³ / ₁₆	1 ¹ / ₈		
×97	28.5	18.6	18 ⁵ / ₈	0.535	9/16	5/16	11.1	11 ¹ / ₈	0.870	7/8	1.27	1 ³ / ₄	1 ¹ / ₈		
×86	25.3	18.4	18 ³ / ₈	0.480	1/2	1/4	11.1	11 ¹ / ₈	0.770	3/4	1.17	1 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆		
×76 ^c	22.3	18.2	18 ¹ / ₄	0.425	7/16	1/4	11.0	11	0.680	1 ¹ / ₁₆	1.08	1 ⁹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	↓	↓
W18×71	20.8	18.5	18 ¹ / ₂	0.495	1/2	1/4	7.64	7 ⁵ / ₈	0.810	1 ³ / ₁₆	1.21	1 ¹ / ₂	7/8	15 ¹ / ₂	3 ¹ / ₂ ⁹
×65	19.1	18.4	18 ³ / ₈	0.450	7/16	1/4	7.59	7 ⁵ / ₈	0.750	3/4	1.15	1 ⁷ / ₁₆	7/8		
×60 ^c	17.6	18.2	18 ¹ / ₄	0.415	7/16	1/4	7.56	7 ¹ / ₂	0.695	1 ¹ / ₁₆	1.10	1 ³ / ₈	1 ³ / ₁₆		
×55 ^c	16.2	18.1	18 ¹ / ₈	0.390	3/8	3/16	7.53	7 ¹ / ₂	0.630	5/8	1.03	1 ⁵ / ₁₆	1 ³ / ₁₆		
×50 ^c	14.7	18.0	18	0.355	3/8	3/16	7.50	7 ¹ / ₂	0.570	9/16	0.972	1 ¹ / ₄	1 ³ / ₁₆	↓	↓
W18×46 ^c	13.5	18.1	18	0.360	3/8	3/16	6.06	6	0.605	5/8	1.01	1 ¹ / ₄	1 ³ / ₁₆	15 ¹ / ₂	3 ¹ / ₂ ⁹
×40 ^c	11.8	17.9	17 ⁷ / ₈	0.315	5/16	3/16	6.02	6	0.525	1/2	0.927	1 ³ / ₁₆	1 ³ / ₁₆	↓	↓
×35 ^c	10.3	17.7	17 ³ / ₄	0.300	5/16	3/16	6.00	6	0.425	7/16	0.827	1 ¹ / ₈	3/4	↓	↓

**Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties**



Nom- inal Wt. lb/ft	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts} in.	h_o in.	Torsional Properties	
	b_f	h	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
	$2t_f$	t_w	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³			in. ⁴	in. ⁶
93	4.53	32.3	2070	192	8.70	221	92.9	22.1	1.84	34.7	2.24	20.7	6.03	9940
83	5.00	36.4	1830	171	8.67	196	81.4	19.5	1.83	30.5	2.21	20.6	4.34	8630
73	5.60	41.2	1600	151	8.64	172	70.6	17.0	1.81	26.6	2.19	20.5	3.02	7410
68	6.04	43.6	1480	140	8.60	160	64.7	15.7	1.80	24.4	2.17	20.4	2.45	6760
62	6.70	46.9	1330	127	8.54	144	57.5	14.0	1.77	21.7	2.15	20.4	1.83	5960
55	7.87	50.0	1140	110	8.40	126	48.4	11.8	1.73	18.4	2.11	20.3	1.24	4980
48	9.47	53.6	959	93.0	8.24	107	38.7	9.52	1.66	14.9	2.05	20.2	0.803	3950
57	5.04	46.3	1170	111	8.36	129	30.6	9.35	1.35	14.8	1.68	20.4	1.77	3190
50	6.10	49.4	984	94.5	8.18	110	24.9	7.64	1.30	12.2	1.64	20.3	1.14	2570
44	7.22	53.6	843	81.6	8.06	95.4	20.7	6.37	1.26	10.2	1.60	20.2	0.770	2110
311	2.19	10.4	6970	624	8.72	754	795	132	2.95	207	3.53	19.6	176	76200
283	2.38	11.3	6170	565	8.61	676	704	118	2.91	185	3.47	19.4	134	65900
258	2.56	12.5	5510	514	8.53	611	628	107	2.88	166	3.42	19.2	103	57600
234	2.76	13.8	4900	466	8.44	549	558	95.8	2.85	149	3.37	19.0	78.7	50100
211	3.02	15.1	4330	419	8.35	490	493	85.3	2.82	132	3.32	18.8	58.6	43400
192	3.27	16.7	3870	380	8.28	442	440	76.8	2.79	119	3.28	18.6	44.7	38000
175	3.58	18.0	3450	344	8.20	398	391	68.8	2.76	106	3.24	18.5	33.8	33300
158	3.92	19.8	3060	310	8.12	356	347	61.4	2.74	94.8	3.20	18.3	25.2	29000
143	4.25	22.0	2750	282	8.09	322	311	55.5	2.72	85.4	3.17	18.2	19.2	25700
130	4.65	23.9	2460	256	8.03	290	278	49.9	2.70	76.7	3.13	18.1	14.5	22700
119	5.31	24.5	2190	231	7.90	262	253	44.9	2.69	69.1	3.13	17.9	10.6	20300
106	5.96	27.2	1910	204	7.84	230	220	39.4	2.66	60.5	3.10	17.8	7.48	17400
97	6.41	30.0	1750	188	7.82	211	201	36.1	2.65	55.3	3.08	17.7	5.86	15800
86	7.20	33.4	1530	166	7.77	186	175	31.6	2.63	48.4	3.05	17.6	4.10	13600
76	8.11	37.8	1330	146	7.73	163	152	27.6	2.61	42.2	3.02	17.5	2.83	11700
71	4.71	32.4	1170	127	7.50	146	60.3	15.8	1.70	24.7	2.05	17.7	3.49	4700
65	5.06	35.7	1070	117	7.49	133	54.8	14.4	1.69	22.5	2.03	17.6	2.73	4240
60	5.44	38.7	984	108	7.47	123	50.1	13.3	1.68	20.6	2.02	17.5	2.17	3850
55	5.98	41.1	890	98.3	7.41	112	44.9	11.9	1.67	18.5	2.00	17.5	1.66	3430
50	6.57	45.2	800	88.9	7.38	101	40.1	10.7	1.65	16.6	1.98	17.4	1.24	3040
46	5.01	44.6	712	78.8	7.25	90.7	22.5	7.43	1.29	11.7	1.58	17.5	1.22	1720
40	5.73	50.9	612	68.4	7.21	78.4	19.1	6.35	1.27	10.0	1.56	17.4	0.810	1440
35	7.06	53.5	510	57.6	7.04	66.5	15.3	5.12	1.22	8.06	1.52	17.3	0.506	1140

DIMENSIONS AND PROPERTIES

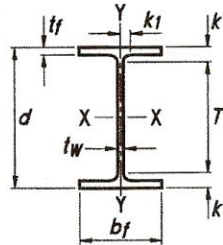


Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d	Web				Flange				Distance				
			Thickness, tw		tw 2	Width, bf		Thickness, tf		k		k1	T	Work- able Gage	
			in.	in.		in.	in.	in.	in.	in.	in.				
W16x100	29.5	17.0	17	0.585	9/16	5/16	10.4	10 3/8	0.985	1	1.39	1 7/8	1 1/8	13 1/4	5 1/2
x89	26.2	16.8	16 3/4	0.525	1/2	1/4	10.4	10 3/8	0.875	7/8	1.28	1 3/4	1 1/16		
x77	22.6	16.5	16 1/2	0.455	7/16	1/4	10.3	10 1/4	0.760	3/4	1.16	1 5/8	1 1/16		
x67 ^c	19.7	16.3	16 3/8	0.395	3/8	3/16	10.2	10 1/4	0.665	11/16	1.07	1 9/16	1		
W16x57	16.8	16.4	16 3/8	0.430	7/16	1/4	7.12	7 1/8	0.715	11/16	1.12	1 3/8	7/8	13 5/8	3 1/2 ^g
x50 ^c	14.7	16.3	16 1/4	0.380	3/8	3/16	7.07	7 1/8	0.630	5/8	1.03	1 5/16	13/16		
x45 ^c	13.3	16.1	16 1/8	0.345	3/8	3/16	7.04	7	0.565	9/16	0.967	1 1/4	13/16		
x40 ^c	11.8	16.0	16	0.305	5/16	3/16	7.00	7	0.505	1/2	0.907	1 3/16	13/16		
x36 ^c	10.6	15.9	15 7/8	0.295	5/16	3/16	6.99	7	0.430	7/16	0.832	1 1/8	3/4		
W16x31 ^c	9.13	15.9	15 7/8	0.275	1/4	1/8	5.53	5 1/2	0.440	7/16	0.842	1 1/8	3/4	13 5/8	3 1/2
x26 ^{c,v}	7.68	15.7	15 3/4	0.250	1/4	1/8	5.50	5 1/2	0.345	3/8	0.747	1 1/16	3/4	13 5/8	3 1/2
W14x730 ^h	215	22.4	22 3/8	3.07	3 1/16	1 9/16	17.9	17 7/8	4.91	4 15/16	5.51	6 3/16	2 3/4	10	3-7 1/2-3 ^g
x665 ^h	196	21.6	21 5/8	2.83	2 13/16	1 7/16	17.7	17 5/8	4.52	4 1/2	5.12	5 13/16	2 5/8		3-7 1/2-3 ^g
x605 ^h	178	20.9	20 7/8	2.60	2 5/8	1 5/16	17.4	17 3/8	4.16	4 3/16	4.76	5 7/16	2 1/2		3-7 1/2-3
x550 ^h	162	20.2	20 1/4	2.38	2 3/8	1 3/16	17.2	17 1/4	3.82	3 13/16	4.42	5 1/8	2 3/8		
x500 ^h	147	19.6	19 5/8	2.19	2 3/16	1 1/8	17.0	17	3.50	3 1/2	4.10	4 13/16	2 5/16		
x455 ^h	134	19.0	19	2.02	2	1	16.8	16 7/8	3.21	3 3/16	3.81	4 1/2	2 1/4		
x426 ^h	125	18.7	18 5/8	1.88	1 7/8	15/16	16.7	16 3/4	3.04	3 1/16	3.63	4 3/16	2 1/8		
x398 ^h	117	18.3	18 1/4	1.77	1 3/4	7/8	16.6	16 5/8	2.85	2 7/8	3.44	4 1/8	2 1/8		
x370 ^h	109	17.9	17 7/8	1.66	1 5/8	13/16	16.5	16 1/2	2.66	2 11/16	3.26	3 15/16	2 1/16		
x342 ^h	101	17.5	17 1/2	1.54	1 9/16	13/16	16.4	16 3/8	2.47	2 1/2	3.07	3 3/4	2		
x311 ^h	91.4	17.1	17 1/8	1.41	1 7/16	3/4	16.2	16 1/4	2.26	2 1/4	2.86	3 9/16	1 15/16		
x283 ^h	83.3	16.7	16 3/4	1.29	1 5/16	11/16	16.1	16 1/8	2.07	2 1/16	2.67	3 3/8	1 7/8		
x257	75.6	16.4	16 3/8	1.18	1 3/16	5/8	16.0	16	1.89	1 7/8	2.49	3 3/16	1 13/16		
x233	68.5	16.0	16	1.07	1 1/16	9/16	15.9	15 7/8	1.72	1 3/4	2.32	3	1 3/4		
x211	62.0	15.7	15 3/4	0.980	1	1/2	15.8	15 3/4	1.56	1 9/16	2.16	2 7/8	1 11/16		
x193	56.8	15.5	15 1/2	0.890	7/8	7/16	15.7	15 3/4	1.44	1 7/16	2.04	2 3/4	1 11/16		
x176	51.8	15.2	15 1/4	0.830	13/16	7/16	15.7	15 5/8	1.31	1 5/16	1.91	2 5/8	1 5/8		
x159	46.7	15.0	15	0.745	3/4	3/8	15.6	15 5/8	1.19	1 3/16	1.79	2 1/2	1 9/16		
x145	42.7	14.8	14 3/4	0.680	11/16	3/8	15.5	15 1/2	1.09	1 1/16	1.69	2 3/8	1 9/16		

**Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties**



W16 - W14

Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	b_f 2 t_f	h t_w	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³			J in. ⁴	C_w in. ⁶
100	5.29	24.3	1490	175	7.10	198	186	35.7	2.51	54.9	2.92	16.0	7.73	11900
89	5.92	27.0	1300	155	7.05	175	163	31.4	2.49	48.1	2.88	15.9	5.45	10200
77	6.77	31.2	1110	134	7.00	150	138	26.9	2.47	41.1	2.85	15.8	3.57	8590
67	7.70	35.9	954	117	6.96	130	119	23.2	2.46	35.5	2.82	15.7	2.39	7300
57	4.98	33.0	758	92.2	6.72	105	43.1	12.1	1.60	18.9	1.92	15.7	2.22	2660
50	5.61	37.4	659	81.0	6.68	92.0	37.2	10.5	1.59	16.3	1.89	15.6	1.52	2270
45	6.23	41.1	586	72.7	6.65	82.3	32.8	9.34	1.57	14.5	1.88	15.6	1.11	1990
40	6.93	46.5	518	64.7	6.63	73.0	28.9	8.25	1.57	12.7	1.86	15.5	0.794	1730
36	8.12	48.1	448	56.5	6.51	64.0	24.5	7.00	1.52	10.8	1.83	15.4	0.545	1460
31	6.28	51.6	375	47.2	6.41	54.0	12.4	4.49	1.17	7.03	1.42	15.4	0.461	739
26	7.97	56.8	301	38.4	6.26	44.2	9.59	3.49	1.12	5.48	1.38	15.3	0.262	565
730	1.82	3.71	14300	1280	8.17	1660	4720	527	4.69	816	5.68	17.5	1450	362000
665	1.95	4.03	12400	1150	7.98	1480	4170	472	4.62	730	5.57	17.1	1120	305000
605	2.09	4.39	10800	1040	7.80	1320	3680	423	4.55	652	5.46	16.8	869	258000
550	2.25	4.79	9430	931	7.63	1180	3250	378	4.49	583	5.36	16.4	669	219000
500	2.43	5.21	8210	838	7.48	1050	2880	339	4.43	522	5.26	16.1	514	187000
455	2.62	5.66	7190	756	7.33	936	2560	304	4.38	468	5.17	15.8	395	160000
426	2.75	6.08	6600	706	7.26	869	2360	283	4.34	434	5.11	15.6	331	144000
398	2.92	6.44	6000	656	7.16	801	2170	262	4.31	402	5.06	15.4	273	129000
370	3.10	6.89	5440	607	7.07	736	1990	241	4.27	370	5.00	15.3	222	116000
342	3.31	7.41	4900	558	6.98	672	1810	221	4.24	338	4.94	15.1	178	103000
311	3.59	8.09	4330	506	6.88	603	1610	199	4.20	304	4.87	14.9	136	89100
283	3.89	8.84	3840	459	6.79	542	1440	179	4.17	274	4.81	14.7	104	77700
257	4.23	9.71	3400	415	6.71	487	1290	161	4.13	246	4.75	14.5	79.1	67800
233	4.62	10.7	3010	375	6.63	436	1150	145	4.10	221	4.69	14.3	59.5	59000
211	5.06	11.6	2660	338	6.55	390	1030	130	4.07	198	4.64	14.2	44.6	51500
193	5.45	12.8	2400	310	6.50	355	931	119	4.05	180	4.59	14.0	34.8	45900
176	5.97	13.7	2140	281	6.43	320	838	107	4.02	163	4.55	13.9	26.5	40500
159	6.54	15.3	1900	254	6.38	287	748	96.2	4.00	146	4.51	13.8	19.7	35600
145	7.11	16.8	1710	232	6.33	260	677	87.3	3.98	133	4.47	13.7	15.2	31700

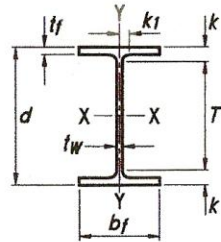


Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d		Web		Flange				Distance				Work- able Gage	
				Thickness, tw	tw 2	Width, bf		Thickness, tf		k		k1	T		
										kdes	kdet				
in. ²	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.	in.		
W14×132	38.8	14.7	14 ⁵ / ₈	0.645	⁵ / ₈	⁵ / ₁₆	14.7	14 ³ / ₄	1.03	1	1.63	2 ⁵ / ₁₆	1 ⁹ / ₁₆	10	5 ¹ / ₂
×120	35.3	14.5	14 ¹ / ₂	0.590	⁹ / ₁₆	⁵ / ₁₆	14.7	14 ⁵ / ₈	0.940	¹⁵ / ₁₆	1.54	2 ¹ / ₄	1 ¹ / ₂		
×109	32.0	14.3	14 ³ / ₈	0.525	¹ / ₂	¹ / ₄	14.6	14 ⁵ / ₈	0.860	⁷ / ₈	1.46	2 ³ / ₁₆	1 ¹ / ₂		
×99 ^f	29.1	14.2	14 ¹ / ₈	0.485	¹ / ₂	¹ / ₄	14.6	14 ⁵ / ₈	0.780	³ / ₄	1.38	2 ¹ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆		
×90 ^f	26.5	14.0	14	0.440	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	14.5	14 ¹ / ₂	0.710	¹¹ / ₁₆	1.31	2	1 ⁷ / ₁₆		
W14×82	24.0	14.3	14 ¹ / ₄	0.510	¹ / ₂	¹ / ₄	10.1	10 ¹ / ₈	0.855	⁷ / ₈	1.45	1 ¹¹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	10 ⁷ / ₈	5 ¹ / ₂
×74	21.8	14.2	14 ¹ / ₈	0.450	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	10.1	10 ¹ / ₈	0.785	¹³ / ₁₆	1.38	1 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆		
×68	20.0	14.0	14	0.415	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	10.0	10	0.720	³ / ₄	1.31	1 ⁹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆		
×61	17.9	13.9	13 ⁷ / ₈	0.375	³ / ₈	³ / ₁₆	10.0	10	0.645	⁵ / ₈	1.24	1 ¹ / ₂	1		
W14×53	15.6	13.9	13 ⁷ / ₈	0.370	³ / ₈	³ / ₁₆	8.06	8	0.660	¹¹ / ₁₆	1.25	1 ¹ / ₂	1	10 ⁷ / ₈	5 ¹ / ₂
×48	14.1	13.8	13 ³ / ₄	0.340	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	8.03	8	0.595	⁵ / ₈	1.19	1 ⁷ / ₁₆	1		
×43 ^c	12.6	13.7	13 ⁵ / ₈	0.305	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	8.00	8	0.530	¹ / ₂	1.12	1 ³ / ₈	1		
W14×38 ^c	11.2	14.1	14 ¹ / ₈	0.310	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	6.77	6 ³ / ₄	0.515	¹ / ₂	0.915	1 ¹ / ₄	1 ³ / ₁₆	11 ⁵ / ₈	3 ¹ / ₂ ^g
×34 ^c	10.0	14.0	14	0.285	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	6.75	6 ³ / ₄	0.455	⁷ / ₁₆	0.855	1 ³ / ₁₆	³ / ₄		3 ¹ / ₂
×30 ^c	8.85	13.8	13 ⁷ / ₈	0.270	¹ / ₄	¹ / ₈	6.73	6 ³ / ₄	0.385	³ / ₈	0.785	1 ¹ / ₈	³ / ₄		3 ¹ / ₂
W14×26 ^c	7.69	13.9	13 ⁷ / ₈	0.255	¹ / ₄	¹ / ₈	5.03	5	0.420	⁷ / ₁₆	0.820	1 ¹ / ₈	³ / ₄	11 ⁵ / ₈	2 ³ / ₄ ^g
×22 ^c	6.49	13.7	13 ³ / ₄	0.230	¹ / ₄	¹ / ₈	5.00	5	0.335	⁵ / ₁₆	0.735	1 ¹ / ₁₆	³ / ₄	11 ⁵ / ₈	2 ³ / ₄ ^g
W12×336 ^h	98.8	16.8	16 ⁷ / ₈	1.78	1 ³ / ₄	⁷ / ₈	13.4	13 ³ / ₈	2.96	2 ¹⁵ / ₁₆	3.55	3 ⁷ / ₈	1 ¹¹ / ₁₆	9 ¹ / ₈	5 ¹ / ₂
×305 ^h	89.6	16.3	16 ³ / ₈	1.63	1 ⁵ / ₈	¹³ / ₁₆	13.2	13 ¹ / ₄	2.71	2 ¹¹ / ₁₆	3.30	3 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₈		
×279 ^h	81.9	15.9	15 ⁷ / ₈	1.53	1 ¹ / ₂	³ / ₄	13.1	13 ¹ / ₈	2.47	2 ¹ / ₂	3.07	3 ³ / ₈	1 ⁵ / ₈		
×252 ^h	74.0	15.4	15 ³ / ₈	1.40	1 ³ / ₈	¹¹ / ₁₆	13.0	13	2.25	2 ¹ / ₄	2.85	3 ¹ / ₈	1 ¹ / ₂		
×230 ^h	67.7	15.1	15	1.29	¹⁵ / ₁₆	¹¹ / ₁₆	12.9	12 ⁷ / ₈	2.07	2 ¹ / ₁₆	2.67	2 ¹⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₂		
×210	61.8	14.7	14 ³ / ₄	1.18	1 ³ / ₁₆	⁵ / ₈	12.8	12 ³ / ₄	1.90	1 ⁷ / ₈	2.50	2 ¹³ / ₁₆	1 ⁷ / ₁₆		
×190	55.8	14.4	14 ³ / ₈	1.06	1 ¹ / ₁₆	⁹ / ₁₆	12.7	12 ⁵ / ₈	1.74	1 ³ / ₄	2.33	2 ⁵ / ₈	1 ³ / ₈		
×170	50.0	14.0	14	0.960	¹⁵ / ₁₆	¹ / ₂	12.6	12 ⁵ / ₈	1.56	1 ⁹ / ₁₆	2.16	2 ⁷ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆		
×152	44.7	13.7	13 ³ / ₄	0.870	⁷ / ₈	⁷ / ₁₆	12.5	12 ¹ / ₂	1.40	1 ³ / ₈	2.00	2 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₄		
×136	39.9	13.4	13 ³ / ₈	0.790	¹³ / ₁₆	⁷ / ₁₆	12.4	12 ³ / ₈	1.25	1 ¹ / ₄	1.85	2 ¹ / ₈	1 ¹ / ₄		
×120	35.3	13.1	13 ¹ / ₈	0.710	¹¹ / ₁₆	³ / ₈	12.3	12 ³ / ₈	1.11	1 ¹ / ₈	1.70	2	1 ³ / ₁₆		
×106	31.2	12.9	12 ⁷ / ₈	0.610	⁵ / ₈	⁵ / ₁₆	12.2	12 ¹ / ₄	0.990	1	1.59	1 ⁷ / ₈	1 ¹ / ₈		
×96	28.2	12.7	12 ³ / ₄	0.550	⁹ / ₁₆	⁵ / ₁₆	12.2	12 ¹ / ₈	0.900	⁷ / ₈	1.50	1 ¹³ / ₁₆	1 ¹ / ₈		
×87	25.6	12.5	12 ¹ / ₂	0.515	¹ / ₂	¹ / ₄	12.1	12 ¹ / ₈	0.810	¹³ / ₁₆	1.41	1 ¹¹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆		
×79	23.2	12.4	12 ³ / ₈	0.470	¹ / ₂	¹ / ₄	12.1	12 ¹ / ₈	0.735	³ / ₄	1.33	1 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆		
×72	21.1	12.3	12 ¹ / ₄	0.430	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	12.0	12	0.670	¹¹ / ₁₆	1.27	1 ⁹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆		
×65 ^f	19.1	12.1	12 ¹ / ₈	0.390	³ / ₈	³ / ₁₆	12.0	12	0.605	⁵ / ₈	1.20	1 ¹ / ₂	1		

**Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties**



W14 - W12

Nom- inal Wt. lb/ft	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	b_f	h	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
	$2t_f$	t_w	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³			in. ⁴	in. ⁶
132	7.15	17.7	1530	209	6.28	234	548	74.5	3.76	113	4.23	13.6	12.3	25500
120	7.80	19.3	1380	190	6.24	212	495	67.5	3.74	102	4.20	13.5	9.37	22700
109	8.49	21.7	1240	173	6.22	192	447	61.2	3.73	92.7	4.17	13.5	7.12	20200
99	9.34	23.5	1110	157	6.17	173	402	55.2	3.71	83.6	4.14	13.4	5.37	18000
90	10.2	25.9	999	143	6.14	157	362	49.9	3.70	75.6	4.11	13.3	4.06	16000
82	5.92	22.4	881	123	6.05	139	148	29.3	2.48	44.8	2.85	13.5	5.07	6710
74	6.41	25.4	795	112	6.04	126	134	26.6	2.48	40.5	2.82	13.4	3.87	5990
68	6.97	27.5	722	103	6.01	115	121	24.2	2.46	36.9	2.80	13.3	3.01	5380
61	7.75	30.4	640	92.1	5.98	102	107	21.5	2.45	32.8	2.78	13.2	2.19	4710
53	6.11	30.9	541	77.8	5.89	87.1	57.7	14.3	1.92	22.0	2.22	13.3	1.94	2540
48	6.75	33.6	484	70.2	5.85	78.4	51.4	12.8	1.91	19.6	2.20	13.2	1.45	2240
43	7.54	37.4	428	62.6	5.82	69.6	45.2	11.3	1.89	17.3	2.18	13.1	1.05	1950
38	6.57	39.6	385	54.6	5.87	61.5	26.7	7.88	1.55	12.1	1.82	13.6	0.798	1230
34	7.41	43.1	340	48.6	5.83	54.6	23.3	6.91	1.53	10.6	1.80	13.5	0.569	1070
30	8.74	45.4	291	42.0	5.73	47.3	19.6	5.82	1.49	8.99	1.77	13.5	0.380	887
26	5.98	48.1	245	35.3	5.65	40.2	8.91	3.55	1.08	5.54	1.31	13.5	0.358	405
22	7.46	53.3	199	29.0	5.54	33.2	7.00	2.80	1.04	4.39	1.27	13.4	0.208	314
336	2.26	5.47	4060	483	6.41	603	1190	177	3.47	274	4.13	13.9	243	57000
305	2.45	5.98	3550	435	6.29	537	1050	159	3.42	244	4.05	13.6	185	48600
279	2.66	6.35	3110	393	6.16	481	937	143	3.38	220	4.00	13.4	143	42000
252	2.89	6.96	2720	353	6.06	428	828	127	3.34	196	3.93	13.2	108	35800
230	3.11	7.56	2420	321	5.97	386	742	115	3.31	177	3.87	13.0	83.8	31200
210	3.37	8.23	2140	292	5.89	348	664	104	3.28	159	3.82	12.8	64.7	27200
190	3.65	9.16	1890	263	5.82	311	589	93.0	3.25	143	3.76	12.6	48.8	23600
170	4.03	10.1	1650	235	5.74	275	517	82.3	3.22	126	3.71	12.5	35.6	20100
152	4.46	11.2	1430	209	5.66	243	454	72.8	3.19	111	3.66	12.3	25.8	17200
136	4.96	12.3	1240	186	5.58	214	398	64.2	3.16	98.0	3.61	12.2	18.5	14700
120	5.57	13.7	1070	163	5.51	186	345	56.0	3.13	85.4	3.56	12.0	12.9	12400
106	6.17	15.9	933	145	5.47	164	301	49.3	3.11	75.1	3.52	11.9	9.13	10700
96	6.76	17.7	833	131	5.44	147	270	44.4	3.09	67.5	3.49	11.8	6.85	9410
87	7.48	18.9	740	118	5.38	132	241	39.7	3.07	60.4	3.46	11.7	5.10	8270
79	8.22	20.7	662	107	5.34	119	216	35.8	3.05	54.3	3.43	11.6	3.84	7330
72	8.99	22.6	597	97.4	5.31	108	195	32.4	3.04	49.2	3.40	11.6	2.93	6540
65	9.92	24.9	533	87.9	5.28	96.8	174	29.1	3.02	44.1	3.38	11.5	2.18	5780

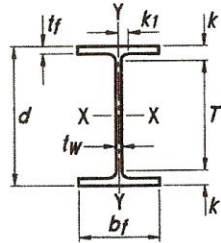


Table 1-1 (continued)
W Shapes
Dimensions

Shape	Area, A	Depth, d		Web		Flange				Distance				Work- able Gage	
				Thickness, t _w	t _w / 2	Width, b _f		Thickness, t _f		k		k ₁	T		
						in.	in.	in.	in.	in.	in.				in.
W12×58	17.0	12.2	12 ¹ / ₄	0.360	3/8	3/16	10.0	10	0.640	5/8	1.24	1 ¹ / ₂	15/16	9 ¹ / ₄	5 ¹ / ₂
×53	15.6	12.1	12	0.345	3/8	3/16	10.0	10	0.575	9/16	1.18	1 ³ / ₈	15/16	9 ¹ / ₄	5 ¹ / ₂
W12×50	14.6	12.2	12 ¹ / ₄	0.370	3/8	3/16	8.08	8 ¹ / ₈	0.640	5/8	1.14	1 ¹ / ₂	15/16	9 ¹ / ₄	5 ¹ / ₂
×45	13.1	12.1	12	0.335	5/16	3/16	8.05	8	0.575	9/16	1.08	1 ³ / ₈	15/16	↓	↓
×40	11.7	11.9	12	0.295	5/16	3/16	8.01	8	0.515	1/2	1.02	1 ³ / ₈	7/8	↓	↓
W12×35 ^c	10.3	12.5	12 ¹ / ₂	0.300	5/16	3/16	6.56	6 ¹ / ₂	0.520	1/2	0.820	1 ³ / ₁₆	3/4	10 ¹ / ₈	3 ¹ / ₂
×30 ^c	8.79	12.3	12 ³ / ₈	0.260	1/4	1/8	6.52	6 ¹ / ₂	0.440	7/16	0.740	1 ¹ / ₈	3/4	↓	↓
×26 ^c	7.65	12.2	12 ¹ / ₄	0.230	1/4	1/8	6.49	6 ¹ / ₂	0.380	3/8	0.680	1 ¹ / ₁₆	3/4	↓	↓
W12×22 ^c	6.48	12.3	12 ¹ / ₄	0.260	1/4	1/8	4.03	4	0.425	7/16	0.725	15/16	5/8	10 ³ / ₈	2 ¹ / ₄ ^g
×19 ^c	5.57	12.2	12 ¹ / ₈	0.235	1/4	1/8	4.01	4	0.350	3/8	0.650	7/8	9/16	↓	↓
×16 ^c	4.71	12.0	12	0.220	1/4	1/8	3.99	4	0.265	1/4	0.565	13/16	9/16	↓	↓
×14 ^{c,v}	4.16	11.9	11 ⁷ / ₈	0.200	3/16	1/8	3.97	4	0.225	1/4	0.525	3/4	9/16	↓	↓
W10×112	32.9	11.4	11 ³ / ₈	0.755	3/4	3/8	10.4	10 ³ / ₈	1.25	1 ¹ / ₄	1.75	1 ¹⁵ / ₁₆	1	7 ¹ / ₂	5 ¹ / ₂
×100	29.4	11.1	11 ¹ / ₈	0.680	11/16	3/8	10.3	10 ³ / ₈	1.12	1 ¹ / ₈	1.62	1 ¹³ / ₁₆	1	↓	↓
×88	25.9	10.8	10 ⁷ / ₈	0.605	5/8	5/16	10.3	10 ¹ / ₄	0.990	1	1.49	1 ¹¹ / ₁₆	15/16	↓	↓
×77	22.6	10.6	10 ⁵ / ₈	0.530	1/2	1/4	10.2	10 ¹ / ₄	0.870	7/8	1.37	1 ⁹ / ₁₆	7/8	↓	↓
×68	20.0	10.4	10 ³ / ₈	0.470	1/2	1/4	10.1	10 ¹ / ₈	0.770	3/4	1.27	1 ⁷ / ₁₆	7/8	↓	↓
×60	17.6	10.2	10 ¹ / ₄	0.420	7/16	1/4	10.1	10 ¹ / ₈	0.680	11/16	1.18	1 ³ / ₈	13/16	↓	↓
×54	15.8	10.1	10 ¹ / ₈	0.370	3/8	3/16	10.0	10	0.615	5/8	1.12	1 ⁵ / ₁₆	13/16	↓	↓
×49	14.4	10.0	10	0.340	5/16	3/16	10.0	10	0.560	9/16	1.06	1 ¹ / ₄	13/16	↓	↓
W10×45	13.3	10.1	10 ¹ / ₈	0.350	3/8	3/16	8.02	8	0.620	5/8	1.12	1 ⁵ / ₁₆	13/16	7 ¹ / ₂	5 ¹ / ₂
×39	11.5	9.92	9 ⁷ / ₈	0.315	5/16	3/16	7.99	8	0.530	1/2	1.03	1 ³ / ₁₆	13/16	↓	↓
×33	9.71	9.73	9 ³ / ₄	0.290	5/16	3/16	7.96	8	0.435	7/16	0.935	1 ¹ / ₈	3/4	↓	↓
W10×30	8.84	10.5	10 ¹ / ₂	0.300	5/16	3/16	5.81	5 ³ / ₄	0.510	1/2	0.810	1 ¹ / ₈	1 ¹ / ₁₆	8 ¹ / ₄	2 ³ / ₄ ^g
×26	7.61	10.3	10 ³ / ₈	0.260	1/4	1/8	5.77	5 ³ / ₄	0.440	7/16	0.740	1 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	↓	↓
×22 ^c	6.49	10.2	10 ¹ / ₈	0.240	1/4	1/8	5.75	5 ³ / ₄	0.360	3/8	0.660	15/16	5/8	↓	↓
W10×19	5.62	10.2	10 ¹ / ₄	0.250	1/4	1/8	4.02	4	0.395	3/8	0.695	15/16	5/8	8 ³ / ₈	2 ¹ / ₄ ^g
×17 ^c	4.99	10.1	10 ¹ / ₈	0.240	1/4	1/8	4.01	4	0.330	5/16	0.630	7/8	9/16	↓	↓
×15 ^c	4.41	10.0	10	0.230	1/4	1/8	4.00	4	0.270	1/4	0.570	13/16	9/16	↓	↓
×12 ^{c,f}	3.54	9.87	9 ⁷ / ₈	0.190	3/16	1/8	3.96	4	0.210	3/16	0.510	3/4	9/16	↓	↓

Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties



Nom- inal Wt. lb/ft	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	b_f	h	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
	$2t_f$	t_w	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³			in. ⁴	in. ⁶
58	7.82	27.0	475	78.0	5.28	86.4	107	21.4	2.51	32.5	2.82	11.6	2.10	3570
53	8.69	28.1	425	70.6	5.23	77.9	95.8	19.2	2.48	29.1	2.79	11.5	1.58	3160
50	6.31	26.8	391	64.2	5.18	71.9	56.3	13.9	1.96	21.3	2.25	11.6	1.71	1880
45	7.00	29.6	348	57.7	5.15	64.2	50.0	12.4	1.95	19.0	2.23	11.5	1.26	1650
40	7.77	33.6	307	51.5	5.13	57.0	44.1	11.0	1.94	16.8	2.21	11.4	0.906	1440
35	6.31	36.2	285	45.6	5.25	51.2	24.5	7.47	1.54	11.5	1.79	12.0	0.741	879
30	7.41	41.8	238	38.6	5.21	43.1	20.3	6.24	1.52	9.56	1.77	11.9	0.457	720
26	8.54	47.2	204	33.4	5.17	37.2	17.3	5.34	1.51	8.17	1.75	11.8	0.300	607
22	4.74	41.8	156	25.4	4.91	29.3	4.66	2.31	0.848	3.66	1.04	11.9	0.293	164
19	5.72	46.2	130	21.3	4.82	24.7	3.76	1.88	0.822	2.98	1.02	11.8	0.180	131
16	7.53	49.4	103	17.1	4.67	20.1	2.82	1.41	0.773	2.26	0.982	11.7	0.103	96.9
14	8.82	54.3	88.6	14.9	4.62	17.4	2.36	1.19	0.753	1.90	0.962	11.7	0.0704	80.4
112	4.17	10.4	716	126	4.66	147	236	45.3	2.68	69.2	3.07	10.1	15.1	6020
100	4.62	11.6	623	112	4.60	130	207	40.0	2.65	61.0	3.03	10.0	10.9	5150
88	5.18	13.0	534	98.5	4.54	113	179	34.8	2.63	53.1	2.99	9.85	7.53	4330
77	5.86	14.8	455	85.9	4.49	97.6	154	30.1	2.60	45.9	2.95	9.73	5.11	3630
68	6.58	16.7	394	75.7	4.44	85.3	134	26.4	2.59	40.1	2.91	9.63	3.56	3100
60	7.41	18.7	341	66.7	4.39	74.6	116	23.0	2.57	35.0	2.88	9.54	2.48	2640
54	8.15	21.2	303	60.0	4.37	66.6	103	20.6	2.56	31.3	2.86	9.48	1.82	2320
49	8.93	23.1	272	54.6	4.35	60.4	93.4	18.7	2.54	28.3	2.84	9.42	1.39	2070
45	6.47	22.5	248	49.1	4.32	54.9	53.4	13.3	2.01	20.3	2.27	9.48	1.51	1200
39	7.53	25.0	209	42.1	4.27	46.8	45.0	11.3	1.98	17.2	2.24	9.39	0.976	992
33	9.15	27.1	171	35.0	4.19	38.8	36.6	9.20	1.94	14.0	2.20	9.30	0.583	791
30	5.70	29.5	170	32.4	4.38	36.6	16.7	5.75	1.37	8.84	1.60	10.0	0.622	414
26	6.56	34.0	144	27.9	4.35	31.3	14.1	4.89	1.36	7.50	1.58	9.89	0.402	345
22	7.99	36.9	118	23.2	4.27	26.0	11.4	3.97	1.33	6.10	1.55	9.81	0.239	275
19	5.09	35.4	96.3	18.8	4.14	21.6	4.29	2.14	0.874	3.35	1.06	9.85	0.233	104
17	6.08	36.9	81.9	16.2	4.05	18.7	3.56	1.78	0.845	2.80	1.04	9.78	0.156	85.1
15	7.41	38.5	68.9	13.8	3.95	16.0	2.89	1.45	0.810	2.30	1.01	9.72	0.104	68.3
12	9.43	46.6	53.8	10.9	3.90	12.6	2.18	1.10	0.785	1.74	0.983	9.66	0.0547	50.9

**Table 1-1 (continued)
W Shapes
Properties**



W8 - W4

Nom- inal Wt. lb/ft	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{ts}	h_o	Torsional Properties	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
			in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in.	in.	in. ⁴	in. ⁶
67	4.43	11.1	272	60.4	3.72	70.1	88.6	21.4	2.12	32.7	2.43	8.07	5.05	1440
58	5.07	12.4	228	52.0	3.65	59.8	75.1	18.3	2.10	27.9	2.39	7.94	3.33	1180
48	5.92	15.9	184	43.2	3.61	49.0	60.9	15.0	2.08	22.9	2.35	7.82	1.96	931
40	7.21	17.6	146	35.5	3.53	39.8	49.1	12.2	2.04	18.5	2.31	7.69	1.12	726
35	8.10	20.5	127	31.2	3.51	34.7	42.6	10.6	2.03	16.1	2.28	7.63	0.769	619
31	9.19	22.3	110	27.5	3.47	30.4	37.1	9.27	2.02	14.1	2.26	7.57	0.536	530
28	7.03	22.3	98.0	24.3	3.45	27.2	21.7	6.63	1.62	10.1	1.84	7.60	0.537	312
24	8.12	25.9	82.7	20.9	3.42	23.1	18.3	5.63	1.61	8.57	1.82	7.53	0.346	259
21	6.59	27.5	75.3	18.2	3.49	20.4	9.77	3.71	1.26	5.69	1.46	7.88	0.282	152
18	7.95	29.9	61.9	15.2	3.43	17.0	7.97	3.04	1.23	4.66	1.43	7.81	0.172	122
15	6.37	28.1	48.0	11.8	3.29	13.6	3.41	1.70	0.876	2.67	1.06	7.80	0.137	51.8
13	7.84	29.9	39.6	9.91	3.21	11.4	2.73	1.37	0.843	2.15	1.03	7.74	0.0871	40.8
10	9.61	40.5	30.8	7.81	3.22	8.87	2.09	1.06	0.841	1.66	1.01	7.69	0.0426	30.9
25	6.68	15.5	53.4	16.7	2.70	18.9	17.1	5.61	1.52	8.56	1.74	5.93	0.461	150
20	8.25	19.1	41.4	13.4	2.66	14.9	13.3	4.41	1.50	6.72	1.70	5.84	0.240	113
15	11.5	21.6	29.1	9.72	2.56	10.8	9.32	3.11	1.45	4.75	1.66	5.73	0.101	76.5
16	4.98	19.1	32.1	10.2	2.60	11.7	4.43	2.20	0.967	3.39	1.13	5.88	0.223	38.2
12	7.14	21.6	22.1	7.31	2.49	8.30	2.99	1.50	0.918	2.32	1.08	5.75	0.0903	24.7
9	9.16	29.2	16.4	5.56	2.47	6.23	2.20	1.11	0.905	1.72	1.06	5.69	0.0405	17.7
8.5	10.1	29.1	14.9	5.10	2.43	5.73	1.99	1.01	0.890	1.56	1.05	5.64	0.0333	15.8
19	5.85	13.7	26.3	10.2	2.17	11.6	9.13	3.63	1.28	5.53	1.45	4.72	0.316	50.9
16	6.94	15.4	21.4	8.55	2.13	9.63	7.51	3.00	1.26	4.58	1.43	4.65	0.192	40.6
13	5.88	10.6	11.3	5.46	1.72	6.28	3.86	1.90	1.00	2.92	1.16	3.82	0.151	14.0

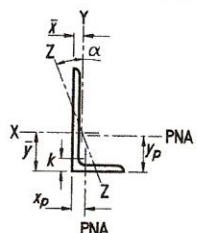


Table 1-7 (continued)

Angles

Properties

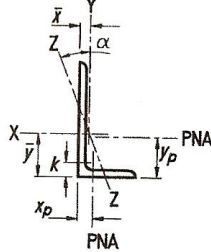
Shape	k	Wt.	Area, A	Axis X-X						Flexural-Torsional Properties			
				I	S	r	\bar{y}	Z	y_p	J	C_w	\bar{r}_o	
				in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in. ⁴	in. ⁶	in.	
L4x3 1/2 x 1/2	7/8	11.9	3.50	5.30	1.92	1.23	1.24	3.46	0.497	0.301	0.302	2.03	
	x 3/8	9.10	2.67	4.15	1.48	1.25	1.20	2.66	0.433	0.132	0.134	2.06	
	x 5/16	7.70	2.25	3.53	1.25	1.25	1.17	2.24	0.401	0.0782	0.0798	2.08	
	x 1/4	5/8	6.20	1.81	2.89	1.01	1.26	1.14	1.81	0.368	0.0412	0.0419	2.09
L4x3x5/8	1	13.6	3.89	6.01	2.28	1.23	1.37	4.08	0.810	0.529	0.472	1.91	
	x 1/2	7/8	11.1	3.25	5.02	1.87	1.24	1.32	3.36	0.747	0.281	0.255	1.94
	x 3/8	3/4	8.50	2.48	3.94	1.44	1.26	1.27	2.60	0.683	0.123	0.114	1.97
	x 5/16	11/16	7.20	2.09	3.36	1.22	1.27	1.25	2.19	0.651	0.0731	0.0676	1.98
	x 1/4	5/8	5.80	1.69	2.75	0.988	1.27	1.22	1.77	0.618	0.0386	0.0356	1.99
L3 1/2 x 3 1/2 x 1/2	7/8	11.1	3.25	3.63	1.48	1.05	1.05	2.66	0.466	0.281	0.238	1.87	
	x 7/16	13/16	9.80	2.87	3.25	1.32	1.06	1.03	2.36	0.412	0.192	0.164	1.89
	x 3/8	3/4	8.50	2.48	2.86	1.15	1.07	1.00	2.06	0.357	0.123	0.106	1.90
	x 5/16	11/16	7.20	2.09	2.44	0.969	1.08	0.979	1.74	0.301	0.0731	0.0634	1.92
	x 1/4	5/8	5.80	1.69	2.00	0.787	1.09	0.954	1.41	0.243	0.0386	0.0334	1.93
L3 1/2 x 3 x 1/2	7/8	10.2	3.00	3.45	1.45	1.07	1.12	2.61	0.480	0.260	0.191	1.75	
	x 7/16	13/16	9.10	2.65	3.10	1.29	1.08	1.09	2.32	0.446	0.178	0.132	1.76
	x 3/8	3/4	7.90	2.30	2.73	1.12	1.09	1.07	2.03	0.411	0.114	0.0858	1.78
	x 5/16	11/16	6.60	1.93	2.33	0.951	1.09	1.05	1.72	0.375	0.0680	0.0512	1.79
	x 1/4	5/8	5.40	1.56	1.92	0.773	1.10	1.02	1.39	0.336	0.0360	0.0270	1.80
L3 1/2 x 2 1/2 x 1/2	7/8	9.40	2.75	3.24	1.41	1.08	1.20	2.52	0.736	0.234	0.159	1.66	
	x 3/8	3/4	7.20	2.11	2.56	1.09	1.10	1.15	1.96	0.668	0.103	0.0714	1.69
	x 5/16	11/16	6.10	1.78	2.20	0.925	1.11	1.13	1.67	0.633	0.0611	0.0426	1.71
	x 1/4	5/8	4.90	1.44	1.81	0.753	1.12	1.10	1.36	0.596	0.0322	0.0225	1.72
L3x3x1/2	7/8	9.40	2.75	2.20	1.06	0.895	0.929	1.91	0.458	0.230	0.144	1.59	
	x 7/16	13/16	8.30	2.43	1.98	0.946	0.903	0.907	1.70	0.405	0.157	0.100	1.60
	x 3/8	3/4	7.20	2.11	1.75	0.825	0.910	0.884	1.48	0.351	0.101	0.0652	1.62
	x 5/16	11/16	6.10	1.78	1.50	0.699	0.918	0.860	1.26	0.296	0.0597	0.0390	1.64
	x 1/4	5/8	4.90	1.44	1.23	0.569	0.926	0.836	1.02	0.239	0.0313	0.0206	1.65
	x 3/16	9/16	3.71	1.09	0.948	0.433	0.933	0.812	0.774	0.181	0.0136	0.00899	1.67
L3x2 1/2 x 1/2	7/8	8.50	2.50	2.07	1.03	0.910	0.995	1.86	0.494	0.213	0.112	1.46	
	x 7/16	13/16	7.60	2.21	1.87	0.921	0.917	0.972	1.66	0.462	0.146	0.0777	1.48
	x 3/8	3/4	6.60	1.92	1.65	0.803	0.924	0.949	1.45	0.430	0.0943	0.0507	1.49
	x 5/16	11/16	5.60	1.67	1.41	0.681	0.932	0.925	1.23	0.397	0.0560	0.0304	1.51
	x 1/4	5/8	4.50	1.31	1.16	0.555	0.940	0.900	1.000	0.363	0.0296	0.0161	1.52
	x 3/16	9/16	3.39	0.996	0.899	0.423	0.947	0.874	0.761	0.328	0.0130	0.00705	1.54

Note: For compactness criteria, refer to the end of Table 1-7.

Table 1-7 (continued)
Angles
Properties



Shape	Axis Y-Y						Axis Z-Z				Q_s $F_y = 36$ ksi
	I	S	r	\bar{x}	Z	x_p	I	S	r	Tan α	
	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.		
L4×3½×½	3.76	1.50	1.04	0.994	2.69	0.438	1.80	0.719	0.716	0.750	1.00
×¾	2.96	1.16	1.05	0.947	2.06	0.334	1.38	0.555	0.719	0.755	1.00
×⅝	2.52	0.980	1.06	0.923	1.74	0.281	1.17	0.470	0.721	0.757	0.997
×¼	2.07	0.794	1.07	0.897	1.40	0.227	0.950	0.382	0.723	0.759	0.912
L4×3×⅝	2.85	1.34	0.845	0.867	2.45	0.498	1.59	0.720	0.631	0.534	1.00
×½	2.40	1.10	0.858	0.822	1.99	0.407	1.30	0.592	0.633	0.542	1.00
×¾	1.89	0.851	0.873	0.775	1.52	0.311	1.01	0.460	0.636	0.551	1.00
×⅝	1.62	0.721	0.880	0.750	1.28	0.262	0.851	0.390	0.638	0.554	0.997
×¼	1.33	0.585	0.887	0.725	1.03	0.211	0.691	0.318	0.639	0.558	0.912
L3½×3½×½	3.63	1.48	1.05	1.05	2.66	0.466	1.51	0.609	0.679	1.00	1.00
×⅞	3.25	1.32	1.06	1.03	2.36	0.412	1.34	0.540	0.681	1.00	1.00
×¾	2.86	1.15	1.07	1.00	2.05	0.357	1.17	0.471	0.683	1.00	1.00
×⅝	2.44	0.969	1.08	0.979	1.74	0.301	0.989	0.400	0.685	1.00	1.00
×¼	2.00	0.787	1.09	0.954	1.41	0.243	0.807	0.326	0.688	1.00	0.965
L3½×3×½	2.32	1.09	0.877	0.869	1.97	0.431	1.15	0.537	0.618	0.713	1.00
×⅞	2.09	0.971	0.885	0.846	1.75	0.382	1.03	0.478	0.620	0.717	1.00
×¾	1.84	0.847	0.892	0.823	1.52	0.331	0.895	0.418	0.622	0.720	1.00
×⅝	1.58	0.718	0.900	0.798	1.28	0.279	0.761	0.356	0.624	0.722	1.00
×¼	1.30	0.585	0.908	0.773	1.04	0.226	0.623	0.292	0.628	0.725	0.965
L3½×2½×½	1.36	0.756	0.701	0.701	1.39	0.395	0.782	0.420	0.532	0.485	1.00
×¾	1.09	0.589	0.716	0.655	1.07	0.303	0.608	0.329	0.535	0.495	1.00
×⅝	0.937	0.501	0.723	0.632	0.900	0.256	0.518	0.281	0.538	0.500	1.00
×¼	0.775	0.410	0.731	0.607	0.728	0.207	0.425	0.232	0.541	0.504	0.965
L3×3×½	2.20	1.06	0.895	0.929	1.91	0.458	0.924	0.436	0.580	1.00	1.00
×⅞	1.98	0.946	0.903	0.907	1.70	0.405	0.819	0.386	0.580	1.00	1.00
×¾	1.75	0.825	0.910	0.884	1.48	0.351	0.712	0.336	0.581	1.00	1.00
×⅝	1.50	0.699	0.918	0.860	1.25	0.296	0.603	0.284	0.583	1.00	1.00
×¼	1.23	0.569	0.926	0.836	1.02	0.239	0.491	0.231	0.585	1.00	1.00
×⅞	0.948	0.433	0.933	0.812	0.774	0.181	0.374	0.176	0.586	1.00	0.912
L3×2½×½	1.29	0.736	0.718	0.746	1.34	0.418	0.666	0.370	0.516	0.666	1.00
×⅞	1.17	0.656	0.724	0.724	1.19	0.370	0.591	0.329	0.516	0.671	1.00
×¾	1.03	0.573	0.731	0.701	1.03	0.321	0.514	0.287	0.517	0.675	1.00
×⅝	0.888	0.487	0.739	0.677	0.873	0.271	0.437	0.244	0.518	0.679	1.00
×¼	0.734	0.397	0.746	0.653	0.707	0.220	0.356	0.199	0.520	0.683	1.00
×⅞	0.568	0.303	0.753	0.627	0.536	0.167	0.272	0.153	0.521	0.687	0.912



**Table 1-7 (continued)
Angles
Properties**

Shape	k	Wt.	Area, A	Axis X-X						Flexural-Torsional Properties		
				I	S	r	y-bar	Z	y_p	J	C_w	r_o
				in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in. ⁴	in. ⁶	in.
L3x2x1/2	13/16	7.70	2.25	1.92	1.00	0.922	1.08	1.78	0.736	0.192	0.0908	1.39
	x3/8	5.90	1.73	1.54	0.779	0.937	1.03	1.39	0.668	0.0855	0.0413	1.42
	x5/16	5.00	1.46	1.32	0.662	0.945	1.01	1.19	0.633	0.0510	0.0248	1.43
	x1/4	4.10	1.19	1.09	0.541	0.953	0.980	0.969	0.596	0.0270	0.0132	1.45
	x3/16	3.07	0.902	0.847	0.414	0.961	0.952	0.743	0.556	0.0119	0.00576	1.46
L2 1/2 x 2 1/2 x 1/2	3/4	7.70	2.25	1.22	0.716	0.735	0.803	1.29	0.450	0.188	0.0791	1.30
	x3/8	5.90	1.73	0.972	0.558	0.749	0.758	1.01	0.347	0.0833	0.0362	1.33
	x5/16	5.00	1.46	0.837	0.474	0.756	0.735	0.853	0.293	0.0495	0.0218	1.35
	x1/4	4.10	1.19	0.692	0.387	0.764	0.711	0.695	0.237	0.0261	0.0116	1.36
	x3/16	3.07	0.900	0.535	0.295	0.771	0.687	0.529	0.180	0.0114	0.00510	1.38
L2 1/2 x 2 x 3/8	5/8	5.30	1.55	0.914	0.546	0.766	0.826	0.982	0.425	0.0746	0.0268	1.22
	x3/16	4.50	1.31	0.790	0.465	0.774	0.803	0.839	0.391	0.0444	0.0162	1.23
	x1/4	3.62	1.06	0.656	0.381	0.782	0.779	0.688	0.356	0.0235	0.00868	1.25
	x3/16	2.75	0.809	0.511	0.293	0.790	0.754	0.529	0.318	0.0103	0.00382	1.26
L2 1/2 x 1 1/2 x 1/4	1/2	3.22	0.938	0.594	0.364	0.792	0.866	0.644	0.606	0.0209	0.00694	1.19
	x3/16	2.47	0.715	0.464	0.280	0.801	0.839	0.497	0.568	0.00921	0.00306	1.20
L2 x 2 x 3/8	5/8	4.70	1.36	0.476	0.348	0.591	0.632	0.629	0.342	0.0658	0.0174	1.05
	x5/16	3.92	1.15	0.414	0.298	0.598	0.609	0.537	0.290	0.0393	0.0106	1.06
	x1/4	3.19	0.938	0.346	0.244	0.605	0.586	0.440	0.236	0.0209	0.00572	1.08
	x3/16	2.44	0.715	0.271	0.188	0.612	0.561	0.338	0.180	0.00921	0.00254	1.09
	x1/8	1.65	0.484	0.189	0.129	0.620	0.534	0.230	0.123	0.00293	0.000789	1.10

Leg	Workable Gages in Angle Legs, in.														
	8	7	6	5	4	3 1/2	3	2 1/2	2	1 3/4	1 1/2	1 3/8	1 1/4	1	
g	4 1/2	4	3 1/2	3	2 1/2	2	1 3/4	1 3/8	1 1/8	1	7/8	7/8	3/4	5/8	
g ₁	3	2 1/2	2 1/4	2											
g ₂	3	3	2 1/2	1 3/4											

Note: Other gages are permitted to suit specific requirements subject to clearances and edge distance limitations

Table 1-7 (continued)
Angles
Properties



Shape	Axis Y-Y						Axis Z-Z				Q_s
	I	S	r	\bar{x}	Z	x_p	I	S	r	$Tan \alpha$	$F_y = 36$ ksi
	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.		
L3×2×1/2	0.667	0.470	0.543	0.580	0.887	0.377	0.409	0.266	0.425	0.413	1.00
×3/8	0.539	0.368	0.555	0.535	0.679	0.291	0.318	0.209	0.426	0.426	1.00
×5/16	0.467	0.314	0.562	0.511	0.572	0.247	0.271	0.179	0.428	0.432	1.00
×1/4	0.390	0.258	0.569	0.487	0.463	0.200	0.223	0.149	0.431	0.437	1.00
×3/16	0.305	0.198	0.577	0.462	0.351	0.153	0.173	0.116	0.435	0.442	0.912
L2 1/2×2 1/2×1/2	1.22	0.716	0.735	0.803	1.29	0.450	0.521	0.295	0.481	1.00	1.00
×3/8	0.972	0.558	0.749	0.758	1.00	0.347	0.400	0.226	0.481	1.00	1.00
×5/16	0.837	0.474	0.756	0.735	0.853	0.293	0.339	0.192	0.481	1.00	1.00
×1/4	0.692	0.387	0.764	0.711	0.694	0.237	0.275	0.156	0.482	1.00	1.00
×3/16	0.535	0.295	0.771	0.687	0.528	0.180	0.210	0.119	0.482	1.00	0.983
L2 1/2×2×3/8	0.513	0.361	0.574	0.578	0.657	0.311	0.273	0.189	0.419	0.612	1.00
×3/16	0.446	0.309	0.581	0.555	0.557	0.264	0.233	0.161	0.420	0.618	1.00
×1/4	0.372	0.253	0.589	0.532	0.454	0.214	0.191	0.133	0.423	0.624	1.00
×3/16	0.292	0.195	0.597	0.508	0.347	0.164	0.149	0.104	0.426	0.628	0.983
L2 1/2×1 1/2×1/4	0.160	0.142	0.411	0.372	0.261	0.189	0.0975	0.0818	0.321	0.354	1.00
×3/16	0.126	0.110	0.418	0.347	0.198	0.145	0.0760	0.0644	0.324	0.360	0.983
L2×2×3/8	0.476	0.348	0.591	0.632	0.628	0.342	0.203	0.144	0.386	1.00	1.00
×3/16	0.414	0.298	0.598	0.609	0.536	0.290	0.173	0.122	0.386	1.00	1.00
×1/4	0.346	0.244	0.605	0.586	0.440	0.236	0.141	0.1000	0.387	1.00	1.00
×3/16	0.271	0.188	0.612	0.561	0.338	0.180	0.109	0.0771	0.389	1.00	1.00
×1/8	0.189	0.129	0.620	0.534	0.230	0.123	0.0751	0.0531	0.391	1.00	0.912

t	Compactness Criteria for Angles		
	Compression	Flexure	
	non-slender up to	compact up to	non-compact up to
	Width of angle leg, in.		
1 1/8	8	8	—
1	↓	↓	—
7/8	↓	↓	—
3/4	↓	↓	—
5/8	↓	↓	—
9/16	7	↓	—
1/2	6	7	8
7/16	5	6	↓
3/8	4	5	↓
5/16	4	4	↓
1/4	3	3 1/2	6
3/16	2	2 1/2	4
1/8	1 1/2	1 1/2	3

A.2 TABLA DE RESISTENCIA A CARGA AXIAL DE PERFILES

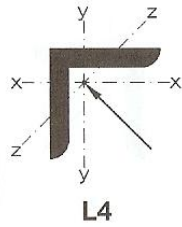


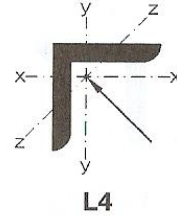
Table 4-11 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Centrically Loaded Single Angles

$F_y = 36 \text{ ksi}$

Shape		L4×4×											
		3/4		5/8		1/2		7/16		3/8		5/16	
Wt/ft		18.5		15.7		12.7		11.2		9.7		8.2	
Design		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	117	176	99.3	149	80.8	121	71.4	107	61.7	92.7	51.6	77.5
	1	116	174	98.0	147	79.7	120	70.5	106	60.9	91.5	51.0	76.6
	2	111	168	94.4	142	76.8	115	67.9	102	58.6	88.1	49.1	73.8
	3	105	157	88.6	133	72.1	108	63.7	95.8	55.1	82.8	46.1	69.4
	4	95.8	144	81.1	122	66.0	99.2	58.4	87.7	50.5	75.9	42.3	63.6
	5	85.4	128	72.3	109	58.9	88.6	52.1	78.4	45.1	67.8	37.8	56.9
	6	74.3	112	62.9	94.6	51.3	77.1	45.4	68.3	39.3	59.1	33.0	49.6
	7	63.1	94.8	53.4	80.2	43.6	65.5	38.6	58.0	33.4	50.2	28.1	42.2
	8	52.1	78.4	44.1	66.4	36.0	54.2	32.0	48.0	27.7	41.7	23.3	35.1
	9	42.0	63.1	35.5	53.4	29.0	43.6	25.8	38.7	22.4	33.6	18.9	28.3
	10	34.0	51.1	28.8	43.3	23.5	35.4	20.9	31.4	18.1	27.2	15.3	23.0
	11	28.1	42.2	23.8	35.7	19.4	29.2	17.2	25.9	15.0	22.5	12.6	19.0
	12	23.6	35.5	20.0	30.0	16.3	24.6	14.5	21.8	12.6	18.9	10.6	15.9
13												9.04	13.6
Properties													
A_g (in. ²)	5.44		4.61		3.75		3.31		2.86		2.40		
r_z (in.)	0.774		0.774		0.776		0.777		0.779		0.781		
ASD	LRFD		Note: Heavy line indicates Kl/r equal to or greater than 200.										
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

$F_y = 36$ ksi

Table 4-11 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Centrically Loaded Single Angles



Shape	L4x4x		L4x3 1/2x								L4x3x		
	1/4 ^c		1/2		3/8		5/16		1/4 ^c		5/8		
Wt/ft	6.6		11.9		9.1		7.7		6.2		13.6		
Design	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	38.1	57.3	75.5	114	57.6	86.5	48.4	72.7	35.6	53.5	83.9	126
	1	37.7	56.7	74.4	112	56.7	85.2	47.7	71.7	35.1	52.8	82.3	124
	2	36.4	54.8	71.2	107	54.3	81.6	45.6	68.6	33.7	50.7	77.7	117
	3	34.4	51.8	66.1	99.4	50.4	75.8	42.4	63.8	31.6	47.5	70.7	106
	4	31.8	47.8	59.6	89.6	45.5	68.4	38.3	57.6	28.8	43.3	61.9	93.0
	5	28.8	43.2	52.2	78.4	39.9	60.0	33.6	50.6	25.6	38.4	52.1	78.4
	6	25.4	38.2	44.3	66.6	34.0	51.0	28.7	43.1	22.1	33.2	42.3	63.6
	7	21.9	33.0	36.6	55.0	28.1	42.2	23.7	35.7	18.6	28.0	33.0	49.6
	8	18.5	27.8	29.3	44.0	22.5	33.9	19.1	28.7	15.3	23.0	25.3	38.0
	9	15.3	23.0	23.1	34.8	17.8	26.8	15.1	22.7	12.2	18.3	20.0	30.0
	10	12.4	18.6	18.7	28.2	14.4	21.7	12.2	18.4	9.89	14.9	16.2	24.3
	11	10.2	15.4	15.5	23.3	11.9	17.9	10.1	15.2	8.17	12.3		
	12	8.61	12.9					8.49	12.8	6.87	10.3		
13	7.34	11.0											
Properties													
A_g (in. ²)	1.94	3.50	2.67	2.25	1.81	3.89							
r_z (in.)	0.783	0.716	0.719	0.721	0.723	0.631							
ASD	LRFD		^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates KL/r equal to or greater than 200.										
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

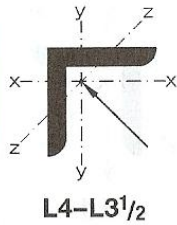
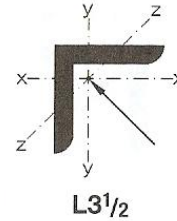


Table 4-11 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Centrally Loaded Single Angles

$F_y = 36$ ksi

Shape	L4×3×								L3 1/2×3 1/2×				
	1/2		3/8		5/16		1/4 ^c		1/2		7/16		
Wt/ft	11.1		8.5		7.1		5.8		11.1		9.8		
Design	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	70.1	105	53.5	80.4	44.9	67.5	33.2	49.9	70.1	105	61.9	93.0
	1	68.7	103	52.5	78.9	44.1	66.3	32.7	49.1	68.9	104	60.9	91.5
	2	64.9	97.6	49.6	74.5	41.7	62.7	31.0	46.7	65.6	98.6	57.9	87.1
	3	59.1	88.8	45.2	67.9	38.0	57.1	28.5	42.9	60.4	90.8	53.4	80.3
	4	51.7	77.8	39.6	59.5	33.4	50.1	25.3	38.1	53.9	81.0	47.6	71.6
	5	43.6	65.6	33.4	50.3	28.2	42.4	21.8	32.7	46.5	69.8	41.1	61.8
	6	35.4	53.2	27.2	40.9	23.0	34.6	18.1	27.2	38.8	58.3	34.3	51.6
	7	27.7	41.6	21.3	32.0	18.1	27.1	14.5	21.8	31.3	47.1	27.8	41.7
	8	21.2	31.9	16.3	24.6	13.9	20.8	11.3	16.9	24.5	36.8	21.7	32.6
	9	16.8	25.2	12.9	19.4	10.9	16.5	8.91	13.4	19.3	29.0	17.1	25.8
	10	13.6	20.4	10.5	15.7	8.87	13.3	7.21	10.8	15.7	23.5	13.9	20.9
	11									12.9	19.4	11.5	17.2
Properties													
A_g (in. ²)	3.25		2.48		2.09		1.69		3.25		2.87		
r_z (in.)	0.633		0.636		0.638		0.639		0.679		0.681		
ASD	LRFD		^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates Kl/r equal to or greater than 200.										
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

$F_y = 36$ ksi
Table 4-11 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Centrally Loaded Single Angles



Shape	L3 1/2 x 3 1/2 x						L3 1/2 x 3 x						
	3/8		5/16		1/4 ^c		1/2		7/16		3/8		
Wt/ft	8.5		7.2		5.8		10.3		9.1		7.9		
Design	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	53.5	80.4	45.1	67.7	35.2	52.8	64.7	97.2	57.1	85.9	49.6	74.5
	1	52.6	79.1	44.3	66.6	34.6	52.0	63.4	95.3	56.0	84.2	48.6	73.1
	2	50.1	75.3	42.2	63.5	33.1	49.7	59.7	89.8	52.8	79.3	45.8	68.9
	3	46.2	69.4	39.0	58.6	30.6	46.0	54.1	81.3	47.8	71.9	41.6	62.5
	4	41.2	61.9	34.8	52.3	27.5	41.3	47.1	70.8	41.6	62.6	36.2	54.4
	5	35.6	53.5	30.1	45.2	23.9	35.9	39.4	59.2	34.9	52.4	30.4	45.6
	6	29.8	44.8	25.2	37.9	20.2	30.3	31.7	47.6	28.1	42.2	24.5	36.8
	7	24.1	36.2	20.4	30.7	16.5	24.8	24.4	36.7	21.7	32.6	18.9	28.5
	8	18.9	28.3	16.0	24.1	13.1	19.6	18.7	28.1	16.6	24.9	14.5	21.8
	9	14.9	22.4	12.7	19.0	10.3	15.5	14.8	22.2	13.1	19.7	11.5	17.2
	10	12.1	18.1	10.2	15.4	8.36	12.6	12.0	18.0	10.6	16.0	9.28	13.9
	11	10.0	15.0	8.47	12.7	6.91	10.4						
Properties													
A_g (in. ²)	2.48		2.09		1.69		3.00		2.65		2.30		
r_z (in.)	0.683		0.685		0.688		0.618		0.620		0.622		
ASD	LRFD		^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates Kl/r equal to or greater than 200.										
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

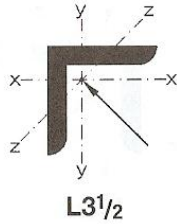


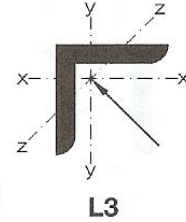
Table 4-11 (continued)
Available Strength in Axial Compression, kips
Centrically Loaded Single Angles

$F_y = 36$ ksi

Shape	L3 1/2 x 3 x				L3 1/2 x 2 1/2 x								
	5/16		1/4 ^c		1/2		3/8		5/16		1/4 ^c		
Wt/ft	6.7		5.4		9.4		7.2		6.1		4.9		
Design	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	41.6	62.5	32.5	48.8	59.3	89.1	45.5	68.4	38.4	57.7	30.0	45.0
	1	40.8	61.3	31.9	47.9	57.7	86.7	44.3	66.6	37.4	56.2	29.2	43.9
	2	38.5	57.9	30.1	45.3	53.3	80.0	40.9	61.5	34.6	51.9	27.1	40.7
	3	34.9	52.5	27.5	41.3	46.6	70.0	35.8	53.9	30.3	45.6	23.9	36.0
	4	30.5	45.8	24.1	36.2	38.6	58.0	29.8	44.8	25.2	37.9	20.1	30.2
	5	25.6	38.5	20.4	30.7	30.3	45.6	23.5	35.3	19.9	29.9	16.0	24.1
	6	20.7	31.0	16.6	25.0	22.5	33.9	17.5	26.3	14.9	22.4	12.2	18.3
	7	16.0	24.1	13.1	19.6	16.6	24.9	12.9	19.3	11.0	16.5	8.98	13.5
	8	12.3	18.4	10.0	15.1	12.7	19.1	9.85	14.8	8.40	12.6	6.88	10.3
	9	9.69	14.6	7.92	11.9							5.43	8.17
	10	7.85	11.8	6.41	9.64								
Properties													
A_g (in. ²)	1.93		1.56		2.75		2.11		1.78		1.44		
r_z (in.)	0.624		0.628		0.532		0.535		0.538		0.541		
ASD	LRFD		^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates Kl/r equal to or greater than 200.										
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

$F_y = 36$ ksi

Table 4-11 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Centrally Loaded Single Angles



Shape		L3×3×											
		1/2		7/16		3/8		5/16		1/4		3/16 ^c	
Wt/ft		9.35		8.28		7.17		6.04		4.89		3.70	
Design		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	59.2	89.0	52.4	78.8	45.4	68.3	38.3	57.5	31.0	46.5	21.4	32.1
	1	57.9	87.1	51.3	77.0	44.4	66.8	37.4	56.3	30.3	45.5	21.0	31.5
	2	54.1	81.4	47.9	72.0	41.5	62.4	35.0	52.6	28.3	42.6	19.7	29.7
	3	48.4	72.7	42.8	64.3	37.1	55.8	31.3	47.1	25.4	38.1	17.8	26.8
	4	41.3	62.1	36.6	55.0	31.7	47.7	26.8	40.3	21.7	32.6	15.5	23.3
	5	33.7	50.7	29.9	44.9	25.9	39.0	21.9	32.9	17.8	26.7	12.9	19.4
	6	26.3	39.5	23.3	35.0	20.3	30.5	17.1	25.8	13.9	20.9	10.4	15.6
	7	19.7	29.6	17.4	26.2	15.2	22.8	12.9	19.3	10.5	15.7	7.97	12.0
	8	15.1	22.7	13.4	20.1	11.6	17.5	9.84	14.8	8.01	12.0	6.10	9.17
	9	11.9	17.9	10.6	15.9	9.18	13.8	7.77	11.7	6.33	9.51	4.82	7.24
Properties													
A_g (in. ²)		2.75		2.43		2.11		1.78		1.44		1.09	
r_z (in.)		0.580		0.580		0.581		0.583		0.585		0.586	
ASD	LRFD	^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates K/r equal to or greater than 200.											
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

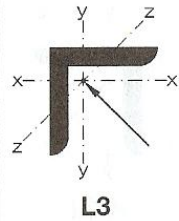


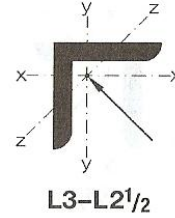
Table 4-11 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Centrically Loaded Single Angles

$F_y = 36$ ksi

Shape		L3×2½×											
		½		7/16		3/8		5/16		¼		3/16 ^c	
Wt/ft		8.53		7.56		6.56		5.54		4.49		3.41	
Design		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	53.9	81.0	47.6	71.6	41.4	62.2	36.0	54.1	28.2	42.4	19.6	29.4
	1	52.4	78.7	46.3	69.6	40.2	60.5	35.0	52.6	27.5	41.3	19.1	28.7
	2	48.1	72.3	42.5	63.9	36.9	55.5	32.2	48.3	25.2	37.9	17.7	26.6
	3	41.7	62.7	36.9	55.4	32.1	48.2	27.9	42.0	21.9	33.0	15.6	23.4
	4	34.2	51.3	30.2	45.4	26.3	39.5	22.9	34.4	18.0	27.1	13.0	19.6
	5	26.4	39.7	23.4	35.1	20.3	30.6	17.8	26.7	14.0	21.0	10.4	15.6
	6	19.3	29.0	17.0	25.6	14.9	22.3	13.0	19.5	10.3	15.4	7.84	11.8
	7	14.2	21.3	12.5	18.8	10.9	16.4	9.54	14.3	7.54	11.3	5.77	8.67
	8	10.8	16.3	9.59	14.4	8.36	12.6	7.31	11.0	5.77	8.67	4.42	6.64
Properties													
A_g (in. ²)	2.50		2.21		1.92		1.67		1.31		1.00		
r_z (in.)	0.516		0.516		0.517		0.518		0.520		0.521		
ASD	LRFD		^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates Kl/r equal to or greater than 200.										
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

$F_y = 36$ ksi

Table 4-11 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Centrally Loaded Single Angles



Shape	L3×2×										L2 ¹ / ₂ ×2 ¹ / ₂ ×		
	1/2		3/8		5/16		1/4		3/16 ^c		1/2		
Wt/ft	7.70		5.95		5.03		4.09		3.12		7.65		
Design	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	48.5	72.9	37.3	56.1	31.5	47.3	25.7	38.6	17.7	26.6	48.5	72.8
	1	46.5	69.9	35.8	53.8	30.2	45.4	24.6	37.0	17.1	25.7	46.9	70.5
	2	41.0	61.6	31.6	47.4	26.7	40.1	21.8	32.8	15.3	23.0	42.5	63.9
	3	33.3	50.0	25.6	38.5	21.7	32.6	17.8	26.7	12.8	19.2	36.1	54.3
	4	24.8	37.3	19.1	28.8	16.3	24.4	13.4	20.1	9.87	14.8	28.7	43.2
	5	17.0	25.5	13.1	19.7	11.2	16.8	9.24	13.9	7.10	10.7	21.4	32.2
	6	11.8	17.7	9.12	13.7	7.77	11.7	6.42	9.64	4.94	7.43	15.1	22.7
	7	8.66	13.0	6.70	10.1	5.71	8.58	4.71	7.08	3.63	5.46	11.1	16.7
	8											8.50	12.8
Properties													
A_g (in. ²)	2.25		1.73		1.46		1.19		0.902		2.25		
r_z (in.)	0.425		0.426		0.428		0.431		0.435		0.481		
ASD	LRFD		^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates KL/r equal to or greater than 200.										
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

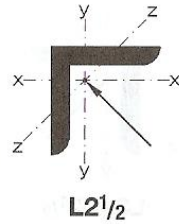


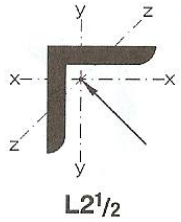
Table 4-11 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Centrically Loaded Single Angles

$F_y = 36$ ksi

Shape	$L2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} \times$						$L2\frac{1}{2} \times 2 \times$				
	$\frac{3}{8}$		$\frac{5}{16}$		$\frac{1}{4}$		$\frac{3}{16}^c$				
Wt/ft	5.90		4.98		4.04		3.06				
Design	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$			
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD			
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	37.4	56.1	31.5	47.4	25.6	38.4	19.1	28.7	33.4	50.2
	1	36.1	54.3	30.5	45.9	24.7	37.2	18.5	27.8	32.0	48.1
	2	32.8	49.2	27.7	41.6	22.4	33.7	16.8	25.2	28.1	42.2
	3	27.8	41.8	23.5	35.3	19.1	28.6	14.3	21.5	22.6	34.0
	4	22.1	33.2	18.7	28.1	15.2	22.8	11.4	17.2	16.7	25.2
	5	16.4	24.7	13.9	20.9	11.3	17.0	8.56	12.9	11.4	17.1
	6	11.6	17.4	9.82	14.8	7.98	12.0	6.07	9.13	7.88	11.8
	7	8.53	12.8	7.21	10.8	5.87	8.82	4.46	6.70		
	8	6.53	9.81	5.52	8.30	4.49	6.75	3.42	5.13		
Properties											
A_g (in. ²)	1.73		1.46		1.19		0.900		1.55		
r_z (in.)	0.481		0.481		0.482		0.482		0.419		
ASD	LRFD		^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates KL/r equal to or greater than 200.								
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$										

Table 4-11 (continued)
Available Strength in Axial Compression, kips
Concentrically Loaded Single Angles

$F_y = 36$ ksi



L2¹/₂

Shape	L2 ¹ / ₂ × 2 ×						L2 ¹ / ₂ × 1 ¹ / ₂ ×				
	5/16		1/4		3/16 ^c		1/4		3/16 ^c		
Wt/ft	4.49		3.65		2.78		3.22		2.47		
Design	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	28.2	42.4	22.9	34.3	17.1	25.8	20.2	30.4	15.2	22.8
	1	27.1	40.7	21.9	32.9	16.5	24.7	18.8	28.2	14.1	21.2
	2	23.8	35.7	19.3	29.0	14.5	21.9	15.1	22.6	11.4	17.1
	3	19.2	28.8	15.6	23.4	11.8	17.8	10.4	15.7	8.00	12.0
	4	14.2	21.4	11.6	17.4	8.89	13.4	6.30	9.47	4.89	7.36
	5	9.66	14.5	7.90	11.9	6.13	9.21	4.03	6.06	3.13	4.71
	6	6.71	10.1	5.49	8.25	4.26	6.40				
	7	4.93	7.41	4.03	6.06	3.13	4.70				
Properties											
A_g (in. ²)	1.31		1.06		0.809		0.938		0.715		
r_z (in.)	0.420		0.423		0.426		0.321		0.324		
ASD	LRFD		^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates KL/r equal to or greater than 200.								
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$										

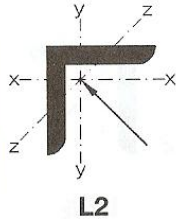


Table 4-11 (continued)
Available Strength in
Axial Compression, kips
Centrically Loaded Single Angles

$F_y = 36$ ksi

Shape		L2×2×									
		³ / ₈		⁵ / ₁₆		¹ / ₄		³ / ₁₆		¹ / ₈ ^c	
Wt/ft		4.65		3.94		3.21		2.46		1.67	
Design		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_z	0	29.3	44.1	24.8	37.3	20.2	30.4	15.4	23.2	9.52	14.3
	1	27.9	41.9	23.6	35.4	19.2	28.9	14.7	22.0	9.09	13.7
	2	23.9	35.9	20.2	30.4	16.5	24.8	12.6	19.0	7.94	11.9
	3	18.5	27.9	15.7	23.6	12.8	19.3	9.82	14.8	6.33	9.52
	4	13.0	19.5	11.0	16.5	8.99	13.5	6.91	10.4	4.62	6.94
	5	8.45	12.7	7.15	10.7	5.86	8.81	4.51	6.78	3.09	4.64
	6	5.87	8.82	4.96	7.46	4.07	6.12	3.13	4.71	2.15	3.23
Properties											
A_g (in. ²)		1.36		1.15		0.938		0.715		0.484	
r_z (in.)		0.386		0.386		0.387		0.389		0.391	
ASD		LRFD		^c Shape is slender for compression with $F_y = 36$ ksi. Note: Heavy line indicates Kl/r equal to or greater than 200.							
$\Omega_c = 1.67$		$\phi_c = 0.90$									

Table 4-21
Stiffness Reduction Factor



ASD $\frac{P_a}{A_g}$	LRFD $\frac{P_u}{A_g}$	F_y , ksi									
		35		36		42		46		50	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
45		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
44		-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.059
43		-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.118
42		-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.175
41		-	-	-	-	-	-	-	0.0262	-	0.231
40		-	-	-	-	-	-	-	0.0905	-	0.285
39		-	-	-	-	-	-	-	0.153	-	0.338
38		-	-	-	-	-	-	-	0.214	-	0.389
37		-	-	-	-	-	0.0570	-	0.274	-	0.438
36		-	-	-	-	-	0.127	-	0.331	-	0.486
35		-	-	-	-	-	0.194	-	0.387	-	0.532
34		-	-	-	-	-	0.260	-	0.441	-	0.577
33		-	-	-	-	-	0.323	-	0.492	-	0.620
32		-	-	-	0.0334	-	0.384	-	0.542	-	0.660
31		-	0.0429	-	0.115	-	0.443	-	0.590	-	0.699
30		-	0.127	-	0.194	-	0.500	-	0.636	-	0.736
29		-	0.207	-	0.270	-	0.554	-	0.679	0.0842	0.771
28		-	0.285	-	0.344	-	0.606	-	0.720	0.171	0.804
27		-	0.360	-	0.414	-	0.655	0.0534	0.759	0.254	0.835
26		-	0.431	-	0.481	-	0.701	0.148	0.796	0.334	0.863
25		-	0.500	-	0.545	0.0162	0.745	0.240	0.830	0.410	0.890
24		-	0.564	-	0.606	0.122	0.786	0.327	0.861	0.483	0.913
23		-	0.626	-	0.663	0.223	0.823	0.410	0.890	0.552	0.934
22		-	0.683	-	0.716	0.319	0.858	0.489	0.915	0.617	0.953
21		-	0.736	0.0695	0.766	0.410	0.890	0.563	0.938	0.678	0.969
20		0.122	0.786	0.189	0.811	0.496	0.917	0.633	0.957	0.734	0.982
19		0.242	0.831	0.303	0.853	0.577	0.942	0.698	0.974	0.786	0.992
18		0.356	0.871	0.410	0.890	0.652	0.962	0.757	0.986	0.833	0.998
17		0.462	0.907	0.510	0.922	0.721	0.979	0.811	0.996	0.875	1.00
16		0.561	0.937	0.603	0.949	0.784	0.991	0.860	1.00	0.912	
15		0.652	0.962	0.687	0.971	0.840	0.999	0.902		0.943	
14		0.734	0.982	0.764	0.988	0.888	1.00	0.937		0.968	
13		0.807	0.995	0.831	0.998	0.929		0.965		0.987	
12		0.870	1.00	0.888	1.00	0.962		0.986		0.998	
11		0.922		0.935		0.985		0.999		1.00	
10		0.962		0.971		0.999		1.00			
9		0.989		0.993		1.00					
8		1.00		1.00							
7											
6											
5											

Indicates stiffness reduction factor is not applicable because the required strength exceeds the available strength for $Kl/r = 0$.

**Table 4-22
Available Critical Stress for
Compression Members**

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
1	21.0	31.5	1	21.6	32.4	1	25.1	37.8	1	27.5	41.4	1	29.9	45.0
2	21.0	31.5	2	21.6	32.4	2	25.1	37.8	2	27.5	41.4	2	29.9	45.0
3	20.9	31.5	3	21.5	32.4	3	25.1	37.8	3	27.5	41.4	3	29.9	45.0
4	20.9	31.5	4	21.5	32.4	4	25.1	37.8	4	27.5	41.4	4	29.9	44.9
5	20.9	31.5	5	21.5	32.4	5	25.1	37.7	5	27.5	41.3	5	29.9	44.9
6	20.9	31.4	6	21.5	32.3	6	25.1	37.7	6	27.5	41.3	6	29.9	44.9
7	20.9	31.4	7	21.5	32.3	7	25.1	37.7	7	27.5	41.3	7	29.8	44.8
8	20.9	31.4	8	21.5	32.3	8	25.1	37.7	8	27.4	41.2	8	29.8	44.8
9	20.9	31.4	9	21.5	32.3	9	25.0	37.6	9	27.4	41.2	9	29.8	44.7
10	20.9	31.3	10	21.4	32.2	10	25.0	37.6	10	27.4	41.1	10	29.7	44.7
11	20.8	31.3	11	21.4	32.2	11	25.0	37.5	11	27.3	41.1	11	29.7	44.6
12	20.8	31.3	12	21.4	32.2	12	24.9	37.5	12	27.3	41.0	12	29.6	44.5
13	20.8	31.2	13	21.4	32.1	13	24.9	37.4	13	27.2	40.9	13	29.6	44.4
14	20.7	31.2	14	21.3	32.1	14	24.8	37.3	14	27.2	40.9	14	29.5	44.4
15	20.7	31.1	15	21.3	32.0	15	24.8	37.3	15	27.1	40.8	15	29.5	44.3
16	20.7	31.1	16	21.3	32.0	16	24.8	37.2	16	27.1	40.7	16	29.4	44.2
17	20.7	31.0	17	21.2	31.9	17	24.7	37.1	17	27.0	40.6	17	29.3	44.1
18	20.6	31.0	18	21.2	31.9	18	24.7	37.1	18	27.0	40.5	18	29.2	43.9
19	20.6	30.9	19	21.2	31.8	19	24.6	37.0	19	26.9	40.4	19	29.2	43.8
20	20.5	30.9	20	21.1	31.7	20	24.5	36.9	20	26.8	40.3	20	29.1	43.7
21	20.5	30.8	21	21.1	31.7	21	24.5	36.8	21	26.7	40.2	21	29.0	43.6
22	20.4	30.7	22	21.0	31.6	22	24.4	36.7	22	26.7	40.1	22	28.9	43.4
23	20.4	30.7	23	21.0	31.5	23	24.3	36.6	23	26.6	40.0	23	28.8	43.3
24	20.3	30.6	24	20.9	31.4	24	24.3	36.5	24	26.5	39.8	24	28.7	43.1
25	20.3	30.5	25	20.9	31.4	25	24.2	36.4	25	26.4	39.7	25	28.6	43.0
26	20.2	30.4	26	20.8	31.3	26	24.1	36.3	26	26.3	39.6	26	28.5	42.8
27	20.2	30.3	27	20.7	31.2	27	24.0	36.1	27	26.2	39.4	27	28.4	42.7
28	20.1	30.3	28	20.7	31.1	28	24.0	36.0	28	26.1	39.3	28	28.3	42.5
29	20.1	30.2	29	20.6	31.0	29	23.9	35.9	29	26.0	39.1	29	28.2	42.3
30	20.0	30.1	30	20.6	30.9	30	23.8	35.8	30	25.9	39.0	30	28.0	42.1
31	20.0	30.0	31	20.5	30.8	31	23.7	35.6	31	25.8	38.8	31	27.9	41.9
32	19.9	29.9	32	20.4	30.7	32	23.6	35.5	32	25.7	38.6	32	27.8	41.8
33	19.8	29.8	33	20.4	30.6	33	23.5	35.4	33	25.6	38.5	33	27.7	41.6
34	19.8	29.7	34	20.3	30.5	34	23.4	35.2	34	25.5	38.3	34	27.5	41.4
35	19.7	29.6	35	20.2	30.4	35	23.3	35.1	35	25.4	38.1	35	27.4	41.2
36	19.6	29.5	36	20.1	30.3	36	23.2	34.9	36	25.2	37.9	36	27.2	40.9
37	19.5	29.4	37	20.1	30.1	37	23.1	34.8	37	25.1	37.8	37	27.1	40.7
38	19.5	29.3	38	20.0	30.0	38	23.0	34.6	38	25.0	37.6	38	26.9	40.5
39	19.4	29.1	39	19.9	29.9	39	22.9	34.4	39	24.9	37.4	39	26.8	40.3
40	19.3	29.0	40	19.8	29.8	40	22.8	34.3	40	24.7	37.2	40	26.6	40.0

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

**Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members**

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1
56	17.9	26.8	56	18.3	27.5	56	20.7	31.2	56	22.3	33.5	56	23.8	35.8
57	17.7	26.7	57	18.2	27.3	57	20.6	31.0	57	22.1	33.3	57	23.6	35.5
58	17.6	26.5	58	18.1	27.1	58	20.5	30.7	58	22.0	33.0	58	23.4	35.2
59	17.5	26.4	59	17.9	27.0	59	20.3	30.5	59	21.8	32.8	59	23.2	34.9
60	17.4	26.2	60	17.8	26.8	60	20.2	30.3	60	21.6	32.5	60	23.0	34.6
61	17.3	26.0	61	17.7	26.6	61	20.0	30.1	61	21.4	32.2	61	22.8	34.3
62	17.2	25.9	62	17.6	26.5	62	19.9	29.9	62	21.3	32.0	62	22.6	34.0
63	17.1	25.7	63	17.5	26.3	63	19.7	29.6	63	21.1	31.7	63	22.4	33.7
64	17.0	25.5	64	17.4	26.1	64	19.6	29.4	64	20.9	31.4	64	22.2	33.4
65	16.9	25.4	65	17.3	25.9	65	19.4	29.2	65	20.7	31.2	65	22.0	33.0
66	16.8	25.2	66	17.1	25.8	66	19.2	28.9	66	20.5	30.9	66	21.8	32.7
67	16.7	25.0	67	17.0	25.6	67	19.1	28.7	67	20.4	30.6	67	21.6	32.4
68	16.5	24.9	68	16.9	25.4	68	18.9	28.5	68	20.2	30.3	68	21.4	32.1
69	16.4	24.7	69	16.8	25.2	69	18.8	28.2	69	20.0	30.1	69	21.1	31.8
70	16.3	24.5	70	16.7	25.0	70	18.6	28.0	70	19.8	29.8	70	20.9	31.4
71	16.2	24.3	71	16.5	24.8	71	18.5	27.7	71	19.6	29.5	71	20.7	31.1
72	16.1	24.2	72	16.4	24.7	72	18.3	27.5	72	19.4	29.2	72	20.5	30.8
73	16.0	24.0	73	16.3	24.5	73	18.1	27.2	73	19.2	28.9	73	20.3	30.5
74	15.8	23.8	74	16.2	24.3	74	18.0	27.0	74	19.1	28.6	74	20.1	30.2
75	15.7	23.6	75	16.0	24.1	75	17.8	26.8	75	18.9	28.4	75	19.8	29.8
76	15.6	23.4	76	15.9	23.9	76	17.6	26.5	76	18.7	28.1	76	19.6	29.5
77	15.5	23.3	77	15.8	23.7	77	17.5	26.3	77	18.5	27.8	77	19.4	29.2
78	15.4	23.1	78	15.6	23.5	78	17.3	26.0	78	18.3	27.5	78	19.2	28.8
79	15.2	22.9	79	15.5	23.3	79	17.1	25.8	79	18.1	27.2	79	19.0	28.5
80	15.1	22.7	80	15.4	23.1	80	17.0	25.5	80	17.9	26.9	80	18.8	28.2
ASD		LRFD												
$\Omega_c = 1.67$		$\phi_c = 0.90$												

**Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members**

$F_y = 35\text{ksi}$			$F_y = 36\text{ksi}$			$F_y = 42\text{ksi}$			$F_y = 46\text{ksi}$			$F_y = 50\text{ksi}$		
$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{Kl}{r}$	$\frac{F_{cr}}{\Omega_c}$	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
121	9.91	14.9	121	10.0	15.0	121	10.2	15.4	121	10.3	15.4	121	10.3	15.4
122	9.79	14.7	122	9.85	14.8	122	10.1	15.2	122	10.1	15.2	122	10.1	15.2
123	9.67	14.5	123	9.72	14.6	123	9.93	14.9	123	9.94	14.9	123	9.94	14.9
124	9.55	14.3	124	9.59	14.4	124	9.78	14.7	124	9.78	14.7	124	9.78	14.7
125	9.43	14.2	125	9.47	14.2	125	9.62	14.5	125	9.62	14.5	125	9.62	14.5
126	9.31	14.0	126	9.35	14.0	126	9.47	14.2	126	9.47	14.2	126	9.47	14.2
127	9.19	13.8	127	9.22	13.9	127	9.32	14.0	127	9.32	14.0	127	9.32	14.0
128	9.07	13.6	128	9.10	13.7	128	9.17	13.8	128	9.17	13.8	128	9.17	13.8
129	8.95	13.4	129	8.98	13.5	129	9.03	13.6	129	9.03	13.6	129	9.03	13.6
130	8.83	13.3	130	8.86	13.3	130	8.89	13.4	130	8.89	13.4	130	8.89	13.4
131	8.71	13.1	131	8.73	13.1	131	8.76	13.2	131	8.76	13.2	131	8.76	13.2
132	8.60	12.9	132	8.61	12.9	132	8.63	13.0	132	8.63	13.0	132	8.63	13.0
133	8.48	12.7	133	8.49	12.8	133	8.50	12.8	133	8.50	12.8	133	8.50	12.8
134	8.37	12.6	134	8.37	12.6	134	8.37	12.6	134	8.37	12.6	134	8.37	12.6
135	8.25	12.4	135	8.25	12.4	135	8.25	12.4	135	8.25	12.4	135	8.25	12.4
136	8.13	12.2	136	8.13	12.2	136	8.13	12.2	136	8.13	12.2	136	8.13	12.2
137	8.01	12.0	137	8.01	12.0	137	8.01	12.0	137	8.01	12.0	137	8.01	12.0
138	7.89	11.9	138	7.89	11.9	138	7.89	11.9	138	7.89	11.9	138	7.89	11.9
139	7.78	11.7	139	7.78	11.7	139	7.78	11.7	139	7.78	11.7	139	7.78	11.7
140	7.67	11.5	140	7.67	11.5	140	7.67	11.5	140	7.67	11.5	140	7.67	11.5
141	7.56	11.4	141	7.56	11.4	141	7.56	11.4	141	7.56	11.4	141	7.56	11.4
142	7.45	11.2	142	7.45	11.2	142	7.45	11.2	142	7.45	11.2	142	7.45	11.2
143	7.35	11.0	143	7.35	11.0	143	7.35	11.0	143	7.35	11.0	143	7.35	11.0
144	7.25	10.9	144	7.25	10.9	144	7.25	10.9	144	7.25	10.9	144	7.25	10.9
145	7.15	10.7	145	7.15	10.7	145	7.15	10.7	145	7.15	10.7	145	7.15	10.7
146	7.05	10.6	146	7.05	10.6	146	7.05	10.6	146	7.05	10.6	146	7.05	10.6
147	6.96	10.5	147	6.96	10.5	147	6.96	10.5	147	6.96	10.5	147	6.96	10.5
148	6.86	10.3	148	6.86	10.3	148	6.86	10.3	148	6.86	10.3	148	6.86	10.3
149	6.77	10.2	149	6.77	10.2	149	6.77	10.2	149	6.77	10.2	149	6.77	10.2
150	6.68	10.0	150	6.68	10.0	150	6.68	10.0	150	6.68	10.0	150	6.68	10.0
151	6.59	9.91	151	6.59	9.91	151	6.59	9.91	151	6.59	9.91	151	6.59	9.91
152	6.51	9.78	152	6.51	9.78	152	6.51	9.78	152	6.51	9.78	152	6.51	9.78
153	6.42	9.65	153	6.42	9.65	153	6.42	9.65	153	6.42	9.65	153	6.42	9.65
154	6.34	9.53	154	6.34	9.53	154	6.34	9.53	154	6.34	9.53	154	6.34	9.53
155	6.26	9.40	155	6.26	9.40	155	6.26	9.40	155	6.26	9.40	155	6.26	9.40
156	6.18	9.28	156	6.18	9.28	156	6.18	9.28	156	6.18	9.28	156	6.18	9.28
157	6.10	9.17	157	6.10	9.17	157	6.10	9.17	157	6.10	9.17	157	6.10	9.17
158	6.02	9.05	158	6.02	9.05	158	6.02	9.05	158	6.02	9.05	158	6.02	9.05
159	5.95	8.94	159	5.95	8.94	159	5.95	8.94	159	5.95	8.94	159	5.95	8.94
160	5.87	8.82	160	5.87	8.82	160	5.87	8.82	160	5.87	8.82	160	5.87	8.82

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

A.3 TABLA DE RESISTENCIA A FLEXION DE PERFILES

Z_x

**Table 3-2 (continued)
W Shapes
Selection by Z_x**

F_y = 50 ksi

Shape	Z _x in. ³	M _{px} /Ω _b		φ _b M _{px}		M _{rx} /Ω _b		φ _b M _{rx}		BF		L _p ft	L _r ft	I _x in. ⁴	V _{nx} /Ω _v		φ _v V _{nx}	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips	kips	kips				ASD	LRFD	ASD	LRFD
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD		
W24×84	224	559	840	342	515	16.2	24.3	6.89	20.3	2370	227	340						
W21×93	221	551	829	335	504	14.6	21.9	6.50	21.3	2070	251	376						
W12×136	214	534	803	325	488	4.01	6.03	11.2	63.3	1240	212	318						
W14×120	212	529	795	332	499	5.09	7.64	13.2	52.0	1380	171	256						
W18×97	211	526	791	328	494	9.45	14.2	9.36	30.3	1750	199	298						
W24×76	200	499	750	307	462	15.0	22.5	6.78	19.6	2100	210	316						
W16×100	198	494	743	306	459	7.90	11.9	8.87	32.7	1490	199	298						
W21×83	196	489	735	299	449	13.8	20.8	6.46	20.2	1830	221	331						
W14×109	192	479	720	302	454	5.02	7.54	13.2	48.4	1240	150	226						
W18×86	186	464	698	290	436	9.04	13.6	9.29	28.5	1070	177	265						
W12×120	186	464	698	285	428	3.95	5.93	11.1	56.5	1530	186	279						
W24×68	177	442	664	269	404	14.1	21.2	6.61	18.8	1830	197	295						
W16×89	175	437	656	271	407	7.74	11.6	8.80	30.2	1300	176	264						
W14×99 ^f	173	430	646	274	412	4.89	7.35	13.5	45.3	1110	137	206						
W21×73	172	429	645	264	396	12.9	19.4	6.39	19.2	1600	193	290						
W12×106	164	409	615	253	381	3.93	5.90	11.0	50.7	933	157	236						
W18×76	163	407	611	255	383	8.49	12.8	9.22	27.1	1330	155	232						
W21×68	160	399	600	245	368	12.5	18.8	6.36	18.7	1480	182	273						
W14×90 ^f	157	382	573	250	375	4.80	7.22	15.2	42.6	999	123	185						
W24x62	153	382	574	229	344	16.0	24.1	4.87	14.4	1550	204	306						
W16×77	150	374	563	234	352	7.34	11.0	8.72	27.8	1110	150	225						
W12×96	147	367	551	229	344	3.87	5.81	10.9	46.6	833	140	210						
W10×112	147	367	551	220	331	2.68	4.02	9.47	64.3	716	172	257						
W18×71	146	364	548	222	333	10.5	15.7	6.00	19.6	1170	183	274						
W21×62	144	359	540	222	333	11.6	17.4	6.25	18.1	1330	168	252						
W14×82	139	347	521	215	323	5.43	8.16	8.76	33.1	881	146	219						
W24×55^v	134	334	503	199	299	14.8	22.2	4.73	13.9	1350	167	251						
W18×65	133	332	499	204	307	9.92	14.9	5.97	18.8	1070	165	248						
W12×87	132	329	495	206	310	3.84	5.76	10.8	43.0	740	129	194						
W16×67	130	324	488	204	307	6.91	10.4	8.69	26.1	954	129	194						
W10×100	130	324	488	196	294	2.66	4.01	9.36	57.7	623	151	226						
W21×57	129	322	484	194	291	13.4	20.1	4.77	14.3	1170	171	256						

^f Shape exceeds compact limit for flexure with F_y = 50 ksi.
^v Shape does not meet the h/t_w limit for shear in Specification Section G2.1a with F_y = 50 ksi.
 Ω_b = 1.67, φ_b = 0.90.
 Ω_v = 1.50, φ_v = 1.00.

$F_y = 50$ ksi

Table 3-2 (continued)
W Shapes
Selection by Z_x



Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		M_{rx}/Ω_b		BF		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{nx}/Ω_v	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	ASD	LRFD				kip	kip
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD
W21×55	126	314	473	192	289	10.8	16.3	6.11	17.4	1140	156	234
W14×74	126	314	473	196	294	5.34	8.03	8.76	31.0	795	128	191
W18×60	123	307	461	189	284	9.64	14.5	5.93	18.2	984	151	227
W12×79	119	297	446	187	281	3.77	5.67	10.8	39.9	662	116	175
W14×68	115	287	431	180	270	5.20	7.81	8.69	29.3	722	117	175
W10×88	113	282	424	172	259	2.63	3.95	9.29	51.1	534	131	197
W18×55	112	279	420	172	258	9.26	13.9	5.90	17.5	890	141	212
W21×50	110	274	413	165	248	12.2	18.3	4.59	13.6	984	158	237
W12×72	108	269	405	170	256	3.72	5.59	10.7	37.4	597	105	158
W21×48^f	107	265	398	162	244	9.78	14.7	6.09	16.6	959	144	217
W16×57	105	262	394	161	242	7.98	12.0	5.65	18.3	758	141	212
W14×61	102	254	383	161	242	4.96	7.46	8.65	27.5	640	104	156
W18×50	101	252	379	155	233	8.69	13.1	5.83	17.0	800	128	192
W10×77	97.6	244	366	150	225	2.59	3.90	9.18	45.2	455	112	169
W12×65 ^f	96.8	237	356	154	231	3.60	5.41	11.9	35.1	533	94.5	142
W21×44	95.4	238	358	143	214	11.2	16.8	4.45	13.0	843	145	217
W16×50	92.0	230	345	141	213	7.59	11.4	5.62	17.2	659	124	185
W18×46	90.7	226	340	138	207	9.71	14.6	4.56	13.7	712	130	195
W14×53	87.1	217	327	136	204	5.27	7.93	6.78	22.2	541	103	155
W12×58	86.4	216	324	136	205	3.76	5.66	8.87	29.9	475	87.8	132
W10×68	85.3	213	320	132	199	2.57	3.86	9.15	40.6	394	97.8	147
W16×45	82.3	205	309	127	191	7.16	10.8	5.55	16.5	586	111	167
W18×40	78.4	196	294	119	180	8.86	13.3	4.49	13.1	612	113	169
W14×48	78.4	196	294	123	184	5.10	7.66	6.75	21.1	484	93.8	141
W12×53	77.9	194	292	123	185	3.65	5.48	8.76	28.2	425	83.2	125
W10×60	74.6	186	280	116	175	2.53	3.80	9.08	36.6	341	85.8	129
W16×40	73.0	182	274	113	170	6.69	10.1	5.55	15.9	518	97.7	146
W12×50	71.9	179	270	112	169	3.97	5.97	6.92	23.9	391	90.2	135
W8×67	70.1	175	263	105	159	1.73	2.60	7.49	47.7	272	103	154
W14×43	69.6	174	261	109	164	4.82	7.24	6.68	20.0	428	83.3	125
W10×54	66.6	166	250	105	158	2.49	3.74	9.04	33.7	303	74.7	112

ASD LRFD ^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 50$ ksi.

$\Omega_b = 1.67$ $\phi_b = 0.90$
 $\Omega_v = 1.50$ $\phi_v = 1.00$

Z_x

**Table 3-2 (continued)
W Shapes
Selection by Z_x**

F_y = 50 ksi

Shape	Z _x	M _{px} /Ω _b		φ _b M _{px}		M _{rx} /Ω _b		φ _b M _{rx}		BF		L _p	L _r	I _x	V _{nx} /Ω _v		φ _v V _{nx}	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	kips	kips	kips	kips				ASD	LRFD	ASD	LRFD
	in. ³	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ft	ft	in. ⁴	ASD	LRFD						
W18×35	66.5	166	249	101	151	8.07	12.1	4.31	12.4	510	106	159						
W12×45	64.2	160	241	101	151	3.83	5.75	6.89	22.4	348	80.8	121						
W16×36	64.0	160	240	98.7	148	6.19	9.31	5.37	15.2	448	93.6	140						
W14×38	61.5	153	231	95.4	143	5.39	8.10	5.47	16.2	385	87.4	131						
W10×49	60.4	151	227	95.4	143	2.44	3.67	8.97	31.6	272	68.0	102						
W8×58	59.8	149	224	90.8	137	1.70	2.56	7.42	41.7	228	89.3	134						
W12×40	57.0	142	214	89.9	135	3.66	5.50	6.85	21.1	307	70.4	106						
W10×45	54.9	137	206	85.8	129	2.59	3.89	7.10	26.9	248	70.7	106						
W14×34	54.6	136	205	84.9	128	5.05	7.59	5.40	15.6	340	79.7	120						
W16×31	54.0	135	203	82.4	124	6.76	10.2	4.13	11.9	375	87.3	131						
W12×35	51.2	128	192	79.6	120	4.28	6.43	5.44	16.7	285	75.0	113						
W8×48	49.0	122	184	75.4	113	1.68	2.53	7.35	35.2	184	68.0	102						
W14×30	47.3	118	177	73.4	110	4.65	6.99	5.26	14.9	291	74.7	112						
W10×39	46.8	117	176	73.5	111	2.51	3.77	6.99	24.2	209	62.5	93.7						
W16×26^v	44.2	110	166	67.1	101	5.96	8.96	3.96	11.2	301	70.5	106						
W12×30	43.1	108	162	67.4	101	3.92	5.89	5.37	15.6	238	64.2	96.3						
W14×26	40.2	100	151	61.7	92.7	5.32	7.99	3.81	11.1	245	70.9	106						
W8×40	39.8	99.3	149	62.0	93.2	1.64	2.47	7.21	29.9	146	59.4	89.1						
W10×33	38.8	96.8	146	61.1	91.9	2.39	3.59	6.85	21.8	171	56.4	84.7						
W12×26	37.2	92.8	140	58.3	87.7	3.61	5.42	5.33	14.9	204	56.2	84.3						
W10×30	36.6	91.3	137	56.6	85.0	3.08	4.62	4.84	16.1	170	62.8	94.2						
W8×35	34.7	86.6	130	54.5	81.9	1.62	2.43	7.17	27.0	127	50.3	75.5						
W14×22	33.2	82.8	125	50.6	76.1	4.75	7.14	3.67	10.4	199	63.2	94.8						
W10×26	31.3	78.1	117	48.7	73.2	2.90	4.36	4.80	14.9	144	53.7	80.6						
W8×31 ^f	30.4	75.8	114	48.0	72.2	1.58	2.37	7.18	24.8	110	45.6	68.4						
W12×22	29.3	73.1	110	44.4	66.7	4.65	6.99	3.00	9.17	156	64.0	96.0						
W8×28	27.2	67.9	102	42.4	63.8	1.66	2.50	5.72	21.0	98.0	45.9	68.9						
W10×22	26.0	64.9	97.5	40.5	60.9	2.68	4.02	4.70	13.8	118	48.8	73.2						
W12×19	24.7	61.6	92.6	37.2	55.9	4.27	6.43	2.90	8.62	130	57.2	85.7						
W8×24	23.1	57.6	86.6	36.5	54.9	1.59	2.39	5.69	19.0	82.7	38.9	58.3						
W10×19	21.6	53.9	81.0	32.8	49.3	3.17	4.77	3.09	9.72	96.3	51.2	76.8						
W8×21	20.4	50.9	76.5	31.8	47.8	1.86	2.79	4.45	14.8	75.3	41.4	62.1						

ASD **LRFD**
 $\Omega_b = 1.67$ $\phi_b = 0.90$
 $\Omega_v = 1.50$ $\phi_v = 1.00$

^f Shape exceeds compact limit for flexure with F_y = 50 ksi.
^v Shape does not meet the h/t_w limit for shear in Specification Section G2.1a with F_y = 50 ksi,
 $\Omega_v = 1.67$, $\phi_v = 0.90$.

$F_y = 50$ ksi

Table 3-2 (continued)
W Shapes
 Selection by Z_x

Z_x

Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		M_{rx}/Ω_b		BF		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{nx}/Ω_v	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	ASD	LRFD				kip	kip
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD
W12×16	20.1	50.1	75.4	29.9	44.9	3.82	5.75	2.73	8.03	103	52.8	79.1
W10×17	18.7	46.7	70.1	28.3	42.5	2.99	4.49	2.98	9.13	81.9	48.5	72.8
W12×14 ^v	17.4	43.4	65.2	26.0	39.1	3.42	5.15	2.66	7.74	88.6	42.8	64.3
W8×18	17.0	42.4	63.8	26.5	39.9	1.74	2.61	4.34	13.50	61.9	37.4	56.2
W10×15	16.0	39.9	60.0	24.1	36.2	2.75	4.14	2.86	8.61	68.9	46.0	69.0
W8×15	13.6	33.9	51.0	20.6	31.0	1.92	2.88	3.09	10.00	48.0	39.7	59.6
W10×12 ^f	12.6	31.2	46.9	19.0	28.6	2.35	3.53	2.87	8.05	53.8	37.5	56.3
W8×13	11.4	28.4	42.8	17.3	26.0	1.76	2.65	2.98	9.30	39.6	36.8	55.1
W8×10 ^f	8.9	21.9	32.9	13.6	20.5	1.52	2.28	3.14	8.56	30.8	26.8	40.2

ASD LRFD

^f Shape exceeds compact limit for flexure with $F_y = 50$ ksi.
^v Shape does not meet the h/t_w limit for shear in Specification Section G2.1a with $F_y = 50$ ksi,
 $\Omega_b = 1.67$, $\phi_b = 0.90$, $\Omega_v = 1.67$, $\phi_v = 0.90$.

$\Omega_b = 1.67$ $\phi_b = 0.90$
 $\Omega_v = 1.50$ $\phi_v = 1.00$

I_x

**Table 3-3
W Shapes
Selection by I_x**

Shape	I_x	Shape	I_x	Shape	I_x	Shape	I_x
	in. ⁴		in. ⁴		in. ⁴		in. ⁴
W36×800^h	64700	W44×230	20800	W40×167	11600	W33×118	5900
		W30×391 ^h	20700	W33×201	11600	W30×132	5770
W36×652^h	50600	W40×278	20500	W36×182	11300	W24×176	5680
		W40×249	19600	W27×258	10800	W27×146	5660
W40×593^h	50400	W36×282	19600	W14×605 ^h	10800	W18×258 ^h	5510
		W33×318	19500	W24×306 ^h	10700	W14×370 ^h	5440
W40×503^h	41600	W40×264	19400	W36×170	10500	W30×124	5360
W36×529 ^h	39600	W30×357 ^h	18700	W30×211	10300	W21×201	5310
		W36×262	17900			W24×162	5170
W36×487^h	36000	W33×291	17700	W40×149	9800		
		W40×235	17400	W36×160	9760	W30×116	4930
W40×431^h	34800	W36×256	16800	W27×235	9700	W18×234 ^h	4900
W36×441 ^h	32100	W30×326 ^h	16800	W24×279 ^h	9600	W14×342 ^h	4900
				W14×550 ^h	9430	W27×129	4760
W40×397^h	32000	W40×215	16700	W33×169	9290	W21×182	4730
		W36×247	16700	W30×191	9200	W24×146	4580
W44×335	31100	W27×368 ^h	16200	W36×150	9040		
W40×392 ^h	29900	W33×263	15900	W27×217	8910	W30×108	4470
W40×372 ^h	29600	W36×231	15600	W24×250	8490	W18×211	4330
W40×362 ^h	28900			W30×173	8230	W14×311 ^h	4330
W36×395 ^h	28500	W40×211	15500	W14×500 ^h	8210	W21×166	4280
		W36×232	15000	W33×152	8160	W27×114	4080
W44×290	27000			W27×194	7860	W12×336 ^h	4060
W36×361 ^h	25700	W40×199	14900			W24×131	4020
W40×324	25600	W30×292	14900	W36×135	7800		
W27×539 ^h	25600	W27×336 ^h	14600	W24×229	7650	W30×99	3990
W40×331 ^h	24700	W14×730 ^h	14300	W33×141	7450	W18×192	3870
W40×327 ^h	24500	W33×241	14200	W14×455 ^h	7190	W14×283 ^h	3840
W33×387 ^h	24300	W24×370 ^h	13400	W27×178	7020	W21×147	3630
				W18×311 ^h	6970	W27×102	3620
W44×262	24100	W40×183	13200	W24×207	6820		
W36×330	23300	W36×210	13200				
W40×297	23200	W30×261	13100	W33×130	6710		
W33×354 ^h	22000	W27×307 ^h	13100	W30×148	6680		
W40×277	21900	W33×221	12900	W14×426 ^h	6600		
W40×294	21900	W14×665 ^h	12400	W27×161	6310		
W36×302	21100	W36×194	12100	W24×192	6260		
		W27×281	11900	W18×283 ^h	6170		
		W24×335 ^h	11900	W14×398 ^h	6000		
		W30×235	11700				

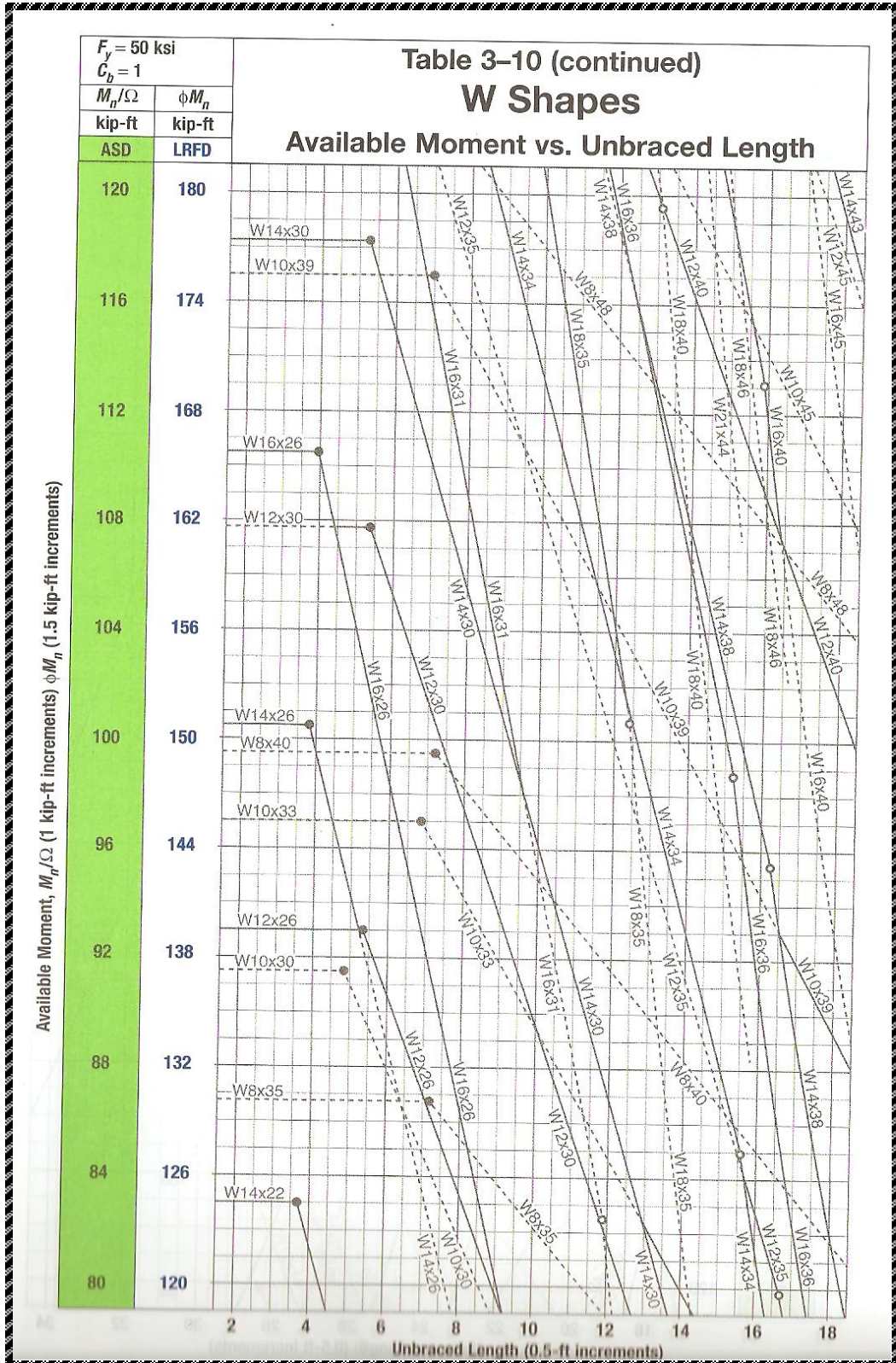
^h Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.

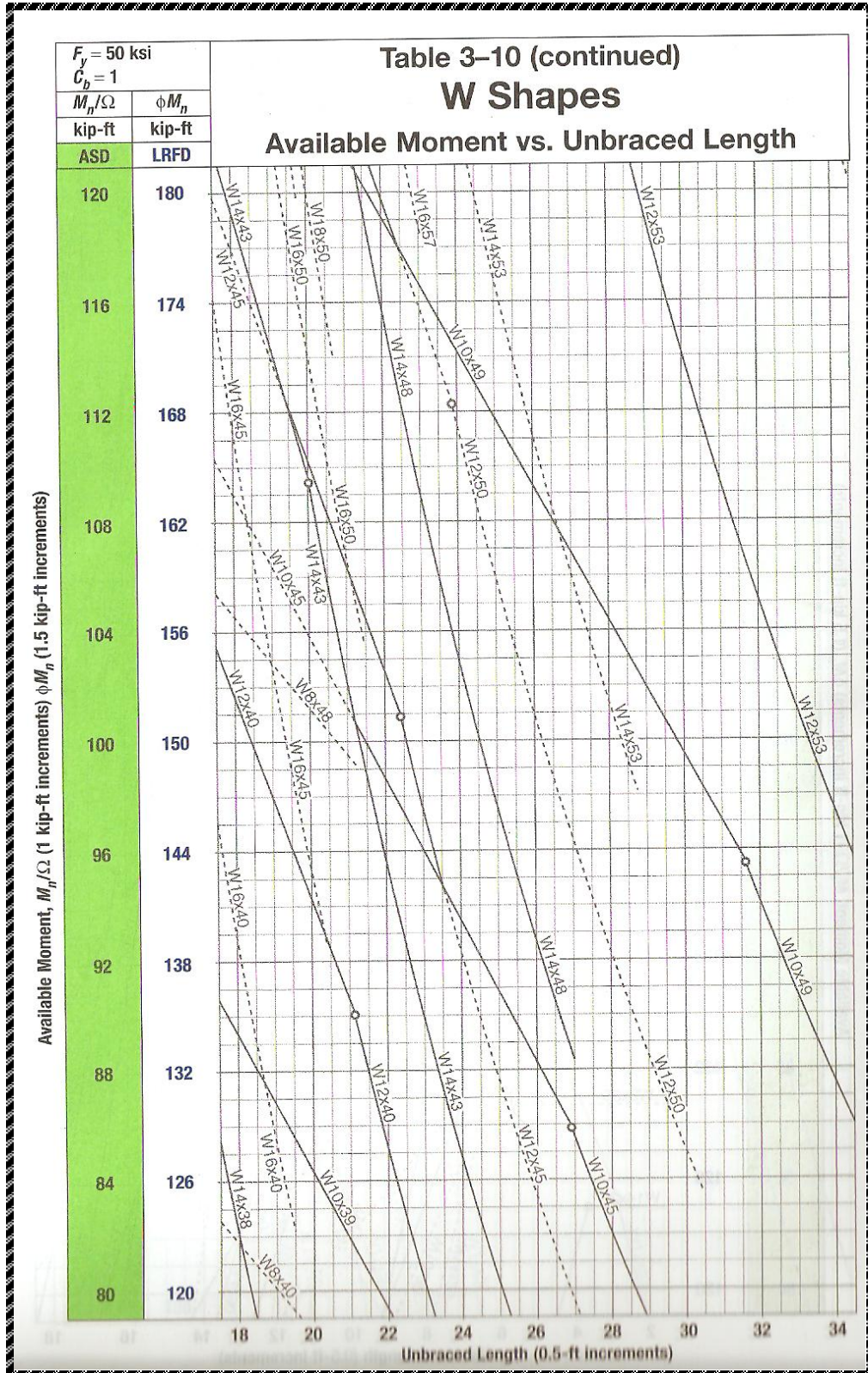
Table 3-3 (continued)
W Shapes
Selection by I_x

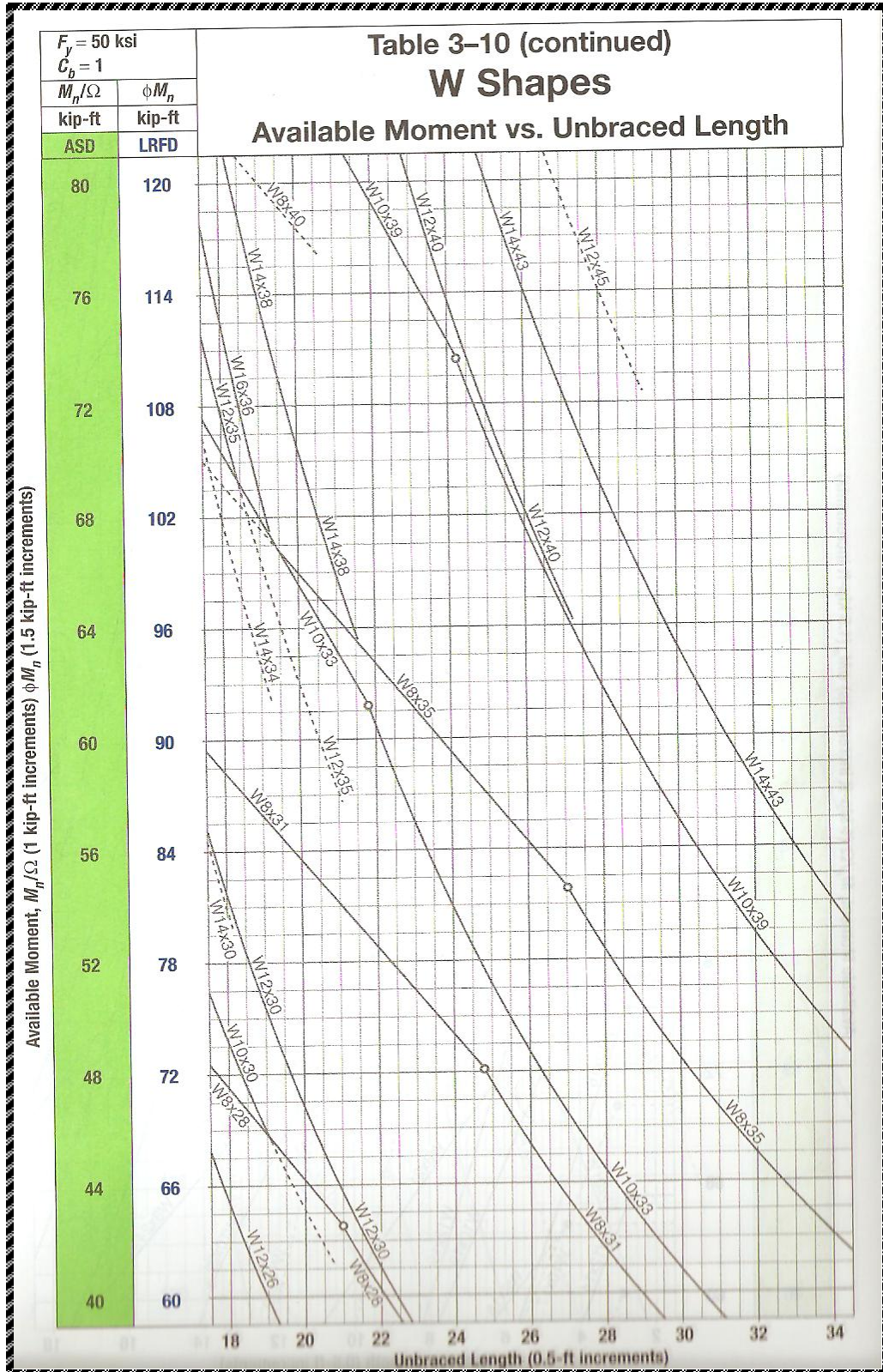
I_x

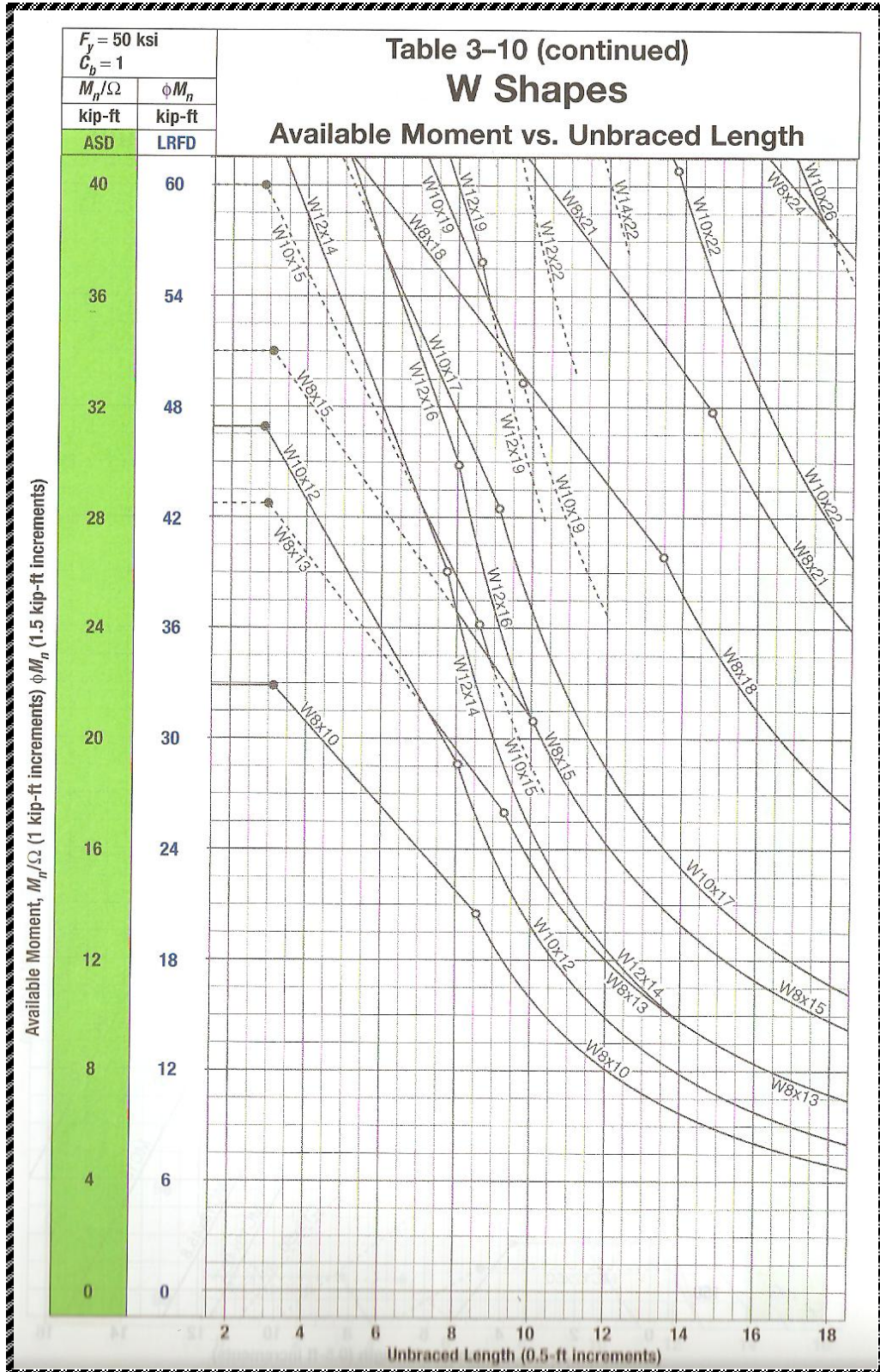
Shape	I_x in. ⁴	Shape	I_x in. ⁴	Shape	I_x in. ⁴	Shape	I_x in. ⁴
W30×90	3610	W24×68	1830	W21×44	843	W16×26	301
W12×305 ^h	3550	W21×83	1830	W12×96	833	W14×30	291
W24×117	3540	W18×97	1750	W18×50	800	W12×35	285
W18×175	3450	W14×145	1710	W14×74	795	W10×49	272
W14×257	3400	W12×170	1650	W16×57	758	W8×67	272
W27×94	3270	W21×73	1600	W12×87	740	W10×45	248
W21×132	3220			W14×68	722		
W12×279 ^h	3110	W24×62	1550	W10×112	716	W14×26	245
W24×104	3100	W18×86	1530	W18×46	712	W12×30	238
W18×158	3060	W14×132	1530	W12×79	662	W8×58	228
W14×233	3010	W16×100	1490	W16×50	659	W10×39	209
W24×103	3000	W21×68	1480	W14×61	640		
W21×122	2960	W12×152	1430	W10×100	623	W12×26	204
		W14×120	1380				
W27×84	2850			W18×40	612	W14×22	199
W18×143	2750	W24×55	1350	W12×72	597	W8×48	184
W12×252 ^h	2720	W21×62	1330	W16×45	586	W10×33	171
W24×94	2700	W18×76	1330	W14×53	541	W10×30	170
W21×111	2670	W16×89	1300	W10×88	534		
W14×211	2660	W14×109	1240	W12×65	533	W12×22	156
W18×130	2460	W12×136	1240			W8×40	146
W21×101	2420	W21×57	1170	W16×40	518	W10×26	144
W12×230 ^h	2420	W18×71	1170				
W14×193	2400			W18×35	510	W12×19	130
		W21×55	1140	W14×48	484	W8×35	127
W24×84	2370	W16×77	1110	W12×58	475	W10×22	118
W18×119	2190	W14×99	1110	W10×77	455	W8×31	110
W14×176	2140	W18×65	1070	W16×36	448		
W12×210	2140	W12×120	1070	W14×43	428	W12×16	103
		W14×90	999	W12×53	425	W8×28	98.0
W24×76	2100			W10×68	394	W10×19	96.3
W21×93	2070	W21×50	984	W12×50	391		
W18×106	1910	W18×60	984	W14×38	385	W12×14	88.6
W14×159	1900					W8×24	82.7
W12×190	1890	W21×48	959	W16×31	375	W10×17	81.9
		W16×67	954	W12×45	348	W8×21	75.3
		W12×106	933	W10×60	341	W10×15	68.9
		W18×55	890	W14×34	340	W8×18	61.9
		W14×82	881	W12×40	307		
				W10×54	303	W10×12	53.8
						W8×15	48.0
						W8×13	39.6
						W8×10	30.8

^h Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.









**A.4 RESISTENCIA DE PERFILES W
A ESFUERZOS COMBINADOS DE
CARGA AXIAL Y MOMENTO**




Table 6-1 (continued)
Combined Axial
and Bending
W Shapes

$F_y = 50$ ksi

Shape		W8x							
		40				35			
Design		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$	
		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_y or Unbraced Length L_b (ft) for X-X axis bending	0	2.85	1.89	8.95	5.96	3.25	2.16	10.3	6.83
	6	3.12	2.07	8.95	5.96	3.56	2.37	10.3	6.83
	7	3.22	2.14	8.95	5.96	3.68	2.45	10.3	6.83
	8	3.35	2.23	9.07	6.04	3.82	2.54	10.4	6.94
	9	3.49	2.32	9.23	6.14	3.99	2.66	10.6	7.07
	10	3.66	2.44	9.39	6.24	4.19	2.79	10.8	7.21
	11	3.86	2.57	9.55	6.35	4.42	2.94	11.1	7.36
	12	4.10	2.73	9.72	6.47	4.69	3.12	11.3	7.51
	13	4.36	2.90	9.90	6.59	5.00	3.33	11.5	7.66
	14	4.67	3.11	10.1	6.71	5.36	3.57	11.8	7.83
	15	5.03	3.35	10.3	6.84	5.77	3.84	12.0	8.00
	16	5.44	3.62	10.5	6.97	6.25	4.16	12.3	8.18
	17	5.91	3.93	10.7	7.11	6.80	4.52	12.6	8.37
	18	6.46	4.30	10.9	7.25	7.43	4.95	12.9	8.56
	19	7.09	4.72	11.1	7.40	8.17	5.44	13.2	8.77
	20	7.84	5.22	11.4	7.56	9.04	6.02	13.5	8.98
	22	9.49	6.32	11.9	7.89	10.9	7.28	14.2	9.44
	24	11.3	7.52	12.4	8.25	13.0	8.66	15.0	9.96
26	13.3	8.82	13.0	8.65	15.3	10.2	15.8	10.5	
28	15.4	10.2	13.6	9.08	17.7	11.8	17.0	11.3	
30	17.7	11.7	14.4	9.58	20.3	13.5	18.4	12.2	
32	20.1	13.4	15.5	10.3	23.2	15.4	19.8	13.2	
34	22.7	15.1	16.5	11.0					
Other Constants and Properties									
$b_y \times 10^3$ (kip-ft) ⁻¹	19.3		12.8		22.1		14.7		
$t_y \times 10^3$ (kips) ⁻¹	2.84		1.89		3.24		2.16		
$t_x \times 10^3$ (kips) ⁻¹	3.50		2.33		3.99		2.66		
r_x/r_y	1.73				1.73				
Note: Heavy line indicates Kl/r equal to or greater than 200.									

$F_y = 50$ ksi

Table 6-1 (continued)
**Combined Axial
 and Bending**
W Shapes



W8

Shape		W8x							
		31				28			
Design		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$	
		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Effective length KL (ft) with respect to least radius of gyration r_y or Unbraced Length L_b (ft) for X-X axis bending	0	3.66	2.44	11.7	7.80	4.05	2.70	13.1	8.71
	6	4.02	2.67	11.7	7.80	4.68	3.11	13.2	8.77
	7	4.16	2.76	11.7	7.80	4.93	3.28	13.5	9.00
	8	4.32	2.87	11.9	7.94	5.24	3.49	13.9	9.23
	9	4.51	3.00	12.2	8.11	5.61	3.73	14.2	9.48
	10	4.74	3.15	12.5	8.29	6.05	4.03	14.6	9.74
	11	5.00	3.33	12.7	8.48	6.58	4.38	15.0	10.00
	12	5.31	3.53	13.0	8.67	7.22	4.80	15.5	10.3
	13	5.66	3.77	13.3	8.88	7.98	5.31	15.9	10.6
	14	6.07	4.04	13.7	9.09	8.90	5.92	16.4	10.9
	15	6.54	4.35	14.0	9.32	9.99	6.65	17.0	11.3
	16	7.09	4.72	14.4	9.56	11.3	7.54	17.5	11.7
	17	7.72	5.14	14.7	9.81	12.8	8.52	18.1	12.0
	18	8.45	5.62	15.1	10.1	14.3	9.55	18.7	12.5
	19	9.30	6.18	15.6	10.3	16.0	10.6	19.4	12.9
	20	10.3	6.85	16.0	10.6	17.7	11.8	20.2	13.4
22	12.5	8.29	17.0	11.3	21.4	14.3	22.2	14.7	
24	14.8	9.87	18.0	12.0	25.5	17.0	24.5	16.3	
26	17.4	11.6	19.6	13.1	29.9	19.9	26.9	17.9	
28	20.2	13.4	21.4	14.3					
30	23.2	15.4	23.3	15.5					
32	26.4	17.5	25.1	16.7					
Other Constants and Properties									
$p_y \times 10^3$ (kip-ft) ⁻¹		25.3		16.8		35.3		23.5	
$p \times 10^3$ (kips) ⁻¹		3.65		2.44		4.04		2.70	
$b_x \times 10^3$ (kips) ⁻¹		4.50		3.00		4.98		3.32	
r_x/r_y		1.72		1.72		2.13		2.13	

Note: Heavy line indicates KL/r equal to or greater than 200.
 ASD and LRFD values are based on $F_y = 50$ ksi.
 ASD and LRFD values are based on KL/r equal to or greater than 200.



Table 6-1 (continued)
Combined Axial
and Bending
W Shapes

$F_y = 50$ ksi

Shape		W8x											
		24				21				18			
Design		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$	
		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹		(kips) ⁻¹		(kip-ft) ⁻¹	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
0		4.72	3.14	15.4	10.3	5.42	3.61	17.5	11.6	6.35	4.22	21.0	13.9
1		4.74	3.15	15.4	10.3	5.46	3.63	17.5	11.6	6.39	4.25	21.0	13.9
2		4.80	3.19	15.4	10.3	5.56	3.70	17.5	11.6	6.53	4.34	21.0	13.9
3		4.90	3.26	15.4	10.3	5.75	3.83	17.5	11.6	6.76	4.50	21.0	13.9
4		5.04	3.35	15.4	10.3	6.03	4.01	17.5	11.6	7.09	4.72	21.0	13.9
5		5.22	3.48	15.4	10.3	6.40	4.26	17.8	11.9	7.55	5.03	21.5	14.3
6		5.46	3.63	15.6	10.4	6.88	4.58	18.5	12.3	8.15	5.42	22.5	15.0
7		5.76	3.83	16.0	10.6	7.50	4.99	19.3	12.8	8.93	5.94	23.5	15.6
8		6.12	4.07	16.5	11.0	8.28	5.51	20.1	13.3	9.91	6.59	24.6	16.4
9		6.56	4.36	17.0	11.3	9.27	6.17	20.9	13.9	11.2	7.42	25.9	17.2
10		7.09	4.71	17.5	11.6	10.5	7.00	21.9	14.6	12.7	8.47	27.3	18.1
11		7.72	5.13	18.1	12.0	12.1	8.04	22.9	15.3	14.7	9.80	28.8	19.2
12		8.47	5.64	18.7	12.4	14.1	9.38	24.1	16.0	17.3	11.5	30.5	20.3
13		9.38	6.24	19.3	12.9	16.5	11.0	25.4	16.9	20.3	13.5	32.5	21.6
14		10.5	6.96	20.0	13.3	19.2	12.8	26.8	17.8	23.6	15.7	35.3	23.5
15		11.8	7.83	20.7	13.8	22.0	14.7	28.6	19.0	27.1	18.0	38.8	25.8
16		13.4	8.90	21.5	14.3	25.1	16.7	31.1	20.7	30.8	20.5	42.4	28.2
17		15.1	10.0	22.4	14.9	28.3	18.8	33.5	22.3	34.8	23.1	45.9	30.5
18		16.9	11.3	23.3	15.5	31.7	21.1	36.0	24.0	39.0	25.9	49.4	32.9
19		18.9	12.5	24.4	16.2	35.3	23.5	38.5	25.6	43.4	28.9	52.9	35.2
20		20.9	13.9	26.0	17.3	39.2	26.1	40.9	27.2	48.1	32.0	56.4	37.5
21		23.0	15.3	27.6	18.4	43.2	28.7	43.3	28.8				
22		25.3	16.8	29.3	19.5								
23		27.6	18.4	30.9	20.5								
24		30.1	20.0	32.5	21.6								
25		32.6	21.7	34.1	22.7								

Other Constants and Properties													
$b_y \times 10^3$ (kip-ft) ⁻¹	41.6	27.7	62.6	41.7	76.5	50.9							
$t_y \times 10^3$ (kips) ⁻¹	4.71	3.14	5.41	3.61	6.33	4.22							
$t_r \times 10^3$ (kips) ⁻¹	5.80	3.87	6.66	4.44	7.80	5.20							
r_x/r_y	2.12				2.77				2.79				

Note: Heavy line indicates K/r equal to or greater than 200.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

1. Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 2005, Third Edition, U.S.A.
2. Especifications and Code del American Institute of Steel Constructions (AISC) 2005, Third Edition, U.S.A.
3. Manual of American Institute of Steel Construction (AISC) 1989, Allowable Stress Design, Ninth Editions, U.S.A.
4. Especifications and Code of American Institute of Steel Constructions (AISC) 1989, Allowable Stress Design, Ninth Edition, U.S.A.
5. Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, Volume I y II, American Institute of Steel Construction (AISC) 2003, Second Edition, U.S.A.
6. Steel Design Guide Serie 1”Column Base Plate” American Institute of Steel Constructions 2003, Second Edition, U.S.A.
7. Reglamento para la Seguridad Estructural de Las Construcciones (1997), Ministerio de Obras Publicas, Republica de El salvador.
8. Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (1994), Ministerio de Obras Publicas, Republica de El Salvador.
9. Norma Técnica para Diseño por Sismo (1997), Ministerio de Obras Publicas, Republica de El Salvador.
10. Norma Técnico para Diseño por Viento (1997), Ministerio de Obras Publicas, Republica de El Salvador.
11. Building Code Requeriments for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02), Primera Edición, 2004, impreso en México. U.S.A.
12. American Society of Civil Engineers. (1998). “Minimum design loads for buildings and other structures ASCE 7-98”. American Society of Civil Engineers. U. S. A.
13. International Building Code , 2003 Editions, U.S.A.

14. Segui, William. T. (2000). "Diseño de estructuras de acero con LRFD". Editorial Internacional. 2^{da} edición.
15. Jack C. McCormac (1999). "Diseño de Estructuras Metálicas, Método ASD". Alfaomega Grupo Editor. 4^a. Edición.
16. Jack C. McCormac (1991). "Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD". Alfaomega Grupo Editor. 4^a.
17. Milton Rivera; Jimmy Soriano (2008) "Propuesta del Diseño Estructural, Hidráulico y Presupuesto del Mercado Municipal de Ciudad Barrios, Departamento de San Miguel". Tesis Universidad de El Salvador.
18. Ricardo Herrera Mardones, "Presentación de Diseño de Construcciones Metálicas", Programa ILAFA de apoyo a la Enseñanza de la Construcción de Acero, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago de Chile, Octubre 2006.
19. Nelson Stud , Construction – Design Data
20. Nelson Stud Welding applications – Concrete Conections.