



**UNIVERSIDAD POPULAR AUTÓNOMA DEL  
ESTADO DE PUEBLA**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

---

**DISEÑO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA  
PARA ESTRUCTURAS DE ACERO**

Trabajo de Investigación  
que para obtener el Título de

**INGENIERO CIVIL**

Presenta:

**Eloy Amado Moranchel**

Puebla, Pue., México

Junio de 2005



**UPAEP – Secretaría General**

Dirección General de Apoyos Académicos

Dirección del Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación.

Biblioteca Central - **Karol Wojtyła**

**Tesis Digitales Restricciones de uso:**

**DERECHOS RESERVADOS ©**

**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de textos, imágenes, gráficas, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente de donde la obtuvo mencionando el autor o autores involucrados en el documento.

Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## **DEDICATORIA**

**A Dios por permitirme concluir esta etapa de mi vida y por todas sus bendiciones y cuidados que ha tenido en mí.**

**A mis padres, el Sr. Eloy Amado y la Sra. Silvia Moranchel por todo su amor y tolerancia a lo largo de mi vida, por todos sus regaños y consejos que han hecho de mí ser el hombre que soy y sobre todo por el hogar y la vida feliz que me han permitido llevar junto a ustedes.**

**A mis hermanos, Nico y Faby, a ti carnal por siempre estar a mi lado incondicionalmente y preocuparte por todo lo que hago y a ti carnala por todas tus palabras de aliento que siempre me han hecho seguir adelante y los buenos deseos que me has brindado desde el lugar donde te encuentres.**

**A mis abuelitos, Jaime (q.e.p.d.), Jose (q.e.p.d.), Nicolás (q.e.p.d.) y Medarda quienes han sido inspiración en mi vida.**

**A mis tíos, Sera y Tere, Javier y Noemí, Beto y Laura, por estar siempre cerca de mí y preocuparse de mis estudios y mis acciones.**

**A mis primos, Gaby, Mago, Brendis (q.e.p.d.), Mary, Carlos, Aviel, Pame, Viris y Rober por permitirme disfrutar la mejor infancia que pude tener y siempre alentarme a seguir adelante.**

**A mis cuates, Edson, Luis, Josué, Sergio, Prendas y Villalba por nunca dejarme morir solo y siempre estar conmigo en las buenas y en las malas y sobre todo por todos esos momentos en nuestras “reuniones” que nunca se podrán olvidar.**

**Eloy Amado Moranchel**

**Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla**

**Puebla, Puebla, México.**

**Junio de 2005**

## **AGRADECIMIENTOS**

**A mi asesor, el M.I. Manuel Cuatlayotl Sarmiento por su apoyo, dirección y por compartir sus conocimientos durante la realización de esta tesis.**

**A el Mtro. Gerardo de Jesús López Arciga por sus atinados comentarios y sugerencias a lo largo de mis estudios y en la conclusión de este trabajo.**

**A el Mtro. Mario Jiménez Suárez por permitirme trabajar con él desde el inicio de mi carrera en el cumplimiento de mi servicio de beca así como el servicio social.**

**A la UPAEP por el apoyo de beca brindado para poder realizar mis estudios en esta institución.**

**A todas y cada una de las personas que han hecho posible la conclusión de este trabajo.**

**Eloy Amado Moranchel**

**Universidad Popular Autónoma del Estado de Puebla**

**Puebla, Puebla, México.**

**Junio de 2005**

## ÍNDICE

<b>DEDICATORIA</b> .....	ii
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	iii
<b>ÍNDICE</b> .....	iv
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>1. ANTECEDENTES</b> .....	3
1.1 Reseña histórica.....	3
1.2 Sistemas estructurales de acero. ....	5
1.2.1 Marcos resistentes a momentos .....	5
1.2.2 Marcos contraventeados concéntricamente .....	6
1.2.3 Marcos contraventeados excéntricamente .....	9
1.2.4 Sistemas tubulares .....	10
1.3 Comportamiento sísmico de las estructuras de acero .....	10
1.4 Descripción del problema.....	11
1.4.1 Conexiones resistentes a momento.....	12
1.4.1.1 Conexión Pre-Northridge .....	13
1.4.1.2 Conexión usada en Japón .....	14
<b>2. DAÑOS OBSERVADOS EN CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO...</b>	15
2.1 Daños en las conexiones resistentes a momento .....	15
2.2 Factores relacionados con la soldadura .....	17
2.2.1 Inspección y calidad de la soldadura .....	17
2.2.2 Placas de respaldo y placas de extensión.....	18
2.2.3 Tenacidad de la soldadura .....	18
2.3 Factores relacionados con el diseño .....	19
2.3.1 Patines de la viga con tensiones altas .....	19
2.3.2 Otros factores relacionados con el diseño .....	19
2.4 Factores relacionados con el material.....	19
<b>3. CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO</b> .....	21

3.1	Introducción.....	21
3.2	Conexión tipo cubre placa (cover plates) .....	23
3.3	Conexiones de placa lateral (side plate <sup>TM</sup> ) .....	24
3.4	Conexión con sección de viga reducida .....	26
3.5	Conexiones acarteladas.....	27
3.6	Conexiones con alma ranurada.....	28
3.7	Conexiones con columna en árbol.....	30
3.8	Conexiones con ménsula inferior .....	31
3.9	Conexiones con ménsula inferior y superior .....	32
3.10	Conexiones de placa extrema (end-plate).....	33
3.11	Conexiones precalificadas .....	34
<b>4.</b>	<b>NORMAS Y REGLAMENTOS VIGENTES EN RELACION AL DISEÑO DE CONEXIONES .....</b>	<b>35</b>
4.1	Manual de construcción en acero LRFD del AISC .....	35
4.1.1	Consideraciones especiales para cargas sísmicas .....	36
4.1.2	Marcos especiales a momento (MEM).....	36
4.1.2.1	Alcance .....	36
4.1.2.2	Uniones y conexiones viga-columna.....	36
4.1.2.3	Zona de entrepañ de conexiones viga-columna.....	37
4.1.2.4	Limitaciones de vigas y columnas.....	39
4.1.2.5	Placas continuas.....	39
4.1.2.6	Cantidad de momento columna- viga.....	39
4.1.2.7	Conexión viga-columna empotrada.....	42
4.1.2.8	Soporte lateral de vigas.....	43
4.1.3	Marcos intermedios a momento (MIM) .....	43
4.1.3.1	Alcance .....	43
4.1.3.2	Uniones y conexiones viga-columna.....	43
4.1.3.3	Soporte lateral en vigas.....	44
4.1.4	Marcos ordinarios a momento (MOM) .....	44

4.1.4.1 Alcance .....	44
4.1.4.2 Uniones y conexiones viga- columna.....	45
4.1.4.3 Placas continuas.....	46
4.2 Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas del reglamento del distrito federal .....	47
4.2.1 Conexiones .....	47
4.2.1.1 Generalidades .....	47
4.2.2 Conexiones rígidas entre vigas y columnas.....	48
4.2.2.1 Definiciones.....	48
4.2.2.2 Propiedades del material para determinar la resistencia requerida en juntas y conexiones cuyo diseño queda regido por combinaciones de carga que incluyen sismo .....	48
4.2.2.3 Condiciones de carga de diseño .....	50
4.2.2.4 Resistencia de las conexiones.....	50
4.2.2.5 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna).....	51
4.2.2.6 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines (o placas horizontales) de la viga.....	52
4.2.2.7 Revisión del alma de la columna.....	52
4.2.2.8 Patines de las vigas .....	53
4.2.2.9 Vigas conectadas al alma de la columna .....	53
4.2.2.10 Relación entre los momentos en vigas y columnas .....	54
<b>5. EJEMPLOS DE DISEÑO CON BASE A NORMAS.....</b>	<b>55</b>
5.1 Método recomendado para conexiones parcialmente restringidas sujetas a carga por gravedad. Manual LRFD .....	55
5.2 Método recomendado para el diseño de una conexión a momento que puede ser usada en conexión totalmente restringida.....	62
5.3 Método recomendado para conexiones a momento tipo placa extrema sujetas a carga estática. Manual LRFD.....	70
5.4 Diseño de una conexión a momento viga-columna sujetas a carga estática. NTC-2004 ..	78

5.5 Diseño de una conexión a momento rígida con placa de extremo. NTC-2004 .....	85
5.6 Diseño de una conexión a momento que se muestra en la figura. Manual LRFD .....	88
<b>6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>94</b>
<b>7. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>97</b>
<b>ANEXO A. TABLAS.....</b>	<b>99</b>
TABLA A.1 CORTANTE.....	100
TABLA A.2 TORNILLOS Y PARTES ROSCADAS, DESLIZAMIENTO CRÍTICO Y CONEXIÓN TIPO APLASTAMIENTO.....	101
TABLA A.3 TORNILLOS Y REMACHES, DISTANCIA AL BORDE.....	103
TABLA A.4 VALORES DE $C_a$ .....	104
TABLA A.5 VALORES DE $A_f / A_w$ .....	105

## **INTRODUCCIÓN.**

El acero estructural como material de construcción se ha usado de una manera industrializada desde principios de siglo XX y hoy en día se consolida como uno de los materiales más importantes para la construcción de estructuras, especialmente en países desarrollados. Propiedades como su gran resistencia, capacidad de disipación de energía y elasticidad lo hacen ideal para resistir la acción sísmica. A pesar de esto, el comportamiento de las estructuras de acero, o de cualquier material, no depende únicamente de sus propiedades, depende además de un conocimiento claro de ellas y de la disponibilidad de modelos lo suficientemente ajustados a la realidad que permitan su uso de una manera confiable. La forma más lógica de obtener estos modelos es mediante el estudio analítico y experimental de los materiales y sus aplicaciones.

Una de las aplicaciones más comunes del acero como material de construcción es en edificios, a través de diferentes sistemas estructurales entre los que se encuentran los marcos contraventeados, los marcos resistentes a momentos y los sistemas duales.

Los marcos de acero resistentes a momento son un sistema estructural comúnmente usado en zonas con amenaza sísmica intermedia y alta, cuya estabilidad ante cargas sísmicas depende de la resistencia de las conexiones viga-columna. Este sistema se consideraba uno de los más dúctiles y confiables hasta el descubrimiento inesperado de fallas frágiles en tales conexiones, ocurridas durante los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995). Las conexiones eran diseñadas siguiendo procedimientos prescritos en las normas de construcción y se utilizaban de manera estándar para la construcción de marcos de acero resistentes a momento.

El descubrimiento de estos daños, inconsistentes con el comportamiento esperado, generó la búsqueda de nuevos detalles de conexión, así como especificaciones para su respectivo diseño a partir de investigaciones experimentales. Los resultados obtenidos de estas investigaciones indujeron a cambios en las normas.

Dada la falta de investigaciones en nuestro país alrededor del tema y las actuales restricciones económicas para el desarrollo de las mismas, así como la importancia de que la Norma se mantenga actualizada y fiel a su filosofía de protección de la vida y la propiedad, este trabajo presenta una serie de recomendaciones para el diseño y construcción de conexiones de acero resistentes a momento. Éstas se basan en las modificaciones adoptadas por el AISC en las Provisiones Sísmicas Para Edificios de Acero.

Este trabajo presenta un análisis de los problemas encontrados en las conexiones y sus posibles causas, además se presentan las Normas de diseño de conexiones de reciente publicación en nuestro país, las cuales incluyen algunos de los criterios que el AISC establece en el documento antes mencionado.

## **1. ANTECEDENTES.**

### **1.1 RESEÑA HISTÓRICA.**

Las primeras aplicaciones del hierro en el ámbito estructural se dieron en el siglo XVIII al presentarse la revolución industrial, cuando la invención de la locomotora exigió de los materiales resistencias sin precedentes en la construcción de puentes, grandes terminales ferroviarias y edificaciones industriales. Uno de los símbolos más representativos en cuanto al uso estructural del hierro es el llamado Puente de Hierro, Iron Bridge (figura 1.1) construido en 1779 por Abraham Darby III de piezas de hierro colado y con un claro de 30 m.

En el siglo XIX los avances en la utilización del hierro forjado en estructuras de cubiertas y edificios permitieron el desarrollo de numerosos proyectos en Europa y Estados Unidos. En este último, especialmente en Nueva York y Chicago, que se proyectaban como los centros comerciales líderes de la economía norteamericana, fue donde se concentró el desarrollo y la utilización del material en edificaciones. Es así como a finales del siglo XIX se comienzan a emplear columnas de acero en lugar de las de hierro.



Fig. 1.1 Iron Bridge.

Sin embargo, es en el siglo XX cuando la tecnología del acero comienza a jugar un papel importante en la construcción de estructuras, gracias a un vertiginoso desarrollo de la industria de dicho material. Se logra entonces la construcción de grandes rascacielos en Estados Unidos durante las tres primeras décadas y más adelante estructuras tan imponentes como el World Trade Center (1973) y el Citicorp Building (1977) en Nueva York o el Bank of China (1989). En contraste con los países industrializados, la utilización del acero en la arquitectura y construcción latinoamericana ha sido relativamente escasa. A finales del siglo XIX y comienzos del XX se importaron estructuras de acero para edificios de uso público. Al igual que en Europa las estructuras metálicas fueron preferidas para estaciones, puentes y otras aplicaciones relacionadas con los ferrocarriles.

A principios del siglo XX los países caribeños que gozaron de bonanzas económicas gracias a la exportación de productos agrícolas, comenzaron a importar estructuras metálicas de fácil montaje, pero la segunda guerra mundial y el énfasis arquitectónico sobre el concreto en las tres décadas posteriores prácticamente relegaron la utilización del acero al caso de puentes y fábricas sin mayores ambiciones formales. Esto condujo a un desconocimiento general en Latinoamérica sobre los avances en la construcción metálica generando un círculo vicioso que sólo recientemente ha empezado a romperse.

Entre los países latinoamericanos que más han empleado estructuras metálicas, se pueden mencionar: Chile, Venezuela, Ecuador, Brasil y México, que por su cercanía con Estados Unidos ha tenido una mayor experiencia, no sólo en los usos comunes en el resto de Latinoamérica, sino también en edificios, prueba de ello es la Torre Latinoamericana con 44 pisos (figura 1.2a) que ha exhibido un excelente comportamiento en todos los sismos, la torre

de Petróleos Mexicanos con 50 pisos (figura 1.2b) y la Torre Mayor, una construcción reciente con 60 pisos.



a) Torre Latinoamericana.



b) Torre PEMEX.

Fig. 1.2 Construcciones Metálicas.

## 1.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN ACERO.

El acero es un material que permite lograr diferentes soluciones estructurales que se acomodan a las necesidades económicas, especiales y de seguridad. Dentro de los sistemas estructurales usados para la construcción de edificios de acero se encuentran los sistemas de marcos resistentes a momento, marcos contraventeados concéntricamente, marcos contraventeados excéntricamente, la combinación de marcos resistentes a momento contraventeados, bien sea concéntricos o excéntricos, sistemas tubulares, entre otros.

### 1.2.1 Marcos resistentes a momento.

Básicamente, un marco resistente a momento es aquel que soporta las cargas a que se ve sometido gracias al trabajo conjunto de flexión de las vigas y columnas unidas rígidamente usando detalles de conexión, bien sea soldadas o atornilladas, mediante las cuales las deformaciones plásticas requeridas del marco se puedan alcanzar a través de la formación de articulaciones plásticas en lugares predeterminados en el claro de la viga. Las conexiones viga a columna deben diseñarse con suficiente resistencia, para obligar la formación de articulaciones plásticas a una distancia prudente de la cara de la columna.

Este sistema es usado comúnmente en el mundo en edificios hasta de 30 pisos de altura y se considera que tiene un buen desempeño durante eventos sísmicos. Es un sistema

frecuentemente preferido por propietarios y arquitectos por la posibilidad que brinda de grandes espacios libres.

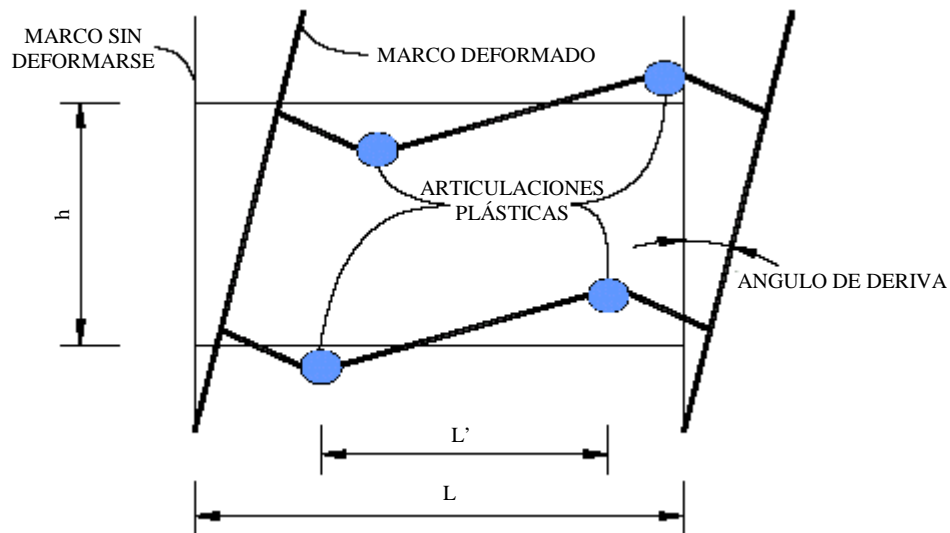


Fig. 1.3 Comportamiento plástico ideal de un marco resistente a momentos.

Los marcos resistentes a momento pueden proveerse de diferentes capacidades de disipación de energía (mínima, moderada y especial) mediante la utilización de detalles estructurales que permiten un nivel de disipación de energía de acuerdo con la capacidad del marco. Un marco resistente a momento con capacidad especial de disipación de energía posee detalles especiales que garantizan altas ductilidades y capacidad de deformarse inelásticamente durante eventos sísmicos; tales deformaciones inelásticas incrementan el amortiguamiento y reducen la rigidez de la estructura dando como resultado menores fuerzas sísmicas sobre la misma y un comportamiento en el cual la mayor parte de los elementos se desempeñan en el rango elástico sin sufrir pandeo local, disipando una cantidad considerable de energía mediante un comportamiento histerético estable. Esto hace que este tipo de marco sea adecuado para zonas de alta sismicidad. Los marcos con capacidades mínima y moderada se diseñan utilizando detalles que permitan desarrollar los niveles de deformación inelástica respectiva y resultan eficientes en zonas de menor amenaza sísmica.

### 1.2.2 Marcos contraventados concéntricamente.

Cuando las vigas y columnas se interconectan entre si por medio de conexiones simples, es decir, no resistentes a momento, el método más económico y sencillo desde el punto de vista

teórico es usar contraventeos diagonales concéntricos en “X” (se habla de un contraventeo concéntrico cuando las diagonales llegan exactamente hasta el nudo).

Un sistema de este tipo genera una estructura más rígida que un marco con conexiones resistentes a momentos. En los marcos resistentes a momento la flexibilidad de las vigas generalmente domina la respuesta de desplazamiento, mientras que en un marco contraventeado se elimina el efecto de la flexión en vigas y columnas ya que en este caso el cortante lo absorben primordialmente las diagonales como carga axial, es más, las vigas y columnas también trabajan aquí sólo a carga axial (las conexiones son simples).

En general, casi cualquier geometría razonable puede ser utilizada para el contraventeo. La selección frecuentemente está regida más por la necesidad de tener aberturas o circulación que por la rigidez requerida.

Con frecuencia el contraventeo concéntrico ha sido utilizado con éxito para la adecuación sísmica de edificaciones, tal es el caso del edificio de la Torre Mayor (figura 1.4) así como en la restauración de numerosas edificaciones en la Ciudad de México luego del sismo de Septiembre de 1985, (figura 1.5).



Fig. 1.4 Torre Mayor.

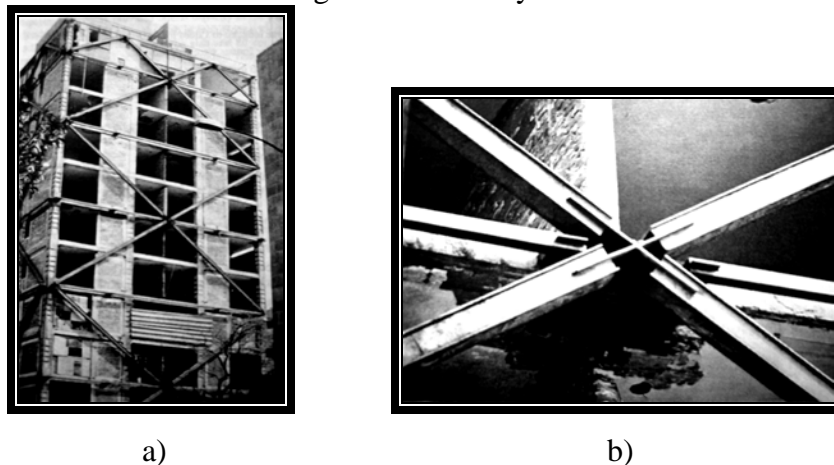


Fig. 1.5 Edificios en la Ciudad de México.

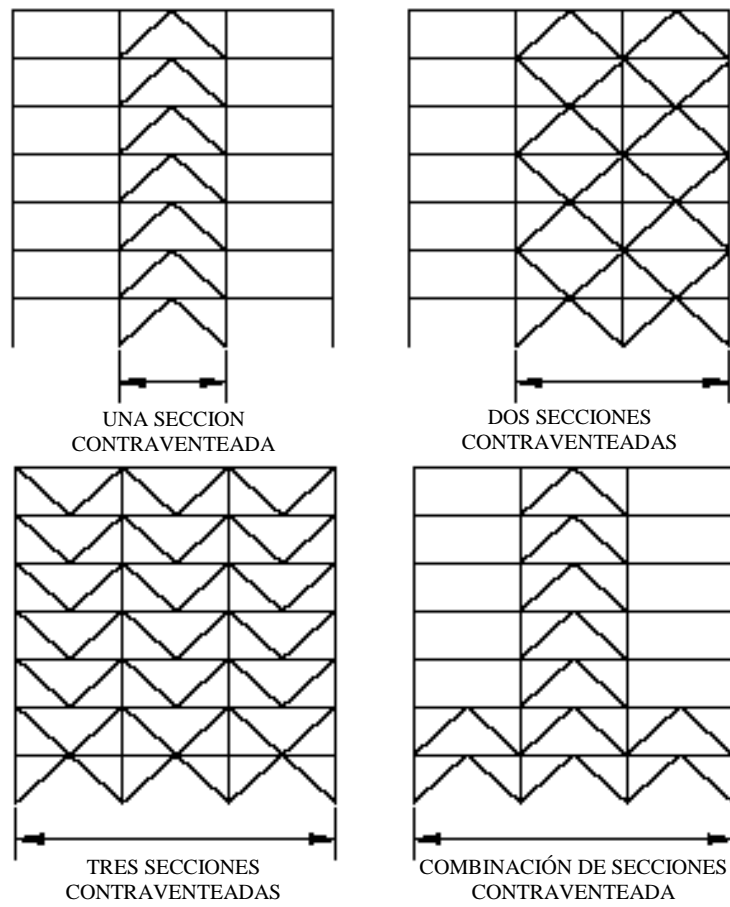


Fig. 1.6 Tipos de contraventeo concéntrico.

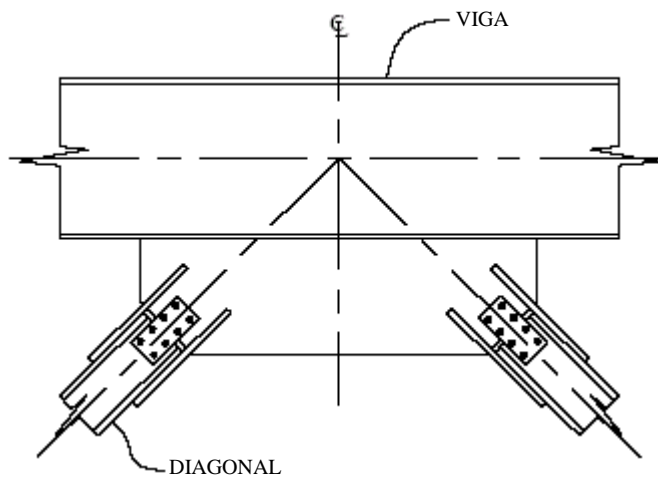


Fig. 1.7 Detalle de contraventeo concéntrico.

### 1.2.3 Marcos contraventeados excéntricamente.

Este sistema estructural combina la gran rigidez en el rango elástico de los sistemas contraventeados concéntricamente con una alta ductilidad y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, lo que lo convierte en una excelente alternativa en zonas de alta sismicidad.

La característica distintiva de un contraventeo excéntrico es que al menos uno de los extremos de cada diagonal se conecta con un elemento aislado de viga conocido como vínculo. El concepto fundamental de diseño consiste en que la fluencia y el daño del marco deben restringirse a los vínculos, que deben diseñarse y detallarse para ser los elementos más dúctiles del marco, de manera que en ellos se formen las articulaciones plásticas.

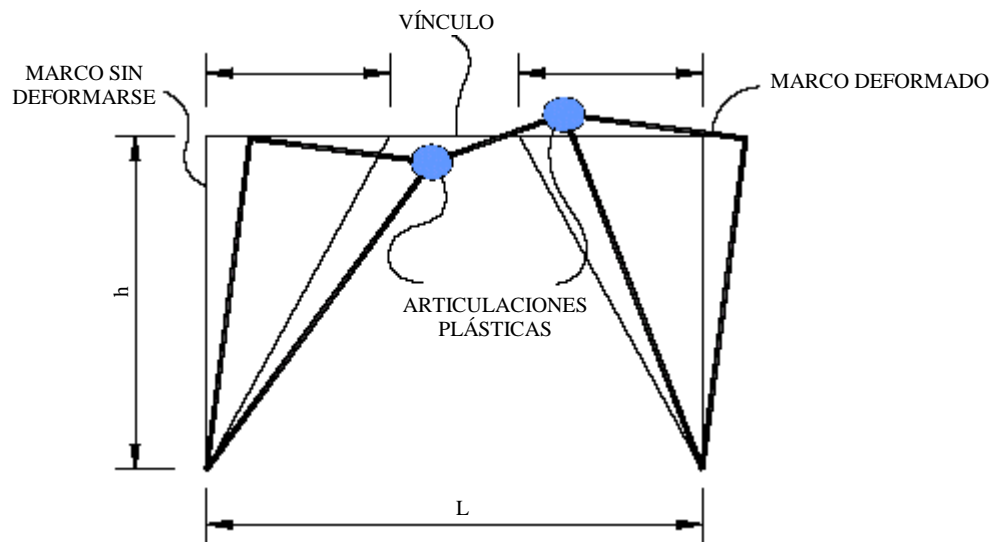


Fig. 1.8 Comportamiento ideal de un marco contraventado excéntricamente.

Por razones de economía se aconseja utilizar un vínculo localizado en un extremo de cada diagonal, con una conexión concéntrica en el otro extremo. Cuando se tiene un claro corto es recomendable utilizar una única diagonal. La configuración más ventajosa es la de una "V" invertida cuyo vínculo se encuentra en el centro del claro (figura 1.8). Sus ventajas se derivan de su simetría y de que no hay unión directa del vínculo con las columnas.

Se recomienda el uso de vínculos cortos que trabajarán por cortante, brindando la máxima capacidad de disipación de energía y un comportamiento más predecible en el rango inelástico.

#### **1.2.4 Sistemas tubulares.**

Un sistema tubular consiste en una estructura “ahuecada” que funciona como una chimenea en voladizo vertical. El sistema consiste en columnas poco espaciadas (1 a 3.5 m; máximo 4.5 a 5 m) con vigas peraltadas (0.9 a 1.5 m). Dicho sistema puede reforzarse añadiéndole contraventeo, generalmente concéntrico en “X”, logrando un sistema sumamente rígido y eficiente. Otra variación es el sistema tubo dentro de tubo en el que las columnas y vigas interiores forman tubos adicionales.

Este sistema se ha usado con éxito en edificios de gran altura como el Sears Tower en Chicago y el World Trade Center en New York, ambos de 110 pisos.

### **1.3 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO.**

El acero estructural es uno de los materiales de construcción más ampliamente usado en el mundo, principalmente en países industrializados como Estados Unidos y Japón. Sus propiedades, que se trasladan a los elementos y estructuras construidas con él, lo convierten en un material ideal para resistir movimientos sísmicos.

Propiedades como su gran resistencia, (que permite estructuras de bajo peso), su elasticidad y su ductilidad han hecho que históricamente se haya considerado, y además comprobado, que las estructuras de acero exhiben un excelente comportamiento sísmico. Por lo tanto, en zonas de riesgo sísmico intermedio y alto, los edificios de acero son muy comunes y se construyen bajo especificaciones generalmente estandarizadas. Pero es necesario tener en cuenta que el comportamiento sísmico de una estructura no depende única y exclusivamente del material del que está hecha. Es indiscutible el buen desempeño que históricamente han mostrado los edificios de acero en el mundo, pero hay que reconocer que la falta de modelos ajustados a la realidad así como errores de diseño y constructivos ponen seriamente en peligro la estabilidad de las estructuras durante un sismo.

Y es precisamente el sismo y el estudio de sus efectos sobre las estructuras el mejor método de calibrar las hipótesis y metodologías de diseño; permite apreciar directamente en su justa dimensión, las carencias y falacias de las teorías y hace posible concentrarse en la evaluación de soluciones estructurales cada vez más eficientes.

A partir del sismo de Northridge y del sismo de Kobe se han venido adelantando programas intensivos de investigación, justamente con el fin de encontrar soluciones estructurales eficientes al problema que evidenciaron dichos sismos en las estructuras de acero y que se convierte en la justificación del presente trabajo. Estos sismos, como se estudiará en detalle más adelante evidenciaron un comportamiento inadecuado de las conexiones en marcos resistentes a momento poniendo en tela de juicio el detalle de conexión que hasta el momento venía siendo usado en zonas de riesgo sísmico intermedio y alto.

Queda pues claro que a pesar de que el acero cuente con propiedades que lo hacen un material de excelente comportamiento ante sollicitaciones dinámicas el papel del diseñador y del constructor en el “intento” de obtener estructuras que se comporten adecuadamente es crítico. Es necesario pues, que en México donde se cuenta con normas de diseño, estas se mantengan actualizadas, y que constantemente se reevalúen las metodologías a partir de las experiencias tanto propias como de otros países con amplia trayectoria en el campo del acero estructural.

#### **1.4 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.**

Los sismos del 17 de enero de 1994 en Northridge y del 17 de enero de 1995 en Kobe evidenciaron que las conexiones viga-columna comúnmente usadas en la construcción de edificios de acero con marcos resistentes a momento eran mucho más susceptibles de daño de lo que se pensaba. Estas conexiones, que se creían dúctiles y capaces de resistir ciclos repetidos de grandes deformaciones inelásticas, se comportaron de manera frágil, resultando en algunos casos, en una seria degradación de la resistencia a cargas laterales de los edificios afectados.

En el tipo de sistema estructural de marcos resistentes a momento la estabilidad ante carga sísmica depende de la capacidad de las conexiones viga-columna de permanecer intactas y de resistir tendencias a rotar, inducidas por el balanceo del edificio. Este sistema estructural es comúnmente usado en Estados Unidos y en el mundo entero particularmente en la construcción de edificios de mediana y gran altura; y antes del sismo de Northridge se consideraba uno de los más dúctiles y seguros durante eventos sísmicos fuertes debido a que rara vez se habían reportado daños severos durante sismos pasados; sin embargo el inesperado daño ocurrido durante el sismo puso en entredicho esta premisa y se adelantaron investigaciones con el fin de entender el comportamiento real de los edificios de acero.

El sismo de Northridge, con una magnitud de 6.7 en la escala de Richter sacudió el área de Los Ángeles el 17 de enero de 1994 a las 4:30 a.m. aproximadamente, y ha sido considerado como la tragedia natural más costosa (en términos económicos) en la historia de los Estados Unidos. Después de este sismo se identificaron más de 100 edificios de marcos de acero resistentes a momento que habían sufrido fracturas en las conexiones viga-columna [Ref. 1]. Muchos de estos edificios parecían no haber sufrido ningún daño estructural, pero después de remover los acabados arquitectónicos y elementos de protección contra fuego, se descubrió que habían presentado los mismos problemas en las conexiones que algunos edificios que estaban siendo apenas construidos. Este hecho generó aún más incógnitas a los ingenieros estructurales, quienes después de investigaciones adelantadas en varios edificios, confirmaron que sismos anteriores como el de Loma Prieta en 1989 habían causado daños similares que no habían sido descubiertos.

El sismo de Kobe del 17 de enero de 1995 con una magnitud de 7.2 en la escala de Richter destruyó más de 100 edificios y produjo serios daños en más de 80 en el área epicentral [Ref. 2]. Después de este sismo la atención de los ingenieros estructurales se enfocó en la respuesta estructural de los edificios de acero con el fin de comparar los patrones de daño con los observados un año atrás en el sismo de Northridge.

Inicialmente el equipo de reconocimiento no reportó daños en las conexiones similares a los de Northridge, pero después de inspecciones más detalladas adelantadas en más de 1000 edificios por la AIJ (Architectural Institute of Japan) se documentaron daños similares en la soldadura de las conexiones viga-columna en más de 50 edificios de marcos de acero resistentes a momento.

En México, a pesar de que las conexiones usadas son típicamente diferentes a las empleadas en Los Ángeles y Kobe, existen reportes de fracturas frágiles en las conexiones viga-columna ocurridas durante el sismo de 1985 de Ciudad de México.

#### **1.4.1 Conexiones resistentes a momento.**

Una conexión resistente a momento es aquella en la cual los miembros conectados (viga-columna) se unen rígidamente mediante un detallado determinado que impide variaciones del ángulo entre los miembros.

El detalle de las conexiones resistentes a momento en marcos de acero puede variar significativamente de un país a otro, diferencias en el costo de mano de obra, costos del

material, disponibilidad de formas estructurales, técnicas de soldadura e incluso las condiciones climáticas pueden dar origen a diferentes tipos de conexión.

**1.4.1.1 Conexión Pre-Northridge.-** El detalle mostrado en la figura 1.9 ilustra el tipo de conexión usado en el área afectada antes del sismo de Northridge. La mayoría de los marcos de acero resistentes a momento en los Estados Unidos se construyen usando miembros laminados para las vigas y columnas y ocasionalmente se usan secciones en cajón fabricadas para columnas sujetas a flexión biaxial.

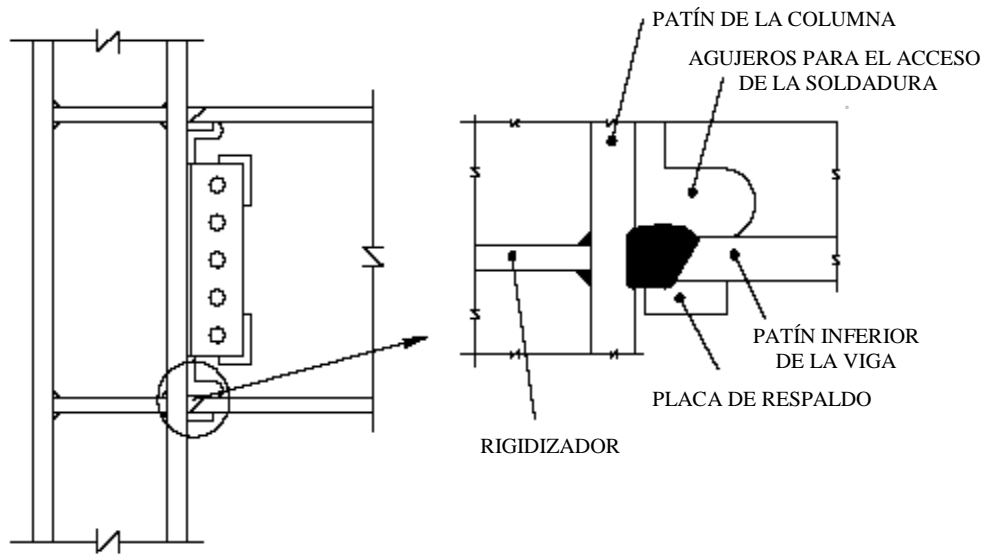


Fig. 1.9 Detalle de la conexión Pre-Northridge

En este tipo de conexión los patines de la viga se unen al patín de la columna mediante soldadura de penetración completa en campo que se ejecuta usando un procedimiento precalificado; mientras que el alma de la viga se une a la columna usando placas de cortante que se sueldan en el taller a la columna y se conectan con torillos al alma de la viga en campo. Este detalle era recomendado por la mayoría de los códigos de construcción de Estados Unidos (Uniform Building Code, NEHRP, AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, SEAC Recommended Lateral Force Requirements and Commentary) y se había adoptado como una conexión estándar en zonas de riesgo sísmico intermedio y alto. Algunas variaciones de este detalle eran comunes, como la soldadura de filete adicional entre la placa de cortante y el alma de la viga, en cuyos casos se usaba un menor número de conectores; la mayoría de las veces resultaba necesario agregar rigidizadores (también llamados placas de

continuidad) usados para reforzar los patines de la columna cuando éstas no tenían el espesor requerido para resistir las fuerzas de compresión impuestos por los patines de la viga.

En la conexión Pre-Northridge, el metal de aporte para las soldaduras se escogía de manera que tuviera una resistencia superior a la del metal base, no existían requerimientos de tenacidad para el metal de aporte.

**1.4.1.2 Conexión usada en Japón** - El detalle de conexión típicamente usado en Japón se ilustra en la figura 1.10.

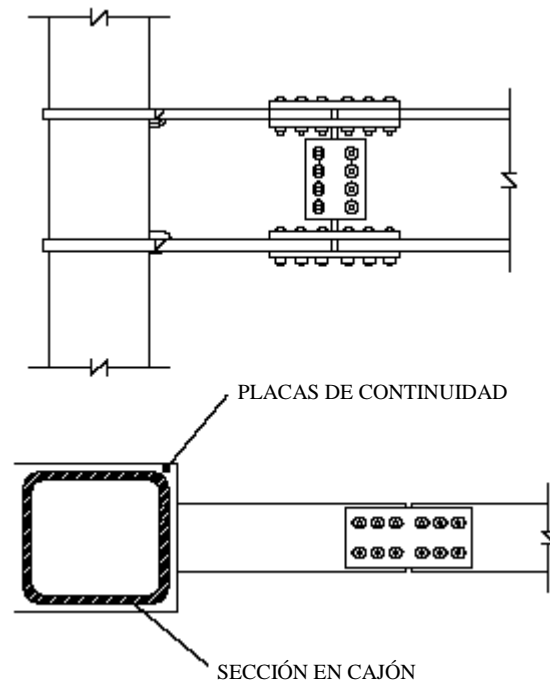


Fig. 1.10 Detalle de la conexión usualmente usada en Japón

En estas conexiones se da continuidad a las vigas usando placas de continuidad horizontales que cumplen dos funciones principales: la primera, transmitir las fuerzas de tensión y compresión desde los patines de la viga hasta la columna, y la segunda, rigidizar las paredes de la sección tubular de la columna con el fin de prevenir eventuales pandeos locales. La continuidad vertical de la columna se proporciona soldando (como se aprecia en la figura 1.10) un tramo de columna entre las placas de continuidad.

Pequeños tramos de viga se sueldan en el taller a la columna, uniendo los patines de la viga a las placas de continuidad mediante soldadura de penetración completa y soldaduras de filete para unir el alma de la viga. La conexión con el resto de la viga se ejecuta en campo usando conectores como se ilustra en la figura 1.10.

## **2. DAÑOS OBSERVADOS EN CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO.**

### **2.1 DAÑOS EN LAS CONEXIONES RESISTENTES A MOMENTO.**

Después del sismo de Northridge los daños encontrados en los edificios de acero de marcos resistentes a momento incluían fluencia, pandeo y fracturas excesivas de los elementos del marco así como en sus conexiones, además de ciertos casos de estructuras con inclinación lateral permanente. Algunos de los daños reportados, como pandeos locales y fluencia de los elementos, son consistentes con el comportamiento esperado de estas estructuras, sin embargo las fracturas frágiles que ocurrieron no hacían parte de los mecanismos de disipación de energía diseñados.

Los daños más comunes en las conexiones de los elementos consisten en una variedad de fracturas, que van desde pequeñas fisuras imperceptibles, mediante simple observación, hasta fracturas que afectan completamente la columna, y en la mayoría de los casos se iniciaron en la soldadura de penetración completa entre el patín inferior de la viga y el patín de la columna

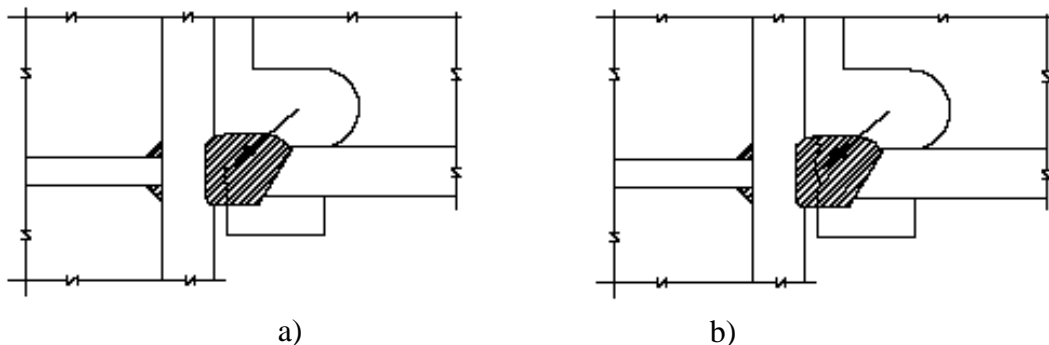
o en la vecindad de la misma soldadura. Una vez la fractura se había iniciado, ésta se propagaba de diferentes maneras. La figura 2.1 muestra esquemáticamente algunas de las fracturas más comúnmente observadas. [Ref. 3]

Las figuras 2.1(a) y 2.1(b) corresponden a fracturas ocurridas en la soldadura en cercanías de la cara del patín de la columna. La fractura mostrada en la figura 2.1(a) es posible detectarla visualmente después de retirar la placa de respaldo o mediante ultrasonido. Se cree que en muchos de los casos esta fractura ya existía antes del sismo de Northridge. Estas fracturas son las más comúnmente observadas.

Otro tipo de daño es el que se muestra en las figuras 2.1(c) y 2.1(d), que se inician en la soldadura o cerca de ella subiendo a través del patín de la columna. En algunos casos la fractura se detiene en el patín (figura 2.1(c)), mientras que en otros, la fractura se sale del patín a una distancia considerable de la parte superior de la soldadura (figura 2.1(d)).

Las figuras 2.1(e) y 2.1(f) muestran fracturas que atraviesan el patín de la columna y en algunos casos continúan en el alma de ésta (figura 2.1(f)). En muy pocos casos se reportó que la falla se extendiera a lo ancho de la columna pasando por ambos patines.

Otros tipos de falla no mostrados en las figuras anteriores se presentaron en la placa a cortante y en los conectores. Estos daños se produjeron debido a la transferencia de momento a la conexión por cortante después de fallar el patín de la viga. Las conexiones eran diseñadas suponiendo que todo el momento se transmitía a través de los patines; y la cortante por medio de la placa conectando el alma de la viga con el patín de la columna, lo que evidentemente no es del todo cierto.



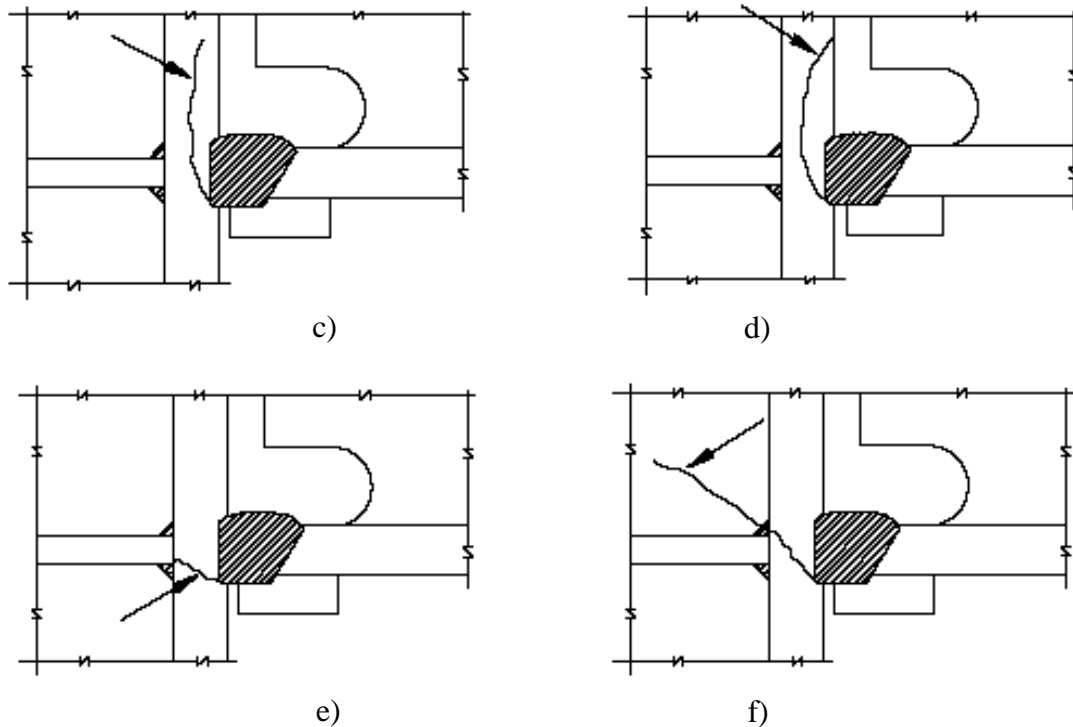


Fig. 2.1 Fracturas típicas.

Numerosos autores documentaron los tipos de fallas observadas a medida que se revisaron las estructuras afectadas, usando diferentes terminologías para describir tipos de fallas similares; esto puede originar confusiones. Para evitar tales confusiones en las referencias 1 y 4 se presenta un sistema unificado de clasificación de los daños en conexiones viga columna que ha venido siendo usado en Estados Unidos para realizar estadísticas y cuantificar los daños.

Según los tipos de daños observados después del sismo de Northridge, los ingenieros encargados de realizar las investigaciones, en su afán de buscar los motivos por los cuales se presentó el inesperado comportamiento frágil de las conexiones resistentes a momento, sugirieron 3 factores principales: los relacionados con la soldadura, los relacionados con el diseño y los relacionados con el material. A continuación se presentan brevemente estos factores.

## 2.2 FACTORES RELACIONADOS CON LA SOLDADURA.

**2.2.1 Inspección y calidad de la soldadura.** - Como es natural, la primera causa que se tuvo en mente fue la soldadura de mala calidad así como la falta de inspección de la misma, sin embargo ensayos realizados antes y después del sismo demostraron que ésta no era la causa

principal, ya que algunas conexiones en especímenes de prueba, elaborados con soldadura de excelente calidad y siguiendo estrictamente los procedimientos precalificados, también fallaron. No obstante, este factor influyó en el daño de muchas conexiones.

Otras causas relacionadas con la soldadura que juegan un papel importante en los daños presentados son: la dificultad de soldar en forma continua el patín inferior de la viga a través del agujero de acceso o “huevo de ratón”, la interrupción de la soldadura que une al patín inferior de la viga con el patín de la columna en la región del agujero de acceso, la dificultad de realizar ensayos de ultrasonido en las cercanías de la soldadura adyacente al alma de la viga debida a la interferencia de ésta y la realización de soldaduras sin seguir los procedimientos indicados en las normas, entre otras.

**2.2.2 Placas de respaldo y placas de extensión.** - Una de las causas importantes por las cuales se presentaron los daños fue el dejar presente la placa de respaldo después de terminada la soldadura puesto que existe una discontinuidad entre ésta y la cara de la columna que puede generar concentración de esfuerzos, degenerando en posibles fracturas.

**2.2.3 Tenacidad de la soldadura.** - En la práctica usual, antes del sismo de Northridge, no se especificaba una tenacidad mínima para la soldadura. Actualmente, los ensayos han demostrado que la baja tenacidad de la soldadura, combinada con las discontinuidades producidas por la presencia de la placa de respaldo vuelve la soldadura susceptible a fracturarse.

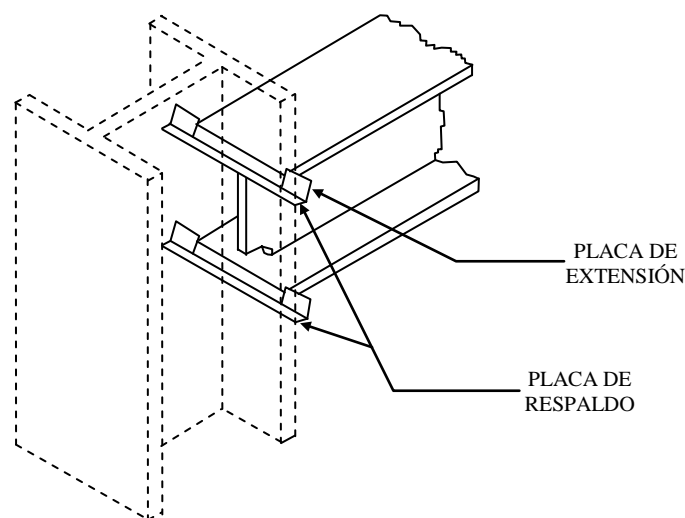


Fig. 2.2 Platinas de respaldo y extensión.

## **2.3 FACTORES RELACIONADOS CON EL DISEÑO.**

**2.3.1 Patines de la viga con esfuerzos altos.** - Se ha demostrado [Ref. 3] que el uso de conexiones de patines soldados y alma atornillada no proporciona un comportamiento adecuado por el hecho de no transferir momento a través del alma, produciéndose esfuerzos mayores que los permitidos en los patines de la viga en las cercanías de la conexión. Esto puede dar origen a la fractura de los patines antes de desarrollar el comportamiento dúctil esperado.

**2.3.2 Otros factores relacionados con el diseño.**- Además del presentado antes, existen otros factores relacionados con el diseño que pueden contribuir con la falla de la conexión, tales como la concentración de esfuerzos en la soldadura adyacente al alma de la columna, que se genera aún con la presencia de rigidizadores. También debe tenerse en cuenta que en condiciones de esfuerzo triaxial, el acero puede presentar un comportamiento frágil.

## **2.4 FACTORES RELACIONADOS CON EL MATERIAL.**

Muchos de los marcos de acero resistentes a momento diseñados en los últimos 10 años en Estados Unidos usaban acero ASTM A36 para las vigas y acero ASTM A572 grado 50 para las columnas. Esta era una manera económica de diseñar estructuras cumpliendo con el criterio de viga débil columna fuerte. Sin embargo estudios recientes han demostrado que el acero producido bajo la especificación A36 presenta una amplia variación en sus propiedades de resistencia, exhibiendo resistencias a la fluencia que generalmente exceden los 345 MPa (3519 kg/cm<sup>2</sup>). Estas variaciones hacen que la conexión se vuelva débil, en ocasiones más débil que la viga, generando la falla de la conexión antes de desarrollar fluencia.

Otros factores que se han identificado y que definitivamente contribuyeron en el daño de las conexiones son:

- Practicas de diseño que favorecían el uso relativo de pocos marcos para resistir las demandas sísmicas, resultando en tamaños de miembros muy grandes y geometrías de conexión que no habían sido ensayadas previamente.
- Niveles bajos de control y aseguramiento de la calidad durante los procesos de construcción, resultando juntas que no cumplían con los estándares de calidad especificados.

- Zonas de panel excesivamente débiles y flexibles que generaban grandes esfuerzos secundarios en las juntas soldadas entre los patines de vigas y columnas.
- Una inhabilidad inherente del material a fluir bajo condiciones de restricción triaxial tales como las existentes en el centro de las juntas entre los patines de columna y viga.

### **3. CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO.**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN.**

A partir de los sismos de Northridge y Kobe, particularmente en los Estados Unidos, se han venido desarrollando programas de investigación por diferentes personas y entidades. Estos han tenido el propósito de identificar conexiones que presenten un mejor comportamiento para la construcción de marcos de acero, así como para la reparación y adecuación de los marcos ya existentes. Generalmente, las modificaciones en las conexiones consisten en una combinación de mejoras en los procedimientos de soldadura y variaciones del diseño de la conexión.

El comportamiento deseado, según las recomendaciones [Ref. 4], consiste en desplazar el punto de formación de las articulaciones plásticas a una distancia predeterminada desde la cara de la columna a lo largo del claro de la viga. Esto puede lograrse mediante un refuerzo local de la sección de la viga en la conexión, o mediante una reducción de la sección de la misma en los puntos en dónde se desea la formación de la articulación plástica.

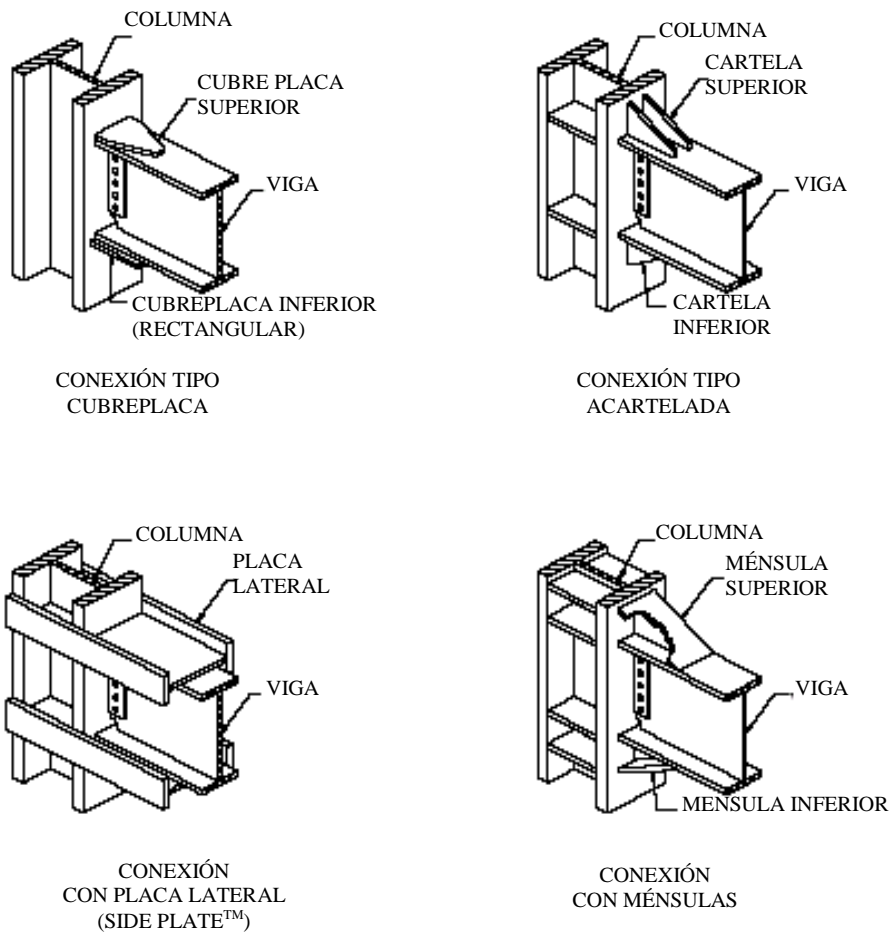


Fig. 3.1 Tipos de conexiones.

Se han desarrollado varios métodos para reforzar las conexiones así como para reducir la sección de las vigas (figura 3.1), algunos de estos han sido patentados y todos han sido ensayados para determinar su capacidad de rotación plástica; muchos de los resultados de los ensayos se han publicado en numerosos documentos [Refs. 5, 6, 7, 8, 9, 1, 4, 10, 11] y además existen direcciones electrónicas en las cuales se presentan bases de datos para diferentes tamaños de miembros.

La elección de un determinado sistema de conexión depende de un gran número de variables que deben examinarse de acuerdo al tipo de proyecto específico, entre las cuales debe prestarse especial atención al aspecto económico, legal, requerimientos arquitectónicos y desempeño estructural de las conexiones. La dificultad está, entonces, en elegir o diseñar el tipo de conexión que más se ajuste a las necesidades del proyecto.

Dadas las condiciones locales, lo ideal sería contar con un sistema de conexión confiable, que cumpla con las características de versatilidad y facilidad de diseño y construcción que permita una amplia aplicación en el medio.

A continuación se presentan algunos de los tipos de conexión más comunes con sus principales características.

### 3.2 CONEXIONES TIPO CUBREPLACA (COVER PLATES).

En este tipo de conexión se agregan placas de refuerzo a los patines de la viga. Estas placas se sueldan mediante soldaduras de filete proporcionadas para transmitir las fuerzas de la placa a los patines (figura 3.2). La placa de refuerzo inferior se suelda a la columna en el taller y el patín inferior de la viga se suelda en campo a la columna y a la placa de refuerzo. El patín de la viga y placa de refuerzo superiores se sueldan en campo al patín de la columna. El funcionamiento deseado en esta conexión consiste en desplazar la rotación de las articulaciones plásticas mediante el refuerzo tanto de la viga, por intermedio de las placas, como de la junta soldada en la cara de la columna. La conexión del alma puede hacerse usando soldadura o tornillos de alta resistencia.

Este tipo de conexión se convirtió en la más usada inmediatamente después del sismo de Northridge debido a que fue una de las primeras ensayadas que alcanzó un nivel de rotación plástica aceptable y debido a que es relativamente económica, comparada con otras configuraciones de refuerzo, y tiene un impacto arquitectónico limitado. Como consecuencia existe un gran número de ensayos realizados con este tipo de conexión, cubriendo un amplio intervalo de tamaño de miembros [Ref. 4].

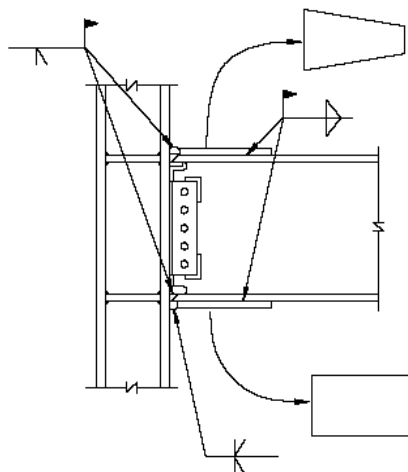


Fig. 3.2 Conexión tipo cubreplaca.

Este tipo de conexión parece ser más confiable que el detalle típico Pre-Northridge, sin embargo, en un número significativo de ensayos se han reportado fallas causadas por fracturas similares a las descubiertas en la conexión Pre-Northridge. Por esta razón se recomienda a los diseñadores usar conexiones alternativas a menos que se utilicen en sistemas de marcos con un alto grado de redundancia.

Uno de los factores críticos que debe tenerse en cuenta en el diseño de este tipo de conexiones es el espesor total del patín de la viga y la placa de refuerzo. Durante el diseño se debe tratar de minimizar éste espesor porque de esta forma se reducirá el tamaño de la soldadura de penetración completa entre estos elementos y la columna. Aunque no existe una especificación por parte de la AWS o la AISC una recomendación aproximada consiste en limitar el espesor total a la menor dimensión entre: dos veces el espesor del patín de la viga, y el espesor total de la columna. [Ref. 4]

### 3.3 CONEXIONES DE PLACA LATERAL (SIDE PLATE™).

Este tipo de conexión consiste en un sistema patentado (SidePlate™) en el cual las fuerzas de tensión y compresión se transmiten, desde la viga a la columna, a través de soldaduras de filete. La principal ventaja de este tipo de conexión es la eliminación de las soldaduras de penetración completa entre los patines de la viga y la columna, evitando de esta manera las fracturas frágiles de la soldadura, principal problema de la conexión Pre-Northridge.

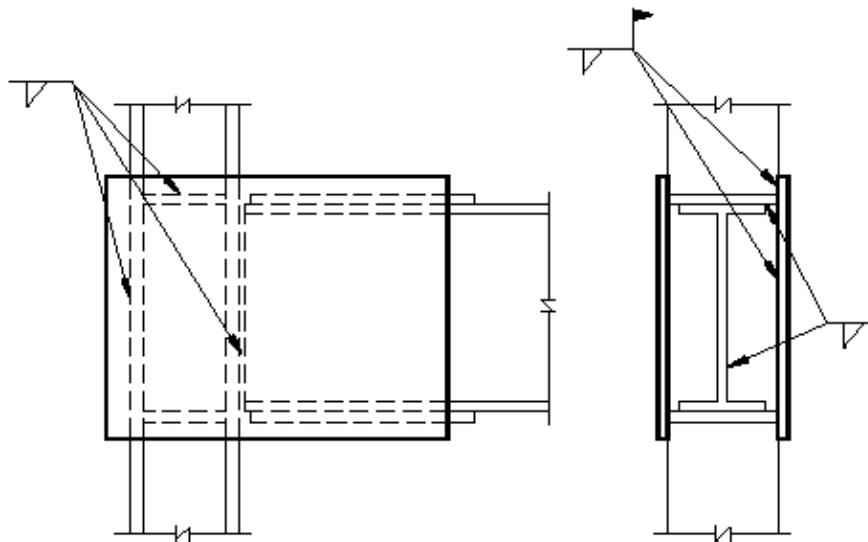


Fig. 3.3 Conexión de placa lateral.

El sistema mostrado en la figura 3.3 ha demostrado, experimentalmente, un comportamiento adecuado alcanzando niveles de deformación plástica satisfactorios [Ref. 5]. Las principales características del sistema con placa lateral que contribuyen con su comportamiento son:

- La geometría del sistema permite que exista una separación física entre la cara de la columna y el extremo de la viga (figura 3.3) lo que elimina los comportamientos frágiles observados en el detalle Pre-Northridge.
- El uso de las placas laterales de profundidad completa proporciona un mecanismo de disipación de energía fuera de la columna. El comportamiento rotacional es independiente de la participación de la zona de panel de la columna. [Ref. 5]. Igualmente el incremento de rigidez proporcionado por las placas laterales incide en la rigidez global del marco, lo que puede usarse para cumplir con los requisitos de deriva.
- Este sistema permite que todas las soldaduras de filete se ejecuten en el taller y una secuencia de montaje usando el sistema columna en árbol (figura 3.4), logrando eficiencia de montaje y una reducción en los procedimientos de inspección de soldaduras.
- Las trayectorias de carga están identificadas y entendidas. La transferencia de momentos se logra mediante el uso de placas y soldaduras de filete cargadas de manera predecible. El conocimiento de los mecanismos reales de transferencia de las cargas provee un entendimiento de la función de cada elemento en la conexión y
- permite la aplicación de un procedimiento racional de diseño.

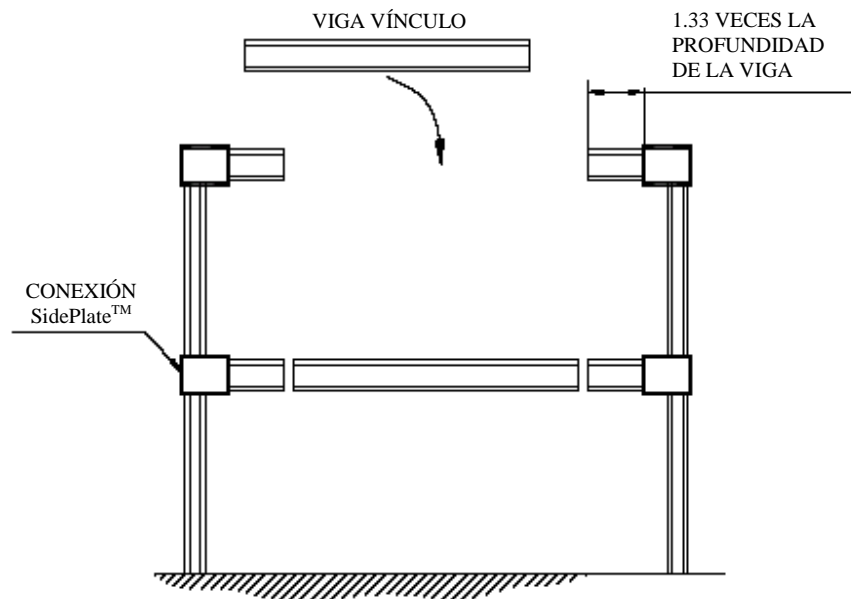


Fig. 3.4 Proceso de montaje.

A pesar del buen comportamiento demostrado experimentalmente por este tipo de conexiones, presenta algunas desventajas que deben tenerse en cuenta de acuerdo con el tipo de proyecto a ejecutar:

- Por el hecho de ser un sistema patentado, su utilización esta sujeta a la aprobación del dueño de la patente, lo que conduce a costos adicionales.
- A pesar de los beneficios de rigidización, la utilización de las placas laterales y de las placas superior e inferior representan una mayor cantidad de acero en el proyecto.
- Tienen un impacto arquitectónico relativamente mayor al de otros tipos de conexión.

### 3.4 CONEXIÓN CON SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA.

En este sistema de conexión se reduce la sección de la viga en un segmento determinado, con el fin de localizar, dentro del mismo segmento, la articulación plástica, alejada de la cara de la columna, y disminuir las tensiones máximas promedio en la cara de la columna. Existen varias maneras de reducir la sección de la viga, una de ellas consiste en remover una porción de los patines de la viga de manera simétrica alrededor del eje de la misma, lo que se ha denominado como el perfil “hueso de perro” (dog bone); otro método consiste en taladrar una serie de agujeros en los patines de las vigas.

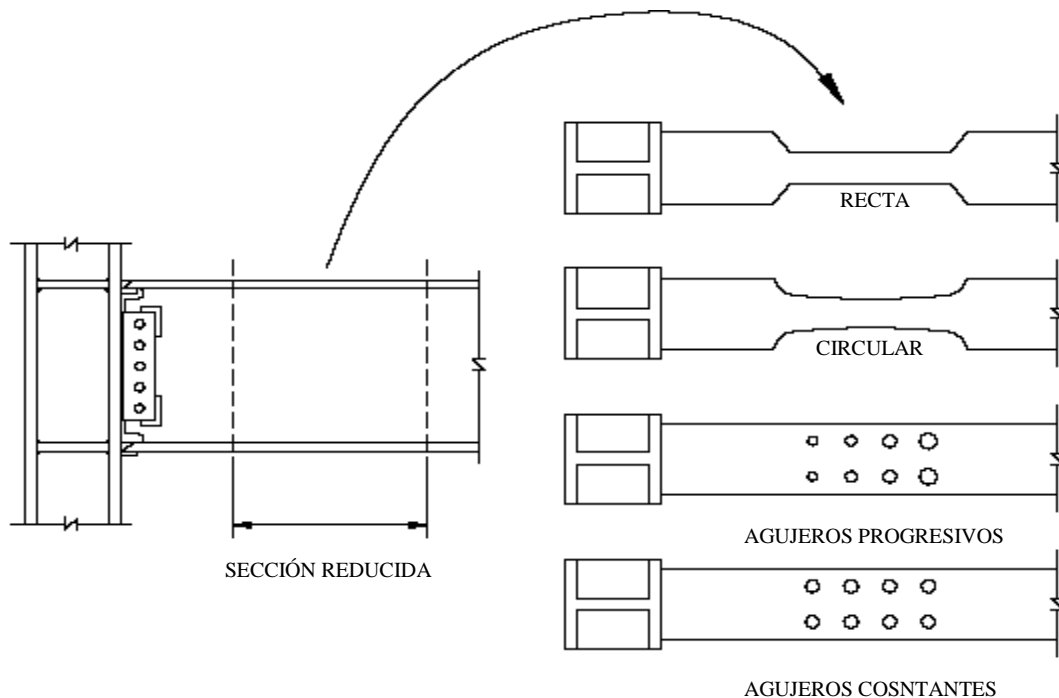


Fig. 3.5 Conexión con sección de viga reducida.

El tipo de conexión con sección reducida ha sido ensayado exitosamente y ha mostrado un comportamiento plástico satisfactorio [Ref. 8] en numerosos ensayos, sin embargo es necesario tener especial cuidado con la forma utilizada para hacer las reducciones de sección, estas deben ser transiciones suaves para evitar efectos de concentración de esfuerzos. El comportamiento de esta conexión es directamente dependiente de la calidad de las soldaduras de penetración completa entre los patines de vigas y columnas y del comportamiento transversal de los patines de la columna.

Una de las principales desventajas de este tipo de conexión es que requiere el uso de vigas más grandes para mantener la resistencia requerida en la sección reducida, esto es, se requiere una cantidad adicional de material (figura 3.6). En países como Estados Unidos, en los que la mano de obra es más costosa, el sobre costo por el incremento en material puede compensarse por el ahorro generado por el uso de una conexión sencilla entre viga y columna. Sin embargo en países como México, en el que los costos de la mano de obra son baratos, comparados con los costos del acero, el uso de esta solución puede ser inadecuada desde el punto de vista económico.

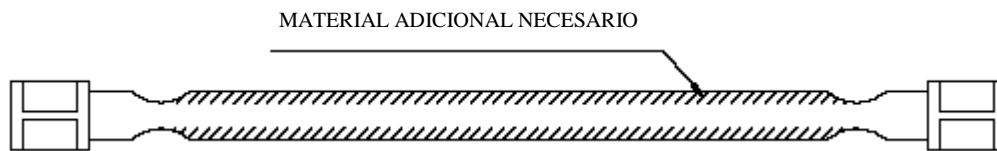


Fig. 3.6 Material en exceso en conexiones de sección reducida.

### 3.5 CONEXIONES ACARTELADAS.

Este tipo de conexión incluye refuerzos soldados a la viga y a la columna (figura 3.7) mediante los cuales se pretende disminuir el esfuerzo en la soldadura del patín de la columna y así desplazar, de la cara de la columna, el punto de formación de la articulación plástica.

Esta conexión puede estar sujeta a fallas en el espesor del patín de la columna, sin embargo, es más resistente que las conexiones con placas de refuerzo. Su buen desempeño depende de la calidad de la soldadura de los patines de la viga.

Los diseños pueden incluir una cartela en el centro del patín o dos distribuidas en éste, sin embargo, algunos ensayos realizados sobre conexiones con una sola cartela demuestran que se

pueden presentar fallas prematuras en la soldadura de ésta con la viga, por lo tanto es recomendable realizar este tipo de conexiones con dos cartelas distribuidas en el patín.

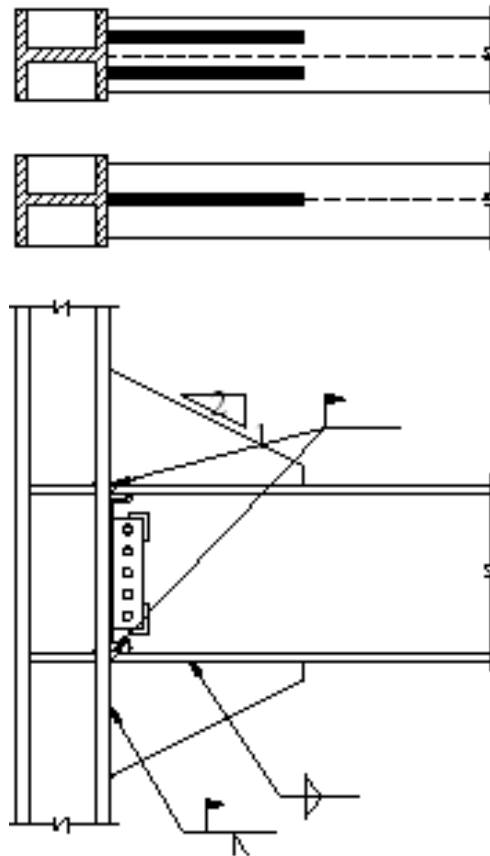


Fig. 3.7 Conexión acartelada.

También es importante tener en cuenta que las cartelas pueden causar concentración de esfuerzos en los patines de la columna generando pandeos locales en ésta y posiblemente por este motivo su comportamiento no sea adecuado cuando se utilizan en conexiones con miembros ligeros.

Según fabricantes y constructores el costo de esta conexión es relativamente alto en comparación con otras.

### **3.6 CONEXIONES CON ALMA RANURADA.**

Como se expuso en el Capítulo 2, una de las fallas más comunes observadas después del sismo de Northridge consiste en la fractura de la soldadura entre los patines de viga y columna,

causada por una concentración de esfuerzos en la zona central de la misma, en el punto que coincide con el alma de la columna.

En este tipo de conexión se usan ranuras horizontales en el alma de la viga, como se muestra en la figura 3.8, con el objetivo de obtener una distribución de esfuerzos y deformaciones más uniforme a través del patín de la viga en la conexión, esto es, evitar la concentración de esfuerzos, en el centro del patín de la viga, observada en las conexiones Pre-Northridge.

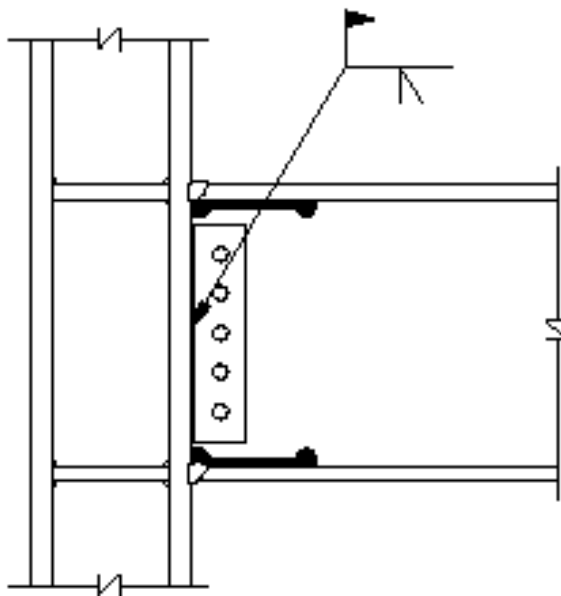


Fig. 3.8 Conexión con alma ranurada.

Este tipo de conexión ha sido ensayada exitosamente [Ref. 12] y viene siendo usada en Estados Unidos tanto para reparación y rehabilitación de conexiones Pre-Northridge como para la construcción de marcos nuevos.

Existen diversas variaciones de este tipo de conexión, sin embargo el más ensayado consiste en un sistema patentado, como el que se muestra en la figura 3.8 y que ha mostrado resultados muy satisfactorios. [Ref. 13].

Este sistema patentado (SSDA) logra un comportamiento adecuado a través de:

- Una distribución de esfuerzo y deformaciones uniformes en la soldadura entre los patines de viga y columna,
- el pandeo local de los patines de la viga bajo cargas de compresión,
- permite un pandeo independiente del alma y de los patines de la viga,
- eliminación de la toma de esfuerzos de cortante por los patines de la viga,

- □□ eliminación del modo de pandeo torsional y
- □□ participación del alma de la viga para resistir la porción de momento correspondiente.

Este detalle ha demostrado una capacidad de rotación inelástica adecuada, sin embargo requiere de una buena calidad de soldadura ejecutada en campo. Es un detalle potencialmente económico pero, como ya se mencionó, es patentado.

### 3.7 CONEXIONES CON COLUMNA EN ÁRBOL.

En este tipo de conexión, ampliamente usado en Japón, se sueldan en taller pequeñas porciones de viga a la columna usando una soldadura de penetración completa, el resto de viga es pernada o soldada en campo.

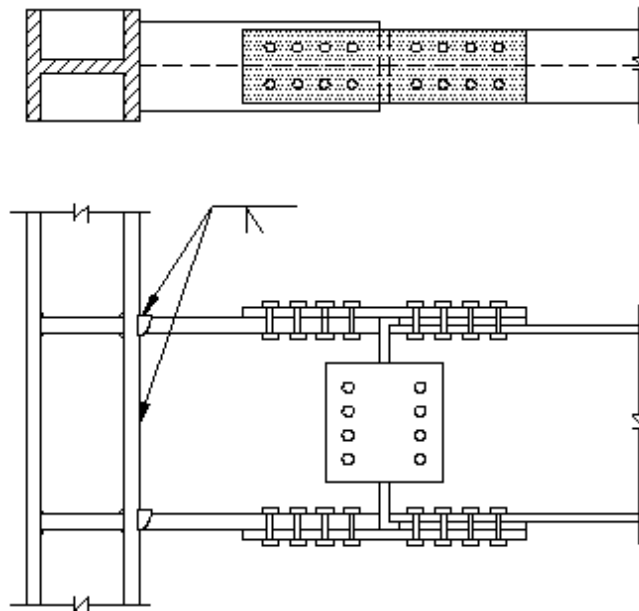


Fig. 3.9 Conexión con columna en árbol.

Existen variaciones de éste detalle dependiendo si la conexión de la viga en campo se ejecuta con conectores o soldadura. Se obtienen mayores beneficios si dicha conexión se hace atornillada ya que el procedimiento de soldadura, en el taller, entre las porciones de viga y la columna resulta en una soldadura de alta calidad, de fácil inspección y económica. Las porciones de viga soldadas a la columna pueden ser de mayor sección que el resto de viga para desplazar la formación de articulaciones plásticas a una distancia predeterminada desde la cara de la columna.

Este tipo de conexión sufrió daños considerables durante el sismo de Kobe en 1995, sin embargo el tipo de detalle usado allí presenta características inconvenientes, por ejemplo se daba continuidad a las porciones de viga y se soldaba la parte superior e inferior de la columna en el taller. Sin embargo este detalle ofrece ventajas importantes que pueden resultar en sistemas de marcos con comportamientos adecuados.

Esta conexión ha sido ensayada principalmente en Japón. En Estados Unidos se cuenta con algunos resultados de ensayos [Ref. 12] que han presentado resultados satisfactorios. El comportamiento de la conexión depende directamente de la calidad de la soldadura entre los patines de viga y columna y de las propiedades transversales del patín de la columna.

### **3.8 CONEXIONES CON MÉNSULA INFERIOR.**

Al igual que las conexiones tipo cubreplaca y con cartelas, el propósito de las conexiones con ménsula inferior es desplazar de la cara de la columna el punto de formación de articulación plástica incrementando el peralte de la sección y así reducir el esfuerzo en la soldadura.

La configuración de este tipo de conexiones se muestra en la figura 3.10.

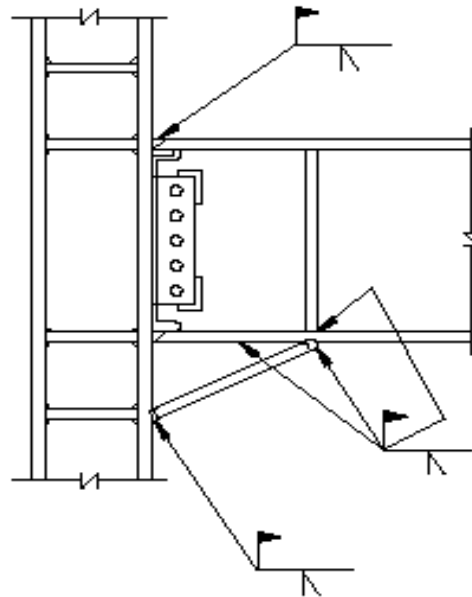


Fig. 3.10 Conexión con ménsula inferior.

Tratando de mejorar las conexiones de edificaciones existentes mediante la utilización de ménsulas inferiores se llevó a cabo en 1998 un proyecto por la NIST y la AISC el cual demostró que este tipo de conexiones tienen un buen comportamiento debido a que la ménsula

crea un soporte por debajo del patín inferior de la viga que ayuda a reducir los esfuerzos a flexión efectivos en la viga y reduce altamente la cortante que se transmite a la columna.

Este tipo de conexión ha sido utilizado exitosamente en la rehabilitación de conexiones en edificios existentes, demostrando en varios ensayos [Ref. 4] un comportamiento adecuado, a excepción de aquellos especímenes en los que la junta soldada vulnerable se dejó en el patín superior de la viga.

Antes de utilizar conexiones con ménsula inferior es necesario tener en cuenta que la soldadura que une las ménsulas, con la viga y la columna pueden ser difíciles de realizar. También que al incrementar el peralte de la viga puede resultar una configuración poco atractiva arquitectónicamente. Además que el comportamiento puede no ser adecuado si el patín superior de la viga no está exento de pandeo.

### 3.9 CONEXIONES CON MÉNSULAS INFERIOR Y SUPERIOR.

Como se ilustra en la figura 3.11, este tipo de conexión presenta ménsulas por debajo del patín inferior de la viga y por encima del patín superior de la misma.

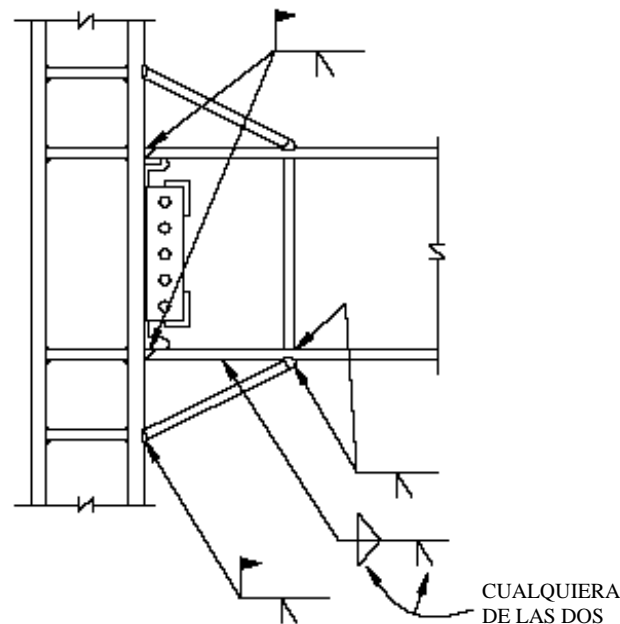


Fig. 3.11 Conexión con ménsulas superior e inferior.

Los ensayos realizados utilizando este tipo de conexión han demostrado grandes rotaciones plásticas, sin embargo la gran ventaja que presenta con respecto a las demás es que debido a

ser muy redundante, cuando falla alguna de las soldaduras de las ménsulas, se cuenta con la resistencia de las soldaduras de los patines de la viga.

Sin embargo, esta conexión, es una de las más costosas y además la presencia de las ménsulas superior e inferior puede ser un problema arquitectónico.

### **3.10 CONEXIONES DE PLACA EXTREMA (END-PLATE).**

Este tipo de conexión consiste en una placa que se suelda, en el taller, al extremo de la viga, que posteriormente se atornilla en campo al patín de la columna (figura 3.12).

Existen variaciones de esta conexión según el número de tornillos usados; las configuraciones más usadas se muestran en la figura 3.12.

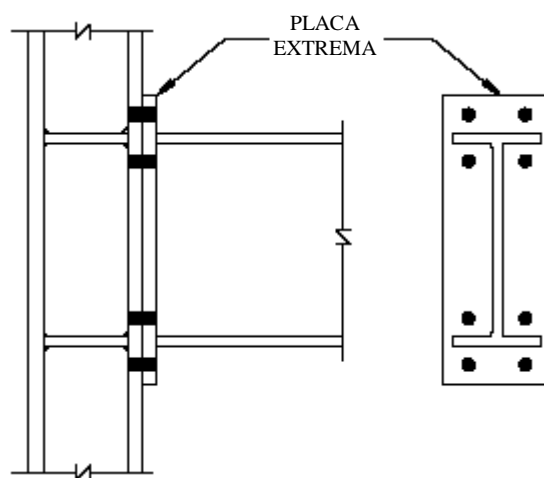


Fig. 3.12 Conexión de placa extrema.

Las conexiones de placa extrema han sido ampliamente ensayadas demostrando un comportamiento satisfactorio [Refs. 6, 7] en la construcción de edificios de acero en Estados Unidos después del sismo de Northridge.

La principal ventaja de este tipo de conexión consiste en ser una conexión que utiliza soldadura hecha en el taller y se atornilla en el campo. La fuerza transmitida por los patines de la viga se distribuye en un área mayor del patín de la columna que en el caso de las conexiones Pre-Northridge.

El uso de este tipo de conexión presenta algunas dificultades de tipo constructivo debido a la exactitud necesaria en cuanto a la longitud de las vigas, y la escuadra de las placas y la columna; sin embargo estas dificultades son superables sin mayor incidencia económica.

### **3.11 CONEXIONES PRECALIFICADAS.**

A medida que se conozcan más resultados de las investigaciones experimentales para cada tipo de conexión, será posible establecer procedimientos de diseño que garanticen, para un intervalo de tamaños de miembros, un comportamiento adecuado. Esto es, contar con conexiones precalificadas que puedan usarse siguiendo recomendaciones específicas.

A partir de su experiencia algunos autores han propuesto métodos de diseño para diferentes tipos de conexiones, que cuentan con historia de ensayos. Estos procedimientos no son definitivos, puesto que cada nueva investigación puede aportar elementos que los modifiquen.

## **4. NORMAS Y REGLAMENTOS VIGENTES EN RELACION AL DISEÑO DE CONEXIONES.**

### **4.1 MANUAL DE CONSTRUCCIÓN EN ACERO LRFD DEL AISC.**

El Manual de Construcción en Acero de la AISC a partir de 1999 ha dedicado un volumen específico para el diseño de conexiones. En particular presenta dos capítulos para el diseño de conexiones viga-columna, denominadas PR (parcialmente restringidas) y FR (totalmente restringidas).

Las conexiones PR no son recomendadas para marcos sujetos a fuerzas sísmicas, por tanto, las conexiones FR son las que deben considerarse. En el manual LRFD de la AISC se dan los criterios generales de diseño de conexiones, pero se hace referencia al documento que orienta el diseño de marcos sujetos a fuerzas sísmicas denominado como Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

En lo que sigue, se presenta los comentarios de dicho documento.

#### **4.1.1 CONSIDERACIONES ESPECIALES PARA CARGAS SÍSMICAS.**

El efecto de severas cargas sísmicas en modelos de prueba sujetos a pruebas de fatiga lenta y cíclica es discutido en Krawinkler y Popov (1982). El desprendimiento ocurrió tempranamente en los ciclos inelásticos para conexiones de deslizamiento crítico a cortante indicando la posible existencia de flexión y fuerza cortante en el patín de la viga cerca de la conexión soldada. De este modo, se recomienda que las conexiones a cortante sean diseñadas para una porción de momento flexionante cuando las vigas laminadas de gran peralte y vigas armadas con placas se conectan rígidamente a un apoyo del patín de la columna. (Referencia AISC Provisiones Sísmicas para Construcciones Estructurales de Acero).

#### **4.1.2 MARCOS ESPECIALES A MOMENTO (MEM).**

##### **4.1.2.1 Alcance.**

Se espera que los Marcos Especiales a Momento resistan deformaciones inelásticas significativas cuando se sujetan a fuerzas resultantes de movimientos del sismo de diseño. Los MEM deben cumplir con los requerimientos indicados en esta sección.

##### **4.1.2.2 Uniones y conexiones viga-columna.**

4.1.2.2a. El diseño de todas las uniones y conexiones viga-columna usadas en el Sistema Resistente de Fuerzas Sísmicas deben basarse en resultados calificados de pruebas cíclicas de acuerdo con el apéndice S de las Provisiones Sísmicas para Construcciones Estructurales de Acero, que demuestre una deformación inelástica de por lo menos 0.03 radianes. Los resultados calificados de las pruebas deben consistir de al menos dos ciclos de pruebas y es permitido que se basen en alguno de los siguientes requerimientos:

a. Pruebas reportadas en investigación o pruebas documentadas realizadas en otros proyectos que razonablemente demuestren condiciones similares.

b. Pruebas que demuestren ser específicamente enfocadas al proyecto y son representativas del tamaño de los elementos del proyecto, resistencia del material, configuración de conexiones y procesos de machihembrado de las conexiones.

La interpolación o extrapolación de resultados de pruebas para diferentes tamaños de miembros deben ser justificados por un análisis racional que demuestre que la distribución de los esfuerzos y magnitudes de esfuerzos internos que de acuerdo con el grupo de pruebas y que considere los efectos adversos del largo del material y espesor de la soldadura y

variaciones en las propiedades del material. La extrapolación de los resultados de las pruebas debe estar basada en combinaciones de miembros de tamaños similares.

Las conexiones reales deben construirse usando materiales, configuraciones, procesos y control de calidad y métodos seguros que sean lo más cercano posible a las conexiones probadas. Como mínimo, el control de calidad y los métodos seguros deben cumplir los requerimientos de la sección 16. Las vigas que son probadas a resistencia por fluencia que son mayores al 15% por debajo de  $F_{yc}$ , no deben ser usadas en las pruebas calificadas.

4.1.2.2b. Las pruebas de conexiones viga-columna deben demostrar una resistencia a flexión, determinada en la cara de la columna, que sea al menos igual al momento plástico nominal de la viga  $M_p$  en la rotación inelástica requerida (ver apéndice S), excepto en los siguientes casos:

a. Cuando la resistencia a flexión de la viga se rige por el pandeo local de la viga más que por los límites de fluencia de la viga, o cuando las conexiones incorporadas usan una sección de viga reducida, la resistencia a flexión mínima debe ser  $0.8M_p$  de la viga probada.

b. Las conexiones que proveen la rotación requerida dentro de los elementos conectados y mantienen la resistencia de diseño como especifica la Sección 1 son permitidas, con tal que esto pueda ser demostrado por un análisis racional que cualquier deslizamiento adicional debido a la deformación de conexiones puede ser adquirido por la construcción. Tal análisis racional debe incluir los efectos de la estabilidad global del marco incluyendo efectos de segundo orden.

4.1.2.2c. La resistencia a cortante requerida  $V_u$  de la conexión viga-columna debe ser determinada usando la combinación de carga  $1.2D+0.5L+0.2S$  más la cortante determinada de la aplicación de  $1.1R_yF_yZ$  en el sentido opuesto en cada extremo de la viga. Alternativamente, un valor menor de  $V_u$  es permitido si es justificado por un análisis racional. La resistencia a cortante requerida necesita no exceder la cortante resultante de la combinación 4.1.

$$1.2D + 0.5L + 0.2S + \Omega_O\Omega_E \quad (4.1)$$

$$0.9D - \Omega_O\Omega_E \quad (4.2)$$

#### **4.1.2.3 Zona de entrepaño de conexiones viga-columna (alma de la viga paralela al alma de la columna).**

**4.1.2.3a. Resistencia a cortante:** La resistencia a cortante requerida  $R_u$  de la zona de entrepaño se determinará aplicando la combinación de carga 4.1 y 4.2 a la viga conectada o

vigas en el plano del marco en la columna.  $R_u$  necesita no exceder la fuerza a cortante determinada de multiplicar 0.8 veces la  $\sum R_y M_p$  de las vigas del marco a los patines de las columnas en la conexión. La resistencia de diseño a cortante  $\Phi_v R_v$  de la zona de entrepaño se determinará usando  $\Phi_v = 0.75$ . Cuando  $P_u \leq 0.75 P_y$ .

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (4.3)$$

Cuando  $P_u > 0.75 P_y$ ,  $R_v$  se calculará usando la ecuación K1-12 de las Especificaciones LRFD.

En la ecuación de arriba,

$t_p$  = espesor total de la zona entrepaño incluyendo doble placa (s), pulgadas

$d_c$  = profundidad global de la columna, pulgadas

$b_{cf}$  = ancho del patín de la columna, pulgadas

$t_{cf}$  = espesor del patín de la columna, pulgadas

$d_b$  = peralte global de la viga, pulgadas

$F_y$  = resistencia mínima a fluencia especificada de la zona de entrepaño del acero, ksi

**4.1.2.3b. Espesor zona entrepaño:** El espesor individual  $t$  del alma de columnas y placas dobles, si se emplean, será conforme a los siguientes requerimientos:

$$t \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (4.4)$$

Donde

$t$  = espesor del alma de la columna o espesor de la placa doble, pulgadas

$d_z$  = profundidad de la zona de entrepaño entre placas continuas, pulgadas

$w_z$  = ancho de la zona de entrepaño entre patines de la columna.

De manera alternativa, cuando el pandeo local del alma de la columna y doble placa se prevé con una soldadura de tapón entre ellas, el espesor total de la zona de entrepaño debe satisfacer la ecuación 4.4.

**4.1.2.3c. Zona entrepaño de doble placa:** Las placas dobles deben ser soldadas a los patines de las columnas usando cualquier unión de soldadura de penetración completa, soldadura en ranura o soldadura de filete que desarrolle la resistencia de diseño a cortante del espesor total de la doble placa. Cuando las placas dobles son colocadas nuevamente en el alma de la columna, necesitan ser soldadas transversalmente los bordes de arriba y abajo para desarrollar

la porción del total de fuerza que es transmitida a la doble placa. Cuando las dobles placas son colocadas fuera del alma de la columna, necesitan ser colocadas simétricamente en pares y soldar las placas continuamente para desarrollar la porción del total de fuerza que es transmitido a la doble placa.

#### **4.1.2.4 Limitaciones de vigas y columnas.**

**4.1.2.4a. Área de patines de la viga:** Los cambios abruptos en el área del patín de la viga no son permitidos en la región de la articulación plástica. La perforación de los agujeros en el patín o el recorte del ancho de los patines es permitido si la prueba demuestra que el resultado de la configuración puede desarrollar articulaciones plásticas estables que presenta los requerimientos en la Sección 4.1.2b. La sección de viga reducida debe presentar la resistencia de diseño como se especifica en la Sección 1 de las Provisiones Sísmicas para Construcciones Estructurales de Acero.

**4.1.2.4b. Proporciones ancho-espesor:** Las vigas deben cumplir con  $\lambda_p$  en la Tabla 4.1.

Cuando el cociente en la ecuación 4.5 es menor que o igual a 1.25, las columnas deben cumplir con  $\lambda_p$  en la tabla 4.1. De otra forma, las columnas deben cumplir con  $\lambda_p$  de la tabla B5.1 en las Especificaciones LRFD del AISC.

#### **4.1.2.5 Placas continuas.**

Las placas de continuidad deben ser provistas con tal que igualen la prueba de conexión.

#### **4.1.2.6 Relación de momento columna-viga.**

Las siguientes relaciones deben satisfacerse por las conexiones viga-columna:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (4.5)$$

Donde

$\sum M_{pc}^*$  es la suma de momentos en las uniones de arriba y abajo de la columna en la intersección de los ejes de la viga y columna.  $\sum M_{pb}^*$  se determina sumando las proyecciones de la resistencia a flexión nominal de la columna (incluyendo ménsulas) en las uniones de arriba y abajo al eje de la viga con una reducción por la fuerza axial en la columna. Se permite

tomar  $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)$ . Cuando los ejes de las vigas opuestas en la misma unión no coincidan, la línea media entre ejes debe ser usada.

Tabal 4.1. Limitaciones de relación ancho-espesor  $\lambda_p$  para elementos a compresión.

Descripción de Elementos	Relación Ancho-Espesor	Limitaciones de relación ancho-espesor
Patines de I- de vigas roladas, híbridas o vigas soldadas y canales en flexión	$b/t$	$52/\sqrt{F_y}$
Almas en combinación de flexión y compresión axial	$h_c/t_w$	Para $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$
		$\frac{520}{\sqrt{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right]$
		Para $P_u/\phi_b P_y > 0.125$
		$\frac{191}{\sqrt{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right] \geq \frac{2}{\sqrt{t}}$
Sección tubular circular HSS en compresión axial o flexión	$D/t$	$1300/\sqrt{F_y}$
Sección tubular rectangular HSS en compresión axial o flexión	$b/t$ o $h_c/t$	$110/\sqrt{F_y}$

$\sum M_{pb}^*$  es la suma de momento(s) en la viga(s) en la intersección de los ejes de la viga con la columna.  $\sum M_{pb}^*$  se determina por la suma de proyecciones de la resistencia(s) a flexión nominal de la viga en la articulación plástica localizada(s) en el eje de la columna. Se permite

tomar  $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y M_p + M_v)$ , donde  $M_v$  es el momento adicional debido a la amplificación de la cortante desde la articulación plástica al eje de la columna.

Alternativamente, es permitido determinar  $\sum M_{pb}^*$  de los resultados de las pruebas como se requiere en la sección 4.1.2a o por un análisis racional basado en las pruebas. Cuando las conexiones con sección de viga reducida son usadas, es permitido tomar  $\sum M_{pb}^* = \sum (1.1R_y F_y z + M_v)$ , donde  $z$  es el módulo plástico de la sección de la viga reducida.

$A_g$  = área total de la columna, in<sup>2</sup>

$F_{yc}$  = resistencia mínima especificada a fluencia de la columna, ksi

$P_{uc}$  = resistencia axial a compresión requerida en la columna, ksi, (un número positivo)

$Z_c$  = módulo plástico de la sección de la columna, in<sup>3</sup>

Cuando las columnas cumplen los requerimientos en la sección 4.1.4, estos requerimientos no aplican en los casos cubiertos en las secciones 4.1.6a y 4.1.6b.

4.1.2.6a. Columnas con  $P_{uc} < 0.3F_{yc}A_g$  para todas las otras combinaciones de carga que las especificadas en las combinaciones de carga 4.1 y 4.2 que también deben considerar los requerimientos siguientes:

1. Columnas usadas en construcciones de un nivel o usadas en el nivel más alto de una construcción de múltiples pisos.
2. Columnas donde: (1) la suma de la resistencia de diseño a cortante de todas las columnas excepto en el nivel es menor que el 20% de resistencia a cortante requerida en el nivel; y (2) la suma de resistencias de diseño a cortante de todas las columnas excepto columnas sobre cada línea de columnas dentro del nivel es menor que el 33% de resistencia a cortante requerida por nivel sobre esa línea de columnas. Para propósitos de esta excepción, una línea de columna es definida como una sola línea de columnas o líneas paralelas de columnas localizadas dentro del 10% de dimensión del plano perpendicular a la línea de columnas.

4.1.2.6b. Columnas en cualquier nivel tienen una relación de resistencia de diseño a cortante a la resistencia requerida a cortante, mayor al 50% que el nivel de arriba.

#### **4.1.2.7. Conexión viga-columna empotrada.**

##### **4.1.2.7a. Conexiones empotradas.**

1. Los patines de la columna en una conexión viga-columna requieren soporte lateral únicamente en el nivel del patín superior de la viga cuando una columna muestra permanecer en el rango elástico fuera de la zona de entrepaño y bajo las siguientes condiciones:

- a. La relación calculada usando la ecuación 4.3 es mayor que 1.25.
- b. La columna se mantiene en el rango elástico bajo la combinación de carga 4.1.

2. Cuando una columna no puede permanecer en el rango elástico fuera de la zona de entrepaño, deben aplicarse los siguientes requerimientos:

- a. Los patines de la columna deben estar soportados lateralmente en ambos niveles de los patines superior e inferior de la viga.

- b. Cada soporte lateral de los patines de columna deben ser diseñados para una resistencia requerida que es igual al 2% de la resistencia nominal del patín de la viga ( $F_y b_f t_{bf}$ ).

- c. Los patines de la columna deben estar soportados lateralmente, directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o por los patines de la viga perpendicular.

##### **4.1.2.7b. Conexiones no empotradas.**

Una columna que contiene una conexión Viga-Columna sin soporte lateral transversal para el marco resistente a sismo, en la conexión deberá ser diseñada usando la distancia entre soportes laterales adyacentes así como la altura de la columna para pandeo transversal al marco resistente a sismo y será conforme al capítulo H de la Especificación LRFD, excepto lo siguiente:

1. La resistencia requerida de la columna se determinará con las Especificaciones LRFD para Combinaciones de Carga A4-5, excepto que E debe tomarse como el menor de:

- a. La fuerza sísmica amplificada  $\Omega_O \Omega_E$

- b. 125% de la resistencia de diseño del marco basado sobre la resistencia de diseño a flexión de la viga o la resistencia de diseño a cortante de la zona de entrepaño.

2. La relación de esbeltez  $L/r$  para la columna no debe exceder 60.

3. La resistencia a flexión requerida de la columna para el marco transversal resistente a sismo deberá incluir el momento causado por la aplicación de la fuerza en el patín de la viga

especificada en la sección 4.1.7a.2.b en adición al momento de segundo orden debido a los desplazamientos resultantes de los patines de la columna.

#### **4.1.2.8 Soporte lateral de vigas.**

Ambos patines de las vigas deben ser soportados lateralmente directa o indirectamente. La longitud sin contraventear entre soportes laterales no debe exceder  $2500r_y/F_y$ . Además, los soportes laterales deberán ser colocados cerca de las fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal y otros lugares donde el análisis indique que se puede formar una articulación plástica durante las deformaciones inelásticas del Marco Especial a Momento.

Si se usan elementos con secciones de viga reducida, probados acorde con el apéndice S, la colocación del soporte lateral para los miembros deberá ser de acuerdo con el empleado en las pruebas. Cualquier soporte lateral adyacente a la sección de Viga Reducida deberá cumplir los requerimientos en la Sección 15.5.

#### **4.1.3 MARCOS INTERMEDIOS A MOMENTO (MIM).**

##### **4.1.3.1 Alcance.**

Se espera que los Marcos Intermedios a Momento resistan deformaciones inelásticas moderadas cuando se sujeten a fuerzas resultantes de movimientos del diseño de sismo. Los MIM deben cumplir con los requerimientos indicados de esta sección y deben ser diseñados de manera que las deformaciones inelásticas inducidas por el sismo sean adquiridas por la fluencia de los elementos del marco cuando se usen únicamente conexiones a momento parcialmente restringidas o por la fluencia de los elementos de conexión cuando se usen conexiones a momento totalmente restringidas. Las conexiones a momento totalmente restringidas y parcialmente restringidas son descritas en la sección A2.2 de las Especificaciones LRFD.

Los MIM deben cumplir con los requerimientos para MEM en la sección 4.1 excepto por las siguientes modificaciones:

##### **4.1.3.2 Uniones y conexiones viga-columna.**

4.1.3.2a. El diseño de todas las uniones y conexiones viga-columna usadas en el Sistema Resistente de Fuerzas Sísmicas deben basarse en resultados calificados de pruebas cíclicas de acuerdo con el apéndice S de las Provisiones Sísmicas para Construcciones Estructurales de

Acero, que demuestre una deformación inelástica de por lo menos 0.002 radianes. Los resultados calificados de las pruebas deben consistir de al menos dos ciclos de pruebas deben cumplir los requerimientos de la sección 4.1.2.2a.

4.1.3.2b. Las pruebas de conexiones viga-columna deben demostrar una resistencia a flexión, determinada en la cara de la columna, que sea al menos igual al momento plástico nominal de la viga  $M_p$  en la rotación inelástica requerida (ver apéndice S), excepto en los siguientes casos:

a. Cuando la resistencia a flexión de la viga se rige por el pandeo local de la viga más que por los límites de fluencia de la viga, o cuando las conexiones incorporadas usan una sección de viga reducida, la resistencia a flexión mínima debe ser  $0.8M_p$  de la viga probada.

b. Las conexiones que proveen la rotación requerida dentro de los elementos conectados y mantienen la resistencia de diseño como especifica la Sección 1 son permitidas, con tal que esto pueda ser demostrado por un análisis racional que cualquier deslizamiento adicional debido a la deformación de conexiones puede ser adquirido por la construcción. Tal análisis racional debe incluir los efectos de la estabilidad global del marco incluyendo efectos de segundo orden.

4.1.3.4b. Proporciones ancho-espesor: Las vigas deben cumplir con  $\lambda_p$  en la Especificación LRFD del AISC, tabla B5.1. Cuando el resultado en la ecuación 4.5 es menor que o igual a 1.25, las columnas deben cumplir con  $\lambda_p$  en la tabla 4.1. De otra forma, las columnas deben cumplir con  $\lambda_p$  de la tabla B5.1 en las Especificaciones LRFD del AISC.

#### **4.1.3.3 Soporte lateral en vigas.**

Ambos patines de las vigas deben ser soportados lateralmente directa o indirectamente. La longitud sin contraventear entre soportes laterales no debe exceder  $3600r_y/F_y$ . Además, los soportes laterales deberán ser colocados cerca de las fuerzas concentradas, cambios en la sección transversal y otros lugares donde un análisis indique que se puede formar una articulación plástica durante las deformaciones inelásticas del Marco Intermedio a Momento.

### **4.1.4 MARCOS ORDINARIOS A MOMENTO (MOM).**

#### **4.1.4.1 Alcance.**

Se espera que los Marcos Ordinarios a Momento resistan deformaciones inelásticas limitadas cuando se sujeten a fuerzas resultantes de movimientos del sismo de diseño. Los MOM deben cumplir los requerimientos indicados en esta sección.

#### **4.1.4.2 Uniones y conexiones viga-columna.**

4.1.4.2a. Las conexiones viga-columna deben ser hechas con soldadura y conectores de alta resistencia. Las conexiones pueden ser conexiones a momento parcialmente restringidas o totalmente restringidas como dice a continuación:

1. Las conexiones a momento totalmente restringidas que son parte del Sistema Resistente de Fuerzas Sísmicas deben diseñarse para una resistencia a flexión requerida  $M_u$  que es por lo menos igual a  $1.1R_yM_p$  de la viga o trabe o el momento máximo que puede ser desarrollado por el sistema, cualquiera es menor. Para conexiones con uniones de patines soldados, la soldadura de refuerzo y pestañas salientes deben ser cambiadas y reparadas incluyendo la soldadura de filete usada de un refuerzo, excepto que el refuerzo en el patín superior es permitido para permanecer en su lugar si esta ligado al patín de la columna si esta soldado con soldadura de filete continua sobre el borde inferior de la unión de soldadura de penetración completa. La unión parcial de soldaduras de penetración completa y soldadura de filete no deben usarse para resistir fuerzas a tensión en las conexiones.

Alternativamente, el diseño de todas las uniones y conexiones viga-columna usadas en el Sistema Resistente de Fuerzas Sísmicas deben basarse en resultados calificados de pruebas cíclicas de acuerdo con el apéndice S de las Provisiones Sísmicas para Construcciones Estructurales de Acero, que demuestre una rotación inelástica de por lo menos 0.01 radianes. Los resultados de las pruebas deben consistir de al menos dos ciclos de pruebas y deben ser basados sobre los procedimientos descritos en la Sección 4.1.2.2a.

2. Las conexiones a momento parcialmente restringidas son permitidas cuando se cubren los siguientes requerimientos:

- a. Tal conexión debe suministrar la resistencia de diseño como especifica la sección 1.
- b. La resistencia a flexión nominal de la conexión debe ser igual o exceder 50% de  $M_p$  del conector de la viga o columna, cualquiera es menor.
- c. La capacidad de rotación adecuada debe ser demostrada en las conexiones por un ciclo de pruebas en rotaciones correspondiente a la historia de diseño de desplazamiento.
- d. La rigidez y resistencia de las conexiones a momento parcialmente restringidas debe ser considerada en el diseño, incluyendo el efecto sobre la estabilidad global del marco.

Las conexiones a momento parcialmente y totalmente restringidas son descritas en la Sección A2.2 de las Especificaciones LRFD.

4.1.4.2b. Para las conexiones a momento totalmente restringidas, la resistencia a cortante requerida  $V_u$  de la conexión viga-columna debe ser determinada usando la combinación de carga  $1.2D+0.5L+0.2S$  más la cortante resultante de  $M_u$ , como es definido en la Sección 4.1.4.2a.1. Para conexiones a momento parcialmente restringidas,  $V_u$  debe ser determinada por la combinación de carga de arriba más la cortante resultante del momento último máximo que la conexión a momento parcialmente restringida son capaces de resistir.

#### **4.1.4.3 Placas continuas.**

Cuando las conexiones a momento parcialmente restringidas son hechas por medio de soldaduras de patines de la viga o los patines de la viga se conectan directamente con una placa a los patines de la columna, las placas continuas deben ser adecuadas para transmitir a los patines de la viga fuerzas al alma o almas de las columnas. Tal placa debe tener un espesor mínimo o igual que el del patín de la viga o al de la placa de conexión con los patines de la viga. Las uniones soldadas de placas continuas a los patines de la columna también deben ser hechas con uniones de soldaduras de penetración completa, en dos lados, unión de soldadura de penetración parcial con soldadura de filete reforzada o soldadura de filete en los dos lados y debe dar una resistencia de diseño que es por lo menos igual que la resistencia de diseño del área de contacto de la placa con los patines de la columna. Las uniones soldadas de las placas continuas al alma de la columna deben tener una resistencia a cortante de diseño que sea por lo menos igual a la menor de las siguientes:

- a. La suma de las resistencias de diseño en las conexiones de placa continua a los patines de la columna.
- b. La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
- c. La resistencia de diseño de la soldadura que desarrolla la resistencia de diseño a cortante de la zona de entrepaño de la columna.
- d. La fuerza actual transmitida por el refuerzo.

Las placas continuas no son requeridas si las conexiones probadas demuestran que la rotación inelástica proyectada puede ser conseguido sin su uso.

## **4.2 NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METÁLICAS DEL REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.**

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento del Distrito Federal (NTC-2004), publicadas en Octubre de 2004, presentan también recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna de marcos resistentes a sismo.

En nuestro país no se tiene una investigación experimental sobre las conexiones en estructuras de acero, por lo que las recomendaciones de las NTC-2004 se basan en las publicaciones relacionadas sobre este tema de la AISC, particularmente en las Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural descrito en el inciso anterior.

A continuación se presenta parte del capítulo correspondiente a conexiones y principalmente a las conexiones viga-columna, de las NTC-2004. Al final de este trabajo se anexa el archivo completo de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, ya que se hace referencia en éste capítulo de conexiones, a expresiones o incisos de otros capítulos de la misma Norma.

### **4.2.1 CONEXIONES.**

#### **4.2.1.1 Generalidades.**

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que ligen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura. Las conexiones están formadas por las partes afectadas de los miembros conectados (por ejemplo, almas de vigas), por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, ménsulas), y por conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada:

- a) Por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño;
- b) Como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones

que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejarán holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Las conexiones en los extremos de vigas, traveses o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

#### **4.2.2 CONEXIONES RÍGIDAS ENTRE VIGAS Y COLUMNAS.**

Las recomendaciones de esta sección son aplicables al diseño de conexiones entre vigas y columnas en estructuras del tipo 1, sección 1.5 de las NTC-2004. Pueden ser soldadas o con tornillos de alta resistencia.

##### **4.2.2.1 Definiciones.**

Se da el nombre de conexión al conjunto de elementos que unen cada miembro a la junta, placas o ángulos por patines o alma, soldaduras y tornillos.

Junta es la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando los haya, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la viga de mayor peralte.

Las placas de refuerzo del alma de la columna pueden estar en contacto con ella o separadas; en el primer caso pueden ser sencillas, en un solo lado del alma, o dobles, en los dos lados; en el segundo caso deben ser dobles, colocadas a distancias iguales del alma.

##### **4.2.2.2 Propiedades del material para determinar la resistencia requerida en juntas y conexiones cuyo diseño queda regido por combinaciones de carga que incluyen sismo.**

La resistencia requerida de una junta o conexión se determina utilizando el esfuerzo de fluencia esperado,  $F_{ye}$ , del miembro conectado:

$$F_{ye} = R_y F_y \quad (4.6)$$

donde  $R_y$  es un factor que tiene en cuenta que la resistencia de fluencia de los perfiles reales suele ser mayor que la mínima especificada.

Para perfiles laminados y barras,  $R_y$  se toma igual a 1.5 para acero NMX-B-254 (ASTM A36), y a 1.3 para acero NMX-B-284 con  $F_y = 290$  MPa (2 950 kg/cm<sup>2</sup>) (ASTM A572 Grado 42);

para perfiles laminados y barras de otros aceros, como ASTM A992 y NMX-B-284 con  $F_y = 345 \text{ MPa}$  ( $3\,515 \text{ kg/cm}^2$ ) (A572 Grado 50), y para placas, se toma igual a 1.1. Pueden usarse otros valores de  $R_y$  si  $F_{ye}$  se determina por medio de ensayos hechos de acuerdo con los requisitos del tipo de acero especificado.

#### **4.2.2.2.1 Juntas atornilladas.**

Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados; sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos, con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

Las juntas y conexiones se configurarán de manera que el diseño quede regido por un estado límite de falla dúctil en los miembros que concurren en ellas.

No se permite utilizar tornillos en combinación con soldaduras en la misma superficie de falla.

#### **4.2.2.2.2 Juntas soldadas.**

Si en algún entrepiso de la estructura las conexiones rígidas de las que depende la resistencia ante fuerzas sísmicas son menos del 50 por ciento de las conexiones entre vigas y columnas que hay en él, todas las soldaduras de penetración completa de ese entrepiso se harán con un metal de aportación con tenacidad no menor que 27.5 Joules (2.75 kgm) a una temperatura de 244 K ( $-29^\circ \text{C}$ ), determinada con un ensaye Charpy en V.

Cuando el número de conexiones rígidas es mayor que el indicado en el párrafo anterior, no es necesario cumplir el requisito indicado en él.

Si las conexiones rígidas en algún entrepiso son menos del 25 por ciento de las conexiones entre vigas y columnas que hay en él, o si cada una de las conexiones rígidas existentes contribuye en más del 30 por ciento a la resistencia total del entrepiso, su diseño se basará en los resultados de ensayos bajo cargas cíclicas que demuestren que la conexión puede desarrollar una rotación inelástica no menor de 0.03 radianes. Las conexiones reales se construirán utilizando materiales, configuraciones, procesos y métodos de control de calidad que se acerquen, tanto como sea posible, a los empleados en las juntas ensayadas.

Pueden utilizarse también conexiones documentadas en la literatura, que hayan demostrado poseer la capacidad de rotación mencionada arriba.

#### **4.2.2.3 Condiciones de carga de diseño.**

Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de viento, o por una combinación en la que intervenga el sismo.

#### **4.2.2.4 Resistencia de las conexiones.**

##### **4.2.2.4.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo.**

Cuando en el diseño no interviene el sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

a) La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante.

b) El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual a  $0.85F_{yc} d_c t_c$ , donde  $F_{yc}$  es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y  $d_c$  y  $t_c$  son su peralte total y el grueso del alma.

La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante. No es necesario retirar las placas de respaldo requeridas para efectuar las soldaduras a tope de los patines.

##### **4.2.2.4.2 Conexiones en cuyo diseño interviene el sismo.**

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo, la resistencia de la conexión de cada viga será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:

a) Un momento  $M_u$  igual, como mínimo, a  $1.1R_y M_{pv}$ , donde  $M_{pv}$  es el momento plástico nominal de la viga, y  $R_y$  corresponde al acero de la misma.

b) El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.

Cuando los patines de las vigas estén unidos a las columnas con soldaduras de penetración completa, éstas se harán en posición horizontal, con placas de respaldo y de extensión; las placas de extensión se removerán en todos los casos, procurando no dañar ni la viga ni la columna, y reparándolas, de ser necesario, dándoles un acabado liso.

La placa de respaldo del patín inferior se removerá siempre; además, se limpiará la raíz de la soldadura, hasta descubrir metal sano, se resoldará, y se reforzará con una soldadura de filete.

La placa de respaldo del patín superior puede dejarse, pero si se hace así, debe colocarse una soldadura de filete, continua, entre su borde inferior y el patín de la columna, debajo de la

soldadura de penetración completa. Si se quita, se procederá igual que con la placa del patín inferior.

El alma de la viga se conectará a la columna directamente, por medio de soldaduras que resistan la fuerza cortante en la viga y la porción del momento plástico de su sección que corresponda al alma, o a través de una placa vertical, que se unirá a la columna con soldaduras semejantes a las que se acaban de mencionar; en el segundo caso, la viga se unirá a la placa con soldaduras o tornillos de alta resistencia de resistencia adecuada.

No se permite el uso de soldaduras de penetración parcial ni de filete en la unión de patines o placas horizontales con la columna. En cualquier caso, sea que en la condición de diseño intervenga o no el sismo, la unión entre viga y columna puede hacerse por medio de placas horizontales colocadas encima del patín superior de la viga, y debajo del inferior, tomando todas las medidas y cuidados mencionados arriba.

Para permitir la colocación de la placa de respaldo en el patín superior, y soldar el patín inferior completo, incluyendo la parte que se une con el alma, se harán agujeros de acceso, de dimensiones adecuadas, en el alma de la viga, cuidando que no sean mayores que lo necesario.

#### **4.2.2.5 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna).**

Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo, deben colocarse placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) que satisfagan los requisitos que se mencionan a continuación.

Si las conexiones se hacen soldando directamente a la columna los patines o las placas horizontales, las placas de continuidad deben transmitir las fuerzas de los patines de la viga al alma, o almas, de la columna; el grueso y ancho total de las placas de continuidad no serán menores que los del patín de la viga o de la placa horizontal.

La unión entre las placas de continuidad y las caras interiores de los patines de la columna se hará con soldaduras de penetración, o con filetes colocados en los dos lados de la placa, que tendrán una resistencia de diseño no menor que la del área de contacto de la placa con los patines de la columna.

Las soldaduras entre las placas de continuidad y el alma de la columna tendrán una resistencia de diseño al corte no menor que la más pequeña de las cantidades siguientes:

a) La suma de las resistencias de diseño de las uniones entre las placas de continuidad y los patines de la columna.

- b) La resistencia de diseño al cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
- c) La resistencia de diseño al cortante del alma de la columna en la junta.
- d) La fuerza que transmite el atiesador.

Las placas de continuidad deben dimensionarse de manera que no fallen por pandeo local; para ello, deben satisfacer los requisitos de la sección 2.3 de las NTC-2004.

#### **4.2.2.6 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines (o placas horizontales) de la viga.**

Deben satisfacerse las condiciones siguientes:

- a) Frente al patín en tensión de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en las secciones 3.7.2 y 3.7.3 de las NTC-2004.
- b) Frente al patín comprimido de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en las secciones 3.7.3 y 3.7.6 de las NTC 2004.

Ha de tenerse en cuenta que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a viento o sismo, pueden cambiar de signo. Las acciones de diseño con las que se comparan las resistencias determinadas de acuerdo con las secciones 3.7.2, 3.7.3 y 3.7.6 de las NTC 2004 son:

- c) Cuando el diseño queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, o por cargas muertas, vivas y de viento, la fuerza transmitida por el patín o la placa de conexión, producida por las acciones de diseño multiplicadas por 1.25, sin exceder la correspondiente a la resistencia máxima en flexión de la viga.
- d) Cuando en la combinación de cargas de diseño interviene el sismo, el menor de los valores  $1.1R_y M_{pv}/d_v$  y  $1.1R_y A_p F_{yv}$ , donde  $M_{pv}$  es el momento plástico resistente de la viga,  $d_v$  su peralte,  $A_p$  y  $F_{yv}$  el área y el esfuerzo de fluencia del patín de la viga, o de la placa horizontal, que transmite la fuerza a la columna.

En conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo, deben satisfacerse los requisitos de la sección 3.7.8 de las NTC-2004.

#### **4.2.2.7 Revisión del alma de la columna.**

Las almas de las vigas conectadas a los patines de las columnas de sección H deben estar en el mismo plano que el alma de la columna.

a) La resistencia al cortante del alma de la columna en la junta, calculada como se indica a continuación, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales producidas por las acciones de diseño indicadas en los incisos 5.8.6.c y 5.8.6.d de las NTC-2004, sin exceder de  $0.8\Sigma R_y M_p$  de las vigas que conectan con los patines de la columna.

La resistencia nominal  $R_v$  del alma de la columna se determina con la que sea aplicable de las ecuaciones 3.99 y 3.100 de la sección 3.7.7 de las NTC-2004, y la resistencia de diseño es  $F_R R_v$ , donde  $F_R$  se toma igual a 0.75.

En el grueso del alma se incluyen las placas adosadas a ella, cuando las haya.

b) La suma del peralte más el ancho de la zona del alma de la columna comprendida en la junta, dividida entre su grueso, no debe exceder de 90. En este cálculo, el grueso sólo incluye las placas adosadas al alma de la columna cuando están ligadas a ella con soldaduras de tapón, que impiden el pandeo de las placas aisladas.

c) Las placas de refuerzo del alma de la columna se sueldan a los patines de ésta con soldaduras de penetración completa, o con soldaduras de filete que desarrollen la resistencia de la placa al cortante.

Cuando están adosadas al alma, debe colocarse soldadura suficiente, en sus bordes superior e inferior, para transmitir al alma la fuerza total en las placas. Si están separadas del alma de la columna, deben ser dos, simétricas respecto al alma, unidas a las placas de continuidad con soldadura suficiente para transmitirles la fuerza total que hay en ellas.

#### **4.2.2.8 Patines de las vigas.**

En las regiones donde se formarán articulaciones plásticas no se permiten cambios bruscos en el área de los patines de las vigas, ni tampoco agujeros para tornillos, a menos que el cociente  $F_y/F_u$  sea menor que 0.67.

#### **4.2.2.9 Vigas conectadas al alma de la columna.**

Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, por lo que, de preferencia, estarán al mismo nivel que los

patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna.

Si la columna recibe una sola viga por el alma, el otro lado de ésta se rigidizará adecuadamente.

#### 4.2.2.10 Relación entre los momentos en vigas y columnas.

Cuando en el diseño intervienen las acciones sísmicas, en las juntas debe satisfacerse la relación siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (4.7)$$

$\sum M_{pc}^*$  es la suma de los momentos en las dos columnas que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse  $\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_c)$ ,  $\sum M_{pv}^*$  es la suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1R_y + M_{pv} + M_v)$ , donde  $M_v$  es el momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de la columna.

En las expresiones anteriores,

$A_c$  y  $Z_c$  área total y módulo de sección plástico de la columna, respectivamente;

$P_{uc}$  fuerza axial de compresión de diseño en ella (un número positivo); y

$F_{yc}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la misma.

La condición dada por la ecuación 4.7 no se aplica a edificios de un solo piso ni al nivel superior de edificios altos.

## **5. EJEMPLOS DE DISEÑO CON BASE A NORMAS**

### **5.1 METODO RECOMENDADO PARA CONEXIONES PARCIALEMENTE RESTRINGIDAS SUJETAS A CARGA POR GRAVEDAD.**

#### **MANUAL LRFD**

Muchos tipos de conexiones PR (Parcialmente Restringidas) son diseñadas para desarrollar resistencias a momentos especificados. El siguiente método es recomendado para conexiones sujetas a cargas por gravedad.

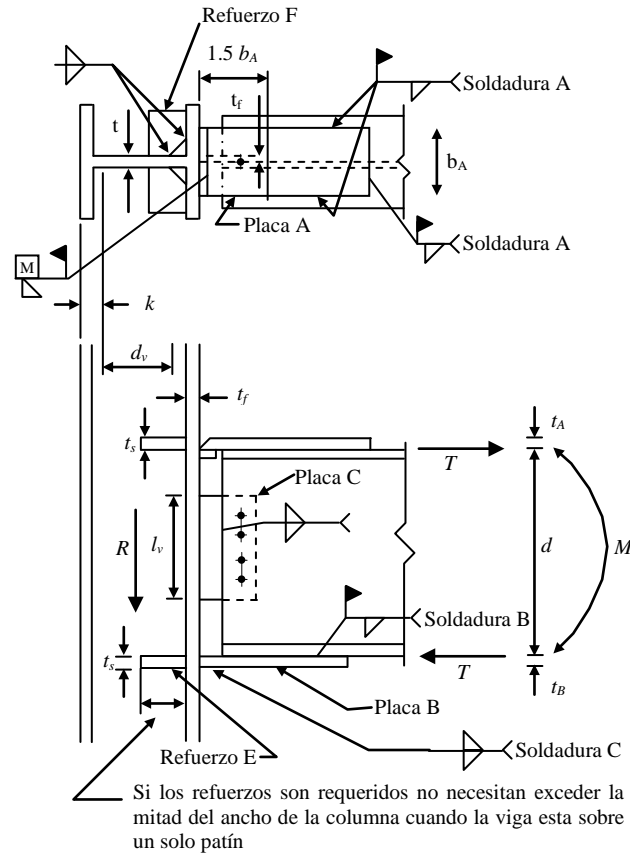


Fig. 5.1 Detalles de una conexión parcialmente restringida

$M$  = Momento factorizado en conexión, Kg-cm

$R$  = Reacción factorizada en la viga, Kg

$\Phi_{r_v}$  = Diseño a cortante o valor de aplastamiento por un tornillo, Kg

$\Phi F_{vp}$  = Diseño a cortante en placa, Kg/cm

$D$  = Tamaño nominal de soldadura de filete, cm

$1566.66D$  = Valor de soldadura E70XX, Kg por cm lineal de soldadura de filete

$T$  = Fuerza horizontal superior o inferior de la viga, Kg

$A_p$  = Área de la placa, superior o inferior,  $cm^2$

$A_{st}$  = Área del refuerzo,  $cm^2$

$A_{bc}$  = Área plana del alma de la conexión viga-columna

El momento es asumido para ser resistido por las placas A y B soldadas a la parte superior e inferior de la viga a la columna. La fuerza cortante es asumida para ser transferida a la columna por el alma vertical de la placa C, usando refuerzos en el alma de la viga y soldadura al alma de la columna.

Una longitud sin soldar de 1.5 veces el ancho del patín superior  $b_A$  es asumido en este ejemplo, para permitir la elongación de la placa esto es necesario para obtener la acción restringida parcialmente deseada.

### Procedimiento de diseño.

A. Determinar la fuerza horizontal:

$$T = \frac{M}{d} \quad (5.1)$$

B. Diseñar placa superior A; determinar la longitud y el tamaño de la soldadura A y C:

$$A_p = \frac{T}{\phi F_t} \quad (5.2)$$

$$t_p = \frac{A_p}{l_p} \quad (5.3)$$

- Longitud de soldadura para electrodos E70XX:

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{T}{1566.66 D} \quad (5.4)$$

- Seleccionar la placa inferior B y determinar la longitud y el tamaño de la soldadura B.
- El área de la placa B debe ser  $\geq$  al área de la placa A

C. Diseño de la conexión del alma.

1. Número de tornillos requeridos, (ver tabla A.1, Anexo A)

$$\text{No. tornillos} = \frac{R}{\phi r_v} \quad (5.5)$$

2. Revisar aplastamiento del alma de la viga, (ver tabla A.2 ó A.3, Anexo A)

3. Diseño de la placa C a cortante:

- a) Revisar la sección neta a cortante (fórmula 5.6)

$$\text{Resistencia a cortante} = \phi R_n \quad (5.6)$$

Donde:

$$\Phi = 0.75$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$$

$$A_{nv} = \text{área neta sujeta a cortante, cm}^2$$

- b) Revisar aplastamiento en la placa C, (ver tabla A.2, Anexo A)

c) Determinar el tamaño de la soldadura:

$$D_{\min} = \frac{R}{2 * 1566.661} \text{ (para longitud completa de soldadura en ambos lados)} \quad (5.7)$$

Si es usada soldadura intermitente o menor a longitud completa, el espesor de la placa y el tamaño de la soldadura debe ser ajustado para satisfacer las especificaciones del reglamento, ver Especificaciones LRFD del AISC sección J2.4 y J2.2.

d) Revisar el espesor mínimo de la placa de acuerdo a soldadura usada  
(Ver Especificaciones LRFD del AISC tabla III)

D. Investigar el alma de la columna a cortante, ( Ver Especificaciones LRFD del AISC comentario K1.7)

- Se requiere reforzar el alma de la columna si:

$$t_w = \frac{20.1(M_1 + M_2) + 1.6V_u d_b}{F_{yc} A_{bc}}$$

Cuando existen conexiones en cada lado de la columna,  $M_1$  y  $M_2$  refieren a los momentos del lado izquierdo y derecho de la columna respectivamente.

Nota: La expresión anterior es usada por el LRFD del AISC, cuando las unidades están en el Sistema Inglés, sin embargo para continuar con las unidades del Sistema Métrico Decimal se utilizara la siguiente expresión:

$$t_w = \frac{2.63 M}{F_y A_{bc}} \quad (5.8)$$

Se debe considerar que en esta expresión no se toma en cuenta el cortante ni el momento del otro extremo de la columna.

E. Revisar el refuerzo del alma de la columna

- Requiere refuerzo en el alma (para nomenclatura, ver parte 2, columnas, notas generales sobre refuerzos en el alma de las columnas):

a) En ambos patines si:  $P_{bf} > t_b P_{wi} + P_{wo}$  (5.9)

b) En el patín a compresión si:  $P_{fb} > P_{wb}$  (5.10)

c) En el patín a tensión si:  $P_{bf} > P_{fb}$  (5.11)

Los refuerzos requeridos deben cumplir con las especificaciones de la sección K1, ver Especificaciones LRFD del AISC.

Los refuerzos seleccionados deben cumplir con el ancho-espesor según el límite del radio.

F. Determinar las especificaciones de la soldadura de los refuerzos del alma de la columna y patín.

**Ejemplo.**

Diseñe una conexión PR (Parcialmente Restringida) de una viga IR 457X74.5 al patín de una columna IR 356X162.10. El momento último factorizado es de 31.14 Ton-m y una reacción factorizada de 34.05 Ton, formados por la carga viva y muerta únicamente. La fuerza cortante factorizada en el alma de la columna es de 8.62 Ton. El material es de acero con compacidad a la fluencia de 2533.33 Kg/cm<sup>2</sup>, Tornillos de 1.90 cm de diámetro con resistencia de 22870 Kg/cm<sup>2</sup>, la soldadura es E70XX.

De tablas de propiedades:

Viga (IR 457X74.5):  $d = 45.72$  cm,  $b_f = 19.05$  cm,  $t_w = 0.90$  cm,  $t_f = 1.45$  cm

Columna (IR 356X162.1):  $d = 36.37$  cm,  $b_f = 37.15$  cm,  $t_w = 1.33$ ,  $t_f = 2.18$  cm

A. Determinar la fuerza horizontal, (fórmula 5.1):

$$T = \frac{M}{d} = \frac{3114000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}}{45.72 \text{ cm}} = 68110 \text{ kg}$$

B. Diseñar placa superior A; determinar la longitud y el tamaño de la soldadura A y C, (fórmula 5.2):

$$A_p = \frac{T}{\phi F_t} = \frac{68.11 \times 10^3 \text{ kg}}{0.9(2533.33 \text{ kg/cm}^2)} = 29.87 \text{ cm}^2$$

- Placa superior A. Se selecciona una placa de 15.24 cm = 6 in, (fórmula 5.3):

$$t_A = \frac{29.87 \text{ cm}^2}{15.24 \text{ cm}} = 1.96 \text{ cm} \text{ (Use } 1.90 \times 15.24 \text{ cm} = 3/4 \times 6 \text{ in)}$$

- Placa inferior B. Se selecciona una placa de 22.86 cm = 9in, (fórmula 5.3):

$$t_B = \frac{29.87 \text{ cm}^2}{22.86 \text{ cm}} = 1.31 \text{ cm} \text{ (Use } 1.27 \times 22.86 \text{ cm} = 1/2 \times 9 \text{ in)}$$

- Diseño de soldadura A y B. Se selecciona una soldadura de filete de 0.79cm = 5/8 in, E70XX, (fórmula 5.4):

$$\text{Longitud de soldadura} = \frac{T}{1566.66 D} = \frac{68.11 \times 10^3 \text{ kg}}{1566.66 (0.79 \text{ cm})} = 55.03 \text{ cm} \approx 55 \text{ cm mínimo}$$

Soldadura A. Use 15 cm. transversalmente y 20 cm a lo largo de cada lado

Soldadura B. Use 28 cm. a lo largo de cada lado

- Diseño de soldadura C, (fórmula 5.7):

$$\begin{aligned} \text{Soldadura C} &= \frac{T}{2 \times 1566.66 D} = \frac{68.11 \times 10^3 \text{ kg}}{(2) 1566.66 (22.86 \text{ cm})} \\ &= 0.95 \text{ cm; Use soldadura de filete de } 0.95 \text{ cm} = 3/8 \text{ in} \end{aligned}$$

- El área de la placa B debe ser  $\geq$  al área de la placa A

C. Diseño de la conexión del alma.

1. Número de tornillos requeridos, (fórmula 5.5 y ver tabla A.1, Anexo A):

$$\text{No. tornillos} = \frac{R}{\phi r_v} = \frac{34.05 \times 10^3 \text{ kg}}{7.04 \times 10^3 \text{ kg}} = 4.83 \approx 5 \text{ tornillos}$$

2. Revisar aplastamiento del alma de la viga, (ver tabla A.2, Anexo A):

Para  $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$  y  $t_w = 0.90 \text{ cm}$

resistencia de diseño = (valor tabla)( $t_w$ )(No. tornillos)

resistencia de diseño = (35.55 Ton)(0.90 cm)(5 tornillos / cm) = 159.97 Ton > 34.05 Ton

3. Diseño de la placa C a cortante:

Trate con una placa a cortante con 7.62 cm = 3 in, de separación de eje a eje, 3.175 cm = 1 ¼ in, de distancia al borde,  $l = 30.48 \text{ cm} = 12 \text{ in}$ .

a. Revisar la sección neta a cortante

$$l_{\text{net}} = 30.48 \text{ cm} - 4(1.90 \text{ cm} + 0.16 \text{ cm}) = 22.24 \text{ cm}$$

$$\phi F_{vp} = (0.75)(0.60)(4081.47 \text{ kg/cm}^2) = 1836.66 \text{ kg/cm}^2 \text{ (fórmula 5.6)}$$

$$t_c = \frac{R}{(\phi F_{vp})(l_{\text{net}})} = \frac{34.05 \times 10^3 \text{ kg}}{(1836.66 \text{ kg/cm}^2)(22.24 \text{ cm})} = 0.83 \text{ cm}$$

Trate con una placa de 0.95 cm = 3/8 in, de espesor

b. Revisar aplastamiento en la placa C, (ver tabla A.3, Anexo A)

Para  $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ ,  $l_v = 3.175 \text{ cm} = 1 \frac{1}{4} \text{ in}$ .

resistencia de diseño = (valor tabla)( $t_c$ )

resistencia de diseño = (35.55 Ton)(0.95 cm) = 33.77 ton / tornillo

5 tornillos @ 33.77 Ton = 168.85 Ton

c. Determinar el tamaño de la soldadura, (fórmula 5.7):

$$D_{\min} = \frac{R}{2 * 1566.661} = \frac{34.05 \times 10^3 \text{ kg}}{(2)(1566.66)(30.48 \text{ cm})} = 0.35$$

Si el espesor del patín de la columna está arriba de 1.90 cm = 3/4 in, use soldadura de filete de 0.79 cm = 5/16 in, (Ver Especificación LRFD Tabla J2.5)

Use: Placa de conexión a cortante de 0.95x5x30.48 cm = 3/8x5x12 in, soldada a el patín de la columna con soldadura de filete completa de 0.79 cm de cada lado.

d. Revisar el espesor mínimo de la placa de acuerdo a soldadura usada (ver Tabla III de las Especificaciones LRFD del AISC)

D. Investigar el alma de la columna a cortante, (ver Especificación LRFD comentario K1.7)

- Se requiere reforzar el alma de la columna si, (fórmula 5.8):

$$A_{bc} = (d_{\text{viga}} + t_A + t_B)(d_{\text{columna}})$$

$$A_{bc} = (45.72 + 1.9 + 1.27)(36.37) = 1778.13 \text{ cm}^2$$

$$t_w = \frac{2.63 \text{ M}}{F_{yc} A_{bc}} = \frac{(2.63)(31.14 \times 10^5)}{(2533.33)(1778.13)} = 1.30 \text{ cm} < 1.33 \therefore \text{No necesita refuerzo}$$

Cuando existen conexiones en cada lado de la columna,  $M_1$  y  $M_2$  refieren a los momentos del lado izquierdo y derecho de la columna respectivamente.

E. Revisar el refuerzo del alma de la columna

- Requiere refuerzo en el alma (para nomenclatura, ver parte 2, columnas, notas generales sobre refuerzos en el alma de las columnas), (fórmula 5.9, 5.10 y 5.11):

1. En ambos patines si:  $P_{bf} > t_b P_{wi} + P_{wo}$

2. En el patín a compresión si:  $P_{fb} > P_{wb}$

3. En el patín a tensión si:  $P_{bf} > P_{fb}$

Los refuerzos requeridos deben cumplir con las especificaciones de la sección K1, ver Especificaciones LRFD del AISC.

Los refuerzos seleccionados deben cumplir con el ancho-espesor según el límite del radio.

$$\frac{M}{d + \frac{1}{2}(t_A + t_B)} = \frac{31.14 \times 10^5}{45.72 + \frac{1}{2}(1.9 + 1.27)} = 65828 \text{ Kg} \approx 65.83 \text{ Ton} \quad (5.12)$$

De la tabla para IR 356X162.10

$$P_{wo} = 67.20 \text{ Ton (fluencia)}$$

$$P_{wi} = 3397 \text{ Kg / cm (fluencia)}$$

$$P_{wb} = 127.57 \text{ Ton (pandeo)}$$

$$P_{fb} = 68.10 \text{ Ton (tensión)}$$

Dónde:

$$P_{wo} = 5 F_{yw} t_w k, \text{ kg/cm}$$

$$P_{wi} = F_{yw} t_w$$

$P_{wb}$  = Fuerza máxima resistente del alma de la columna producida por el patín a compresión de la viga

$P_{fb}$  = Fuerza máxima resistente del alma de la columna producida por el patín a tensión de la viga

$$P_{wo} + t_f P_{wi} = 67.20 + (1.45 \times 33.97) = 72126 \text{ Kg} > 65898; \text{ no requiere esfuerzo}$$

$$P_{wb} = 127.57 \text{ Ton} > 65.90 \text{ Ton}; \text{ no requiere esfuerzo}$$

$$P_{fb} = 68.10 \text{ Ton} > 65.90 \text{ Ton}; \text{ no requiere esfuerzo}$$

## **5.2 METODO RECOMENDADO PARA EL DISEÑO DE UNA CONEXIÓN A MOMENTO QUE PUEDE SER USADA EN CONEXIÓN TOTALMENTE RESTRINGIDA.**

### **MANUAL LRFD**

Muchos sistemas de marcos son diseñados como tipo FR (totalmente restringido) y las conexiones son diseñadas para soportar los momentos del marco. El siguiente ejemplo ilustra el diseño de una conexión a momento que puede ser usada en conexión totalmente restringida.

Para nomenclatura, ver conexiones a momento, soldadas.

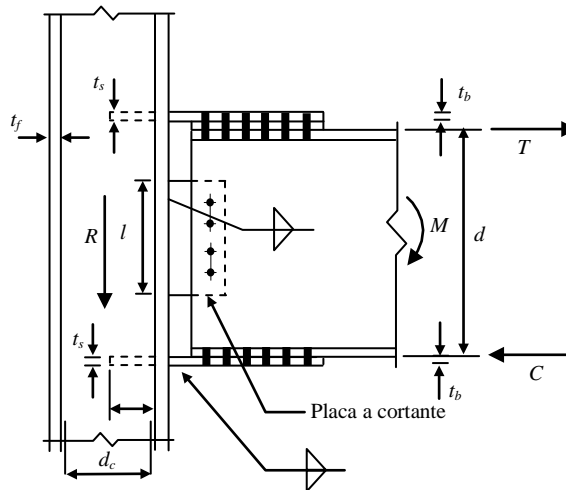
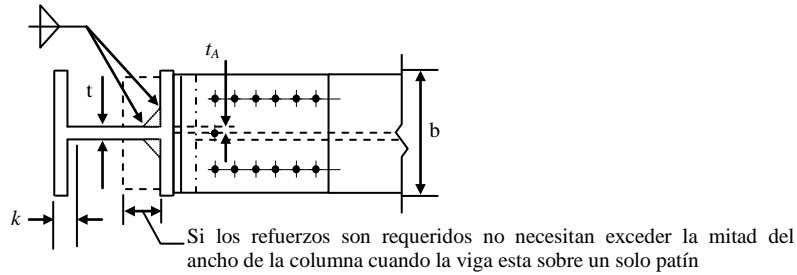


Fig. 5.2 Detalles de una conexión totalmente restringida

El momento es asumido para ser resistido por los perfiles de las placas soldadas a la columna y por el campo conectado a los patines de la viga. La cortante es asumida para ser transferido a la columna por medio de una placa vertical soldada y por el campo conectado al alma de la viga.

### Procedimiento de diseño.

- Se determina el área de reducción por agujero de sujetadores en el patín de la viga (ver Especificación LRFD del AISC sección B1)
- Determinar la fuerza horizontal en el patín de la viga, (fórmula 5.1):

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

- Diseño del perfil de placa

$$\text{Grosor de sección : } f_t = \frac{T}{A_{\text{gross}}} \leq 0.9 F_y \quad (5.13)$$

$$\text{Sección neta : } f_t = \frac{T}{A_{\text{net}}} \leq 0.75 F_u \quad (5.14)$$

Diseño de la resistencia a tensión =  $\phi_t P_n$

a. Por fluencia en la sección total:

$$\begin{aligned} \Phi_t &= 0.90 \\ P_n &= F_y A_g \end{aligned} \quad (5.15)$$

b. Por fractura en la sección neta:

$$\begin{aligned} \Phi_t &= 0.75 \\ P_n &= F_u A_e \end{aligned} \quad (5.16)$$

Donde:

$A_e$  = área efectiva neta,  $\text{cm}^2$

$A_g$  = área total del miembro,  $\text{cm}^2$

$F_y$  = esfuerzo mínimo de fluencia,  $\text{kg/cm}^2$

$F_u$  = resistencia mínima a tensión,  $\text{kg/cm}^2$

D. Determine el número de sujetadores requeridos para desarrollar la fuerza horizontal en los patines:

$$\text{Número de sujetadores} = \frac{T}{\phi r_v} \quad (5.17)$$

E. Diseño de la conexión del alma (fórmula 5.5):

$$\text{Número de sujetadores requeridos por cortante} = \frac{R}{\phi r_v} \quad (\text{ver tabla A.1, Anexo A})$$

- Revisar aplastamiento del alma de la viga (ver tabla A.2, Anexo A)
- Revisar cortante en la placa
- Revisar aplastamiento en la placa
- Determinar requerimientos de la soldadura (ver Especificaciones LRFD del AISC Tabla J2.3)

F. Revisar el alma de la columna a cortante

El esfuerzo del alma de la columna puede ser requerido, ver Especificaciones LRFD del AISC comentario K1.7

G. Revisar el esfuerzo del alma de la viga

Los esfuerzos del alma de la columna son requeridos (para nomenclatura, ver parte 2, columnas, notas generales sobre refuerzo en almas de columnas), (fórmula 5.9, 5.10 y 5.11):

- En ambos patines si  $P_{bf} > t_b P_{wi} + P_{wo}$
- En patín a compresión si  $P_{bf} > P_{wb}$
- En patín a tensión si  $P_{bf} > P_{tb}$

Donde

$P_{bf}$  = fuerza de la placa en una conexión restringida, kips

El esfuerzo seleccionado debe cumplir con las limitaciones ancho-espesor del radio.

H. determine los requerimientos de la soldadura del alma de la columna y patines. (ver Especificaciones LRFD del AISC, fórmula J5-3)

- Para otros elementos de conexión, la resistencia de diseño es  $\Phi R_n$ , (fórmula 5.6):

Donde:

$$\Phi = 0.90$$

$$R_n = 0.6 A_g F_y$$

### **Ejemplo.**

Diseñe una conexión TR (Totalmente Restringida) de una viga IR 457X74.5 a una columna IR 356X147.3 El momento de diseño factorizado es de 30.17 Ton-m y una reacción factorizada de 19.75 Ton. La fuerza cortante factorizada en el alma de la columna es de 8.17 Ton. Todo el material es de acero con compacidad a la fluencia de 2533.33 Kg/cm<sup>2</sup>. Use tornillos con resistencia de 22870 Kg/cm<sup>2</sup> y soldadura es E70XX. Use agujeros estándar.

De tablas de propiedades, Parte 1:

Viga (IR 457X74.5):  $d = 45.72$  cm,  $b_f = 19.05$  cm,  $t_w = 0.90$  cm,  $t_f = 1.45$  cm.

Columna (IR356X147.3):  $d = 35.96$  cm,  $b_f = 36.99$  cm,  $t_w = 1.23$  cm,  $t_f = 1.98$  cm,  $k = 3.65$  cm,  $T = 28.57$ .

$M = 30.17$  Ton-m

$R = 19.75$  Ton

$V_u = 8.17$  Ton

**Solución:**

$$M = 30.17 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$Z \text{ requerida} = \frac{M}{\phi F_y} = \frac{30.17 \text{ kg} \cdot \text{cm} \times 10^5}{0.9 \left( 2533.3 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right)} = 1323 \text{ cm}^3$$

A. Se determina el área de reducción por agujero de sujetadores en el patín de la viga ( Ver Especificación LRFD del AISC sección B1 )

Se asumen 2 hileras de 2.22 cm = 7/8 in de diámetro, tornillos A325 en una conexión tipo aplastamiento

$$A_f (\text{total}) = (b_f) (t_f) = (19.05) (1.45) = 27.62 \text{ cm}^2$$

$$A_f (\text{neta}) = A_f - \text{hileras} (d_{\text{tornillo}} + 0.32)(t_f) = 27.62 \text{ cm}^2 - 2(2.22 + 0.32)(1.45) = 20.25 \text{ cm}^2$$

$$\frac{27.62 \text{ cm}^2 - 20.25 \text{ cm}^2}{27.62 \text{ cm}^2} \times 100 = 26.68 \% \approx 26.70\% - 15.0\% = 11.7\% \text{ pasado}$$

$$Z_{\text{net}} \approx Z_x - \text{hileras} (\% \text{ pasado})(A_f)(l)$$

$$Z_{\text{net}} \approx 1655.10 \text{ cm}^3 - 2 (0.117) (27.62 \text{ cm}^2) (22.86 \text{ cm}) = 1507.35 \text{ cm}^3$$

$$1507.35 \text{ cm}^3 > 1323 \text{ cm}^3 \text{ (la viga esta bien).}$$

B. Determinar la fuerza horizontal en el patín de la viga, (fórmula 5.1):

$$T = \frac{M}{d} = \frac{30.17 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{0.4572 \text{ m}} = 65.98 \text{ Ton}$$

C. Diseño del perfil de placa

Trate una placa de 1.90x17.15 cm = 3/4x6 3/4 in

Grosor de sección (fluencia), (fórmula 5.15):

$$\Phi P_n = 0.9 (2533.3 \text{ kg/cm}^2) (17.15 \text{ cm}) (1.90) = 79292.8 \text{ Kg} \approx 74.3 \text{ Ton} > 65.8 \text{ Ton}$$

Sección neta (fractura), (fórmula 5.16):

$$\text{Area neta} = (1.90) [17.15 - 2 (2.22 + 0.32)] = 22.93 \text{ cm}^2 < 0.85 (32.64) = 27.74 \text{ cm}^2$$

$$\Phi P_n = 0.75 (4080) (22.93) = 70165.8 \text{ Kg} > 65830 \text{ Kg} \text{ OK}$$

D. Conexión del patín

Asume 2.22 cm = 7/8 in diámetro. A325N (22870 kg/cm<sup>2</sup>) conexión tipo aplastamiento en agujeros estándar, (fórmula 5.17 y ver tabla A.1, Anexo A):

$$\text{Numero de tornillos requeridos: } \frac{T}{\phi r_v} = \frac{65.83 \text{ Ton}}{9.58 \text{ Ton}} = 6.87$$

Use 8 tornillos de 2.22 cm = 7/8 in. diámetro, A325N (22870 kg/cm<sup>2</sup>)

#### E. Conexión del alma

Asume 2.22 cm = 7/8 in. diámetro, A325N (22870kg/cm<sup>2</sup>) con rosca incluida

Numero de tornillos incluidos por cortante, (fórmula 5.5 y ver tabla A.1, Anexo A):

$$\frac{R}{\phi r_v} = \frac{19.75 \text{ Ton}}{9.58 \text{ Ton}} = 2.06$$

Trate 4 tornillos

- Revisar aplastamiento del alma de la viga (tabla A.2, ver Anexo A)

Asuma 3.81 cm = 1 ½ in., distancia al borde y 7.62 cm = 3 in., de eje a eje

De la tabla A.2, para  $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ ,  $I_v = 7.62$  y  $t = 0.99 \text{ cm}$ :

Carga de diseño = (valor tabla)(t)(No. tornillos)

$$\text{Carga de diseño} = 41.45 (0.99) (4) = 164.24 \text{ Ton} > 19.75 \text{ Ton}$$

Use: 4 tornillos de 2.22 cm.= 7/8 in., diámetro. A325-N de resistencia en conexión tipo aplastamiento

- Revisar la cortante en la placa

Trate una placa a cortante con 7.62 cm = 3 in de distancia entre ejes centrales de los tornillos, 3.81 cm. = 1 ½ in., de distancia al borde y una longitud de 30.48 cm = 12 in.

$$L_{\text{net}} = (l) - (\text{No. Tornillos})(\text{diámetro} + 0.158) = 30.48 - 4 (2.22 + 0.158) = 20.96 \text{ cm}$$

$$F_{vp} = (0.75) (0.60) (4080) = 1836 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{fórmula 5.6})$$

$$t_p = \frac{R}{(\phi F_{vp})(l_{\text{net}})} = \frac{19.75 \times 10^3 \text{ kg}}{(1836 \text{ kg/cm}^2)(20.96 \text{ cm})} = 0.51 \text{ cm}$$

Trate con una placa de 0.79 cm = 5/16 in.

- Revisar el aplastamiento en la placa (tabla A.2, ver Anexo A)

De la tabla A.2, para  $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ ,  $l_v = 3.81 \text{ cm} = 1 \frac{1}{2} \text{ in.}$ , y  $t = 0.79 \text{ cm.} = 5/16 \text{ in.}$

$$\text{Aplastamiento placa} = (\text{No. Tornillos})(\text{valor tabla})(t) = (4) (41.45) (0.79) = 131 \text{ Ton}$$

- Determinar requerimientos de la soldadura (Ver Especificaciones LRFD del AISC, tabla J2.3), (fórmula 5.7):

$$D_{\text{min}} = \frac{19.75 \times 10^3 \text{ kg}}{(2)(1566.66)(30.48)} = 0.206$$

F. Revisar el alma de la columna a cortante, (fórmula 5.8):

$$t_w = \frac{2.63 \text{ M}}{F_{yc} A_{bc}} = \frac{30.17 \times 10^{10}}{(2533.33)(1780.74)} = 1.15 < 1.23 \therefore \text{No necesita refuerzo}$$

G. Determinar si necesita el refuerzo del alma de la viga

- Fuerza horizontal en el refuerzo, (fórmulas 5.9, 5.10 y 5.11):

$$F = \frac{M}{d + t_b} = \frac{30.17 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{m}}{40.72 + 1.905} = 63397.7 \text{ kg} \quad (5.18)$$

De la tabla para W14x99

$$P_{wo} = 56.75 \text{ Ton}$$

$$P_{wi} = 3039 \text{ Kg} / \text{cm}$$

$$P_{wb} = 100.78 \text{ Ton}$$

$$P_{fb} = 55.84 \text{ Ton}$$

Dónde:

$$P_{wo} = 5 F_{yw} t_w \text{ k, kg/cm}$$

$$P_{wi} = F_{yw} t_w$$

$P_{wb}$  = Fuerza máxima resistente del alma de la columna producida por el patín a compresión de la viga

$P_{fb}$  = Fuerza máxima resistente del alma de la columna producida por el patín a tensión de la viga

$$P_{wo} + t_f P_{wi} = 56.75 + (1.45 \times 3039) = 61160 \text{ Kg} < 63560; \text{no requiere esfuerzo}$$

$$P_{wb} = 100.78 \text{ Ton} > 63.56 \text{ Ton}; \text{no requiere esfuerzo}$$

$$P_{fb} = 55.84 \text{ Ton} < 63.56 \text{ Ton}; \text{requiere esfuerzo}$$

Los refuerzos son requeridos en ambos patines, de compresión y de tensión

- Ancho mínimo de refuerzo =  $\frac{1}{3} b_f - \frac{t_w}{2} = \frac{1}{3}(19.05) - \frac{1}{2}(1.23) = 5.73 \text{ cm}$  (5.19)

Use un ancho de 6.35 cm. = 2 ½ in.

- Espesor mínimo de refuerzo =  $\frac{1}{2} t_b = (0.5)(1.45) = 0.725 \text{ cm}$  (5.20)

Use un espesor de 0.79 cm. = 5/16 in.

- Área requerida de refuerzo =  $\frac{T - P_{fb}}{F_y} = \frac{63.56 \times 10^3 \text{ kg} - 55.84 \times 10^3 \text{ kg}}{2533.3 \text{ kg/cm}^2} = 3.04 \text{ cm}^2$  (5.21)

Use un área de  $3 \text{ cm}^2 = 0.5 \text{ in}^2$

- Área aplicada de refuerzo =  $(6.35)(0.79) = 5.01 \text{ cm}^2 = 0.78 \text{ in.}$  ok.

#### H. Requerimientos de la soldadura de refuerzo

- Tamaño min. de soldadura al alma de la columna:  $0.47 \text{ cm} = 3/16 \text{ in.}$ , (ver Especificaciones LRFD del AISC, tabla J2.5)

- Tamaño min. de soldadura al patín de la columna:  $0.79 \text{ cm} = 5/16 \text{ in.}$

- Cálculo de la longitud de la columna

- Fuerza sobre el patín a compresión:  $63.56 - 61.16 = 2.4 \text{ Ton}$

- Fuerza sobre el patín a tensión:  $63.56 - 55.84 = 7.72 \text{ Ton}$

- Tensión en el patín gobernante

- carga en el refuerzo =  $7.72 / 2 = 3.86 \text{ Ton}$  en cada lado

- longitud de soldadura (alma) =  $\frac{3.86 \times 10^3 \text{ kg}}{2(0.476)(1566.6)} = 2.58 \text{ cm} = 1 \text{ in}$  (fórmula 5.7)

Aplicar soldadura en todo el ancho de refuerzo:  $16.51 \text{ cm} - 1.905 \text{ cm} = 14.60 \text{ cm} = 5 \frac{3}{4} \text{ in.}$ , en ambos lados.

- longitud de soldadura (patín) =  $\frac{3.86 \times 10^3 \text{ kg}}{2(0.79)(1566.6)} = 1.56 \text{ cm} = 0.61 \text{ in}$  (fórmula 5.7)

Aplicar soldadura en todo el ancho de refuerzo:  $6.35 \text{ cm} - 1.905 \text{ cm} = 4.44 \text{ cm} = 1 \frac{3}{4} \text{ in.}$ , en ambos lados

- Revisar fatiga en el refuerzo:

$$f_v = \frac{\text{carga en el refuerzo}}{(\text{Espesor min. ref})(\text{long. soldadura en el refuerzo})}$$

$$f_v = \frac{3.86 \times 10^3 \text{ kg}}{0.79(14.6)} = 334.66 \text{ kg/cm}^2 < 0.56F_y = 1416 \text{ kg/cm}^2$$

Desde el ejemplo de diseño como se indicó no tiene momento último reversible, esto podría ser permitido para suministrar los dos refuerzos en los patines a compresión para soportarlo en vez de soldar a los patines de la columna.

$$F_v < 0.75 (\text{lad os soldadura}) (F_y) (\text{Espesor min. Ref.}) (\text{Ancho min. refuerzo})$$

$$3.86 \text{ Ton} < 0.75 (2) (2533.3) (0.79) (6.35) = 19037.6 \text{ kg} \approx 19 \text{ Ton. Ok.}$$

### **5.3 MÉTODO RECOMENDADO PARA CONEXIONES A MOMENTO TIPO PLACA EXTREMA SUJETAS A CARGA ESTÁTICA.**

#### **MANUAL LRFD**

Cuando los tornillos de alta resistencia en una conexión a momento tipo placa de extremo están localizados a una distancia  $P_f$  arriba y aproximadamente la misma distancia abajo del patín a tensión de la viga, la fuerza aplicada a cada tornillo ocasionada por el momento último de la viga puede ser considerada igual. Despreciando la resistencia a momento producido por algunos tornillos intermedios, la fuerza a tensión aplicada en el patín puede ser calculada como:

$$F_f = \frac{M}{(d - t_f)} \quad (5.22)$$

Donde:

$t_f$  = Espesor del patín a tensión, cm.

$d$  = Peralte de la viga, cm

$M$  = Momento último factorizado en el extremo de la viga, Kg·cm

$F_f$  = Fuerza nominal del patín, Kg.

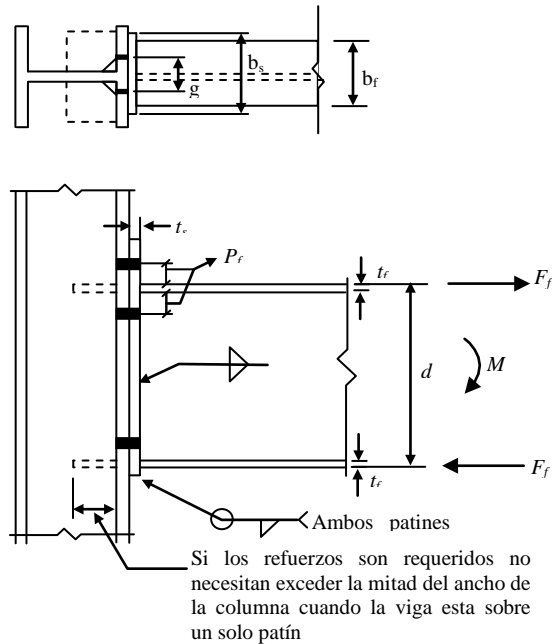


Fig. 5.3 Detalles de una conexión tipo placa extrema

Si el tamaño de una viga diseñada para soportar las cargas dadas, es sustituido por una más fuerte y disponible, o por una de mayor rigidez, la conexión necesita solo ser diseñada para el actual momento último,  $M$ , a menos que se especifique de otra manera.

La soldadura que conecta la placa de extremo a los patines de la viga debe ser también del tipo de soldadura de penetración completa o soldadura de filete completamente alrededor del patín de la viga. El tamaño de la soldadura de filete en el patín a tensión debe ser lo suficientemente larga para soportar la fuerza  $F_f$ , resultante del momento producido por cargas muertas y cargas vivas, mientras que la soldadura en las almas deben ser adecuadas para soportar la reacción de la viga. Usualmente se usará soldadura de filete en el alma diseñada para unir el espesor del alma.

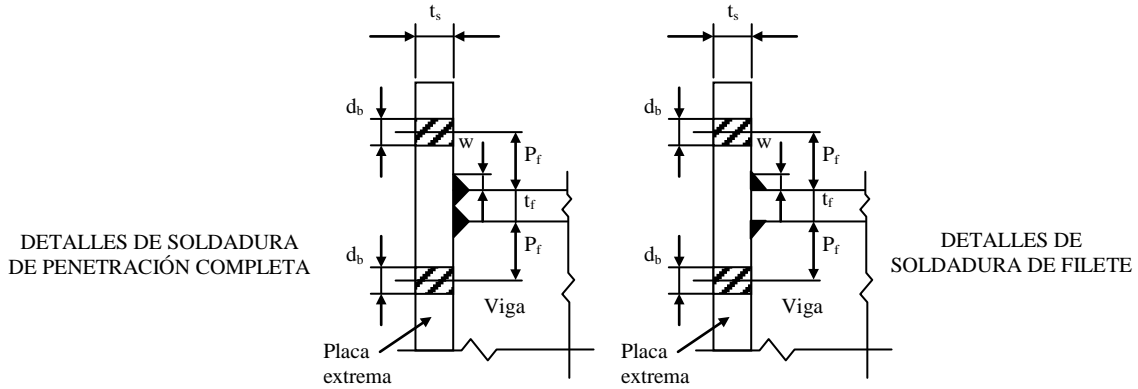


Fig. 5.4 Detalles de Soldadura

### Procedimiento de diseño.

El área nominal requerida por un tornillo se calcula como:

$$A_b = \frac{F_f}{2n\Phi F_t} \quad (5.23)$$

Donde:

$n$  = número de tornillos en una línea transversal

$\Phi F_t$  = resistencia de diseño a tensión por tornillo,  $\text{kg/cm}^2$

La distancia efectiva  $P_e$ , usada para calcular el momento flexionante en la placa de extremo, puede ser calculada como:

$$P_e = P_f - (d_b / 4) - 0.707w \quad (5.24)$$

Donde:

$P_f$  = distancia de la línea central del tornillo a la cara mas cercana del patín a tensión,  $d_b + 1/2''$  generalmente es suficiente para proporcionar espacio libre para la llave de tuerca, cm.

$w$  = tamaño de soldadura de filete o refuerzo de soldadura de ranura, cm.

$d_b$  = diámetro nominal del tornillo, cm.

La placa de extremo es diseñada para resistir el momento  $M_e$ , usando  $F_b = 0.9F_y$  (ver Especificación LRFD del AISC, sección F1):

$$M_e = \alpha_m F_f \frac{P_e}{4} \quad (5.25)$$

Donde:

$$\alpha_m = C_a C_b \left( \frac{A_f}{A_w} \right)^{1/3} \left( \frac{P_e}{d_b} \right)^{1/4} \quad (5.26)$$

$C_a$  = Constante. Ver tabla 5.4

$$C_b = \sqrt{\left(\frac{b_f}{b_s}\right)} \quad (5.27)$$

$A_f$  = área de tensión del patín en tensión

$A_w$  = área del alma, sin incluir patines. Ver tabla A.5 para valores  $A_f / A_s$  para perfiles IR.

Ancho requerido de la placa:

$$b_s \leq 1.15b_f \quad (5.28)$$

Espesor requerido de la placa:

$$t_s = \sqrt{\left(\frac{4M_e}{b_s(0.9)F_y}\right)} \quad (5.29)$$

Revisión de placa a cortante:

$$f_v = \frac{F_f}{2b_s t_s} \quad (5.30)$$

El tamaño de soldadura del patín inferior de la placa de extremo debe ser idéntico al de la soldadura del patín superior, para asegurar igual fuerza. La soldadura que conecta el alma a la placa de extremo debe ser diseñada como una soldadura de filete no mayor a 1.27 cm en tamaño y desarrollando la resistencia total a flexión en el alma cercana a los patines.

Diseño de soldadura en los patines:

$$D \text{ requerida} = \frac{F_f^*}{\text{factor} \times \text{perímetro del patín}} \quad (5.31)$$

Diseño de soldadura del alma

$$\text{Longitud mínima requerida de soldadura en el alma} = \frac{R}{0.6F_y \times t_w} \quad (5.32)$$

Soldadura requerida para desarrollar el máximo esfuerzo por flexión en el alma cercano a los patines:

$$D = \frac{0.9F_y \times t_w}{2 \times \text{Factor}} \quad (5.33)$$

Revisar si el tamaño de la columna es el adecuado y si necesita atiesadores en el alma o refuerzo.

### Ejemplo.

Diseñe una viga que tiene una reacción última factorizada de 20.43 Ton y un momento último factorizado de 24.9 Ton-m, concentrada a una columna IR355.6X287.3. La conexión viga-columna será empleando una placa de extremo con tornillos de resistencia ASTM A325, se usa acero  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ , para todos los miembros. La placa de extremo es soldada en taller a la viga con electrodos E70XX.

Solución:

A. Selección de la viga:

$$Z_x \text{ requerida} = \frac{M}{\phi F_y} = \frac{24.9 \times 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{0.9(2530 \text{ kg/cm}^2)} = 1093.54 \text{ cm}^3 = 66.7 \text{ in}^3$$

Use: IR406.4x59.54 ( $Z_x = 1194.62 \text{ cm}^3 > 1093.54 \text{ cm}^3$ )

$d = 40.665 \text{ cm}$ ;  $b_f = 17.767 \text{ cm}$

$t_f = 1.283 \text{ cm}$ ;  $t_w = 0.775 \text{ cm}$

B. Diseño de tornillos, (fórmula 5.22):

$$F_f = \frac{M}{d - t_f} = \frac{24.9 \times 10^5 \text{ kg}\cdot\text{cm}}{(40.66 - 1.283 \text{ cm})} = 63226.9 \text{ kg}$$

Se consideran 2 tornillos por línea transversal

- Área nominal del tornillo requerida únicamente por tensión, (fórmula 5.23):

$$A_b = \frac{F_f}{2 n \phi F_t} = \frac{63226.9 \text{ kg}}{2(2)(0.75)(6333.31 \text{ kg/cm}^2)} = 3.33 \text{ cm}^2 \text{ (ver Especificaciones LRFD$$

del AISC, tabla J3.2)

Pruebe tornillos de  $2.22 \text{ cm} = 7/8 \text{ in.}$ , de diámetro A325,  $A_b = 3.88 \text{ cm}^2 = 0.6031 \text{ in}^2$

Considere una conexión tipo aplastamiento-N

Pruebe 6 tornillos, 4 en el patín a tensión y 2 dentro del patín a compresión, (fórmula 5.5 y ver tabla A.1, Anexo A)

$$\text{No. de tornillos requeridos por la reacción} = \frac{20.43 \text{ Ton}}{9.58 \text{ Ton}} = 2.13 < 6.0 \text{ ok.}$$

Use: 6 tornillos de  $2.22 \text{ cm} = 7/8 \text{ in.}$ , de diámetro A325.

C. Diseño de la placa de extremo

- Diseño del ancho máximo de la placa, (fórmula 5.28):

$$A_p = 1.15 b_f = 17.767 \text{ cm} \times 1.15 = 20.43 \text{ cm}$$

Use: placa de 20.32 cm

- Distancia efectiva:

Suponga soldadura de filete de 1.11 cm = 7/16 in. , (fórmula 5.24):

$$P_e = P_f - \left( \frac{d_b}{4} \right) - 0.707w = (2.22 \text{ cm} + 1.27 \text{ cm}) - \left( \frac{22.2 \text{ cm}}{4} \right) - (0.707(1.11)) = 2.15 \text{ cm}$$

$$C_a = 1.13 \text{ (de la tabla A.4)}$$

$$C_b = \sqrt{\left( \frac{b_f}{b_s} \right)} = \sqrt{\left( \frac{17.767 \text{ cm}}{20.32 \text{ cm}} \right)} = 0.935, \text{ (fórmula 5.27):}$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{(17.767 \text{ cm})(1.283 \text{ cm})}{[(40.665 \text{ cm} - 2(1.283 \text{ cm}))(0.775 \text{ cm})]} = 0.772$$

Nota: El valor de  $A_f / A_w$  puede ser obtenido de la tabla A.5 para IR406.4X59.54.

$$\frac{P_e}{d_b} = \frac{2.15 \text{ cm}}{2.22 \text{ cm}} = 0.968$$

$$\alpha_m = C_a C_b \left( \frac{A_f}{A_w} \right)^{1/3} \left( \frac{P_e}{d_b} \right)^{1/4} = (1.13)(0.935)(0.772)^{1/3} (0.968)^{1/4} = 0.961, \text{ (fórmula 5.26)}$$

$$M_e = \alpha_m F_f \frac{P_e}{4} = (0.961)(63226.9 \text{ kg}) \left( \frac{2.15 \text{ cm}}{4} \right) = 32659 \text{ kg} \cdot \text{cm}, \text{ (fórmula 5.25)}$$

- Espesor requerido de placa de extremo

$$t_s = \sqrt{\frac{4M_e}{b_s (0.9)F_y}} = \sqrt{\frac{4(32659 \text{ kg} \cdot \text{cm})}{(20.32 \text{ cm})(0.9)(2530 \text{ kg} / \text{cm}^2)}} = 1.68 \text{ cm}, \text{ (fórmula 5.29)}$$

Use: placa de 1.9 cm x 20.32 cm de acero A36

Revisar la placa de extremo a cortante, (fórmula 5.30):

$$f_v = \frac{F_f}{2b_s t_s} = \frac{63226.9 \text{ kg}}{2(20.32 \text{ cm})(1.9 \text{ cm})} = 818.83 \text{ kg} / \text{cm}^2 < 1836.6 \text{ kg} / \text{cm}^2 \text{ ok.}$$

Soldadura del patín superior a la placa de extremo:

- Longitud requerida =  $2(b_f + t_f) - t_w = 2(17.767 \text{ cm} + 1.283 \text{ cm}) - 0.775 \text{ cm} = 37.33 \text{ cm}$

Para electrodos E70XX: , (fórmula 5.31):

$$D \text{ requerida} = \frac{F_f^*}{\text{Factor} \times \text{perímetro del patín}} = \frac{63226.9 \text{ kg}}{37.33 \text{ cm} (1566.66 \text{ kg/cm}^2)} = 1.08 \text{ cm}$$

Use: soldadura de filete de 1.11 cm. = 7/16 in.

D. Soldadura del alma de la viga a la placa de extremo:

- El tamaño mínimo de soldadura de filete es de 0.635 cm.
- La longitud mínima de soldadura requerida basada sobre la capacidad a cortante del alma de la viga, (fórmula 5.32):

$$l_{\min} = \frac{R}{t_w (0.6 F_y)} = \frac{20.43 \times 10^3 \text{ kg}}{(0.775 \text{ cm}) (1836.6 \text{ kg/cm}^2)} = 14.35 \text{ cm}$$

Soldadura requerida para desarrollar la resistencia de diseño a flexión  $0.9F_y = 2277 \text{ kg/cm}^2$  en el alma cercana a los patines, (fórmula 5.33):

$$D = \frac{t_w (0.9F_y)}{2(\text{Factor})} = \frac{0.755 \text{ cm} \times 2277 \text{ kg/cm}^2}{2(1566.6 \text{ kg/cm}^2)} = 0.56 < 0.635 \text{ cm}; \text{ soldadura de } 0.635 \text{ cm ok.}$$

Use: soldadura de filete continua sobre ambos lados del alma de la viga de 0.635 cm., (1/4 in)

E. Atiesadores en el alma de la columna.

Los requerimientos de los atiesadores que unen la columna con la placa de extremo la cual es atornillada pueden ser revisados como sigue:

Para prevenir que el alma de la columna fluya donde el patín de la viga reparte la fuerza axial a compresión, la siguiente fórmula puede ser usada:

$$F_f < F_{yc} \cdot t_w \cdot (t_f + 6k + 2t_s + 2w) \quad (5.34)$$

Una revisión adicional puede ser requerida para prevenir inestabilidad del alma de la columna.

En este caso, la fórmula K1.4 puede ser usada conservadoramente.

Para prevenir que el patín de la columna se flexione excesivamente, donde el patín de la viga transmite una fuerza axial a tensión, el siguiente “método empírico” puede ser usado:

Los atiesadores no son requeridos en la región a tensión si (a) el espesor del patín de la columna es igual o mayor al diámetro del tornillo calculado requerido, (b) el espesor del patín de la columna debe ser mayor que el espesor de la placa de extremo y, (c) la distancia horizontal del borde del filete del alma de la columna al centro del agujero no es mayor de 5 cm.

**Tabla preliminar estimada de placa extrema.**

La tabla preliminar estimada de placa extrema provee una idea del tamaño preliminar de placas, conectores y soldaduras para conexiones a momento tipo placa extrema. Esto es acentuar que el tamaño de las placas, conectores y soldaduras para el diseño final deben ser realizados usando parámetros específicos del diseño de la conexión. El siguiente procedimiento y ejemplo ilustra un método por el cual la selección preliminar de placas, conectores y soldaduras puede ser hecha.

### **Consideraciones de la placa extrema.**

El material de la placa extrema es acero A36 indiferente al grado del material de la viga. El ancho de la placa es 1.15 x ancho del patín de la viga, redondeado al de arriba si se acerca a 1.27 cm., (1/2 in). Los valores tabulados del ancho de la placa son basados sobre el peso del ancho del patín de la viga en cada grupo de ancho nominal, de la parte 1 del Manual LRFD. En algunos casos, las consideraciones del tamaño de la columna indican una placa ligeramente angosta por ser más conveniente. Lo angosta puede ser calculado de:

$$(t_s)_{nar} = \sqrt{\frac{(t_s^2 b_s)_{orig}}{(b_s)_{nar}}} \quad (5.35)$$

Donde:

$t_s$  = espesor de la placa

$b_s$  = ancho de la placa

### **Consideraciones de los conectores.**

Los conectores son ASTM A325 y son diseñados para desarrollar fuerza a tensión en el patín resultante del desarrollo de la capacidad del momento total de la viga. La solución de cuatro conectores es para la tensión en el patín; para la inversión de refuerzos, son requeridos conectores adicionales en el otro patín. En adición, Trasladar la reacción de la viga directo al refuerzo a cortante debe ser considerado para el diseño de la conexión completa.

### **Consideraciones de la soldadura.**

F indica el tamaño de la soldadura de filete en ambos lados del patín de la viga. R indica valores de refuerzos de soldadura de penetración completa. Las soldaduras son diseñadas usando electrodos E70XX, con  $\Phi F_v = 2217.31 \text{ kg/cm}^2$  para soldadura de filete y  $\Phi F_t = 2280.66 \text{ kg/cm}^2$  para soldadura de penetración completa (basado en metal  $F_y = 2533.33$

$\text{kg/cm}^2$ , (36 ksi)), y  $\Phi F_t = 3167.58 \text{ kg/cm}^2$  para soldadura de penetración completa (basado en metal  $F_y = 3519.53 \text{ kg/cm}^2$ , (50 ksi)) (Tabla J2.3). El tamaño de la soldadura de filete, por razones económicas, es arbitrariamente limitado a un tamaño máximo de 1.27 cm., (1/2 in). Si una capacidad mayor es requerida, una soldadura de penetración completa, con refuerzo como AWS, es recomendado.

### **Ejemplo.**

Estime la dimensión de la placa extrema, tamaño de los conectores y soldadura para la capacidad de todo el momento de una W24X84 ( $F_y = 36 \text{ ksi}$ ) usando la tabla preliminar estimada de placa extrema.

Solución:

La W24X84, por ancho, es aproximadamente la mitad entre el máximo W24X117 y el mínimo W24X55. De la tabla, el ancho de la placa es indicado como 27.94 cm., (11 in). El espesor de la placa y el tamaño del conector puede ser estimado como aproximadamente la mitad entre los valores de la tabla para el máximo y mínimo del ancho de la viga:

Espesor de la placa: 3.50 cm. = 1 3/8 in. max.

2.22 cm. = 7/8 in. min.

Estimado 2.86 cm. = 1 1/8 in.

Tamaño del conector A325: 3.814 cm. = 1 1/2 in. max.

2.54 cm. = 1 in. min.

Estimado 3.175 cm. = 1 1/4 in.

El tamaño de la soldadura podría ser entre un máximo de soldadura de penetración completa con 0.635 cm. = 1/4 in. de refuerzo y un mínimo de 1.11 cm. = 7/16 in. de soldadura de filete. Desde el máximo de soldadura de filete usada en esta tabla es 1.27 cm. = 1/2 in., la soldadura de penetración completa con 0.635 cm. = 1/4 in. de refuerzo es seleccionado conservadoramente.

Estimar:

Placa extrema: 2.86 cm. x 27.94 cm. = 1 1/8 in x 11 in.

Conectores A325: Cuatro de 3.175cm. = 1 1/4 in.

Soldadura: Soldadura de penetración completa de 0.635 cm. = 1/4 in., de refuerzo

Nota: Calculados (exactos) los resultados para el mismo problema son:

Placa extrema: 2.86 cm. X 26.67 cm. = 1 1/8 in x 10 1/2 in.

Conectores A325: Cuatro de 3.175 cm. = 1 ¼ in.

Soldadura: Soldadura de penetración completa de 0.635 cm. = 1/4 in., de refuerzo.

## 5.4 DISEÑO DE UNA CONEXIÓN A MOMENTO VIGA-COLUMNA SUJETAS A CARGA ESTÁTICA.

### NTC-2004

Diseñar, con las NTC-2004, la conexión a momento de la viga columna que se muestra en la figura. La soldadura se depositará con electrodos de la serie E70XX ( $F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2$ ) y el material es acero estructural NOM-B-254 (ASTM A36). Las dimensiones de los perfiles están tomadas del M-AISC-ASD-1989.

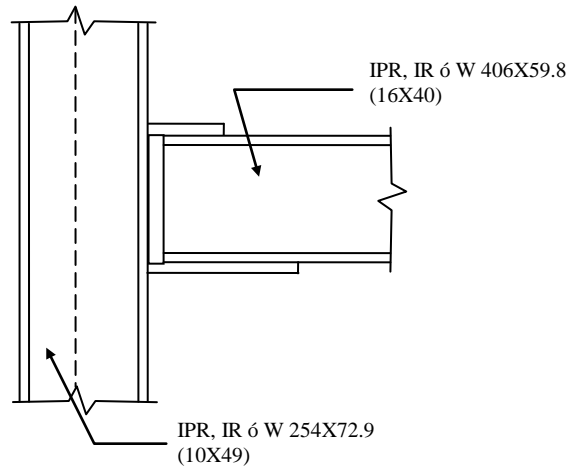


Fig. 5.5 Conexión viga-columna del ejemplo.

### SOLUCIÓN:

#### 1.- Dimensionamiento de los perfiles utilizados.

Tabla 5.6 Dimensiones de los perfiles										
Perfil	Designación d x peso (mm x kg/m)	Peralte d (mm)	Alma $t_w$ (mm)	Patín		Distancia		Gramil		Peso kg/m
				$b_f$ (mm)	$t_f$ (mm)	T (mm)	k (mm)	g (mm)	$g_1$ (mm)	
Viga	IR, IR ó W 406x59.8 (16x40)	407	7.8	178	12.8	346	30	90	75	59.8
Columna	IR, IR ó W 254x72.9 (10x49)	253	8.6	254	41.2	198	30	140	75	72.9

## 2.- Elementos mecánicos.

Los elementos mecánicos actuantes para el diseño de la conexión son los siguientes:

$$M_u = 16 \text{ ton} \cdot \text{m} \qquad P_u = 20 \text{ ton}$$

## 3.- Diseño de las placas de conexión.

Las fuerzas de tensión y compresión en las placas de los patines de la viga son, (fórmula 5.1):

$$P = \frac{M_u}{d} = \frac{16 \times 10^5}{407} = 39312 \text{ kg}$$

El cálculo del área de las placas, se hace con base en el esfuerzo de tensión y compresión del área efectiva, (fórmula 5.2):

$$A = \frac{P}{F_R F_{MB}}$$
$$A = \frac{39312}{0.9 \times 2530} = 17.24 \text{ cm}^2 = 1724 \text{ mm}^2$$

El ancho del patín de la viga es  $t_f = 178 \text{ mm}$ , por lo que el ancho de la placa superior es de  $b_{\text{placa}} = 178 - 40 = 138 \text{ mm}$ . El espesor se calcula dividiendo el área de la placa entre su ancho, (fórmula 5.3):

$$t_{\text{placa}} = \frac{A}{b_{\text{placa}}} = \frac{1724}{138} = 12.5 \text{ mm}$$

Se propone utilizar una placa de 12.7 mm (1/2 in).

En el diseño de la placa inferior, para no tener que aplicar soldaduras sobrecabeza, en el patín inferior el ancho de la placa se propone mayor que el patín de la viga.

$$b_{\text{pl inf}} = 178 + 40 = 218 \text{ mm} \qquad (5.36)$$

$$t_{\text{pl inf}} = \frac{1724}{218} = 7.9 \text{ mm} \qquad (5.37)$$

Se propone una placa de 8 mm = 5/16 in.

## 4.- Diseño de las soldaduras.

A continuación se calcula la soldadura de unión de las placas a los patines de las vigas. El esfuerzo cortante último permitido de soldadura de filete es:

$$F_R F_{EXX} = (0.75)(0.6 F_{EXX}) \qquad (5.38)$$

Se obtiene la longitud de las soldaduras de filete como sigue:

$$0.75 \times 0.60 \times 70000 \times 0.0007031 = 22.2 \text{ kg/mm}$$

Placa superior

$$t = 12.7 \text{ mm} = 1/2 \text{ in.}$$

$$D_{\min} = 4.8 \text{ mm} = 3/16 \text{ in.}$$

$$D_{\max} = 11.0 \text{ mm}$$

Placa inferior

$$t = 7.94 \text{ mm}$$

$$D_{\min} = 6.4 \text{ mm} = 1/4 \text{ in.}$$

$$D_{\max} = 6.4 \text{ mm} = 1/4 \text{ in.}$$

Se propone utilizar para la placa superior.

$$D = 9.5 \text{ mm} = 3/8 \text{ in.}$$

$$L = \frac{39312}{0.71 \times 9.5 \times 22.2} = 264 < 2w = 276 \text{ mm} \quad (5.39)$$

Debido al ancho de la placa y con base en los incisos 3.8.c, se utilizarán dos cordones de soldadura de filete con una longitud de 138 mm y  $D = 9.5 \text{ mm} = 3/8 \text{ in.}$

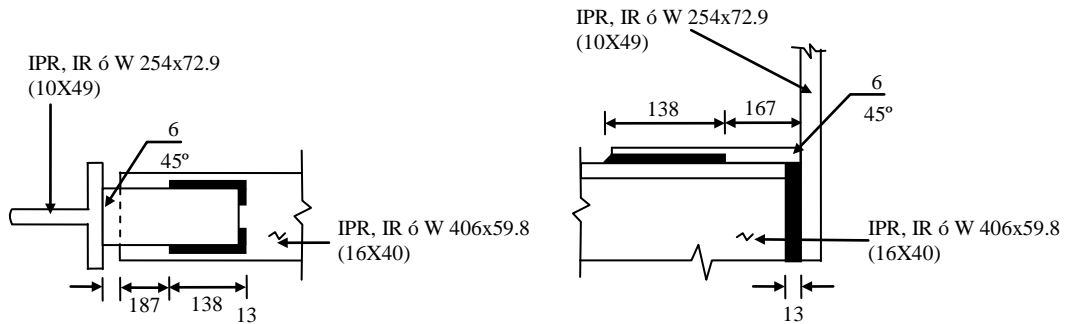


Fig. 5.6 Disposición de soldaduras, acotaciones en mm.

Para la placa inferior, el ancho del patín de la viga es el que rige  $b_f = 178 \text{ mm}$ , por lo que la pierna de la soldadura es, (fórmula 5.39):

$$D = \frac{39312}{0.71 \times 178 \times 2 \times 2.22} = 7.05 \text{ mm}$$

Se propone soldadura de filete  $D = 7.9 \text{ mm} = 5/16 \text{ in.}$ , por lo que el grueso de la placa de unión del patín inferior debe ser de  $9.5 \text{ mm} = 3/8 \text{ in.}$

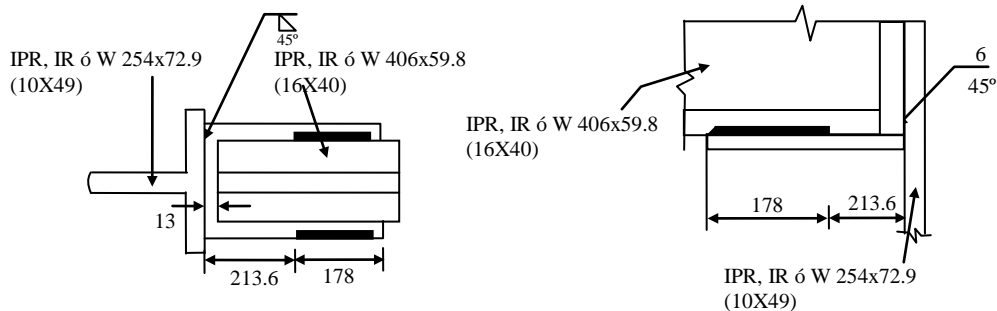


Fig. 5.7 Disposición de soldadura, acotaciones en mm.

En el diseño de la conexión se propone que la fuerza cortante actuante, sea tomada por una placa (cartabón). Las dimensiones de este elemento se hacen con base al inciso 3.11.3.b de las NTC-2004

$$R_N = (2.5k + N)F_y t \quad (5.40)$$

Se despeja la longitud de apoyo: N

$$N = \frac{R_N}{F_y t_a} - 2.5k$$

$$N = \frac{20000}{25.3 \times 7.8} - 2.5 \times 30 = 26.4 \text{ mm}$$

La longitud requerida es pequeña, por lo que se utiliza una longitud de placa de 75 mm para tomar en cuenta el recorte de la placa vertical. Se propone un espesor de placa de 12.7 mm = 1/2 in.; con la forma mostrada a continuación

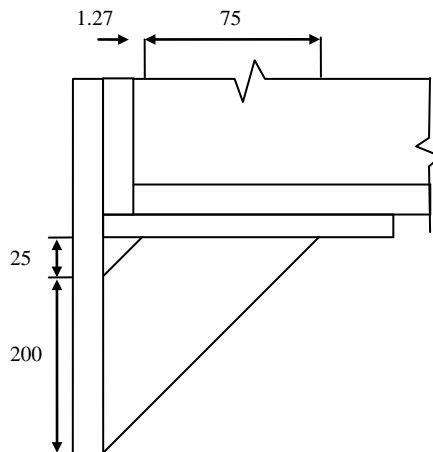


Fig. 5.8 Dimensiones de la placa, acotaciones en mm.

### 5.- Cálculo de la resistencia de la placa.

$$N = 25 + \frac{75}{2} = 62.5 \text{ mm} > 26.4 \text{ mm} \quad (5.41)$$

$$e_f = 100 - \frac{62.5}{2} = 68.75 \text{ mm} \quad (5.42)$$

$$f_v = \frac{20000}{2 \times 200} = 50 \text{ kg/mm} \quad (5.43)$$

$$F_z = \frac{20000 \times 68.75}{3 \times 200^2} = 103.1 \text{ kg/mm} \quad (5.44)$$

$$f_R = \sqrt{(103.1)^2 + (50)^2} = 114.6 \text{ kg/mm} \quad (5.45)$$

La resistencia al cortante de una soldadura de  $D = 11.2 \text{ mm}$ , en los dos lados del cartabón, es:

$$R_{\text{dis}} = 0.71 \times 11.2 \times 22.2 = 75.4 \text{ kg/mm} \gg f_R = 114.6 \text{ kg/mm} \quad (5.46)$$

Por lo que propone una soldadura menor de  $D = 9.5 \text{ mm} = 3/8 \text{ in.}$ , (fórmula 5.46):

$$R_{\text{dis}} = 0.71 \times 9.5 \times 22.2 = 152 \text{ kg/mm} \gg f_R = 114.6 \text{ kg/mm} \quad \text{Correcto}$$

Por lo que se propone un cordón de soldadura de filete, por ambos lados de la placa de  $D = 9.5 \text{ mm} = 3/8 \text{ in.}$  Verificando el espesor de la placa con respecto a la soldadura.

$$t_{\text{placa}} = 1.33 \times 9.7 = 12.67 \text{ mm} < 122.7 \text{ mm} \quad \text{Correcto}$$

Los atiesadores tienen por objeto evitar el flujo plástico del acero del alma de la columna frente a cada uno de los patines de la viga.

## 6.- Cálculo de los atiesadores.

Se determina el uso de atiesadores en la Viga-Columna, si el valor de la ecuación para el área de atiesadores es positivo.

$$A_{\text{AT}} = \frac{[P_{\text{pv}} - (F_{\text{yc}} t_c (t_v + 5k))]}{F_{\text{yat}}} = A_{\text{AT}} = \frac{[39312 - (25.3 \times 8.6)(7.8 + 5 \times 30)]}{25.3} = 197 \text{ mm}^2 \quad (5.47)$$

De acuerdo con el resultado anterior, es necesario que la conexión tenga atiesadores y se verifiquen los valores para estos elementos.

$$\text{Área de la placa de conexión } A = (12.7)(138) = 1753 \text{ mm}^2$$

La fuerza que puede resistir la placa es:

$$1753 \times 1.25 \times 25.3 = 55426 > 39312 \text{ kg} \quad \text{Correcto}$$

Se colocan atiesadotes frente al patín de compresión de la viga, si el resultado de la ecuación del inciso 3.11.b., es menor que el peralte del alma de la columna.

$$\left[ \frac{34400 \times 0.86 \times \sqrt[3]{2530}}{P_{pv}} \right] 0.85 = 23.8 \text{ cm} > 19.8 \text{ cm} \quad (5.48)$$

No se necesitan atiesadotes en el patín de compresión.

De acuerdo con la sección 3.11.3.b de las NTC-2004 se colocan atiesadotes en el patín de tensión si el resultado de la ecuación es mayor que el grueso del patín de la columna.

$$\frac{0.4 \times 39312}{\sqrt{2530 \times 0.09}} = 1.66 \text{ cm} = 16.6 > 14.2 \text{ cm} \quad (5.49)$$

Es necesario colocar un atiesador frente al patín de tensión.

Placa superior:

$$\text{Ancho mínimo} = \frac{138}{3} - \frac{8.6}{2} = 41.7 \text{ mm} , \text{ (fórmula 5.19)}$$

$$\text{Grueso mínimo} = \frac{14.2}{2} = 7.1 \text{ mm} , \text{ (fórmula 5.20)}$$

Como la carga actuante solo actúa sobre un patín de la viga-columna, la longitud del atiesador es:

$$\frac{d}{2} = \frac{253}{2} = 126.5 \text{ mm} \quad (5.50)$$

Se revisan los atiesadotes para pandeo local, con base en la tabla 3.7 de las NTC.

$$\left( \frac{b}{t} \right)_{\max} = \frac{800}{\sqrt{2530}} = 15.9 \quad (5.51)$$

$$\left( \frac{b}{t} \right) = \frac{76}{7.94} = 9.5 < 15.9 \quad (5.52)$$

Por lo tanto, no hay problema de pandeo local.

La soldadura de filete con la cual se unen los atiesadotes a la viga columna se diseñan con la siguiente ecuación:

$$R_{DIS} = F_{yc} t_c (t_v + 5k) \quad (5.53)$$

$$R_{DIS} = 25.3 \times 8.6 (7.8 + 5 \times 30) = 34334 \text{ kg}$$

$$39312 - 34334 = 4978 \text{ kg}$$

Dimensiones de las soldaduras.

Atiesadotes

$$D_{\min} = 4.8 \text{ mm} = 5/16 \text{ in.}$$

$$D_{\min} = 6.4 \text{ mm} = 1/4 \text{ in.}$$

$$D_{\max} = 7.9 - 1.5 = 6.4 \text{ mm} = 1/4 \text{ in.}$$

$$D_{\max} = 14.2 - 1.5 = 12.7 \text{ mm} = 1/2 \text{ in.}$$

La resistencia de diseño de la soldadura empleando los tamaños mínimos, es (fórmula 5.52):

$$R_{\text{dis}} = 0.71 \times 4.8 \times 22.2 = 75.2 \text{ kg / mm}$$

Cálculo de la longitud de la soldadura.

$$L = \frac{4978}{75.2} = 66.2 \text{ mm} < 203 \text{ mm} \quad (5.54)$$

En la figura siguiente se muestra el detalle de la soldadura de los atiesadotes.

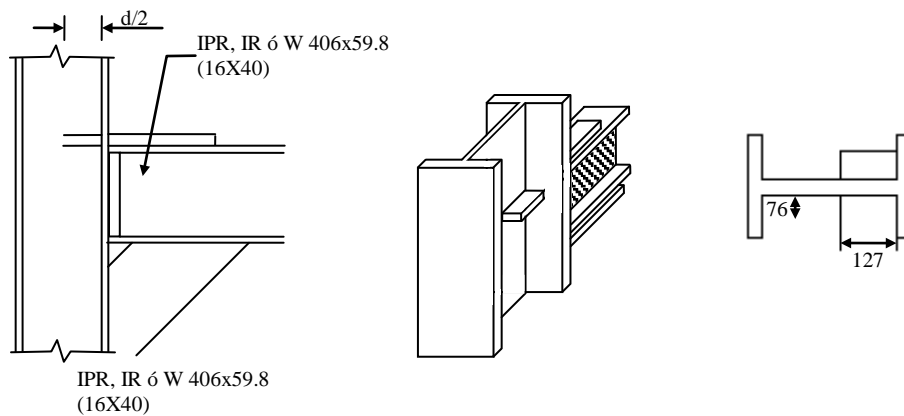


Fig. 5.9 Resultados de diseño, acotaciones en mm

## 5.5 DISEÑO DE UNA CONEXIÓN A MOMENTO RÍGIDA CON PLACA DE EXTREMO.

### NTC-2004.

Diseñar, con las Normas NTC-2000, la conexión rígida con placa extremo de una viga hecha con tres placas soldadas y una columna del mismo tipo de sección, fabricada con acero NOM-B-254 (ASTM A36). El momento y la reacción factorizados son 40 ton · m y 32 ton. Utilizar tornillos de alta resistencia ASTM A325 (NOM-H-124) de 19 mm , de diámetro de separación de 7.5 cm y electrodos de la serie E70XX ( $F_{\text{EXX}} = 4920 \text{ kg/cm}^2$ ) para el diseño de la conexión.

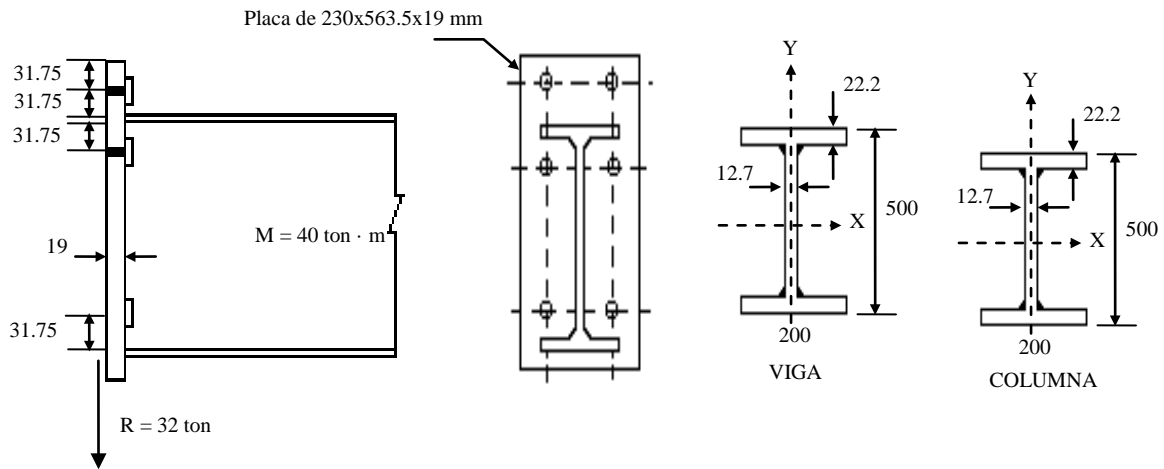


Fig. 5.10 Conexión rígida del ejemplo, acotaciones en mm.

## SOLUCIÓN:

**1.- Al suponer que se colocan dos tornillos en cada línea transversal, el área requerida de éstos, considerando solamente tensión es:**

$$a_{t_{req}} = \frac{T}{2 \times 2 \times \phi F_t} = \frac{82085}{4 \times 0.75 \times 6330} = 4.32 \text{ cm}^2 \quad (5.55)$$

Utilizar 2 tornillos ASTM (NOM-H-124) de 19 mm = 3/4 in., de diámetro.

Al considerar conexión tipo aplastamiento (cuerdas incluidas en los planos de corte), se proponen 6 tornillos: 4 en el patín de tensión y 2 en el de compresión.

Número de tornillos requeridos para la reacción, (fórmula 5.5):

$$N = \frac{R_u}{F_R r_v} = \frac{32000}{0.65 \times 3800 \times 2.85} = 4.54 \text{ tornillos} < 6 \quad \text{Cumple}$$

Usar 6 tornillos de alta resistencia ASTM (NOM-H-124) de 19 mm (3/4 in) de diámetro.

**2.- Diseño de la placa de extremo.**

Ancho máximo de diseño, (fórmula 5.28):

$$b_a \leq 1.15bf = 1.15 \times 20 = 23 \text{ cm}$$

Usar  $b_{pe} = 230 \text{ mm}$

Con soldadura de filete de 8 mm = 5/16 in., se tiene, (fórmula 5.24):

$$p_e = p_f - \frac{d_t}{4} - 0.707t_s$$

Con  $P_f = d_t + 1.27$

$$p_e = (1.905 + 1.27) - \left(\frac{1.905}{4}\right) - 0.707(0.8) = 2.13$$

De las ayudas de diseño se obtiene el valor de  $C_a$

$$C_a = 1.13$$

$$C_b = \sqrt{\frac{b_p}{b_{pe}}} = \sqrt{\frac{20}{23}} = 0.93, \text{ (fórmula 5.27):}$$

$$\frac{A_p}{A_a} = \frac{20 \times 1.27}{47.46 \times 0.63} = 0.85$$

$$\frac{p_e}{d_t} = \frac{2.13}{1.905} = 1.12$$

$$\alpha_m = 1.13 \times 0.93 (0.847)^{1/3} (1.1197)^{1/4} = 1.03, \text{ (fórmula 5.26)}$$

$$M_e = \frac{\alpha_m F_p P_e}{4} = \frac{1.03 \times 82085 \times 2.13}{4} = 44910 \text{ kg} \cdot \text{cm}, \text{ (fórmula 5.25)}$$

El espesor requerido es:

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_e}{b_{pe}(0.9F_y)}} = \sqrt{\frac{4 \times 44910}{23 \times 2277}} = 1.85 \text{ cm}, \text{ (fórmula 5.29):}$$

Usar placa de 19 mm = 3/4 in.

Se revisará si el ancho de la placa es efectivo con:

$$b_e = b_p + 2t_s + t_p = 200 + 2(0.707)(8) + 19 = 230 \text{ mm} \quad \text{Cumple} \quad (5.56)$$

Al verificar el cortante en la placa, (fórmula 5.30):

$$f_v = \frac{T}{2(b_p t_p)} = \frac{82085}{2 \times 23 \times 1.9} = 940 \text{ kg/cm}^2 < F_R F_V = 0.75(0.6 \times 4080) = 1845 \text{ kg/cm}^2$$

### 3.- Diseño de las soldaduras.

Soldadura del patín superior a la placa de extremo.

$$\text{Longitud disponible} = 2(20 + 1.27) = 42.54 \text{ cm}$$

Con electrodos de la serie E70XX, el tamaño requerido es:

$$D = \frac{T}{1 \times F_R F_S} = \frac{82085}{42.54 \times 1567} = 1.23 \text{ cm} \quad (5.57)$$

Usar soldadura de 13 mm = 1/2 in.

Soldadura del alma de la viga a la laca de extremo.

Tamaño mínimo de la soldadura de filete = 3.2 mm (1/8 in)

Soldadura del alma de la viga a la placa de extremo

Longitud mínima requerida, con base en la capacidad al cortante del alma de la viga, (fórmula 5.33):

$$\frac{32000}{0.63 \times 1845} = 27.5 \text{ cm}$$

Soldadura requerida par desarrollar la resistencia a la flexión de  $0.90 F_y = 2277 \text{ kg/cm}^2$  en el alma, cera de los patines, (fórmula 5.33):.

$$D = \frac{0.63 \times 2277}{2 \times 1567} = 0.458 \text{ cm}; \text{ usar soldadura de } 5 \text{ mm} = 5/16 \text{ in.}$$

Con filetes continuos a ambos lados del alma de la viga.

El detallado de la conexión diseñada se muestra en la figura cabe mencionar que el diseño completo de la junta debe incluir: la revisión de la necesidad de colocar atiesadotes en el alma de la columna, el diseño de los atiesadotes y sus soldaduras.

## **5.6 DISEÑO DE UNA CONEXIÓN A MOMENTO QUE SE MUESTRA EN LA FIGURA.**

### **MANUAL LRFD**

Diseñar con las Especificaciones AISC-LRFD-1993, la conexión a momento que se muestra en la figura. Los perfiles son IPR, IR ó W, ambos de acero  $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$  (50 ksi). Utilizar tornillos ASTM A325 (NOM-H-124) de 19 mm (3/4 in) de diámetro con agujeros estándar, Los elementos mecánicos que se indican son de diseño.

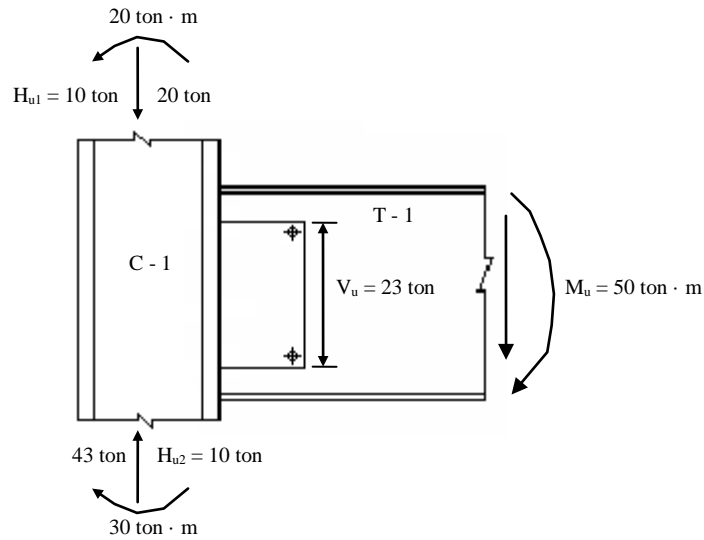


Fig. 5.11 Conexión a momento del ejemplo

Tabla 5.7 Dimensiones de los perfiles		
Dimensión (mm)	Viga IPR, IR, ó W 533x92.7 (21x62)	Columna IPR, IR ó W 356X178.8 (14X120)
d	533	368
t <sub>w</sub>	10.2	15
t <sub>f</sub>	15.6	23.9

**COMENTARIO:**

La conexión que se presenta en este ejemplo se utilizó tradicionalmente en Estados Unidos de América, en edificios de baja y mediana altura guante más de 20 años, principalmente en el Valle de San Francisco, zona Oeste de los Ángeles y Sta. Mónica. Esta conexión es económica y sencilla desde el punto de vista de diseño y fabricación; los patines de la viga se sueldan directamente a los de la columna con soldadura de penetración completa, la placa de cortante viene soldada de taller en la columna y en la viga se atornilla en campo, con tornillos de alta resistencia. El alma de la viga se recorta para facilitar la colocación de la soldadura. Debido a las experiencias del sismo de Northridge del 14 de Enero de 1994, el empleo de esta conexión se ha suspendido en las zonas de alto riesgo sísmico, por haber experimentado fallas frágiles. El Dr. Egor Popov, Profesor de la Universidad de California, Berkeley, ha efectuado

numerosas investigaciones y próximamente dará a conocer la conexión que remplazará la tradicional.

### SOLUCIÓN:

Número de tornillos en la placa del alma.

El número de tornillos se determina dividiendo el corte factorizado entre la resistencia al deslizamiento por tornillo.

$$\phi R_{st} = \phi 1.13 \mu T_m N_b N_s \quad (5.58)$$

Donde:

$\Phi$  es el factor de reducción aplicable, basado en el tipo de agujero. Véase Tabla de valores de  $\Phi$ , M-AISC-LRFD-VII,  $\mu$  es un coeficiente de deslizamiento que depende del tipo de superficie de falla, para superficies de falla tipo A, se toma igual a 0.33,  $T_m$  es la tensión mínima en el sujetador = 12.7 ton = 28 kips, para tornillos ASTM A325, de 19 mm = 3/4 in., de diámetro,  $N_b$  es el número de tornillos en la junta y  $N_s$  es el número de planos de deslizamiento. Se sustituyen valores en la ecuación anterior.

$$\phi R_{st} = 1 \times 1.13 \times 0.33 \times 12.7 \times 1 \times 1 = 4.7 \text{ ton / tornillo (10.4 kips / tor)}$$

En la Tabla 8-17, Conexiones críticas al deslizamiento, M-AISC-LRFD-VII, con  $\mu = 0.33$ , tornillos ASTM A325 de 19 mm = 3/4 in., de diámetro, en cortante simple, con agujeros estándar y tensión mínima de 12.7 ton = 28 kips., se obtiene  $\Phi R_{st} = 4.7 \text{ ton/tor} = 10.4 \text{ kips/tor}$ .

Luego:

$$N = \frac{V_u}{\phi R_{st}} = \frac{23}{4.7} = 4.9 \quad (5 \text{ tornillos}) \quad (5.59)$$

La longitud de la placa cortante se tomará de 370 mm (1 = 14.5 in)

Aplastamiento en el alma de la viga ( $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2 = 50 \text{ ksi}$ )

En la Tabla 8-13, Resistencia de diseño por aplastamiento en agujeros para tornillos, dos o más agujeros en la dirección de la fuerza, con  $L_e > 1.5d$  y  $s > 3d = 2. \frac{1}{4} \text{ in} = 58 \text{ mm}$  y  $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 = 58 \text{ ksi}$ , deformación del agujero considerada. M-AISC-LRFD-VII-1993, se indica la resistencia de diseño por aplastamiento  $\Phi R_n = 78.3 \text{ kips/in} \times \text{espesor} = 35.5 \text{ ton/cm} \times \text{espesor}$  para tornillos de 19 mm (3/4 in) de diámetro con agujeros estándar.

Para tornillos ASTM A325 (NOM-H-124) de 19 mm = 3/4 in., agujeros estándar y  $F_u = 65 \text{ ksi} = 4570 \text{ kg/cm}^2$ , se lee  $\Phi R_n = 87.8 \text{ k/in} \times \text{espesor de viga} (15.7 \text{ ton/cm} \times \text{espesor de viga})$

Para tornillos ASTM A325 (NOM-H-124) de 19 mm = 3/4 in., de diámetro, agujeros estándar y  $F_u = 50$  ksi ( $3515 \text{ kg/cm}^2$ ), se obtiene

$$\phi R_n = 14 \text{ ton / cm} \times \text{espesor} = 78.3 \text{ kips / in} \times \text{espesor} \quad (5.60)$$

$$\phi R_n = 5 \times 15.7 \times 1.02 = 80 \text{ ton} > V_u = 23 \text{ ton}$$

Aplastamiento en la placa ( $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 = 36$  ksi)

$$23 \leq \phi R_n = 5 \times 14t \quad (5.61)$$

$$t = \frac{23}{5 \times 14} = 0.33 \text{ cm}$$

Placa del alma

Cálculo del área neta

$$A_n = 37 - 5[(1.905 + 0.32)]t = 25.9t$$

Ruptura por cortante, (fórmula 5.6):

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_n)$$

$$23000 \leq 0.75 \times 0.6 \times 4080 \times 25.9t$$

$$t \geq \frac{23000}{0.75 \times 0.6 \times 4080 \times 25.9} \geq 0.48 \text{ cm}$$

Fluencia por cortante, (fórmula 5.15):

$$\phi R_n = 0.90(0.6F_y A_g)$$

$$23000 \leq 0.90 \times 0.6 \times 2530 \times 37t$$

$$t \geq \frac{23000}{0.90 \times 0.6 \times 2530 \times 37} \geq 0.46 \text{ cm}$$

Revisión del bloque de cortante de la placa en el alma

La ruptura por cortante gobierna por ser mayor su longitud a la tensión

$$L_{eh} = L_{ev} = 35 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}) \quad (5.62)$$

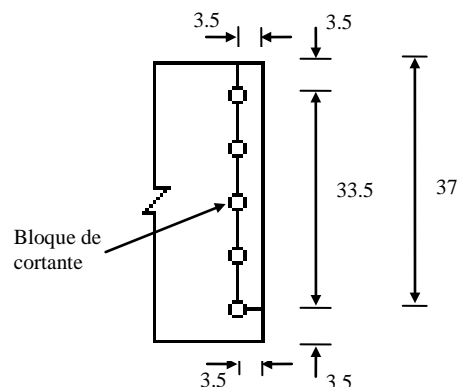


Fig. 5.12 Bloque de cortante de la placa en el alma

De acuerdo con la figura anterior, el área neta a cortante del bloque es:

$$A_{nv} = t[33.5 - 4.5(1.9 + 0.3)] = 23.6 t$$

y el área total a tensión del bloque es:

$$A_{gt} = 3.5 t \tag{5.63}$$

Se sustituyen los valores en la ecuación (5.62)

$$23000 = 0.75[(0.6 \times 4080 \times 23.6 t) + (2530 \times 3.5 t)]$$

$$49970 t = 23000 \quad \therefore t = 0.46 \text{ cm}$$

De los tres criterios revisados anteriormente gobierna la ruptura por cortante, por lo que  $t_{req} = 0.48 \text{ cm}$ .

Usar placa de cortante de  $1.00 \times 6.4 \times 3700 \text{ mm} = 3\text{-}3/4 \times 1\text{-}4 \times 141\text{-}2 \text{ in}$ .

Soldadura de filete en la placa de conexión al patín de la columna

Con la reacción de 23 ton se determina el tamaño de la soldadura y se compara esta dimensión con el tamaño mínimo basado en el espesor de los miembros conectados. Considerando la respuesta unitaria de una cordón de espesor “t” y electrodos de la serie E-70XX ( $F_{EXX} = 4920 \text{ kg/cm}^2 = 70000 \text{ lb/in}^2$ ) y un espesor de garganta de 0.7071 y dos cordones:

$$0.75[(0.707t)(0.6 \times 4920)]2 \times 37 = 23000 \tag{5.64}$$

De la expresión anterior se despeja t:

$$t = \frac{23000}{1565 \times 2 \times 37} = 0.20 \text{ cm}$$

Patín de la columna:  $t_f = 23.9 \text{ mm} > 19 \text{ mm}$

Se utilizará soldadura mínima = 8 mm (Tabla J2.4 del LRFD del AISC) por ser mayor al calculado.

Revisión del cortante en el tablero d la conexión

$$F = \frac{M}{0.95d_b} - H_{u1} \quad (5.65)$$

$$F = \frac{5000}{0.90 \times 53.3} - 10 = 88.7 \text{ ton}$$

$$\phi R_v = 0.6F_y d_c t_w = 0.6 \times 3515 \times 36.8 \times 1.5 \times 10^{-3} \quad \text{Correcto} \quad (5.66)$$

$$\phi R_v = 116.4 \text{ ton} > F = 88.7 \text{ ton}$$

Revisión de los atiesadotes del alma de la columna, (fórmula 5.22):

$$F = \frac{M}{d - t_f}$$

$$d - t_f = 53.3 - 1.56 = 51.74 \text{ cm}$$

$$F = \frac{50}{0.5174} = 96.6 \text{ ton}$$

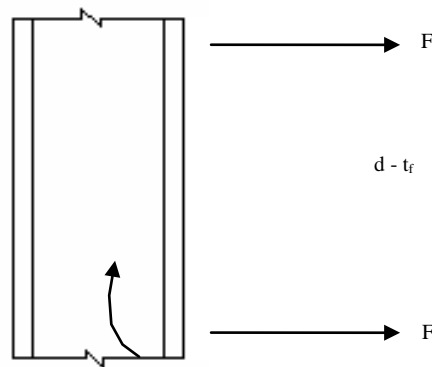


Fig. 5.13 Fuerza en los patines de la trabe

En la página 3-20, M-AISC-LRFD-1993, VII, Columnas, perfiles W, Resistencia de diseño axial, para el perfil IPR, IR ó W 356 x 178.8 (14 x 120),  $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2 = 50 \text{ ksi.}$ , se indican las siguientes fuerzas:

$$P_{wb} = 213.8 \text{ ton (471 K)} > F = 96.6 \text{ ton} \quad P_{wt} = 13.4 \text{ ton (29.5 K)}$$

$$P_{tb} = 113 \text{ ton (249 K)} > F = 96.6 \text{ ton} \quad P_{wo} = 109 \text{ ton (240 K)}$$

Luego:

$$t_{tb}P_{wi} + P_{wo} = (1.56 \times 13400 + 109000) \times 10^{-3} \approx 130 \text{ ton} > F = 96.6 \text{ ton} \quad (5.67)$$

Por lo tanto, no se requieren atiesadotes. Los resultados de diseño de la conexión se muestran en la siguiente figura.

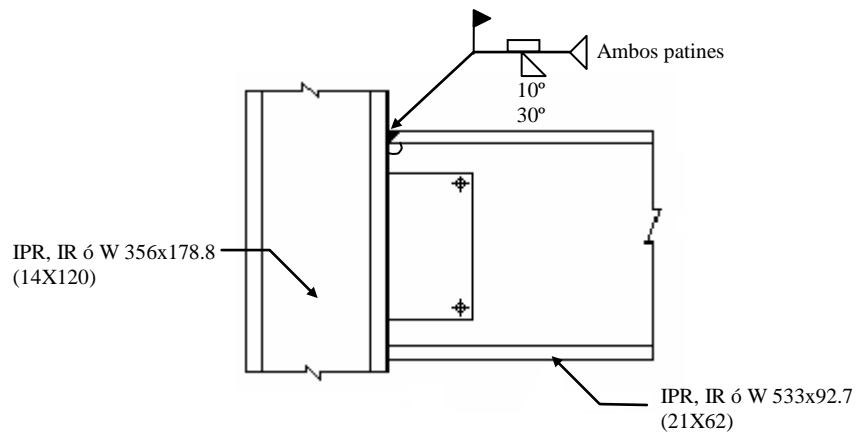


Fig. 5.14 Resultados de diseño de la conexión.

## **6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

A lo largo de este trabajo se han presentado una serie de recomendaciones que deben tenerse en cuenta para la construcción de marcos de acero resistentes a momento. A continuación se presentan algunas de las más importantes.

Con el fin obtener estructuras de acero confiables que se comporten de acuerdo a lo supuesto en la etapa de diseño durante eventos sísmicos, es necesario tener un conocimiento claro del material y de su respuesta cuando se ve sometido a sollicitaciones dinámicas. Además de esto, se deberá conocer lo mejor posible la conexión a diseñar, sus posibles mecanismos de fluencia y modos de falla.

El acero estructural es un material que posee propiedades que lo hacen muy adecuado en zonas de riesgo sísmico alto e intermedio. Sin embargo, el buen comportamiento de las estructuras fabricadas con este material depende en gran parte de la supervisión técnica y de los controles y procesos de aseguramiento de calidad que se ejecuten en obra y en taller.

Las conexiones de acero resistentes a momento eran diseñadas tradicionalmente siguiendo procedimientos estándar que se creía garantizaban un comportamiento adecuado del

sistema estructural. Luego del descubrimiento de fracturas frágiles en estas conexiones, se consideró que dichos procedimientos no son válidos; por lo tanto es conveniente que sigan los procedimientos prescritos en la NTC-2004 ó las recomendaciones del AISC en su capítulo de conexiones así como en el Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, que se incluye parte de ellos en el Capítulo 4.

Entre las recomendaciones más importantes presentadas se encuentran:

- Diseñar las conexiones viga-columna de forma que el comportamiento inelástico ocurra a una distancia determinada desde la cara de la columna, minimizando las tensiones en esta zona y en las juntas soldadas.
- Los detalles de las conexiones deben incluir placas de continuidad para minimizar las concentraciones de esfuerzos.
- Se deben remover las placas de respaldo y placas de extensión de las uniones críticas para minimizar la posibilidad de concentración de esfuerzos y efectos de discontinuidad.
- Calificar las diferentes configuraciones de conexión mediante un programa de pruebas cíclicas de conexiones viga-columna representativas, fabricada de la misma manera como se fabricarán en la estructura real.
- Incrementar la participación del ingeniero en las especificaciones y supervisión de los procedimientos de soldadura, así como en los proceso de aseguramiento de calidad para juntas soldadas.

Estas nuevas especificaciones no requieren el ensayo de las conexiones para cada proyecto específico, lo que pretenden es que la conexión que se vaya a usar tenga una base experimental y que haya demostrado un comportamiento adecuado. Esta alternativa es muy ventajosa teniendo en cuenta el alto costo de este tipo de ensayos y las restricciones económicas en el medio. Sin embargo resulta conveniente que se realicen algunos ensayos en México que tengan en cuenta condiciones características del uso del acero estructural en el país, tales como tamaño típico de los miembros, procesos de montaje, disponibilidad de materiales, etc.

Es importante tener en cuenta que para cada tipo de conexión existen diferentes mecanismos de fluencia y modos de falla posibles. Por lo tanto, para el diseño de cada una de éstas, es necesario contar con una serie de ecuaciones y un procedimiento específico coherente con el análisis de la conexión y con su comportamiento experimental.

Finalmente, lo que las investigaciones realizadas en otros países (especialmente en Estados Unidos) pretenden es establecer procedimientos claros de diseño, para determinados tipos de conexión, precalificados mediante una serie de resultados experimentales obtenidos durante el proceso de investigación. Actualmente se está preparando en Estados Unidos un documento que recopila la experiencia obtenida y presenta criterios de diseño para la construcción de marcos de acero resistentes a momento; en este documento se presentarán varias conexiones como precalificadas. Es necesario tener en cuenta este documento como herramienta importante en el diseño de marcos resistentes a momento en el futuro.

Finalmente, el objetivo planteado al inicio de este trabajo se ha cumplido y se recomienda continuar con la revisión de las NTC-2004 para establecer con toda claridad su aplicación teórica y promover estudios experimentales de conexiones en nuestro país.

## **7. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA.**

1. SAC. Interim Guidelines, (1999), "*Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures*", Guidelines Report No. SAC-99-01, Sacramento, California.
2. EQE. International, (1995), "*The January 17, 1995 Kobe Earthquake. An EQE Summary Report*". Abril .
3. Engelhardt, M. y Sabol, T. (1999) "*Lessons Learned From the Northridge Earthquakes: Steel Moment Frame Performance*", Structural Steel Educational Council. STEEL TIPS, July.
4. SAC. Interim Guidelines (1995), "*Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames*", Guidelines Report No. SAC-95-02, Sacramento, California.
5. Houghton, D. y Uang, C. M. (2000), "*Cyclic Performance of the Sideplate Moment Connection System*", XII World Conference on Earthquake Engineering 2000.

6. Murray, T. y Meng, R. (1997), “*Seismic Performance of Bolted End-Plate Moment Connections*”, Manual of Steel Construction, AISC 1997.
7. Murray, T. y Sumner, E. (1997), “*Testing and Design of Extended Moment End-Plate Connections for Seismic Loading*”
8. Popov, E., Balan, T. y Yang, T.-S. (2000), “*Post-Northridge Earthquake Seismic Steel Moment Connections*”, XII World Conference on Earthquake Engineering 2000.
9. Popov, E., Blondet, M. y Stepanov, L. (2000), “*Experimental Studies on the Cyclic Response of Full-Scale Steel Beam-Column Connections*”, XII World Conference on Earthquake Engineering 2000.
10. Uang, C. y Bondada D. (1996), “*Dynamic Testing of Full-Scale Steel Moment Connections*”, XI World Conference on Earthquake Engineering 1996.
11. YU, Q. S. y Uang, C. M. (2000), “*Cyclic Performance and Retrofit Design of Pre-Northridge Steel Moment Connection With Welded Haunch*”, XII World Conference on Earthquake Engineering 2000.
12. THE SAC STEEL PROJECT. <<http://quiver.eerc.berkeley.edu:8080/>> (Consulta: Junio de 2000)
13. Allen, J., Richard, R. M. y Partridge, J. (1997) “*Seismic Connection Designs for New and Existing Steel Moment Frame Structures*” STEEL TIPS. May 1997.
14. AISC (American Institute Of Steel Construction). (1999) “*Load & Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction*” Vol. 1. 2nd Edition. USA.
15. AISC (American Institute Of Steel Construction). (2000) “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” Chicago, IL. 1997. y *Supplement N° 2*. Chicago, IL. 2000
16. AISC., Home Page. <<http://www.aisc.org>> (Consulta: Febrero de 2005)
17. AISC. (1997), “*Load & Resistance Factor Design. Manual of Steel Construction. Vol II Connections. Metric Conversion of the Second Edition*”, Chicago.
18. Soto, H. (2000), *Diseño de estructuras metálicas*, Volumen II Edición especial, México D.F.
19. Gaceta oficial del Distrito Federal, (2004), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero”, Tomo UI, No. 103- BIS, 06 de Octubre.

## **ANEXO A.**

CORTANTE  
Carga de Diseño en TON

TABLA A.1. CORTANTE

Designación ASTM	Conexión Tipo <sup>a</sup>	Agujero Tipo <sup>b</sup>	$\Phi F_v$ kg/cm <sup>2</sup>	Carga ( c )	Diámetro nominal d, cm., (in)							
					1.59, (5/8)	1.91, (3/4)	2.22, (7/8)	2.54, (1)	2.86, (1 1/8)	1.25, (1 1/4)	1.38, (1 3/8)	1.50, (1 1/2)
					Área (basado en el área nominal), cm <sup>2</sup>							
					1.9794	2.8503	3.8793	5.0671	6.4129	1.2270	1.4850	1.7670
A 307	--	STD	1140.0	S	2.26	3.25	4.42	5.77	7.31	9.03	10.94	12.98
		NSL		D	4.51	6.49	8.85	11.53	14.62	18.07	21.84	26.01
A 325	SC <sup>d</sup> Clase A	STD	1196.3	S	2.37	3.41	4.63	6.08	7.67	9.49	11.44	13.62
		D		4.72	6.81	9.26	12.12	15.35	18.93	22.93	27.29	
		OVS	1055.6	S	2.09	3.01	4.10	5.36	6.76	8.35	10.12	12.03
		SSL		D	4.18	6.04	8.17	10.71	13.53	16.71	20.25	24.06
	LSL	844.4	S	1.67	2.41	3.28	4.28	5.40	6.67	8.08	9.62	
			D	3.34	4.81	6.54	8.54	10.85	13.35	16.16	19.25	
	N	STD	2470.0	S	4.90	7.04	9.58	12.53	15.84	19.57	23.65	28.15
		NSL		D	9.76	14.07	19.16	25.02	31.69	39.09	47.31	56.34
	X	STD	3293.3	S	6.54	9.40	12.76	16.71	21.11	26.06	31.55	37.55
		NSL		D	13.03	18.80	25.56	33.37	42.22	52.16	63.11	75.09
A 490	SC <sup>d</sup> Clase A	STD	1477.8	S	2.92	4.21	5.72	7.49	9.49	11.71	14.16	16.84
		D		5.86	8.44	11.49	14.98	18.93	23.38	28.33	33.69	
		OVS	1266.7	S	2.51	3.61	4.90	6.40	8.13	10.03	12.12	14.44
		SSL		D	4.99	7.22	9.81	12.85	16.25	20.07	24.29	28.87
	LSL	1055.6	S	2.09	3.01	4.10	5.36	6.76	8.35	10.12	12.03	
			D	4.18	6.04	8.17	10.71	13.53	16.71	20.25	24.06	
	N	STD	3089.2	S	6.13	8.81	11.99	15.66	19.79	24.43	29.56	35.19
		NSL		D	12.21	17.62	23.97	31.28	39.59	48.90	59.16	70.42
	X	STD	4116.7	S	8.13	11.71	15.98	20.84	26.42	32.60	39.45	46.94
		NSL		D	16.30	23.47	31.96	41.72	52.80	65.19	78.86	93.89

<sup>a</sup>SC = Conexión de desplazamiento crítico

N = Conexión tipo aplastamiento con rosca incluida en el plano a cortante.

X = Conexión tipo aplastamiento con rosca excluida del plano a cortante

<sup>b</sup>STD = Agujero redondo estándar (d + 1/16 in)

OVS = Agujero redondo sobredimensionado

LSL = Agujero de ranurado largo

SSL = Agujero de rasurado corto

NSL = Agujero normal de rasurado largo o corto a la dirección de carga (requerido en conexiones tipo aplastamiento)

<sup>c</sup>S = Única cortante

D = Doble cortante

<sup>d</sup>Conexiones de desplazamiento crítico son un criterio servicial para prevenir deslizamiento en cargas de servicio (trabajo). Los valores tabulados son valores de carga por servicio y deben ser comparados a las cargas de trabajo, no a los factores de carga.

Cuando las conexiones tipo aplastamiento usada para unir miembros a tensión tiene un sujetador patrón cuyo largo, medido paralelamente a la línea de la fuerza, excede 127 cm., (50 in), los valores tabulados deben ser reducidos por 20%. Ver comentario Sección J3.3



TORNILLOS Y PARTES ROSCADAS

Aplastamiento

Carga de Diseño en Ton

TABLA A.2. APLASTAMIENTO  
Desplazamiento Crítico y Conexiones tipo aplastamiento

Espesor Material	$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$ Diámetro Tornillo			$F_u = 4574 \text{ kg/cm}^2$ Diámetro Tornillo			$F_u = 4926 \text{ kg/cm}^2$ Diámetro Tornillo			$F_u = 7037 \text{ kg/cm}^2$ Diámetro Tornillo		
	1.91, (3/4)	2.22, (7/8)	2.54, (1)	1.91, (3/4)	2.22, (7/8)	2.54, (1)	1.91, (3/4)	2.22, (7/8)	2.54, (1)	1.91, (3/4)	2.22, (7/8)	2.54, (1)
0.32, (1/8)	4.45	5.18	5.90	4.99	5.81	6.63	5.36	6.27	6.90	7.67	8.94	10.22
0.48, (3/16)	6.67	7.76	8.90	7.49	8.72	9.94	8.04	9.40	10.71	11.49	13.39	15.35
0.64, (1/4)	8.90	10.35	11.85	9.94	11.62	13.26	10.71	12.53	14.30	15.35	17.89	20.43
0.79, (5/16)	11.12	12.94	14.80	12.44	14.53	16.62	13.39	15.66	17.89	19.16	22.34	25.51
0.95, (3/8)	13.35	15.57	17.75	14.94	17.43	19.93	16.07	18.75	21.43	22.97	26.83	30.65
1.11, (7/16)	15.57	18.16	20.75	17.43	20.34	23.24	18.75	21.88	25.02		31.28	35.78
1.27, (1/2)	17.75	20.75	23.70	19.93	23.24	26.56	21.43	25.02	28.60			40.86
1.43, (9/16)	19.98	23.34	26.65	22.43	26.15	29.87		28.15	32.19			
2.22, (7/8)	22.20	25.92	29.60		29.06	33.19		31.28	35.78			
1.75, (11/16)		28.51	32.60		31.96	36.50			39.32			
1.91, (3/4)		31.10	35.55			39.86						
2.06, (13/16)			38.50									
2.22, (7/8)			41.50									
2.38, (15/16)												
2.54, (1)	35.55	41.45	47.40	39.86	46.49	53.12	42.90	50.03	57.20	61.29	71.51	81.72

Notas:

Esta tabla es aplicable a todos los sujetadores mecánicos en ambos casos deslizamiento crítico y conexiones tipo aplastamiento utilizando agujeros estándar. Los agujeros estándar deben tener un diámetro nominalmente 1/16 in más largo que el diámetro nominal del conector ( $d + 1/16 \text{ in}$ ).

Los valores tabulados por aplastamiento son basados sobre  $\Phi F_p = \Phi \times 2.4 \times F_u$ , donde  $\Phi = 0.75$ .

$F_u$  = Resistencia mínima especificada a tensión de la parte conectada.

En conexiones que transmiten fuerza axial cuyo longitud entre los refuerzos extremos medido paralelamente a la línea de la fuerza excede 127 cm., (50 in), los valores tabulados deben ser reducidos 20%.

Las conexiones usando tornillos de alta resistencia en agujeros roscados con carga aplicada en otra dirección que la normal aproximadamente (entre 80 y 100 grados) al eje del agujero y las conexiones con tornillos en agujeros sobredimensionados deben ser diseñadas para resistir nuevamente deslizamiento en carga de trabajo de acuerdo con la Especificación LRFD Sección J3.

Los valores tabulados se aplican cuando la distancia  $l$  paralela a la línea de la fuerza del centro del tornillo a el borde de la parte conectada es no menor que  $3.81d$  cm., ( $1 \frac{1}{2} d \text{ in}$ ) y la distancia del centro de un tornillo al centro de un tornillo adyacente es no menor que  $3d$ . Ver Comentario LRFD Sección J3.9.

Debajo de estas condiciones, los valores mayores que los valores tabulados pueden ser justificados bajo las Especificaciones LRFD Sección J.

Los valores son limitados a la capacidad de aplastamiento de doble cortante de tornillos A490-X.

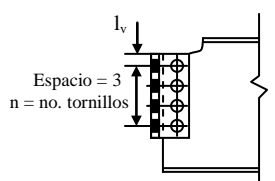


TORNILLOS Y REMACHES

Aplastamiento

Carga de Diseño en Ton

TABLA A.3. DISTANCIA AL BORDE

	Distancia al borde <sup>b</sup> $l_v$ cm.	Carga de Diseño, Ton <sup>a</sup> ( para un sujetador, 2.54 cm, (1´´) de espesor del material				
		$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$	$F_u = 4574 \text{ kg/cm}^2$	$F_u = 4926 \text{ kg/cm}^2$	$F_u = 7037 \text{ kg/cm}^2$	
	2.54, (1)	19.75	22.16	23.84	34.05	
	2.86, (1 1/8)	22.25	24.92	26.79	38.32	
	3.18, (1 1/4)	24.70	27.69	29.78	42.45	
	< 3.81, (1 1/2)	29.65	33.19	35.78	51.30	
	Tornillo diámetro	1 1/2 d in	Valores cuando la distancia al borde es de 3.81 o mayor ( c )			
	2.54, (1)	3.81	47.22	53.12	57.20	81.72
	2.22, (7/8)	3.33	41.45	46.31	49.94	71.73
	1.91, (3/4)	2.86	35.55	39.86	42.90	61.29

<sup>a</sup>Carga total de diseño = (valor tabulado) x t x n, ton

Donde:

t = espesor de la parte crítica conectada, cm.

n = número de sujetadores en la conexión al alma de la viga

<sup>b</sup> $l_v \geq P / 0.75 P_u t$  (Especificación LRFD Sección J3.10) distancia del centro del agujero a el borde libre de la parte conectada en dirección de la fuerza, cm.

Donde:

$F_u$  = Resistencia mínima especificada a tensión del alma del material,  $\text{kg/cm}^2$

P = Fuerza transmitida por un sujetador a la parte crítica conectada, kg.

<sup>c</sup> $P = 1.8 F_u d$  (Especificación LRFD Sección J3.6), kg / 2.54 cm de material.

TABLA A.4. Valores de $C_a$			
$F_y$ (Ksi)*	$F_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )*	22870.3 (A325)	34481.4 (A490)
36.0	2533.32507	1.13	1.14
42.0	2955.54591	1.11	1.13
45.0	3166.65633	1.10	1.12
50.0	3518.50704	1.09	1.11
55.0	3870.35774	1.08	1.1
60.0	4222.20844	1.07	1.09
65.0	4574.05915	1.06	1.08
90.0	6333.31267	1.03	1.04
* Esfuerzo de fluencia de la viga			

TABLA A.5. Valores de $A_f/A_w$											
Sección	$A_f/A_w$	Sección	$A_f/A_w$	Sección	$A_f/A_w$	Sección	$A_f/A_w$				
IR 914.4 x	534.38	0.899	IR 685.8 x	323.01	1.003	IR 457.2 x	212.86	1.204	IR 304.8 x	129.50	1.748
	488.24	0.903		288.77	0.986		193.51	1.186		117.59	1.732
	446.56	0.887		264.96	0.909		177.13	1.082		107.17	1.720
	416.79	0.882		239.65	0.902		157.78	1.059		96.75	1.706
	387.02	0.850		217.32	0.885		144.39	1.076		86.33	1.631
	364.69	0.835		192.02	0.710		128.01	1.056		78.89	1.527
	342.36	0.818		169.69	0.646		113.13	1.048		74.43	1.281
	381.06	0.648		151.83	0.635		105.69	0.741		66.98	1.266
	345.34	0.644		139.92	0.597		96.75	0.751		59.54	1.281
	312.59	0.588		125.04	0.545		89.31	0.751		52.10	0.992
	288.77	0.587					81.87	0.722		44.66	0.963
	270.91	0.579	IR 609.6 x	261.98	1.021		74.43	0.714		38.70	0.936
	253.05	0.573		241.14	0.994		68.47	0.604		32.75	0.575
	238.16	0.554		217.32	0.959		59.54	0.595		28.28	0.520
	223.28	0.530		195.00	0.904		52.10	0.504		23.82	0.419
	200.95	0.463		174.16	0.887					20.84	0.390
				154.81	0.848	IR 406.4 x	148.85	1.17			
IR 832.2 x	526.94	0.925		153.32	0.711		132.48	1.152	IR 254 x	89.31	1.842
	473.35	0.926		139.92	0.683		114.62	1.146		80.38	1.882
	879.72	0.913		125.04	0.655		99.73	1.149		72.94	1.859
	391.48	0.909		113.13	0.616		84.85	0.789		66.98	1.603
	358.73	0.853		101.22	0.560		74.43	0.781		58.05	1.516
	328.96	0.829		92.29	0.458		66.98	0.768		49.12	1.348
	299.19	0.807		81.87	0.397		59.54	0.772		44.66	1.045
	251.56	0.667					53.59	0.679		38.70	1.033
	226.26	0.612	IR 533.4 x	247.10	1.140		46.14	0.589		32.75	0.913
	209.88	0.583		218.81	1.011		38.70	0.506		28.28	0.672
	193.51	0.541		196.49	1.002					25.30	0.583
	175.65	0.492		181.60	1.003	IR 355.6 x	178.62	1.855		22.33	0.497
				165.23	0.994		162.25	1.899		17.86	0.463
IR 762 x	349.80	0.961		150.34	0.995		147.36	1.859			
	314.08	0.905		138.43	0.683		133.97	1.860	IR 203.2 x	52.10	1.796
	284.31	0.887		123.55	0.686		122.06	1.348		46.14	1.711
	257.51	0.861		108.66	0.683		110.15	1.394		41.68	1.495
	220.30	0.672		101.22	0.667		101.22	1.382		35.72	1.487
	196.49	0.606		92.29	0.641		90.80	1.364		31.26	1.127
	184.58	0.590		84.85	0.532		78.89	1.141		26.79	1.007
	172.67	0.558		74.43	0.465		71.45	1.115		22.33	0.690
	160.76	0.516		65.50	0.423		64.01	1.103		19.35	0.593
	147.36	0.476					56.56	0.861		14.89	0.635
							50.61	0.824			
							44.66	0.734	IR 152.4 x	37.21	1.58
							38.70	0.633		29.77	1.545
							32.75	0.557		22.33	1.238
										23.82	1.148
										17.86	0.89
										13.40	0.911