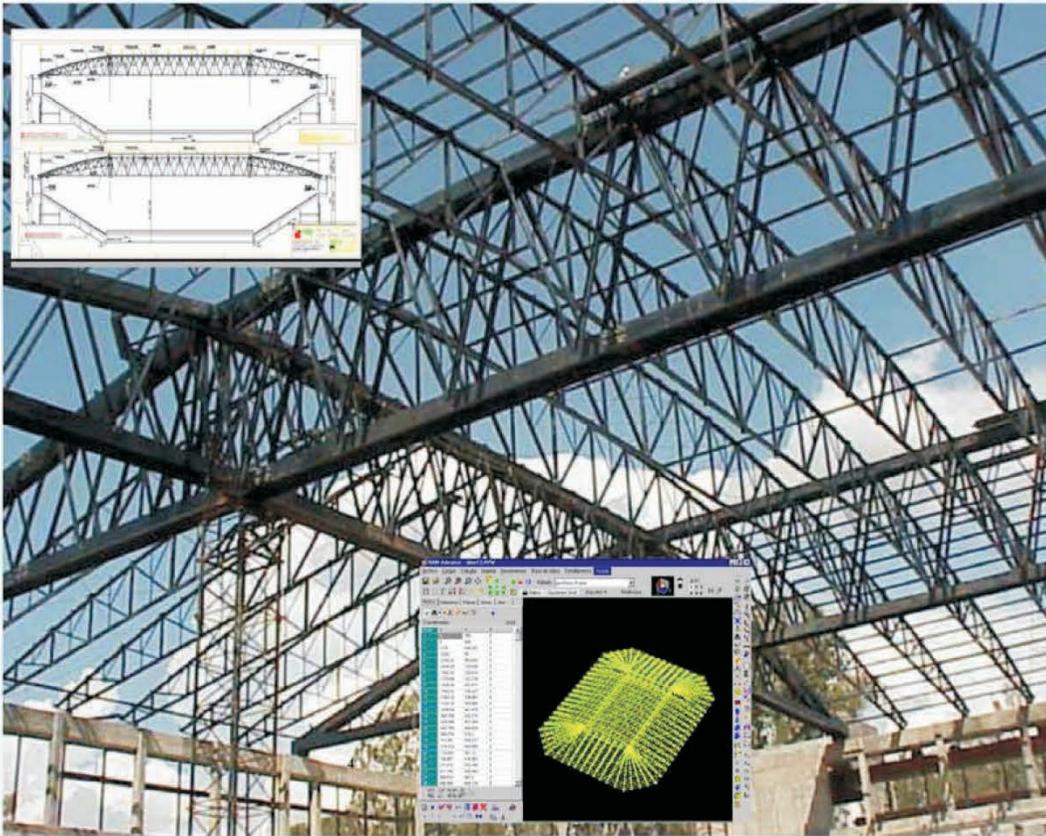


Gabriel Troglia

ESTRUCTURAS METÁLICAS

PROYECTO POR ESTADOS LIMITES



PARTE I

FUNDAMENTOS, PROCEDIMIENTOS Y CRITERIOS DE PROYECTO

SEPTIMA EDICION

CON ESPECIFICACIONES

CIRSOC 301/EL - CIRSOC 308/EL



ESTRUCTURAS METÁLICAS

Tomo 1



GABRIEL R. TROGLIA

ESTRUCTURAS METÁLICAS

Proyecto por Estados Límites

Tomo 1

Séptima Edición

☞ 2010 ☞

Con especificaciones

CIRSOC 301 EL

CIRSOC 308 EL



JORGE SARMIENTO EDITOR - UNIVERSITAS

Diseño Interior: Troglia, Gabriel
Diseño de tapa: Sarmiento, Jorge
Imagen de Tapa: Cubierta Metálica del Estadio ORFEO, Ciudad de Córdoba. Gentileza de CINTER SRL. Santa Fe: Parque Industrial Sauce Viejo – Tel +54-342-4503000. Buenos Aires: H. Yrigoyen 1180 – 5° P – Tel +54-11-63460930

El cuidado de la presente edición estuvo a cargo de
Gabriel Troglia

ISBN: 978-987-9406-52-4

Prohibida su reproducción, almacenamiento y distribución por cualquier medio, total o parcial sin el permiso previo y por escrito de los autores y/o editor. Esta también totalmente prohibido su tratamiento informático y distribución por internet o por cualquier otra red. Se pueden reproducir párrafos citando al autor y editorial y enviando un ejemplar del material publicado a esta editorial.

Hecho el depósito que marca la ley 11.723.

Impreso en Córdoba. Argentina

Distribución en el exterior: Editorial Brujas. Pje. España 1485. Córdoba. Argentina. Te: 54-351-4606044 y 4691616. Horario: lunes a viernes de 9 a 18 hs.
Email: publicaciones@editorialbrujas.com.ar
www.editorialbrujas.com.ar

Distribucion en Argentina: Editorial Nueva Librería. Estados Unidos 301, C1101AAG, San Telmo, Ciudad Autónoma de Buenos Aires, Argentina.
Tel: 54-11-4362.9266, Fax: 54-11-4362-6887. Horario: lunes a viernes de 9 a 19 horas, sábados 9 a 13 horas
Email: nuevalibreria@infovia.com.ar

Venta directa: Jorge Sarmiento Editor-Universitas Libros. Obispo Trejo 1404. 2 "B". B° Nueva Córdoba. Te: 54-351-4117411.
Email: universitaslibros@yahoo.com.ar - Córdoba. Argentina.

© 2010. Séptima Edición. Jorge Sarmiento Editor-Universitas Libros. Obispo Trejo 1404. 2 "B". B° Nueva Córdoba. Te: 54-351-4117411. Email: universitaslibros@yahoo.com.ar - Córdoba. Argentina.

Acerca del Autor

El Ingeniero Civil Gabriel R. Troglia es egresado de la Universidad Nacional de Córdoba. Es Profesor Titular de *Estructuras Metálicas y de Madera* en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales y Profesor Titular de *Estructuras IA* en la Facultad de Arquitectura, Urbanismo y Diseño, ambas de la Universidad Nacional de Córdoba.

Es Coordinador de la Comisión Permanente de Estructuras Metálicas del CIRSOC. Redactor de la versión final del Reglamento CIRSOC 301/2005, Comentarios y Ejemplos de Aplicación. Redactor del Reglamento CIRSOC 302/2005, Comentarios y Ejemplos de Aplicación. Co-Redactor del Proyecto de Reglamento CIRSOC 303 – Estados Límites, Comentarios y Ejemplos de Aplicación. Co-Redactor del Proyecto de Reglamento CIRSOC 701 y Comentarios (Estructuras de Aluminio).

Es autor del Libro “*Estructuras Metálicas, Proyecto por Estados Límites*” y de otras publicaciones sobre la temática estructural. Ha dictado y dicta cursos y seminarios de Especialización y Postgrado en diversas Universidades y Colegios Profesionales del país.

Durante mas de 37 años ha realizado numerosos proyectos de Estructuras de Acero, Hormigón Armado, Mixtas y de Madera para edificios, naves industriales, puentes, silos, tanques y otros construcciones.

PRESENTACIÓN 7ª Edición

En esta Edición se han agregado algunas observaciones en los Capítulos 7 y 8 referidas a deformaciones de vigas reticuladas y a los límites de aplicación del Método de Amplificación de Momentos de Primer Orden respectivamente. También se han corregido algunos errores detectados y se han realizado algunas aclaraciones sugeridas. Reitero los agradecimientos realizados en anteriores Ediciones.

Ing. Civil Gabriel R. Troglia
Profesor Titular Estructuras Metálicas y de Madera
F.C.E.F. y N. Univ. Nac. de Córdoba
Profesor Titular Estructuras IA. F.A.U. y D. U.N. de Córdoba

Córdoba, julio de 2007

PRESENTACIÓN 5ª Edición

En esta Quinta Edición fundamentalmente se incluyen en el Capítulo 12 las Especificaciones del Proyecto de Reglamento CIRSOC 308-EL "Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular" elaborado por el autor y sometido a la discusión pública. Es suplementario del general CIRSOC 301 e incorpora al Proyecto por Estados Límites a las estructuras comúnmente denominadas "de hierro redondo".

Además: se han incluido en prácticamente todos los Capítulos algunas pequeñas modificaciones contenidas en la versión final del Reglamento CIRSOC 301-EL ; se han realizado algunas correcciones detectadas y se han agregado aclaraciones sugeridas por alumnos y profesionales que utilizaron ediciones anteriores.

En los Ejemplos de Aplicación se agregan Elementos estructurales de Hierro redondo y algún otro caso complementario.

Nuevamente debo agradecer a la Asociación Cooperadora del Departamento Estructuras Córdoba, al Ing. Daniel Troglia , a la Editorial Unirversitas y a los estudiantes y profesionales de todo el país que prácticamente agotaron las ediciones anteriores y casi obligaron a realizar esta edición actualizada.

Ing. Civil Gabriel R. Troglia
Profesor Titular Estructuras Metálicas y de Madera
F.C.E.F. y N. Univ. Nac. de Córdoba
Profesor Titular Estructuras IA. F.A.U. y D. U.N. de Córdoba

Córdoba, abril de 2005

P R E S E N T A C I O N 3ª Edición

En septiembre de 2001 el CIRSOC presentó una Actualización al Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios (Proyecto CIRSOC 301 /2000) que estuvo en discusión pública hasta el 31 de diciembre de 2001. En esa actualización se incorporaron especificaciones incluidas en la versión de diciembre de 1999 de la Especificación AISC-LRFD y en la versión 2000 de las Especificaciones para Angulo Único de la AISC. Finalizada la discusión pública y analizadas las observaciones recibidas se elaboró la versión final del Reglamento, aprobado como Reglamento CIRSOC 301/2002 y que estará vigente en el país en los próximos años para ser utilizado en el proyecto de Estructuras de Acero para Edificios. He tenido la satisfacción de realizar la versión final del Reglamento, sus Comentarios y los Ejemplos de Aplicación. Debo hacer notar que las observaciones y sugerencias realizadas por Instituciones y Profesionales del país han contribuido a mejorar y perfeccionar el Proyecto original.

Dada la aparición de la versión final del Reglamento CIRSOC 301 y que la Segunda edición de este libro está prácticamente agotada, pareció conveniente realizar esta Tercera edición incorporando todas las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301/2002 . Se ha mantenido la estructura general del libro revisando los contenidos y corrigiendo errores detectados.

Las principales modificaciones son:

Capítulo 1: combinación de acciones; ajustes en la definición de los tipos de estructuras.

Capítulo 2: algunas especificaciones sobre uniones con bulones y uniones soldadas; resistencia al aplastamiento de la chapa en agujeros; factor de resistencia de soldaduras; especificaciones sobre filetes intermitentes.

Capítulo 4: Corrección de factores k por diferencias de rigidez de columnas y pandeo no simultáneo.

Capítulo 5 : ajustes en límites de Tabla B.5-1.

Capítulo 7: pandeo lateral torsional con cargas actuando en o por encima del ala superior; modificaciones en Tabla A-F.1-1; flexión de perfiles ángulo simples; empalme de vigas.

Capítulo 10: verificación del estado límite de fatiga.

Capítulo 11: especificaciones para los sistemas de arriostramiento.

En los Ejemplos de Aplicación de la Parte II se han incorporado también todas las especificaciones del CIRSOC 301/2002.

Agradezco el apoyo de la Asociación Cooperadora del Departamento Estructuras Córdoba sin la cual no sería posible la edición de este libro y al Ing. Daniel Troglia por sus sugerencias y su colaboración en la realización de gráficos y dibujos.

Ing. Civil Gabriel R. Troglia
Profesor Titular Estructuras Metálicas y de Madera
F.C.E.F. y N. Univ. Nac. de Córdoba
Profesor Titular Estructuras IA. F.A.U. y D. U.N. de Córdoba

Córdoba, julio de 2002.

PRESENTACION 1ª Edición

Esta publicación busca presentar resumidos al estudiante de Ingeniería los fundamentos y procedimientos operativos del proyecto de estructuras metálicas por estados límites, aplicados a los casos mas comunes de la práctica en nuestro medio.

El proyecto por estados límites permite al proyectista un conocimiento y control mas cierto de la seguridad real de la estructura y de sus elementos estructurales. Asimismo una confiabilidad mas uniforme, independiente del tipo de acciones que actúen sobre la estructura. Es, en esos aspectos, un apreciable avance sobre los procedimientos de cálculo que utilizan un coeficiente de seguridad único (métodos por tensiones admisibles), tradicionalmente utilizados en el proyecto de estructuras metálicas.

Las especificaciones mas modernas se han desarrollado sobre la base del método por estados límites y han incorporado los nuevos conocimientos sobre el comportamiento de las estructuras metálicas. Se pueden citar al respecto la Especificación AISC-LRFD (American Institute of Steel Construction - Load & Resistance Factor Design); La norma DIN 18800; El EUROCODE 3; Limit States Design of Steel Structures. A National Standard of Canada (Can/CSA-S16.1-M89); La norma Brasileira NBR 8800 . Los principios generales son similares en todas ellas variando en algunas los procedimientos operativos, siendo otras una adaptación de las básicas a los criterios de proyecto propios de cada país. Los proyectos resultantes son también en general bastantes similares.

En nuestro país el CIRSOC (Centro de Investigación de los Reglamentos de Seguridad para las Obras Civiles) decidió reemplazar la actual Norma CIRSOC 301 y complementarias, por una Norma por Estados Límites basada en la Especificación AISC-LRFD (1994). El proyecto está actualmente en elaboración.

Por lo anterior esta publicación se basa fundamentalmente en lo conceptual y operativo en la Especificación AISC-LRFD. Se incorporan sin embargo algunas propuestas que, a juicio del autor, cubren aspectos necesarios para la adaptación a nuestro medio de la especificación norteamericana. Ellas se refieren por ejemplo a combinaciones de cargas, proyecto de columnas armadas, estructuras de hierro redondo, etc. El procedimiento alternativo para el proyecto de columnas armadas fue elaborado en colaboración con el Ing. Omar Miño, Profesor Titular de Estructuras Metálicas de la Fac. de Ingeniería de la U.N. de Rosario. Las restantes propuestas pertenecen al autor y se basan en general en la adaptación de disposiciones de otras Especificaciones que no son las AISC-LRFD pero resultan perfectamente compatibles con ellas.

Se plantean además de los fundamentos y procesos operativos, criterios generales para el proyecto de las estructuras metálicas mas comunes y de sus elementos estructurales, obtenidos a partir del análisis cualitativo de su comportamiento. El proyectista debiera acostumbrarse a efectuar un análisis cualitativo del comportamiento de una estructura como paso previo al análisis numérico pues así podrá lograr estructuras mas eficientes, seguras, económicas y factibles de fabricar y montar con relativa facilidad.

La publicación se divide en dos partes. En la primera se desarrolla el contenido conceptual y operativo y en la segunda se dan ejemplos de aplicación ordenados en correspondencia con los capítulos de la primera.

Para la comprensión acabada del contenido de esta publicación son necesarios conocimientos previos de Estática, Resistencia de Materiales y Análisis estructural.

Se debe hacer notar que en este trabajo se cubren sólo aspectos básicos del proyecto y las estructuras y elementos estructurales mas comunes y simples. Para el estudio, proyecto y cálculo de aquellos casos no cubiertos por esta publicación el estudiante podrá remitirse a la bibliografía que se acompaña y a las Especificaciones citadas, debiéndose destacar la Especificación AISC-LRFD, el Manual of Steel

Construction y numerosos guías de diseño publicadas por la AISC.

Es necesario también aclarar que por razones de espacio y alcance, en esta publicación sólo se hace una somera referencia a las etapas posteriores al proyecto, que son la fabricación, montaje y construcción de las estructuras metálicas. Estas etapas son tan importantes como el proyecto, se interrelacionan con él y necesitan de profesionales con buenos conocimientos sobre ellas. Un buen proyecto no alcanza. El usuario necesita una buena obra que es un buen proyecto bien ejecutado.

Es deseo del autor que este trabajo sea útil a estudiantes y profesionales para su introducción en el conocimiento y proyecto de las estructuras metálicas, y que el mismo sea un aporte para el desarrollo de la construcción metálica en nuestro medio.

Ing. Civil Gabriel R. TROGLIA
Profesor Titular Estructuras Metálicas y de Madera.
F.C.E.F. y N. U.N. de Córdoba

Córdoba, julio de 1999.

PRESENTACIÓN 2ª Edición

En Agosto de 2000 el CIRSOC (Centro de Investigación de los Reglamentos de Seguridad para las Obras Civiles) lanzó a la discusión pública el Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Acero Para Edificios. CIRSOC 301-EL/2000. El mismo se basa en la Especificación AISC-LRFD en su versión 1993 e incluye algunas modificaciones y agregados necesarios para la adaptación a nuestro medio de la especificación norteamericana. Algunas de ellas surgieron de propuestas que se habían presentado en la primera edición de esta publicación.

En mi condición de Coordinador de la Comisión Permanente de Estructuras Metálicas del CIRSOC tuve la satisfacción profesional y académica de realizar la redacción final del Proyecto CIRSOC 301-EL y sus Comentarios, y la elaboración de los Ejemplos de Aplicación (Dos Tomos) editados simultáneamente y destinados a facilitar la comprensión, discusión y uso del Reglamento.

El Proyecto tuvo una prolongada discusión previa en la que participaron distintos sectores empresarios, profesionales y académicos involucrados en el proyecto, construcción y provisión de insumos de las estructuras metálicas. Además han transcurrido unos meses de la etapa de discusión pública sin que existan observaciones significativas al mismo.

Por lo anterior pareció conveniente realizar una Segunda Edición de esta Publicación, ya con formato de libro, incorporando las Especificaciones del Proyecto CIRSOC 301-EL. Se suma a ello que la Primera Edición se agotó, que la Publicación es utilizada por docentes y estudiantes en cursos de Estructuras Metálicas en varias Facultades de Ingeniería del país y que sigue existiendo poca bibliografía en castellano sobre el Proyecto por Estados Límites.

Por ello, en esta edición se ha mantenido la estructura general de la Primera Edición tratando de mejorar el desarrollo de algunos temas e incorporando las especificaciones del Proyecto CIRSOC 301-EL tanto en la Parte I como en los Ejemplos de Aplicación, los que han sido desarrollados con las unidades utilizadas por el Proyecto de Reglamento.

Como en la Edición anterior es mi deseo que este libro resulte útil a profesionales y estudiantes de nuestro país.

Ing. Civil Gabriel R. Troglia
Profesor Titular Estructuras Metálicas y de Madera
F.C.E.F. y N. Univ. Nac. de Córdoba
Profesor Titular Estructuras IA. F.A.U. y D. U.N. de Córdoba

Córdoba, abril de 2001.

INDICE

PARTE I: FUNDAMENTOS, PROCEDIMIENTOS Y CRITERIOS DE PROYECTO.

CAPÍTULO 1 : GENERALIDADES. BASES DEL PROYECTO.

1.1.-EL PROYECTO ESTRUCTURAL.	1
1.2.- EL ACERO ESTRUCTURAL.	
Propiedades. Formas seccionales.	2
1.3.- LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL.	9
1.3.1.- Acciones	9
1.3.2.- Métodos de dimensionamiento y cálculo.	11
(A) Métodos de cálculo por coeficiente único de seguridad.	11
(B) Métodos de cálculo por factores de carga y de resistencia.	13
(C) Método de cálculo por múltiples factores de seguridad.	22
1.4.- EL REGLAMENTO CIRSOC 301/ EL	24
1.4.1.- Formato.	24
1.4.2.- Campo de validez.	24
1.4.3.- Bases del proyecto por estados límites.	24
1.4.3.1.- Resistencia requerida.	24
1.4.3.2.- Estados límites. Condición de proyecto.	25
1.4.3.3.- Dimensionamiento para estados límites últimos.	25
1.4.3.4.- Dimensionamiento para estados límites de servicio.	25
1.5.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	27
1.5.1.- Análisis global elástico.	28
1.5.2.- Análisis global plástico.	29
1.6.- FABRICACIÓN, MONTAJE, PROTECCIÓN DE LA ESTRUCTURA.	29
1.6.1.- Fabricación.	29
1.6.2.- Montaje.	30
1.6.3.- Protección contra la corrosión.	30
1.6.4.- Protección contra el fuego.	30

CAPÍTULO 2 : UNIONES Y MEDIOS DE UNIÓN.

2.1.- INTRODUCCIÓN.	33
2.2.- UNIONES ABULONADAS.	
2.2.1.- Tipos de bulones. Formas de instalación	34
2.2.2.- Tipos de uniones abulonadas.	37
2.2.3.- Tipo, tamaño y uso de agujeros.	38
2.2.4.- Uniones tipo APLASTAMIENTO	
2.2.4.1.- Generalidades	39
2.2.4.2.- Resistencia de diseño de los bulones a TRACCIÓN y a CORTE en uniones tipo aplastamiento.	41
2.2.4.3.- Resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros.	45
2.2.5.- Distribución de bulones en una unión.	47
2.2.6.- Repartición de la fuerza entre bulones. Largo de bulón.	49
2.2.7.- Uniones de deslizamiento crítico. Generalidades.	49
2.2.7.1.- Uniones de deslizamiento crítico proyectadas para CARGAS DE SERVICIO.	50
2.2.7.2.- Uniones de deslizamiento crítico proyectadas para CARGAS MAYORADAS. (estado último).	52
2.2.8.- Proyecto de uniones que transmiten fuerza axil.	53

2.2.9.- Uniones abulonadas sometidas a corte y momento en el plano.	54
2.2.10.- Uniones sometidas a corte y tracción.	55
2.3.- UNIONES SOLDADAS.	
2.3.1.- Generalidades. Procedimientos de soldado.	56
2.3.2.- Ventajas y desventajas de las uniones soldadas.	57
2.3.3.- Tipos de uniones soldadas.	58
2.3.4.- Calidad de las soldaduras.	59
2.3.5.- Soldaduras a tope.	60
2.3.6.- Soldaduras de filete.	63
2.3.7.- Soldaduras de tapón y de muesca.	69
2.3.8.- Símbolos para uniones soldadas.	69
2.3.9.- Resistencia de diseño de uniones soldadas.	70
2.3.10.- Proyecto de uniones soldadas con soldaduras de filete.	73
2.3.10.1.- Uniones que transmiten fuerza axil.	73
2.3.10.2.- Uniones sometidas a corte y momento en el plano.	74
2.3.10.3.- Uniones que transmiten corte y momento en el plano normal. (corte y flexión).	75
2.4.- ESPECIFICACIONES GENERALES PARA UNIONES.	76
2.5.- ELEMENTOS AUXILIARES DE UNA UNIÓN.	77
2.6.- CHAPAS DE RELLENO.	77

CAPÍTULO 3: BARRAS SOMETIDAS A TRACCIÓN AXIL.

3.1.- GENERALIDADES. FORMAS SECCIONALES.	79
3.2.- AREA BRUTA DE UNA BARRA.	80
3.3.- AREA NETA DE UNA BARRA.	80
3.4.- AREA NETA EFECTIVA DE BARRAS TRACCIONADAS.	82
3.5.- RESISTENCIA DE DISEÑO A TRACCIÓN AXIL. ESTADOS LIMITES.	85
3.6.- ESTADO LÍMITE POR ROTURA DE BLOQUE DE CORTE.	86
3.7.- BARRAS MACIZAS DE SECCIÓN CIRCULAR.	87
3.8.- CRITERIOS PARA EL PROYECTO DE BARRAS TRACCIONADAS.	88
3.9.- EMPALMES DE BARRAS TRACCIONADAS.	89
3.10.- BARRAS ARMADAS TRACCIONADAS.	89
3.11.- BARRAS DE OJO Y BARRAS UNIDAS CON PERNO.	91

CAPÍTULO 4: BARRAS SOMETIDAS A COMPRESIÓN AXIL.

4.1.- LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.	93
4.2.- ESTABILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.	93
4.3.- ESTABILIDAD GLOBAL DE BARRAS AXILMENTE COMPRIMIDAS. PANDEO FLEXIONAL DE BARRAS RECTAS DE SECCIÓN LLENA.	95
4.3.1.- Teoría de Euler.	95
4.3.2.- Teorías de Engesser y Shanley.	97
4.3.3.- Curvas de pandeo de las columnas reales.	99
4.3.4.- Resistencia nominal y resistencia de diseño de las columnas reales de sección llena.	108
4.4.- EFECTO DEL PANDEO LOCAL SOBRE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LA COLUMNA.	109
4.5.- LONGITUD DE PANDEO DE BARRAS (kL). FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA (k).	110
4.5.1.- Pórticos. Método aproximado. Uso de nomogramas. Correcciones.	111
4.5.2.- Reticulados. (Triangulaciones)	119
4.5.3.- Arcos.	122

4.6.- BARRAS PRISMÁTICAS DE SECCIÓN LLENA SOMETIDAS A COMPRESIÓN CENTRADA. FORMAS SECCIONALES. ESBELTECES LÍMITES. RESISTENCIA DE DISEÑO PARA PANDEO FLEXIONAL.	123
4.6.1.- Generalidades. Formas seccionales.	123
4.6.2.- Esbelteces límites.	124
4.6.3.- Resistencia de diseño para pandeo flexional.	124
4.7.- PANDEO TORSIONAL Y FLEXOTORSIONAL.	126
4.8.- COLUMNAS ARMADAS.	
4.8.1.- Generalidades. Formas seccionales.	131
4.8.2.- Comportamiento de las columnas armadas sometidas a compresión axil.	133
4.8.3.- Método de proyecto y cálculo de COLUMNAS DE GRUPOS I a IV sometidas a compresión axil según CAPÍTULO E del CIRSOC 301/EL	134
4.8.4.- Otras especificaciones para barras armadas del Grupo II.	141
4.8.5.- Método de proyecto y cálculo de COLUMNAS DE LOS GRUPOS IV a V sometidas a compresión axil y a compresión con flexión según el APÉNDICE E del CIRSOC 301/EL	142
4.9.- APOYO POR CONTACTO DE BARRAS COMPRIMIDAS	153
4.10.- EMPALME DE COLUMNAS Y BARRAS AXILMENTE COMPRIMIDAS.	153
4.11.- COLUMNAS DE SECCIÓN Y/ O CARGA VARIABLE.	155

CAPÍTULO 5: PLACAS SOLICITADAS A COMPRESIÓN Y CORTE.

5.1.- INTRODUCCIÓN.	157
5.2.- PANDEO PRECRÍTICO DE PLACAS PLANAS.	
5.2.1.- Pandeo precrítico elástico.	157
5.2.2.- Pandeo precrítico en zona inelástica.	161
5.3.- PANDEO POSCRÍTICO DE PLACAS PLANAS.	162
5.4.- ESTADOS LÍMITES SECCIONALES. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES.	164
5.4.1.- Estados límites seccionales.	164
5.4.2.- Clasificación de secciones.	166
5.4.3.- Determinación de los límites λ_p , λ_r .	168
5.5.- CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE PANDEO LOCAL Q PARA SECCIONES CON ELEMENTOS ESBELTOS.	178
5.5.1.- Elementos no rigidizados.	179
5.5.2.- Elementos rigidizados.	181
5.5.3.- Cálculo del factor Q.	183
5.6.- APLICACIÓN AL DIMENSIONADO.	184

CAPÍTULO 6: BARRAS SOLICITADAS A TORSIÓN.

6.1.- INTRODUCCIÓN.	185
6.2.- CENTRO DE CORTE.	186
6.3.- TORSIÓN UNIFORME.	186
6.4.- TORSIÓN NO UNIFORME.	190
6.5.- TORSIÓN MIXTA.	193
6.6.- TORSIÓN COMBINADA CON FLEXIÓN.	194
6.7.- VERIFICACIÓN PARA ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS.	195
6.8.- VERIFICACIÓN PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO.	195

CAPÍTULO 7: BARRAS SOLICITADAS A FLEXIÓN Y CORTE.

7.1.- GENERALIDADES.	197
7.2.- VIGAS DE ALMA LLENA. GENERALIDADES.	198
7.3.- COMPORTAMIENTO DE VIGAS Y VIGAS ARMADAS DE ALMA LLENA EN FLEXIÓN SIMPLE.	199
7.3.1.- Estados límites últimos.	199
7.3.2.- Estados límites últimos por acción del momento flector.	
7.3.2.(a).- Plastificación.	200
7.3.2.(b).- Pandeo lateral torsional.	200
7.3.2.(c).- Pandeo local del ala. (PLF).	211
7.3.2.(d).- Pandeo local del alma. (PLW)	214
7.3.2.(e).- Tabla A-F.1-1 del P. CIRSOC 301-E L	217
7.3.3. Estados límites últimos por acción del esfuerzo de corte. (Flexión alrededor del eje fuerte).	220
7.3.3.(a).- Generalidades.	220
7.3.3.(b).- Tensiones tangenciales críticas.	221
7.3.3.(c).- Resistencia nominal a corte con alma SIN rigidizadores.	224
7.3.3.(d).- Resistencia nominal a corte con alma CON rigidizadores (sin acción del campo a tracción).	224
7.3.3.(e).- Resistencia nominal a corte con alma CON RIGIDIZADORES CON ACCIÓN DEL CAMPO A TRACCIÓN.	226
7.3.3.(f).- Interacción de flexión y corte en el alma.	228
7.3.3.(g).- Rigidizadores longitudinales.	229
7.3.4.- Estados límites últimos por acción del esfuerzo de corte. (Flexión alrededor del eje débil, secciones rectangulares, tubos circulares y secciones asimétricas).	230
7.3.5.- Estados límites últimos por acción de cargas concentradas.	231
7.3.6.- Vigas de alma llena de altura variable.	239
7.3.7.- Vigas de perfiles ángulo simple.(perfiles laminados).	
7.3.7.1.- Generalidades.	240
7.3.7.2.- Resistencia de diseño a momento flector.	240
7.3.7.3.- Flexión alrededor de ejes geométricos.	243
7.3.7.4.- Flexión alrededor de ejes principales.	
7.3.7.5.- Estado límite por acción del esfuerzo de corte.	244
243 7.4.- PROYECTO DE VIGAS Y VIGAS ARMADAS DE ALMA LLENA.	
7.4.1.- Generalidades.	244
7.4.2.- Vigas de perfiles laminados.	245
7.4.3.- Vigas de perfiles laminados con platabandas.	246
7.4.4.- Vigas armadas.	248
7.4.5.- Empalme de vigas y vigas armadas.	250
7.5.- PROYECTO DE VIGAS ARMADAS DE ALMA ESBELTA.	
7.5.1.- Generalidades.	252
7.5.2.- Resistencia de diseño a flexión, a corte y a cargas concentradas.	253
7.6.- FLEXIÓN DISIMÉTRICA.	
7.6.1.- Resistencia de diseño a flexión.	256
7.6.2.- Resistencia de diseño al corte.	257
7.7.- DEFORMACIONES.	257
7.8.- VIGAS RETICULADAS PLANAS.	
7.8.1.- Generalidades.	258
7.8.2.- Tipos de reticulados.	258
7.8.3.- Aplicaciones de las vigas reticuladas.	260
7.8.4.- Resistencia requerida de las barras.	260
7.8.5.- Criterios constructivos y formas seccionales de barras.	263

7.8.6.- Resistencia de diseño de las barras.	265
7.8.7.- Nudos.	265
7.8.8.- Deformaciones	268

CAPÍTULO 8: BARRAS SOLICITADAS A FUERZA AXIL Y FLEXIÓN.

8.1.- GENERALIDADES.	269
8.2.- BARRAS DE SECCION SIMETRICA SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA. FÓRMULAS DE INTERACCIÓN.	270
8.3.- BARRAS DE SECCIÓN LLENA CON SECCIONES SIMÉTRICAS Y ASIMÉTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA Y/O TORSIÓN. BARRAS DE SECCIÓN LLENA CON SECCIONES ASIMÉTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA.	275
8.4.- EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.	
8.4.1.- Generalidades.	276
8.4.2.- Cálculo de los momentos de segundo orden.	277
8.4.3.- Método aproximado de amplificación de momentos de primer orden.	277
8.4.4.- Método iterativo.	282
8.5.- FLEXIÓN COMPUESTA DE BARRAS ARMADAS.	283

CAPÍTULO 9: SUSTENTACIONES.

9.1.- APOYOS DE VIGAS SOBRE VIGAS.	285
9.2.- UNIÓN DE VIGAS A COLUMNAS.	287
9.3.- APOYO DE VIGAS SOBRE HORMIGÓN O MAMPOSTERÍA.	290
9.4.- BASES DE COLUMNAS.	293
9.5.- OTRAS UNIONES EXTREMAS DE COLUMNAS.	299

CAPÍTULO 10: PUENTES GRÚAS. VIGAS CARRIL. IMPACTO. FATIGA.

10.1.- MONORIELES Y PUENTES GRÚAS.	301
10.2.- IMPACTO.	302
10.3.- FATIGA.	303
10.4.- VIGAS MONORIEL.	322
10.5.- VIGAS CARRIL DE PUENTES GRÚAS.	323
10.6.- OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	325

CAPÍTULO 11: CONSTRUCCIONES CON ESTRUCTURAS METÁLICAS. NAVES DE GRANDES LUCES.

11.1.- ESTRUCTURAS PARA NAVES DE GRANDES LUCES.	
11.1.1.- Generalidades. Acciones.	327
11.1.2.- Esquema estructural.	329
11.1.3.- Materiales y estructuración de cubiertas, cerramientos laterales y entresijos.	330
11.1.4.- Tipologías para los planos principales transversales. Estabilidad frente a acciones horizontales transversales.	333
11.1.5.- Estructuración para los planos frontales. Estabilidad frente a acciones horizontales longitudinales.	337
11.1.6.- Estructuración de los planos laterales.	338
11.1.7.- Otras tipologías estructurales para naves de grandes luces.	339
11.1.8.- Especificaciones para los sistemas de arriostramiento	339
11.1.9.- Columnas para naves industriales.	341

CAPÍTULO 12: ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO.

12.1.- ESTRUCTURAS DE BARRAS DE SECCIÓN CIRCULAR MACIZA. (estructuras de hierro redondo).	
12.1.1.- Generalidades.	343
12.1.2.- Formas seccionales y solicitaciones de sección.	344
12.1.3.- Parámetros seccionales.	346
12.1.4.- Relaciones geométricas y esbelteces límites.	347
12.1.5.- Análisis Estructural.	348
12.1.5.1.- Elementos de eje curvo de pequeña curvatura (arcos)	349
12.1.6.- Esfuerzos secundarios.	350
12.1.6.1.- Estructuración de nudos y momentos secundarios en barras con cordones de sección circular maciza y celosía con solo diagonales.	350
12.1.6.2.- Estructuración de nudos y momentos secundarios en barras con cordones de sección circular maciza y celosía con diagonal y montante.	351
12.1.6.3.- Estructuración de nudos en barras con cordones de perfil ángulo o perfil te.	352
12.1.6.4.- Momentos secundarios en barras con cordones de perfil ángulo o perfil te.	355
12.1.7.- Estabilidad global de las barras comprimidas.	355
12.1.8.- Estabilidad local de las barras del reticulado.	356
12.1.9.- Elementos sometidos a tracción.	
12.1.9.1.- Resistencia de diseño a la tracción de barras rectas de sección circular maciza.	357
12.1.9.2.- Resistencia de diseño a la tracción de perfiles ángulo y te laminados.	358
12.1.9.3.- Resistencia de diseño a la tracción de barras armadas.	358
12.1.10.- Elementos solicitados a compresión axil.	
12.1.10.1.- Resistencia de diseño a la compresión de barras rectas de sección circular maciza.	359
12.1.10.2.- Resistencia de diseño a la compresión para pandeo torsional y flexotorsional de perfiles ángulo y te laminados.	360
12.1.10.3.- Resistencia de diseño a la compresión axil de barras armadas.	360
12.1.11.- Elementos solicitados a flexión simple.	364
12.1.11.1.- Estado límite de pandeo local de barras.	365
12.1.11.2.- Estado límite de fluencia del cordón traccionado.	367
12.1.11.3.- Estado límite de pandeo lateral torsional.	367
12.1.11.4.- Rigidización de las secciones Te y verificación del travesaño.	373
12.1.11.5.- Apoyo de barras flexadas.	374
12.1.11.6.- Deformaciones de barras flexadas.	375
12.1.11.7.- Criterios para el proyecto de barras flexadas.	376
12.1.12.- Barras armadas sometidas a flexión disimétrica.	376
12.1.13.- Barras armadas sometidas a tracción axil combinada con flexión.	378
12.1.14.- Barras armadas sometidas a compresión axil combinada con flexión.	379
12.1.15.- Barras de sección circular sometidas a compresión axil combinada con flexión.	381
12.1.16.- Elementos sometidos a torsión.	382
12.1.16.1.- Generalidades.	382
12.1.16.2.- Secciones rectangulares.	382

12.1.16.2.- Secciones triangulares.	385
12.1.17.- Nudos . Uniones soldadas.	387
12.1.18.- Uniones extremas de barras armadas y juntas.	391
12.2.- ELEMENTOS RETICULADOS DE TUBOS DE PARED DELGADA.	391
12.3.- ESTRUCTURAS ESPACIALES. EMPARRILLADOS PLANOS.	393
BIBLIOGRAFÍA.	401
UNIDADES	402
PARTE II: EJEMPLOS DE APLICACIÓN. (ver índice particular)	

CAPITULO 1

GENERALIDADES. BASES DE PROYECTO.

1.1.- EL PROYECTO ESTRUCTURAL

El objetivo del proyectista estructural es obtener una estructura económica, segura y factible, que cumpla con los requisitos funcionales y estéticos fijados en el programa del proyecto.

El proyecto estructural, es por ello una mezcla equilibrada de ciencia y arte. El proyectista de estructuras debe tener un conocimiento completo (científico e intuitivo) de la estática, la mecánica, la dinámica y el análisis estructural; de las propiedades de los materiales estructurales y de su respuesta frente a las solicitaciones; de la relación entre la función, distribución y forma de los elementos estructurales y la estructura en su conjunto; debe tener también una apreciación clara de los valores estéticos y funcionales que deben ser destacados o satisfechos por la estructura; y finalmente un conocimiento de las técnicas constructivas, de la tecnología del medio y de los costos relativos.

El proceso de proyecto es iterativo y puede sintetizarse en los siguientes pasos:

(1) Selección del tipo de estructura y generación de los sistemas estructurales y de los elementos estructurales que los forman.

Esta etapa está definida por exigencias funcionales, estéticas, de luces libres, de tipo y magnitud de cargas, de clase de material estructural, de tipo de suelo, de tecnología disponible, de proceso constructivo, de presupuesto etc. Aquí influye la creatividad y experiencia del ingeniero y su conocimiento técnico globalizado. Como resultado de todo ello quedan planteadas y esquematizadas una o más alternativas de configuración de la estructura y de sus elementos estructurales constitutivos.

(2) Análisis y determinación de las cargas nominales de servicio.

Son definidas y evaluadas todas las cargas que la estructura soportará en servicio durante su vida útil.

(3) Determinación de las solicitaciones de sección.

Mediante análisis estructural de la estructura modelada se determinan las solicitaciones de sección en los elementos estructurales (momentos flectores, esfuerzos normales y de corte etc.), que producen las cargas actuantes, mayoradas o no según el criterio de seguridad utilizado, y sus combinaciones.

(4) Selección, dimensionado y/o verificación de los elementos estructurales y de sus uniones.

En base a las solicitaciones de sección se definen forma y dimensiones de los elementos estructurales, y de las uniones bajo condiciones de seguridad, economía y factibilidad de montaje.

(5) Verificación de funcionamiento bajo condiciones de servicio.

Se determinan deformaciones, vibraciones, efectos térmicos, etc. bajo condiciones de servicio y se evalúa el comportamiento de la estructura.

(6) Evaluación de la alternativa.

Se evalúa la estructura proyectada (si se han desarrollado alternativas se comparan) en función de los criterios de seguridad, economía, factibilidad de montaje, estéticos, funcionales etc. que debían ser satisfechos.

(7) Rediseño o ajuste

En función de la evaluación anterior se rediseña o se ajusta [puntos (1) a (5)] el proyecto de la estructura.

(8) Elección y desarrollo final del proyecto

Elegida la estructura mas conveniente se completa el desarrollo del proyecto de la misma (verificación de pesos propios estimados, ajustes puntuales, detallado etc.) elaborándose la Documentación de Proyecto. Esta comprende: Planos Generales y de detalles básicos; Memoria de Cálculo y Especificaciones de Materiales, Fabricación, Protección anticorrosiva, otras protecciones, Montaje y Construcción de la Estructura.

1.2.- EL ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural debe tener un conjunto de propiedades y características que se obtienen a partir de su composición química y de su proceso de fabricación.

En los distintos países las Normas y Especificaciones clasifican a los aceros para uso estructural según sus propiedades y características. En nuestro país estamos en una etapa de transición debida a la entrada al mercado de aceros de distintas procedencias y al proceso de integración del MERCOSUR. La industria nacional fabrica aceros que responden a normas nacionales, norteamericanas y del Mercosur. Así coexisten las especificaciones locales IRAM, IRAM IAS , las Normas ASTM norteamericanas, Normas EN europeas, Normas ISO europeas, Normas NM Mercosur y Normas DIN alemanas como las principales. Ellas establecen límites para las propiedades y características químicas y mecánicas, métodos de ensayo, etc. Haremos un muy somero análisis de las mas comunes e importantes.

Es de hacer notar que la Secretaría de Industria, Comercio y Minería de la Nación dictó en junio de 1999 la Resolución Nº 404 por la cual los productos de acero utilizados en las Estructuras Metálicas deberán cumplir requisitos de seguridad que quedan asegurados si se satisfacen las exigencias de las Normas IRAM e IRAM-IAS. Para los productos importados se deberá certificar ese cumplimiento.

Composición química:

El acero es una aleación que contiene principalmente hierro (mas del 98%). Contiene también carbono, fósforo, azufre, silicio, manganeso y otros elementos. El carbono es el que tiene mayor influencia en las propiedades del acero. La dureza y la resistencia aumentan con el porcentaje de carbono, pero el acero resultante es mas frágil y resultan disminuidas la soldabilidad y la ductibilidad. Lo mismo ocurre con el fósforo y el azufre. La adición de cromo, silicio, manganeso, níquel, vanadio, molibdeno, colombio dan como resultado aceros con resistencias mucho mayores, aunque estos aceros resultan mas costosos y difíciles de fabricar.

La Norma IRAM-IAS U 500-503/2003 para aceros al carbono para uso estructural (excepto chapas de acero al carbono laminadas en caliente) da valores máximos en los contenidos de Carbono (C), Fósforo (P) y Azufre (S), en la colada para los aceros estructurales. (Máximo C entre 0,20% y 0,28% según las características mecánicas y el espesor; máximo P = 0,045%; máximo S = 0,05%). También relaciona la soldabilidad con el carbono equivalente que está en función de los contenidos de Carbono, Manganeso, Cromo, Níquel, Cobre , Vanadio y Molibdeno.

La IRAM-IAS U 500-42/2003 para chapas de acero al carbono, laminadas en caliente, para uso estructural, da también valores máximos de los contenidos de C, P, S y Silicio (Si), variables según las características mecánicas que son algo diferentes de los fijados por la IRAM-IAS U 500-503:2003.

La ASTM (American Society for Testing and Materials) establece una clasificación mucho mas amplia en razón de la gran variedad disponible en el mercado norteamericano. Así tenemos :

(a) aceros al carbono en cuatro subgrupos. Los aceros estructurales se ubican en el segundo (contenido de carbono moderado :0,15% a 0,29 %) ; Ej. : A36 con 0,25 a 0,29% según el espesor; A529. (b) aceros de alta resistencia y baja aleación; Ej: A572. (c) aceros aleados de alta resistencia. (d) resistentes a la corrosión atmosférica; Ej: A242, A588 , A709. (e) templados y revenidos; Ej: A514, A709.

Propiedades mecánicas:

Las propiedades mecánicas dependen principalmente de la composición química, los procesos de laminado y fabricación y el tratamiento térmico de los aceros.

Un diagrama tensión-deformación específica típico de los aceros al carbono es como los indicados en las Figuras 1-1 y 1-2 :

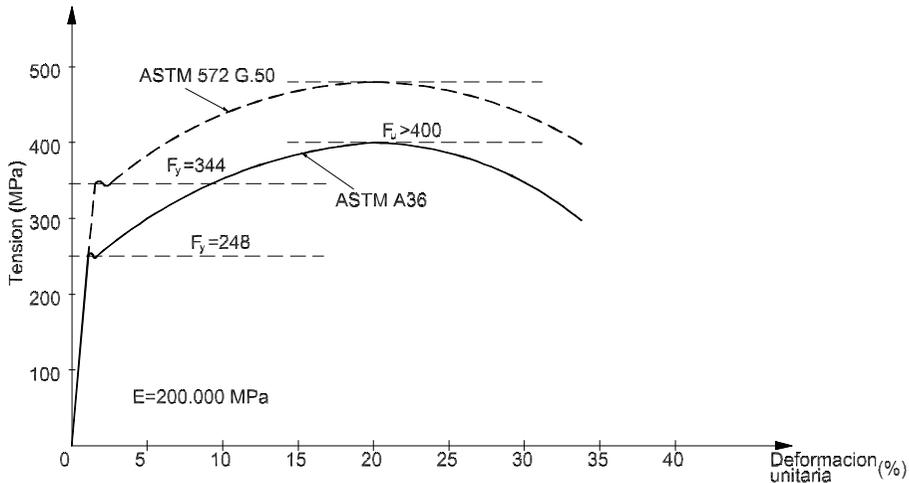


Figura 1-1

Curva tensión deformación para valores mínimos especificados del Acero ASTM A36 (aproximadamente equivalente a F24) y del acero A572 Grado 50 (aproximadamente equivalente al F36).

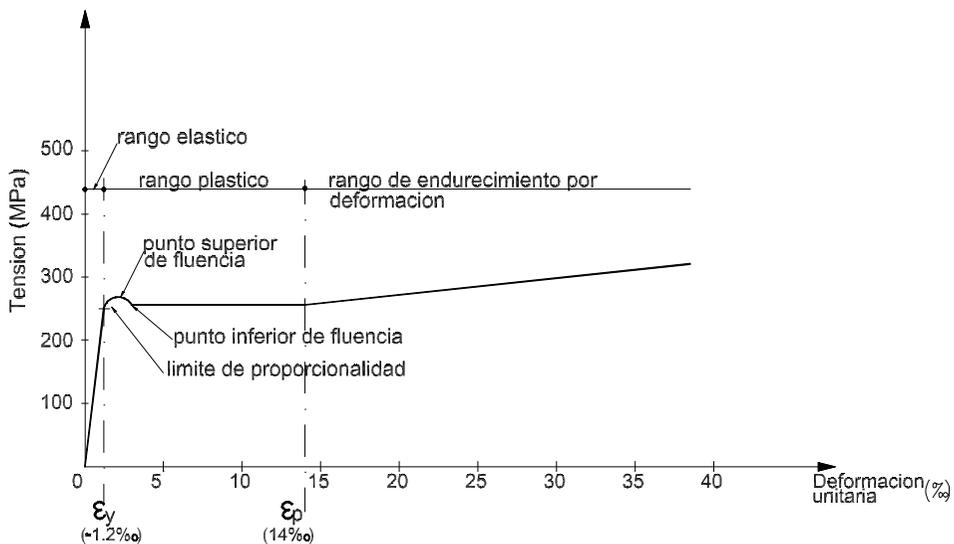


Figura 1-2

Curva parcial tensión-deformación para Acero ASTM A36. ($F_y = 248 \text{ MPa}$)

El punto más destacado para el proyectista es el límite de fluencia, (tensión y deformación de fluencia).

Por debajo de él tenemos la zona elástica (deformaciones no permanentes) y por encima comienza la zona plástica (deformaciones permanentes) que se extiende hasta el comienzo de la zona de endurecimiento por deformación. El límite de utilización del acero en las estructuras civiles queda en la zona plástica en razón de las deformaciones permisibles. La deformación plástica es del orden de 10 a 15 veces la deformación elástica. La fluencia del acero es una propiedad muy útil para el uso estructural. Si la tensión en un punto de una estructura de acero dúctil alcanza la fluencia, esa parte fluirá localmente sin incremento de tensión, impidiendo así una falla prematura. O sea, hace posible que los esfuerzos se redistribuyan. La estructura de acero tiene una reserva de deformación plástica que le permite resistir sobrecargas y golpes repentinos sin llegar a la fractura. El punto superior de fluencia aparece en los diagramas con carga rápida, mientras que la curva con el punto de fluencia inferior aparece en ensayos con carga lenta. Los valores establecidos para el límite de fluencia mínimo por las especificaciones se refieren al punto superior. El límite de proporcionalidad (tramo recto-validez ley de Hooke) está muy influenciado por las tensiones residuales resultantes del proceso de fabricación o laminación. Se ha comprobado que en piezas en las que se han eliminado dichas tensiones residuales, los límites de proporcionalidad y fluencia resultan casi coincidentes. En secciones laminadas o plegadas en frío el límite de proporcionalidad puede estar entre el 0,5 y el 0,8 del límite de fluencia.

Los aceros aleados de alta resistencia no presentan un claro punto límite de fluencia y el mismo se define como un punto de la curva que se establece trazando una paralela a la parte recta inicial desfasada una deformación específica del 0,2 %. Estos aceros presentan una pequeña zona de deformación plástica y una menor deformación de rotura, o sea son más frágiles. (Figura 1-3).

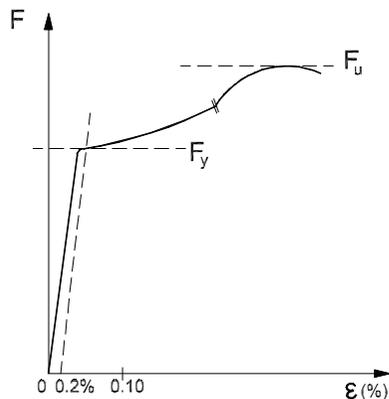


Figura 1-3

Los diagramas son válidos tanto para esfuerzos de tracción como para de compresión; en este último caso si no se presenta la inestabilidad del equilibrio.

Los reglamentos de construcción metálica y las Normas de materiales fijan valores mínimos de tensión de fluencia (F_y), de tensión de rotura (F_u) y generalmente de alargamientos de rotura (ϵ_r). También valores de algunas constantes mecánicas.

Así por ejemplo el Reglamento CIRSOC 301-EL (Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios. Estados Límites) da en la Sección A.3.5. :

Módulo de Elasticidad longitudinal $E = 200.000 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad Transversal $G = 77.200 \text{ MPa}$

Coefficiente de Poisson en período elástico lineal.. $\mu = 0,30$

Peso específico $\gamma_a = 77,3 \text{ kN / m}^3$

Coefficiente de dilatación térmica $\alpha_a = 12.10^{-6} \text{ cm/cm}^\circ\text{C}$

El acero estructural (Sección A.3.1.a.) deberá cumplir con un conjunto de normas IRAM-IAS U 500, como por ejemplo la IRAM-IAS U 500-503 (**Aceros al carbono** para uso estructural, excepto **chapas**) y la IRAM-IAS U 500- 42 (**Chapas de acero al carbono** laminadas en caliente, para uso estructural), que establecen las siguientes características mecánicas para el acero laminado:

IRAM-IAS U 500-503/2003 (Perfiles) (espesor e en mm)

Tipo de acero	Límite de Fluencia mínimo (MPa)						Resistencia a la tracción (MPa)		
	e ≤16	16< e ≤40	40< e ≤63	63< e ≤80	80< e ≤100	100< e ≤150	e ≤3	3< e ≤100	100< e ≤150
F-24	235	225	215	215	215	195	360-510	340-470	340-470
F-26	250	245	235	235	235	215	420-570	400-560	390-530
F-36	355	345	335	325	315	295	510-680	490-630	470-630

Tipo de acero	Alargamiento de rotura mínimo (%) $L_0 = 5,65 \sqrt{S_0}$			
	e <40	40< e <63	63< e <100	100< e <150
F-24	26	25	24	22
F-26	22	21	20	18
F-36	22	21	20	18

IRAM-IAS U 500- 42/2003 (Chapas)

Tipo de acero	Límite de Fluencia mínimo (MPa)						Resistencia a la tracción (MPa)		Alargamiento de rotura mínimo (%)
	e ≤16	16< e ≤40	40< e ≤63	63< e ≤80	80< e ≤100	100< e ≤150	e ≤100	100< e ≤150	$L_0 = 5,65 \sqrt{S_0}$
F-22	215	205	205	195	195	185	310-460	300-450	24
F-24	235	225	215	215	215	195	360-510	340-490	23
F-26	250	245	245	235	235	215	400-550	380-530	23
F-30	295	285	275	265	255	245	450-600	430-580	22
F-36	355	345	335	325	315	295	490-640	470-620	22

La antigua **Norma DIN 4114** incluía, entre otros, a los aceros:

- ST 37** Fluencia Mínima = 2400 Kg/cm² Rotura Mínima = 3700 Kg/cm²
alargamiento de rotura = 26% (para e menor a 40 mm)
- ST 52** Fluencia Mínima = 3600 Kg/cm² Rotura Mínima = 5200 Kg/cm²
alargamiento de rotura = 22% (para e menor a 40mm)

Las especificaciones ASTM, dentro de un gran número de tipos de acero, dan por ejemplo:

A 36 (Acero al carbono)

- Límite fluencia **F_y = 36 ksi (248 MPa)** para espesor menor o igual a 8" (200mm)
F_y = 32 ksi (220 MPa) para espesor mayor a 8" (200 mm)
Tensión de rotura **F_u = 58-80 ksi (400 a 550 MPa)**

A 572 Grado 50 (Acero de alta resistencia y baja aleación)

- Límite de fluencia **F_y = 50 ksi (344 MPa)**
Tensión de rotura **F_u = 65 ksi (448 MPa)**
espesor máximo 4" (100 mm)

La **Norma IRAM-IAS U 500-218:2004** para **Tubos de acero sin costura para uso estructural y aplicaciones mecánicas en general** establece cuatro tipos de acero (grados) con límites de fluencia y resistencias a la tracción según el cuadro siguiente:

Características Mecánicas	Denominación del tubo							
	Tubos de sección circular				Tubos cuadrados y rectangulares			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV
Resistencia a la tracción (MPa)	310	350	400	460	310	350	400	460
Límite de fluencia (MPa)	205	240	290	315	205	240	290	315
Alargamiento mínimo a rotura (%)	25	24	23	18	25	24	23	18

Se establecen límites en el contenido de S (máx = 0,025 %) ; P (máx = 0,030 %) y en el Carbono equivalente (máx = 0,45).

Ductilidad-Tenacidad

Ductilidad es la capacidad de soportar grandes deformaciones sin romperse. Los aceros estructurales son dúctiles, tanto en caliente como en frío. Si le agregamos su resistencia pueden absorber gran cantidad de energía sin romperse, lo que los hace tenaces.

En otros términos, presentan gran superficie del diagrama tensión-deformación. Esto permite la redistribución de tensiones y evita la rotura frágil frente a la concentración de tensiones que se suele producir en algunos puntos de los miembros estructurales. Además al sobrecargar una estructura, la aparición de grandes deformaciones previas a la falla, representan un claro aviso de la cercanía de la misma.

También los elementos de acero pueden someterse a grandes deformaciones en los procesos de transporte , montaje, taladrado, doblado o martillado sin romperse ni fisurarse. Asimismo las estructuras metálicas pueden disipar por su ductilidad gran cantidad de energía frente a sollicitaciones dinámicas.

Para evaluar la tenacidad de los aceros se establecen valores mínimos de resistencia a flexión por impacto (ensayo de resiliencia) a distintas temperaturas.

Soldabilidad:

Es la aptitud del acero para ser soldado. Esta íntimamente ligado con la ductilidad. Influyen pues todos los factores relacionados con la posibilidad de rotura frágil. Ellos son : la composición del acero (mejor aceros al carbono); el espesor de la pieza (a mayor espesor mayor probabilidad de rotura frágil); temperatura (al bajar la temperatura aumenta la fragilidad); deformación en frío previa (se consumió energía de deformación); estado tensional (los estados biaxiales y sobre todo triaxiales de tracción permiten alcanzar la rotura sin alcanzar la tensión de corte de fluencia. Estos estados suelen originarse por la forma o por la ejecución de los elementos estructurales por ejemplo tensiones residuales de laminación o soldadura, posición de cordones de soldadura, entalladuras etc.).

La soldabilidad se garantiza por la composición química de la colada a través del Carbono equivalente (Ce)

Para la evaluación de la soldabilidad de un acero se utilizan los resultados del ensayo de resiliencia (la flexión con impacto sobre probeta entallada a distintas temperaturas) y el ensayo de plegado con soldadura.

Protección contra la corrosión

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y/o al agua por lo que deben ser protegidos con pinturas o revestimientos. La corrosión y la correspondiente disminución de sección es mas importante para espesores pequeños. En el mercado americano y europeo existen aceros resistentes a la corrosión a partir de la inclusión de cobre u otros elementos (como el ASTM A242 y el ASTM A588) en los que se forma al oxidarse una película protectora que impide la penetración de la oxidación.

Resistencia al fuego

La resistencia y la fluencia de los aceros disminuyen sensiblemente para temperaturas elevadas (a partir de los 300° C) por lo que debe analizarse a partir de la posibilidad de alcanzar esas temperaturas en los elementos estructurales desnudos, la protección de los mismos con revestimientos adecuados.

Resistencia a la fatiga

La fatiga es un fenómeno asociado con la presencia de cargas pulsatorias. Las acciones cíclicas repetidas producen una disminución de la resistencia del acero. Esto debe considerarse en estructuras sometidas a ese tipo de esfuerzos (por ejemplo puentes grúas y sus vigas carril). Los factores principales asociados con las fallas por fatiga son : **(a)** un número grande de ciclos de carga; **(b)** gran amplitud en la variación tensional de tracción y sobre todo alternancia de signo en el estado tensional; **(c)** Esfuerzo elevado en un miembro con un rango de variación pequeño en las cargas cíclicas; **(d)** concentraciones locales de tensiones y existencia de pequeñas fisuras debido a detalles de diseño y fabricación (entalladuras, soldaduras defectuosas, etc.)

Formas seccionales y productos de acero estructural.

En las estructuras metálicas se utilizan: **(a)** perfiles laminados en caliente con variedad de formas y tamaños, buscando en general distribuir el material adecuadamente en relación a los distintos tipos de solicitaciones; **(b)** secciones formadas con chapas planas unidas por soldadura o bulones; **(c)** combinación de perfiles laminados y chapas planas; **(d)** perfiles obtenidos a partir de chapas planas delgadas conformadas o plegadas en frío; **(e)** elementos macizos de sección circular o cuadrada; etc.

Los perfiles laminados en caliente tienen distintas características y denominación según el país de origen. Los actualmente existentes en nuestro medio responden a la denominación y dimensiones de origen europeo o norteamericano. De los laminados en el país los “doble te” y C son sólo del Tipo IPN y UPN con dimensiones en mm. Los ángulos de alas iguales, tes, planchuelas y barras macizas de sección circular y cuadrada tienen dimensiones en pulgadas de origen norteamericano. Los tubos circulares tienen en general dimensiones en pulgadas y los cuadrados y rectangulares en mm. Las chapas planas vienen con dimensiones en ambas unidades. Como existen asimismo muchos aceros de importación hay una cierta anarquía de normalización en el mercado.

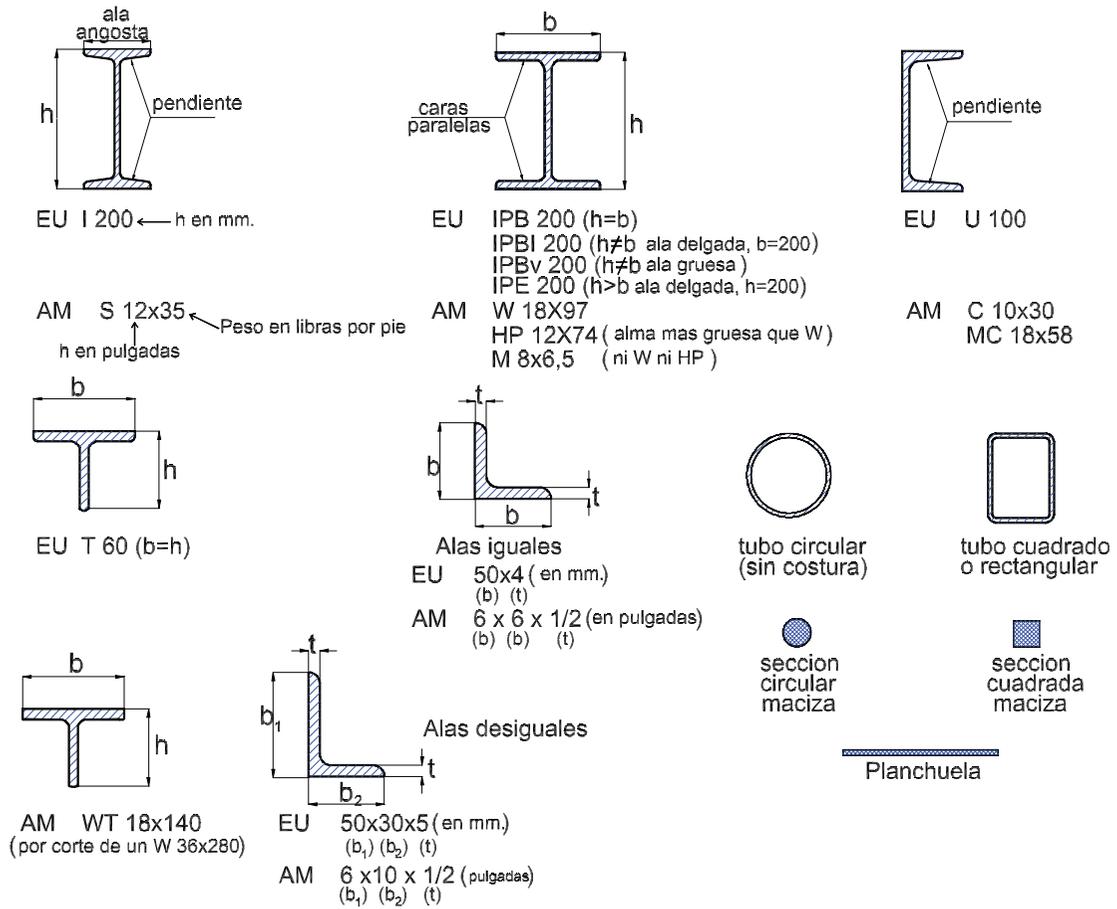
Las Normas IRAM-IAS de la Serie U 500 dan las características, dimensiones y tolerancias de los perfiles laminados y plegados en frío. A los fines de adaptarse a los productos existentes en el mercado se han elaborado normas que reproducen las normas europeas y norteamericanas de perfiles.

En la **Figura 1-4** de la página siguiente se muestran algunas formas seccionales comunes, indicando la designación según el origen.

EU = designación europea

AM = designación norteamericana

Es de hacer notar que en los perfiles **W**, **M** y **HP** la altura nominal de designación no responde exactamente a la altura real.



(a) SECCIONES LAMINADAS EN CALIENTE

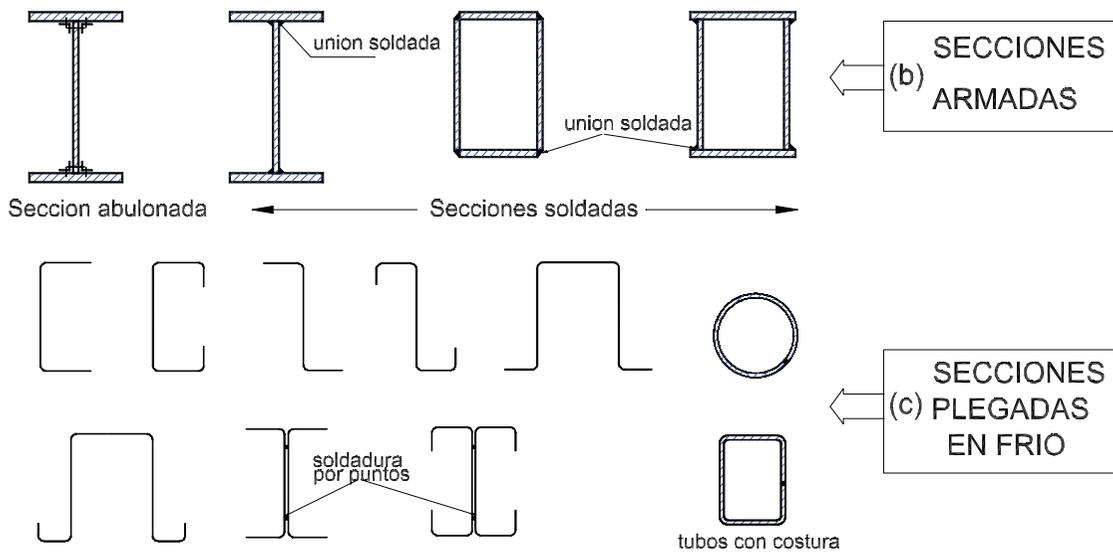


Figura 1-4

1.3.- LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL

La estructura deberá ser proyectada y construída para que:

- (a) con aceptable probabilidad permanezca durante toda su vida útil apta para el uso para el cual es requerida.
- (b) con apropiado grado de seguridad y de confiabilidad resista durante su ejecución y uso, todas las acciones de actuación probable.
- (c) no sufra daños de magnitud desproporcionada a la causa original, frente a probables impactos, explosiones o como consecuencia de errores humanos.
- (d) tenga adecuada durabilidad compatible con el costo de mantenimiento.

El punto (a) busca asegurar el buen comportamiento en condiciones de **servicio**. Los puntos (b) y (c) buscan garantizar la seguridad frente a la falla de la estructura (condición de **resistencia**). El punto (d) tiende a mantener en el tiempo el buen comportamiento y la seguridad dados en los puntos anteriores.

Sobre la estructura en su vida útil actúan acciones de distinto origen que presentan **incertidumbres** en su cuantificación y en la de los efectos que producen sobre ella y sobre sus elementos estructurales componentes. La estructura (y sus elementos estructurales) ofrece una resistencia a esos efectos que también presenta **incertidumbre** en su cuantificación. El **factor de seguridad** debe cubrir todas esas incertidumbres disminuyendo al mínimo la probabilidad de falla. La falla ocurrirá cuando la **resistencia real** de la estructura (o de alguno de sus elementos estructurales) sea **superada** por la **resistencia requerida** por los efectos producidos por las acciones.

Luego la condición que garantiza la **resistencia** (no falla) de la estructura y de sus elementos estructurales es:

$$\text{Resistencia requerida} \leq \text{Resistencia real (Resistencia de diseño)}$$

1.3.1.- Acciones.

Las acciones que pueden actuar sobre las estructuras son de muy diversa índole. Los Reglamentos CIRSOC establecen una clasificación de las mismas y determinan los valores mínimos de las máximas intensidades esperables en la vida útil de la estructura.

El Reglamento CIRSOC 301-EL en la Sección A.4.1. da un listado de las acciones a considerar indicando que las intensidades mínimas serán tomadas de los Reglamentos CIRSOC o INPRES-CIRSOC (para acciones sísmicas) . Cuando las acciones estén definidas por condiciones particulares de la estructura y **no estén cubiertas** por los Reglamentos mencionados, el Proyectista deberá fundamentar adecuadamente las intensidades consideradas en el Proyecto. Para ello puede recurrirse a otros Reglamentos reconocidos como el ASCE-7 norteamericano, debiendo analizarse cuidadosamente la aplicación de sus especificaciones al caso particular.

Las intensidades fijadas por los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC serán consideradas como **nominales**.

Se indica entre paréntesis el símbolo de la acción y el Reglamento CIRSOC correspondiente.

(a) Acciones permanentes

Son las que tienen pequeñas e infrecuentes variaciones durante la vida útil de la construcción, con tiempos de aplicación prolongados, tales como las debidas a:

- Peso propio de la estructura **(D)**. (CIRSOC 101).
- Peso propio de todo elemento de la construcción previsto con carácter permanente **(D)**. (CIRSOC 101).
- Fuerzas resultantes del impedimento de cambios dimensionales debidos a variaciones térmicas climáticas o funcionales de tipo normativo, contracción de fraguado, fluencia lenta o efectos similares **(T)**.
- Fuerzas resultantes del proceso de soldadura **(T)**
- Acciones de líquidos en general en caso de presencia continuada y con presiones y máxima altura bien definidas **(F)**.
- Asentamientos de apoyo (cedimientos de vínculo en general) **(T)**.
- Pesos de maquinarias adheridas o fijas a la estructura, de valor definido **(D)**.

(a) Acciones variables

Son las que tienen elevada probabilidad de actuación, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio, tales como las debidas a :

- La ocupación y el uso en **pisos** (cargas útiles y sobrecargas) **(L)**. (CIRSOC 101 o análisis de situación particular si la misma no está contemplada).
- Montaje en **pisos** **(L)**. (CIRSOC 101 y situación particular).
- Cargas útiles en **techo** **(L_r)**. (CIRSOC 101).
- Mantenimiento de cubiertas **(L_r)**. (CIRSOC 101).
- Montaje en **techos** **(L_r)**. (CIRSOC 101)
- Acción del viento **(W)**. (CIRSCOC 102).
- Acción de la nieve y el hielo **(S)**. (CIRSOC 104).
- Acciones térmicas generadas por equipamientos o funcional, no derivadas de especificaciones normativas **(L)**.
- Acciones de líquidos en general **(L)**.
- Acciones de granos y materiales sueltos **(L)**.
- Acciones de maquinarias, equipos, cargas móviles como puentes grúas y monorrieles, incluyendo el efecto dinámico cuando el mismo sea significativo, y efecto dinámico del peso de maquinarias consideradas como carga permanente **(L)**.
- Peso y empuje lateral del suelo y del agua en el suelo **(H)**.
- Acción debida al agua de lluvia o al hielo sin considerar los efectos producidos por la acumulación de agua **(R)**. (CIRSOC 101).

(c) Acciones accidentales

Son las que tienen pequeña probabilidad de actuación, pero con valor significativo, durante la vida útil de la construcción, y cuya intensidad puede llegar a ser muy importante para algunas estructuras, tales como las debidas a :

- Sismos de ocurrencia excepcional **(E)**. (INPRES-CIRSOC 103)
- Tornados.
- Impactos de vehículos terrestres o aéreos.
- Explosiones.
- Movimientos de suelos.
- Avalanchas de nieve o piedras.

Estas acciones sólo se tomarán en cuenta cuando las fuerzas resultantes, no sean ni despreciables, ni tan importantes como para que no sea razonable proyectar estructuras que las soporten.

1.3.2.- Métodos de dimensionamiento y cálculo.

Determinadas las acciones, con las incertidumbres respectivas en cuanto al valor máximo que alcance cada una en la vida útil de la estructura, y en cuanto a las intensidades que tengan en un **mismo instante** de ese período de tiempo, por **análisis estructural** se pueden determinar los efectos (solicitaciones de sección) que aquellas producen en los distintos elementos estructurales y en la estructura en su conjunto. Y aquí aparecen otras incertidumbres originadas en la mayor o menor semejanza entre el comportamiento de la **estructura real** y el **del modelo** de análisis utilizado. Según se realice análisis elástico de primero o segundo orden, análisis plástico de primero o segundo orden, y según sean las características de la estructura real (su material, sus uniones, sus formas seccionales, etc.) y su correspondencia con las hipótesis del procedimiento de análisis adoptado, los efectos de las acciones calculados serán más o menos aproximados a los reales.

Las sollicitaciones de sección determinadas son la **resistencia requerida**.

La **resistencia nominal** de la sección frente a los efectos de las acciones, presenta otras incertidumbres resultantes del uso de teoría elástica o plástica seccional y del comportamiento real del material. La **resistencia real (resistencia de diseño)** se encuentra además influenciada por la calidad de los materiales, las condiciones de ejecución de la estructura real, las diferencias con respecto al modelo de proyecto, los defectos constructivos, etc.

Todas las incertidumbres mencionadas para la determinación de la resistencia requerida y de la resistencia de diseño no son necesariamente acumulativas. Ambas son variables aleatorias independientes y responden en general a las leyes de probabilidades.

El hecho **de que la probabilidad de falla** de la estructura y de cada uno de sus elementos estructurales **sea pequeña y aceptable** queda garantizado, como dijimos. si se cumple:

$$\text{resistencia requerida} \leq \text{resistencia de diseño}$$

Para cuantificar la totalidad de las incertidumbres citadas se puede en general utilizar tres procedimientos:

(A) Coeficiente único de seguridad

(B) Factores de carga y de resistencia.

(C) Múltiples factores de seguridad

(A).- Métodos de cálculo y dimensionamiento por coeficiente único de seguridad.

Por simplicidad de análisis, hasta no hace muchos años se cubrían todas las incertidumbres con un **factor de seguridad único** (γ) que puede definirse como la relación entre la resistencia nominal a un efecto de las acciones (momento flexor, fuerza normal, esfuerzo de corte, etc) (R_n) y la resistencia requerida para ese efecto obtenida a partir de las **intensidades nominales de servicio** de las acciones (Q_i). De manera que:

$$\gamma \cdot \sum Q_i \leq R_n \quad (1-1)$$

Siendo: $\sum Q_i$ la suma de efectos del mismo tipo producidos por las acciones Q_i

Los distintos Códigos o Reglamentos adoptaron diversos criterios para fijar valores mínimos para este coeficiente de seguridad.

Los procedimientos de cálculo utilizando un coeficiente de seguridad único pueden ser:

(A.1).- Método por tensiones admisibles:

El método se deriva del siguiente análisis:

Podemos determinar la resistencia requerida para cargas que sean las de servicio mayoradas por el coeficiente de seguridad único, o sea cargar la estructura modelada con $\gamma \cdot P_s$, siendo P_s la intensidad de las acciones de servicio.

Si utilizamos teoría de primer orden para determinar las solicitaciones de sección, existe proporcionalidad entre cargas y solicitaciones de sección. Luego $\gamma \cdot S_s$ es la resistencia requerida, siendo S_s las solicitaciones de sección de servicio.

Si suponemos que el material es elástico hasta la fluencia, hay proporcionalidad entre solicitaciones de sección y tensiones. Si además suponemos que la falla se produce cuando una fibra de la sección alcanza la fluencia (F_y), debe ser:

$$\gamma \cdot \sigma \leq F_y \quad (1-2)$$

resistencia requerida \leq resistencia última

Siendo σ las máximas tensiones producidas por las acciones de servicio (Solicitaciones S_s).

De la ecuación (1-2) resulta:

$$\sigma \leq F_y / \gamma = \sigma_{adm} \quad (1-3)$$

O sea las tensiones producidas por las acciones de servicio deben ser menores o iguales a la tensión de fluencia dividida por el coeficiente de seguridad, que se denomina **tensión admisible**.

Luego, el **método de cálculo por tensiones admisibles** sólo es factible cuando:

- (1) utilizamos teoría de primer orden para el análisis estructural (y ésta no conduce a valores en defecto de las solicitaciones de sección);
- (2) el material es realmente aproximadamente elástico hasta la fluencia;
- (3) consideramos que la falla se produce al alcanzar una fibra de la sección la tensión de fluencia.

En resumen, en este método se carga la estructura con las cargas de servicio; se obtienen las solicitaciones de sección de servicio, y se calculan las tensiones máximas de servicio producidas por esas solicitaciones de sección. Las máximas tensiones de servicio deben ser menores o iguales a la tensión admisible.

El Reglamento CIRSOC 301 del año 1982 utilizaba el método por tensiones admisibles. El coeficiente único de seguridad γ depende de tres factores:

- (1) Acciones consideradas : existen acciones principales (P) y acciones secundarias (S) según su importancia cuantitativa. Si se consideran en el cálculo sólo los efectos de las acciones P se deberá aumentar el coeficiente de seguridad con respecto a la situación en que se consideren los efectos de las acciones P y S.
- (2) Destino de la construcción y función de la estructura resistente: Aquellos edificios cuyo colapso afecte la seguridad o salubridad pública o a los medios de comunicación o transporte troncales, deben tener mayor coeficiente de seguridad que los edificios públicos o privados e industriales con equipamiento económicamente importante y éstos mayor que los de baja ocupación o contenido de bajo valor económico. Se clasifican las construcciones en tres categorías **A**, **B** y **C**.
- (3) Recaudos constructivos (Control de calidad de ejecución) y adaptación al modelo de cálculo. (Modelos espaciales, Uniones con giros y desplazamientos totalmente coincidentes con el modelo adoptado, etc.). A mayor control de calidad y mejor ajuste del modelo a la estructura real disminuyen las incertidumbres de las resistencias requeridas y las de diseño, por lo que se puede bajar el coeficiente de seguridad. Se establecen dos niveles **I** y **II**.

(A.2).- Otros métodos:

Si no se cumplen alguno de los supuestos necesarios para aplicar el método por tensiones admisibles debemos proceder de la siguiente manera:

- Si utilizamos para el análisis estructural **teoría de segundo orden**, al no existir proporcionalidad entre cargas y solicitaciones de sección, es necesario cargar la estructura con las **cargas de servicio mayoradas** con el coeficiente de seguridad único. ($\gamma \cdot P_s$). Luego se determinan por análisis estructural de segundo orden las solicitaciones últimas de sección (S_u).

Si el material es **elástico** hasta la fluencia y la falla se produce al alcanzar una fibra esa tensión, se calcula la tensión última (σ_u) producida por S_u y se compara con la tensión de fluencia. La condición de resistencia es:

$$\sigma_u \leq F_y \quad (1-4)$$

Si el material **no es elástico** hasta la fluencia o la falla se considera producida al plastificarse toda la sección, se compara la solicitación última (S_u) con la resistencia última nominal de la sección (R_u). La condición de resistencia es:

$$S_u \leq R_u \quad (1-5)$$

- Si utilizamos para el análisis **teoría de primer orden** pero el material **no es elástico** hasta la fluencia o la falla se produce al plastificarse toda la sección, se carga la estructura con las cargas de servicio y se determinan las solicitaciones de sección de servicio (S_s). La condición de resistencia es

$$\gamma \cdot S_s \leq R_u \quad (1-6)$$

La utilización de teoría de segundo orden y el cálculo seccional plástico era permitido por el Reglamento CIRSOC 301 de 1982.

(B).- Métodos de cálculo por factores de carga y de resistencia

Las incertidumbres en la determinación de las cargas y en la de sus efectos (resistencias requeridas), así como en las resistencias reales (resistencias de diseño) de los miembros, son distintas para cada tipo de carga, método de cálculo, tipo de elemento y solicitación, tecnología de ejecución y grado de control de la misma, etc. Por ello con la adopción de un único coeficiente de seguridad no es posible obtener una confiabilidad uniforme ni totalmente previsible, para cada situación de carga de la estructura ni para cada elemento o punto de la misma. En busca de ese objetivo las nuevas especificaciones y reglamentaciones para estructuras metálicas (Norteamericana AISC-LRFD, DIN 18800, Eurocode 3, Brasileira NBR 8800/86) fijan factores distintos para cada tipo de carga y de resistencia, y plantean el proyecto por estados límites con condiciones mínimas acotadas a cumplir por los modelos y procedimientos de cálculo.

(B.1).- Especificación AISC-LRFD (Norteamericana)

Daremos en forma sintética, lo establecido en la **Especificación AISC-LRFD (American Institute Steel Construction - Load and Resistance Factor Design) (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)** en su versión de 1999, tomada como base para el Reglamento Argentino CIRSOC 301 (EL).

Estados Límites: Un Estado Límite es una condición que representa el límite de utilidad de una estructura o de una parte de ella. O sea, es aquél mas allá del cual no quedan satisfechos los comportamientos requeridos por el proyecto.

Tenemos dos tipos de Estados Límites: **(A) De resistencia** (o últimos) los cuales definen la seguridad contra las cargas extremas durante la vida útil de la estructura. **(B) De servicio** los cuales definen los requerimientos funcionales.

Los estados límites últimos o de resistencia están asociados con el colapso de la estructura u otro modo de falla, considerándose como tales los estados previos al colapso en lugar del colapso mismo. Varían de miembro a miembro y varios estados límites pueden aplicarse a un mismo miembro estructural. Por ejemplo: pérdida del equilibrio o inestabilidad de la estructura en su conjunto, de parte de ella o de un miembro; llegada a la fluencia en una sección; formación de una rótula plástica o de un mecanismo plástico; pandeo local o global en un miembro; rotura a tracción; fallas por fatiga tales como el desarrollo de fisuras o grietas; pandeo lateral-torsional de una barra; inestabilidad por desplazamiento o deformación; otro estado límite acordado por excesivas tensiones o deformaciones.

Los estados límites de servicio están asociados con condiciones funcionales establecidas, como por ejemplo: deformaciones elásticas o flechas que puedan afectar la apariencia o el uso efectivo de la estructura (incluyendo mal funcionamiento de máquinas o equipos) o afecten o dañen a elementos no estructurales ligados a la estructura (cerramientos, cielorrasos etc.); vibraciones inaceptables o deformaciones permanentes.

El criterio de diseño de la Especificación asegura que **un estado límite es superado sólo con una pequeña probabilidad aceptable**, mediante la selección de adecuados factores de mayoración de cargas, factores de minoración de resistencias, cargas y resistencias nominales, las cuales nunca serán excedidas bajo las hipótesis de proyecto.

La Especificación apunta fundamentalmente a los Estados Límites Últimos por considerar dominante la seguridad pública y la vida humana, aspectos que no pueden ser dejados al juicio individual. Para los estados límites de servicio permite el uso del criterio del proyectista y de criterios acordados entre comitente y proyectista.

El Método LRFD puede expresarse en general por la inecuación:

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n \quad (1-7)$$

donde: Σ = sumatoria
 i = tipo de carga; por ejemplo: carga permanente, sobrecarga útil, viento
 Q_i = efecto de la carga nominal i
 γ_i = factor de carga correspondiente a la carga i que produce el efecto Q_i
 $\sum \gamma_i \cdot Q_i$ = Resistencia requerida
 R_n = Resistencia nominal al efecto
 ϕ = factor de resistencia correspondiente a R_n
 $\phi \cdot R_n$ = Resistencia de diseño

El miembro izquierdo de la (1-7) es la **Resistencia Requerida** y es la suma de los efectos (solicitaciones de sección del mismo tipo) producidos en la barra por las acciones supuestas en el estado de carga considerado, multiplicadas por sus respectivos factores de carga γ_i , mayores o iguales que 1, y calculados los efectos por análisis estructural. El miembro derecho es la **Resistencia de Diseño** a un efecto provista por la barra o miembro estructural y es la resistencia nominal basada en la teoría y en las propiedades nominales del material y de la sección, multiplicada por el factor de resistencia ϕ igual o menor que 1.

Los factores de carga y de resistencia reflejan la inevitable inexactitud de la teoría, las variaciones en las propiedades del material y en las dimensiones de las secciones, y la incertidumbre en la intensidad de las acciones, dando un margen de seguridad para considerar intensidades inesperadas. **No cubren errores gruesos o negligencias en el proyecto.**

Sucintamente la justificación del método es la siguiente:

Los efectos Q y las resistencias R son asumidas como variables aleatorias estadísticamente-independientes. Se representan en la **Figura 1-5** las distribuciones de frecuencia de Q y R . Mientras que la resistencia R sea mayor que los efectos Q existirá un margen de seguridad para el estado límite considerado. Como Q y R son variables aleatorias siempre hay alguna probabilidad de que R sea menor que Q . Esa probabilidad está relacionada con el grado de solape de las curvas de distribución de frecuencias, que depende de la posición relativa de ambas curvas (Q_m y R_m) y de las dispersiones.

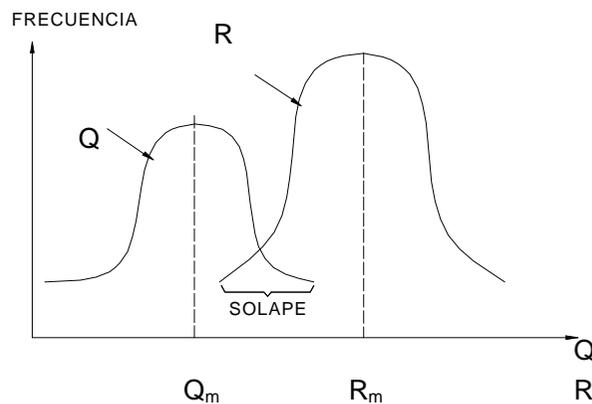


Figura 1-5

Una situación equivalente puede ser representada por la **Figura 1-6**. Si dividimos la inecuación $R < Q$ por Q , y expresamos el resultado logarítmicamente, tenemos una curva de distribución de frecuencia simple que combina las incertidumbres de ambas variables. La probabilidad de alcanzar un estado límite (equivalente a $R < Q$) es igual a la probabilidad de que $\ln(R/Q) < 0$. Esa situación está representada por el área sombreada del diagrama.

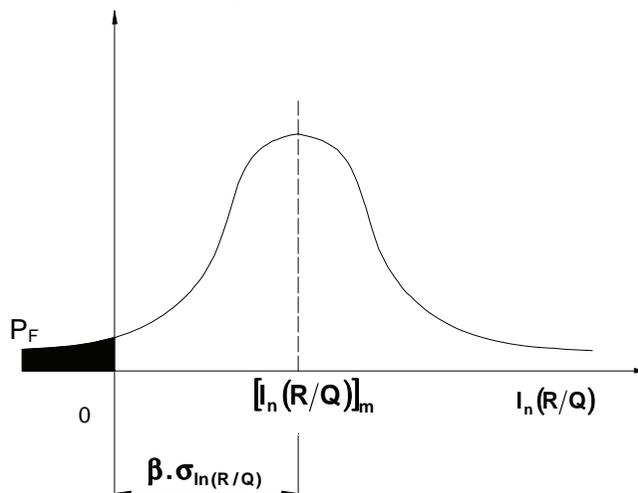


Figura 1-6

Siendo: $\sigma_{\ln(R/Q)}$ = desviación estándar de $\ln(R/Q)$

Para disminuir la posibilidad de falla (área sombreada) y aumentar así **la seguridad** se puede:

(a) Desplazar el valor medio hacia la derecha, ó (b) reducir la amplitud de la curva (dispersión).

Para combinar ambas posibilidades se define la posición de la media usando la desviación estándar de $\ln(R/Q)$ como unidad de medida. La distancia del origen a la media es medida como el número de desviaciones estándar de la función $\ln(R/Q)$. Ese factor β es llamado **índice de confiabilidad** o **índice de seguridad**.

Por métodos aproximados de cálculo, y a partir de estudios estadísticos sobre los valores medios y las desviaciones estándar de las cargas y de las resistencias realizados sobre las obras proyectadas y ejecutadas en EEUU, y de una evaluación comparativa de los índices de confiabilidad obtenidos por la aplicación de la Especificación AISC-ASD (de tensiones admisibles) para distintos elementos estructurales y combinaciones de cargas actuantes, se fijaron índices de confiabilidad para distintos elementos y combinaciones de carga. Por ejemplo:

Para carga permanente + sobrecarga útil y / o nieve	$\beta = 3$ en barras
	$\beta = 4,5$ en uniones
Para carga permanente + sobrecarga útil + viento	$\beta = 2,5$ en barras
Para carga permanente + sobrecarga útil + sismo	$\beta = 1,75$ en barras

Criterios: Uniones deben ser mas confiables que las barras que unen; para cargas de mayor duración las barras y uniones deben ser mas confiables que para las de corta duración.

A partir de esos valores de β se determinaron los **factores de carga y de resistencia** de la Especificación AISC-LRFD en sus versiones de 1986 y 1993.

Es de hacer notar que los factores de carga y las combinaciones de las acciones se desarrollaron originalmente para ser usadas con las cargas mínimas recomendadas por la Especificación ASCE 7 (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles - Cargas de diseño mínimas para edificios y otras estructuras) en su versión de 1995. Sin embargo en la versión 1998 de la ASCE 7 el factor de carga de **W** se toma **1,6** por haberse modificado el cálculo de las cargas nominales de viento y por haberse verificado un incremento en las velocidades máximas probables en zonas de EEUU.

La Especificación ASCE-7 en su versión 1998 ha sido tomada como base para la elaboración del Reglamento CIRSOC 101-2005 (Cargas permanentes y Sobrecargas para el Diseño de Estructuras de Edificios) que reemplazará al CIRSOC 101 actualmente vigente (versión 1982).

La Especificación AISC en su versión 1999 establece siguiendo a la ASCE 7 -98 que :

La **Resistencia requerida** en miembros estructurales y uniones será determinada por análisis estructural para las combinaciones de acciones mayoradas siguientes, considerando la máxima resultante:

- (1) $1,4 (D + F)$
- (2) $1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- (3) $1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5 L \text{ ó } 0,8 W)$
- (4) $1,2 D + 1,6 W + 0,5 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- (5) $1,2 D + 1 E + 0,5 L + 0,2 S$
- (6) $0,9 D + (1,6 W \text{ ó } 1 E) + 1,6 H$

Siendo:

- D** = peso propio o carga permanente
- L** = sobrecarga útil de ocupación y equipos
- L_r** = sobrecarga útil de cubierta
- S** = acción de la nieve
- R** = carga de lluvia inicial o hielo
- W** = acción del viento
- E** = acción sísmica
- F** = líquidos de presencia continuada y altura definida
- H** = peso y empuje lateral del suelo
- T** = autotensiones, soldadura, cedimientos de apoyo

El factor de carga de **L** para las combinaciones tercera, cuarta y quinta, debe ser igual a 1 (uno) para garages, áreas destinadas a asambleas o reuniones públicas y todas aquellas áreas en que la sobrecarga útil supera los $4,9 \text{ kN/m}^2$ (490 kg/m^2).

Los factores de carga son independientes del tipo de material.

Estas combinaciones son las mínimas a realizar. En algún caso particular el proyectista podrá analizar otras combinaciones que pudieran resultar mas desfavorables.

La Especificación establece una serie de condiciones a cumplir por los modelos o métodos de cálculo. (Por ejemplo considerar los efectos de segundo orden cuando los mismos incrementen las resistencias requeridas).

Las acciones que produzcan efectos favorables en alguna combinación no serán consideradas.

Los factores de carga y las combinaciones planteadas reconocen que cuando actúan diversas cargas en combinación con la carga permanente, solamente una de ellas alcanza su máximo valor, determinado para la vida útil de la estructura, (**acción de base**) mientras que las otras (**acciones de acompañamiento**) se encuentran en valores arbitrarios que pueden actuar sobre la estructura en cualquier momento, todas con igual probabilidad de ocurrencia simultánea.

La combinación **(1)** representa la situación durante la construcción, en la que no están presentes otras cargas y otorga una confiabilidad frente a una variabilidad exclusiva de la carga permanente o cuando las acciones variables son de pequeña importancia. En las combinaciones **(2)**, **(3)** y **(4)** aparece sólo una carga actuando sobre el techo pues en la probabilidad de que coexistan resultan menores factores de combinación de sus intensidades máximas. Las combinaciones **(4)** y **(5)** representan la acción máxima de viento o sismo en el mismo sentido (en sus efectos) que las cargas gravitatorias y la combinación **(6)** cuando viento o sismo actúan produciendo efectos contrarios a los gravitatorios.

Las **Resistencias de diseño** se obtienen de multiplicar las resistencias nominales para cada tipo de sollicitación por los factores de resistencia ϕ . Estos tienen en cuenta:

- (a) la variación en el límite de fluencia del material (F_y) y en su módulo de elasticidad (E).
- (b) Las incertidumbres de las propiedades geométricas relacionadas con la fabricación (tolerancias de laminado, soldadura, deformaciones iniciales, etc.) y el montaje. Las piezas ideales y las de obra no son las mismas.
- (c) Las incertidumbres en las hipótesis utilizadas para calcular las resistencias. (elasticidad o plasticidad perfecta, teoría de flexión o corte etc.)

AISC-LRFD toma por ejemplo como factores de resistencia:

- $\phi_t = 0,90$ para fluencia en tracción
- $\phi_t = 0,75$ para rotura en tracción
- $\phi_c = 0,85$ para compresión
- $\phi_b = 0,90$ para flexión
- $\phi_v = 0,90$ para fluencia por corte
- $\phi = 0,60$ aplastamiento de hormigón en bases
- $\phi = 0,75$ aplastamiento de la chapa en agujeros para bulones
- $\phi = 0,75$ para corte en bulones en uniones de tipo aplastamiento
- $\phi = 1,00$ fluencia del alma bajo cargas concentradas

A mayor dispersión de resultados menor es el factor de resistencia para tener una confiabilidad uniforme.

(B.2).- Especificaciones de EUROCODE 1 (General) y EUROCODE 3 (Proyecto de Estructuras de Acero) y de NORMA BRASILEIRA NBR 8800 (Proyecto y Ejecución de Estructuras de Acero para Edificios).

Ambas Normas adoptan similares criterios que la **AISC-LRFD** para la seguridad estructural. Los fundamentos probabilísticos son similares y el proyecto se realiza también por el método de los estados límites. La NBR adopta el formato de los EUROCODE para las combinaciones de acciones, introduciendo algunas modificaciones cuantitativas en los factores de carga y de resistencia. Los factores adoptados por los EUROCODE se obtuvieron a partir de estudios estadísticos de calibración propios y de valores del índice de confiabilidad algo diferentes a los del AISC-LRFD.

Se plantea una expresión general para las combinaciones de acciones que cubre todas las situaciones que se pueden presentar, siendo el proyectista quien debe seleccionar para el proyecto particular, y dentro de las físicamente posibles, las correspondientes al estado límite y al elemento considerado, para de ellas obtener la **mayor resistencia requerida**.

Las combinaciones de acciones adoptadas por la NBR 8800 para los **estados límites últimos** son las siguientes:

(a) Combinaciones normales y combinaciones aplicables a etapas constructivas:

$$\Sigma(\gamma_g \cdot G) + \gamma_{q1} \cdot Q_1 + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_j \cdot Q_j) \quad (1-8)$$

(b) Combinaciones excepcionales:

$$\Sigma (\gamma_g \cdot G) + E + \Sigma (\gamma_q \cdot \psi \cdot Q) \quad (1-9)$$

donde: **G** = Acciones permanentes.
Q₁ = Acción variable de base para el efecto analizado.
Q_j = Restantes acciones variables (acciones de acompañamiento).
E = Acción accidental
γ_g = Factores de carga para acciones permanentes.
γ_q = Factores de carga para acciones variables.
ψ = Factores de combinación.
1 = subíndice correspondiente a acción de base
j = subíndice correspondiente a acción de acompañamiento
q = subíndice correspondiente a acción variable

Los factores de carga **γ** reflejan la incertidumbre en los valores máximos de las acciones en la vida útil de la estructura con respecto a los valores nominales supuestos y las incertidumbre de los métodos de análisis estructural. Los factores de combinación **ψ** están relacionados con el valor probable de la acción de acompañamiento cuando la acción de base alcanza su máximo valor.

La Norma NBR 8800 da los valores indicados en la **Tabla 1-1** para los factores de carga **γ** y los indicados en la **Tabla 1-2** para los factores de combinación **ψ** :

Tabla 1-1

Factores de carga γ						
Combinación	Acciones permanentes		Acciones variables			
	Gran variabilidad	Pequeña variabilidad	Descensos diferenciales	Variación de temperatura	Acciones derivadas del uso	Demás acciones variables
	γ_a (a)	γ_a (a) (b)	γ_a	γ_a (c)	γ_a (d)	γ_a
Normales	1,4 (0,9)	1,3 (1)	1,2	1,2	1,5	1,4
Durante la construcción	1,3 (0,9)	1,2 (1)	1,2	1,0	1,3	1,2
Excepcionales	1,2 (0,9)	1,1 (1)	0	0	1,1	1,0

(a) Los valores entre paréntesis corresponden a coeficientes para acciones permanentes favorables a la seguridad; acciones variables y excepcionales favorables a la seguridad no entran en las combinaciones.

(b) Son consideradas cargas permanentes de pequeña variabilidad los pesos propios de elementos metálicos o prefabricados con control de peso riguroso. Se excluyen los revestimientos ejecutados in situ de esos elementos.

(c) La variación de temperatura indicada no incluye la generada por equipamientos. Esta debe ser considerada como acción derivada del uso.

(d) Acciones debidas al uso de la edificación incluyen sobrecargas en pisos y cubiertas, cargas de puentes grúas, otros equipamientos, etc.

Tabla 1-2

Factores de combinación ψ	
Acciones	ψ (a)
Sobrecargas en pisos de bibliotecas, archivos, oficinas y garages; contenidos de silos y depósitos	0,7
Cargas de equipamientos, incluidos puentes grúas y sobrecargas de pisos diferentes de las anteriores	0,6
Acción del viento	0,6
Variaciones de temperatura	0,6

(a) Se tomarán iguales a 1 para acciones variables no citadas en la tabla y también para las citadas cuando fueran de la misma naturaleza que la acción variable de base Q_i ; todas las acciones variables derivadas del uso de la edificación (sobrecargas en pisos y en cubiertas, cargas de puentes grúas y otros equipamientos, por ejemplo) son consideradas de la misma naturaleza.

Los **factores de resistencia** tomados por la NBR 8800 son similares a los de la AISC-LRFD.

Observaciones a las combinaciones de acciones de las AISC-LRFD y NBR 8800.**• AISC-LRFD.**

El listado dado por la AISC-LRFD puede llevar a confusión al proyectista en el sentido de considerarlo exhaustivo, o sea que las combinaciones incluidas son las únicas a realizar. Esto no es así pues la Especificación indica que **son las básicas** (y no las únicas). Se encuentran otras en la Especificación ASCE 7 (incluyen otras acciones). Además, pueden existir casos especiales no cubiertos lo que implica el uso del criterio del proyectista.

Los factores de carga corresponden a estudios realizados en el medio norteamericano, para sus valores nominales de carga y fundamentalmente para tipologías en altura por lo que su transferencia directa a nuestro medio es algo discutible. Hay algunas combinaciones que no están en el listado y podrían ser determinantes para algunos elementos estructurales en casos muy comunes en nuestro medio. Por ejemplo para columnas de naves industriales con entepiso o puente grúa, la combinación sobrecarga útil base con viento de acompañamiento. Sin embargo de los estudios realizados para la elaboración de la Especificación el máximo de sobrecarga útil resulta simultáneo con el máximo viento diario, combinación que no es crítica pues el efecto de dicho viento es despreciable.

El factor de carga de carga permanente (1,2) puede considerarse, tomado en absoluto, como algo pequeño para el peso propio de elementos de la construcción ejecutados "in situ" por la mayor incertidumbre de dimensiones y pesos específicos de materiales. Sin embargo al combinarse con sobrecarga útil o nieve como base y con los factores de mayoración adoptados para esas acciones, para la probabilidad de ocurrencia en un mismo instante en el tiempo de sus efectos, resulta aceptable según los estudios realizados.

Cuando actúan simultáneamente viento y nieve sus factores de carga no pueden ser los mismos que los correspondientes a la actuación de una sola de las acciones, tal como está establecido en nuestro CIRSOC 104 (acción de nieve e hielo). Esto no se refleja en las combinaciones adoptadas.

Para la acción sísmica como base, se consideran sólo dos posibles situaciones de existencia simultánea de la sobrecarga útil con factores de carga que resultan mayores a los utilizados por el INPRES-CIRSOC 103 actualmente vigente.

Para edificios de 2 o 3 plantas no parece conveniente separar la sobrecarga útil de techo (L_r) de la sobrecarga general.

• NBR 8800.

Cubre todas las situaciones posibles al tener expresiones de carácter general.

Es operativamente mas engorroso.

Los factores de combinación han sido tomados del EUROCODE 1 y no distinguen cuando las acciones de acompañamiento son una sola o varias, lo que no resulta razonable en algunos casos pues la probabilidad de ocurrencia simultánea no es la misma y tampoco lo son los valores probables en el mismo instante.

En comparación con la AISC-LRFD se observa que los factores de mayoración como carga base adoptados para sobrecarga útil y nieve son algo menores y que los factores de mayoración para peso propio son mayores para los elementos fabricados "in situ".

El autor ha realizado ejemplos comparativos de aplicación de las Especificaciones citadas para algunas estructuras y elementos estructurales comunes. Obviamente existen diferencias en los resultados que dependen de las acciones consideradas y de la relación entre sobrecarga útil y peso propio. Las diferencias encontradas en las resistencias requeridas están en el orden de $\pm 10\%$ por lo que no resultan significativas.

En base a las observaciones arriba realizadas el autor propuso en ediciones anteriores de este libro dos alternativas para las combinaciones de acciones para los **estados límites últimos** que buscaban hacerlas totalmente generales y resultaran al mismo tiempo de fácil operatividad.

Esas propuestas se han eliminado en esta edición considerando que al haberse adoptado combinaciones definitivas en la Reglamentación CIRSOC de nueva generación han perdido su utilidad como propuesta.

(B.3).- Combinación de acciones para Estados Límites Últimos del Reglamento Argentino CIRSOC 301 (Estados Límites)

En el Reglamento CIRSOC 301 (EL) se adoptaron las combinaciones de acciones de la ANSI-ASCE 7-98 (adoptadas por la Especificación base AISC-LRFD/99), excepto para el factor de carga del viento **W** cuando es carga de base. El factor de carga de viento a aplicar sobre las cargas resultantes del Reglamento CIRSOC 102/2005 (basado en el ASCE 7-98) se toma = **1,5** Esto es porque obviamente no se debe considerar la influencia en el factor de las modificaciones de intensidades de viento medidas en EEUU que lleva al valor 1,6 adoptado en la Especificación base AISC-LRFD de 1999.

Las combinaciones donde interviene la acción sísmica se toman del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte IV (Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes – Construcciones de Acero). En ellas se incorpora el factor f_2 tomado del IBC-97 (International Building Code).

La decisión se basó en la imposibilidad de realizar estudios estadísticos en construcciones de nuestro medio que pudieran reemplazar o modificar a los realizados para la elaboración de Especificaciones probadas, y tomando en cuenta que factores de carga y factores de resistencia conforman un conjunto orgánico por lo que la Especificación Base debía adoptarse en forma integral. Por otra parte, los ejemplos particulares desarrollados con aplicación de los factores de carga y resistencia para proporciones comunes de carga permanente y sobrecarga útil y para intensidades medias de viento y nieve, llevaron a un factor global de seguridad del orden del resultante por la aplicación del Reglamento CIRSOC 301/82 de tensiones admisibles.

Es de hacer notar que los factores adoptados se corresponden con un nivel de calidad de proyecto, materiales, fabricación, ejecución y control de calidad que debe ser garantizado y que es el especificado en el Reglamento CIRSOC 301/2005(EL)

Para edificios industriales o edificios de pocos pisos existe una mayor probabilidad de que al estar actuando la máxima sobrecarga de equipos o de pisos actúe simultáneamente el viento con una intensidad similar a la correspondiente a la combinación **(A.4-3)**. Por ello se ha agregado para ese caso la exigencia de verificar la combinación **(A.4-7)**.

La combinación **(A.4-6)** se aplica cuando los efectos del viento o sismo son contrarios a los producidos por la carga permanente.

Las combinaciones listadas son las mínimas que deben analizarse.

En la Sección A.4.2. del CIRSOC 301 (EL) se establece:

- La Resistencia Requerida de la estructura y de sus distintos elementos estructurales se determinará desde la combinación de acciones mayoradas mas desfavorable (combinación crítica). **Se tendrá en cuenta que muchas veces la mayor Resistencia Requerida resulta de una combinación en que una o más acciones no están actuando.**

Como mínimo, se deberán analizar las siguientes combinaciones de acciones, con sus correspondientes factores de carga:

1,4 (D + F)	(A.4-1)
1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + (f₁ L_r ó 0,5 S ó 0,5 R)	(A.4-2)
1,2 D + 1,6 (L_r ó S ó R) + (f₁ L ó 0,8 W)	(A.4-3)
1,2 D + 1,5 W + f₁ L + (f₁ L_r ó 0,5 S ó 0,5 R)	(A.4-4)
1,2 D + 1,0 E + f₁ (L + L_r) + f₂ S	(A.4-5)
0,9 D + (1,5 W ó 1,0 E) + 1,6 H	(A.4-6)

Para edificios industriales con puentes grúas o monorraíles y edificios aporricados, de hasta cuatro plantas se deberá verificar la siguiente combinación de acciones adicional:

$$1,2 D + 1,6 L + (f_1 L_r \text{ ó } 0,5 S \text{ ó } 0,5 R) + 0,8 W \quad \text{(A.4-7)}$$

Donde:

- $f_1 = 1,0$ para áreas con concentración de público, áreas donde la sobrecarga sea mayor a $5,0 \text{ kN/m}^2$, garajes o playas de estacionamiento, cargas de puentes grúas y monorrieles y otras cargas concentradas mayores a 50 kN .
- $f_1 = 0,5$ para otras sobrecargas.
- $f_2 = 0,7$ para configuraciones particulares de techos (tales como las de diente de sierra) que no permiten evacuar la nieve acumulada.
- $f_2 = 0,2$ para otras configuraciones de techo.

Para la aplicación de las combinaciones de acciones se considerará lo siguiente:

- (1) Acciones variables o accidentales con efectos favorables a la seguridad no serán consideradas en las combinaciones.
- (2) En la Combinación **(A.4-6)** el factor de carga puede ser considerado igual a **0** si la acción debida a **H** contrarresta o neutraliza la acción debida a **W**.
- (3) Las estimaciones de los asentamientos diferenciales, la fluencia lenta, la contracción de fraguado, la expansión de hormigones de contracción compensada y los cambios de temperatura (cuando no sean normativos) se deben fundamentar en una **evaluación realista** de la ocurrencia de tales efectos durante la vida útil de la estructura.
- (4) Cuando esté presente la carga de inundación (**F_a**), sus efectos deberán ser investigados en el proyecto usando en las combinaciones **(A.4-2)** y **(A.4-4)** el mismo factor de carga usado para **L**. Los efectos producidos por **F_a** deberán también ser incluidos cuando se investigue el volcamiento y deslizamiento en la combinación **(A.4-6)** usando un factor de carga **0,5** cuando actúe simultáneamente el viento y un factor de carga **1,6** cuando **F_a** actúa sola.

Los símbolos para las acciones son los indicados en la Sección **1.3.1.** de este libro (página 10). Se reproducen los mas comunes:

- D** = Carga permanente: peso de los elementos de la construcción incluyendo la estructura
- L_r** = Cargas útiles, de mantenimiento y de montaje de **techos o cubiertas**
- L** = Cargas útiles, sobrecargas o de montaje **en pisos**
- S** = Carga de nieve
- W** = Carga de viento
- R** = Carga de agua de lluvia o hielo sin considerar efectos de acumulación de agua
- E** = Acción sísmica
- H** = Peso y empuje lateral del suelo y del agua en el suelo.

Los factores de Resistencia en función del tipo de sollicitación de sección y elemento estructural a proyectar se verán en los Capítulos siguientes. Presentan algunas modificaciones con los adoptados por la Especificación base AISC-LRFD.

(C) Método de cálculo y dimensionamiento por Múltiples factores de seguridad

El análisis de las combinaciones de acciones planteadas en los métodos de cálculo por factores de carga y resistencia puede presentar algunas complejidades operativas. Si bien esto se puede resolver con el uso de la computadora el volumen de resultados a analizar para la determinación de las Resistencias requeridas para los distintos elementos estructurales puede ser grande, sobre todo cuando actúan varias acciones.

En busca de una simplicidad operativa algunas Especificaciones norteamericanas plantean la utilización de un método que podemos llamar de Múltiples factores de seguridad. Se lo designa como ASD lo que puede llevar a alguna confusión pues son las mismas siglas utilizadas para el método de tensiones admisibles. Este se llamaba **Allowable Stress Design** (Proyecto por

tensiones admisibles), y el de múltiples factores de seguridad **Allowable Strength Design** (Proyecto por **Resistencias** Admisibles).

La Especificación AISI (American Iron and Steel Institute) Standard para Miembros Estructurales de chapa conformada en frío (Edición 2001) y la Especificación AISC para Edificios con Estructura de Acero en su Edición 2005 incorporan como alternativa el Proyecto por múltiples factores de seguridad (ASD), manteniendo el Proyecto por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

Las Resistencias requeridas ASD (**R**) se determinan por análisis estructural a partir de las siguientes combinaciones de acciones nominales incluidas en la Especificación ASCE 7-98

- (1) **D**
- (2) **D + L + F + H + T + (L_r ó S ó R)**
- (3) **D + (W ó 0,7 E) + L + (L_r ó S ó R)**
- (4) **0,6 D + W + H**
- (5) **0,6 D + 0,7 E + H**

Cuando se combine la carga permanente con dos o mas cargas variables o accidentales (Excepto para la acción sísmica E) se podrá multiplicar los efectos de ellas por 0,75. El efecto resultante será mayor o igual que el que resulte de combinar la carga permanente con cada una de las cargas variables o accidentales considerando los efectos de larga duración.

La condición de Proyecto es: $R \leq R_n / \Omega$

siendo:

R_n = Resistencia nominal al efecto

Ω = Factor de seguridad al efecto

Las Resistencias nominales **R_n** para cada efecto son las mismas que para el método de Factores de carga y Resistencia (LRFD).

Los factores de seguridad **Ω** se definen para cada tipo de efecto y elemento estructural.

Al existir de hecho un mismo factor de carga para todas las acciones el método presenta una confiabilidad variable según la proporción relativa en cada efecto de cada una de las acciones y por ello es menos preciso y previsible que el de Factores de carga y resistencia. Existe equivalencia sólo para determinadas proporciones de carga permanente y carga variable. Los factores de seguridad se han calibrado para las proporciones mas comunes, con un margen de seguridad para cubrir las incertidumbres en la intensidad de las acciones.

Además para la aplicación directa del método es necesario que el análisis estructural se realice por **teoría de primer orden**. Los efectos de segundo orden en los elementos comprimidos (que aumentan los momentos y fuerzas normales, y tienen que ser obligatoriamente considerados) deben ser determinados por (a) cargando la estructura con las combinaciones de acciones ASD citadas, **mayoradas** por un único factor de carga **γ** (igual a **1,6**) y los resultados, obtenidos por Análisis Elástico exacto de Segundo Orden, divididos por el mismo factor **γ**(=1,6) ó (b) por **métodos aproximados de amplificación** de las solicitaciones de primer orden.(que se verán en la Sección **8.4.**) pero realizando una **corrección en las fórmulas de amplificación**. Lo anterior resulta del hecho de que si se aplica el análisis estructural de segundo orden la estructura no puede ser cargada con las acciones nominales sino que estas deben ser mayoradas pues en caso contrario los efectos de segundo orden resultarían deficitarios.

Por lo dicho, el método ASD resulta operativamente mas simple que el LRFD sólo para las estructuras comprendidas en el rango de aplicación del Método de Amplificación de Momentos de Primer Orden para determinar los efectos de Segundo Orden (Ver Sección **8.4.**)

1.4.- EL REGLAMENTO CIRSOC 301 (EL) (Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios. Estados Límites)

En este libro se seguirán en general las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301 (EL) para aquellos elementos estructurales comprendidos en su campo de aplicación. El Reglamento contiene muchas fórmulas dimensionales que están expresadas en función del módulo de elasticidad longitudinal del acero **E** siguiendo a la Especificación base (la AISC-LRFD) en su versión 1999. En el **Anexo 1** del Reglamento se da la expresión de esas fórmulas con el valor de **E = 200.000 MPa** ya reemplazado. Esas expresiones son de uso mas cómodo en la práctica **por lo que en este libro se darán las fórmulas con ese formato, es decir con el valor de E ya reemplazado.**

1.4.1.- Formato.

Contiene Reglamento y Comentarios al Reglamento.

El Reglamento contiene las Especificaciones y es **prescriptivo**. Se divide en Capítulos (del A al M, excepto el I) y Apéndices a los Capítulos (no a todos). Los primeros contienen las especificaciones generales y las aplicables a los casos mas comunes. Los Apéndices contienen Especificaciones para casos menos comunes o especificaciones alternativas.

Los Comentarios forman parte del Reglamento pero no son prescriptivos. Contienen los fundamentos generales de los respectivos Capítulos y Apéndices del Reglamento y alguna información complementaria. Permiten una mejor comprensión de las especificaciones y facilitan su correcta aplicación.

1.4.2.- Campo de validez.

Se indica en la Sección **A.2.1** del CIRSOC 301-EL.

El Reglamento CIRSOC 301-EL **se aplica a** todos los elementos estructurales resistentes de acero, laminados o armados con perfiles laminados y/o chapas, y sus uniones, que formen parte de las estructuras de acero de edificios destinados a vivienda, locales públicos, depósitos e industrias (incluso los que tengan carácter provisorio como andamios, cimbras, puntales, etc.), y que sean necesarios para soportar los efectos de las acciones actuantes. Se incluyen las vigas carril de puentes grúas, mono-rieles y las estructuras de soporte de instalaciones y cañerías. Asimismo es de aplicación para las estructuras resistentes de carteles, marquesinas y similares.

Se incluyen elementos estructurales resistentes de acero realizados con tubos **con costura** longitudinal de **sección circular** a excepción de sus uniones directas.

No se aplica a : (1) proyecto de elementos estructurales de acero resistentes realizados con tubos con costura longitudinal de sección rectangular o cuadrada y sus uniones; (2) Barras armadas realizadas con tubos de acero con uniones soldadas directas, cualquiera sea la forma seccional de los tubos; (3) proyecto de elementos estructurales resistentes de: chapa de acero doblada o conformada en frío de sección abierta y sus uniones; (4) proyecto de barras armadas con cordones y/o diagonales de barras de acero de sección circular maciza (estructuras de hierro redondo o de filigrana) y sus uniones. Tampoco se aplica para puentes carreteros o ferroviarios, tensoestructuras, construcciones hidráulicas de acero, torres especiales, construcciones sometidas a temperaturas inferiores a -20°C o superiores a 100°C , o a toda estructura especial de acero para la que exista vigente un Reglamento particular.

1.4.3- Bases del Proyecto por Estados Límites (por factores de carga y de resistencia).

El CIRSOC 301-EL establece en la Sección **A.5.** las bases del proyecto de las estructuras incluidas en su Campo de validez,

1.4.3.1. Resistencia requerida. (Sección A.5.1.)

La resistencia requerida de los elementos estructurales y sus uniones deberá ser determinada por análisis estructural para la combinación de acciones mayoradas crítica según lo establecido en la Sección A.4.2. y el Capítulo C. (Ver 1.3.2. (B.3.), Página 21, y 1.5. Análisis Estructural, Página 27)

1.4.3.2.- Estados límites. Condición de Proyecto (Sección A.5.2.)

El método por Estados Límites es un método de proyecto y dimensionamiento de estructuras en el cual la condición de Proyecto es que ningún Estado Límite sea superado cuando la estructura es sometida a todas las apropiadas combinaciones de acciones determinadas según las Secciones A.4.2. (Combinaciones indicadas en Página 21 del libro) y A.4.3..

(La Sección A.4.3. define las combinaciones de acciones para estados límites de servicio. Ver 1.4.3.4.. Página 26)

Deberá ser investigado todo Estado Límite relevante.

Un Estado Límite es aquél mas allá del cual la estructura, o una parte de ella, no logra satisfacer los comportamientos requeridos por el proyecto.

Los Estados Límites se clasifican en :

- **Estados Límites Últimos.**
- **Estados Límites de Servicio.**

Los Estados Límites Últimos son establecidos para dar seguridad y definir una capacidad máxima de transferencia de carga.

Los Estados Límites de Servicio se establecen a fin de que la estructura presente un comportamiento normal y aceptable bajo condiciones de servicio.

1.4.3.3.- Dimensionamiento para Estados Límites Últimos (Sección A.5.3.)

Para el Estado Límite Último correspondiente:

- (a) La Resistencia de Diseño R_d de cada elemento estructural, de sus uniones, o de la estructura en su conjunto, será igual o mayor a la Resistencia Requerida R_u . ($R_d \geq R_u$).
- (b) La Resistencia de Diseño ($R_d = \phi \cdot R_n$), para cada Estado Límite Último aplicable, es igual al producto de la Resistencia Nominal R_n por el Factor de Resistencia ϕ .
Las Resistencias Nominales R_n y los Factores de Resistencia ϕ , serán determinadas según lo establecido en los Capítulos D al K (del Reglamento).
- (c) La Resistencia Requerida (R_u , efectos de las acciones) de la estructura, de sus elementos estructurales y de sus uniones, será determinada según lo establecido en la Sección A.5.1. (Sección 1.4.3.1. del Libro)

En esta Publicación se verán las Resistencias Nominales y los Factores de Resistencia para cada tipo de solicitud y/o elemento estructural en los **Capítulos 2 a 8**.

1.4.3.4.- Dimensionamiento para estados límites de servicio. (Sección A.5.4.)

La estructura en su conjunto, sus elementos estructurales y sus uniones deberán ser verificados para condiciones de servicio.

Condición de servicio es un estado en el cual la función del edificio, su aspecto, mantenimiento o el confort de sus ocupantes son preservados para un uso normal.

Tabla A-L-4-1
Valores límites para deformaciones y desplazamientos laterales (a) (b)

EDIFICIOS INDUSTRIALES				
	Elemento	Flecha total	Flecha por carga variable	
			Por	
Deformaciones verticales	Barras soportando cubiertas rígidas	L/200	Sobrecarga Útil	L/240
	Barras soportando cubiertas flexibles	L/150	Sobrecarga Útil	L/180
	Barras soportando pisos	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Vigas carril para grúas de capacidad $\geq 200 \text{ Kn}$		Rueda sin impacto	L/800(c)
	Vigas carril para grúas de capacidad $< 200 \text{ kN}$		Rueda sin impacto	L/600(c)
Desplazamiento lateral (d)	Vigas carril		Frenado transversal	L/600(c)
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de viento	H/150	Viento	H/160
	Desplazamiento de columnas con respecto a base por acción de puente grúa.		Frenado puente Grúa	H/400 (c)
PARA OTROS EDIFICIOS				
Deformaciones verticales	Techos en general	L/200	Sobrecarga Útil	L/250
	Techos con carga frecuente de personas (no mantenimiento)	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Pisos en general	L/250	Sobrecarga Útil	L/300
	Barras de pisos o techos que soporten elementos y revestimientos susceptibles de fisuración	L/300	Sobrecarga Útil	L/350
	Pisos que soporten columnas	L/400	Sobrecarga Útil	L/500
	Donde la deformación puede afectar el aspecto	L/250		
Desplazamiento lateral (d)	Desplazamiento total del edificio referido a su altura total		Viento	H _T /300
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones no tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	H _P /400
	Desplazamiento relativo de pisos cuando cerramientos y divisiones tienen previsiones especiales para independizarse de las deformaciones de la estructura		Viento	H _P /300
OBSERVACIONES				
<p>(a) La deformación vertical debida a acciones de servicio f(máx) a comparar con los valores límites de la tabla será: f(máx) = f - f_o f = deformación total calculada con la combinación de acciones más desfavorable incluyendo eventuales deformaciones por efectos de larga duración (fluencia lenta). f_o = contraflecha adoptada.</p> <p>(b) L = distancia entre apoyos. Para ménsulas L= 2 veces la longitud del voladizo. H = altura de la columna. H_T = altura total del edificio. H_P = altura del piso.</p> <p>(c) Los valores para grúas son orientativos. Para operación de grúa sensible a deformaciones verticales o desplazamientos laterales deberán fijarse límites más rigurosos.</p> <p>(d) Para combinaciones con acciones sísmicas ver Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2000</p>				

Figura 1-6
Valores límites para deformaciones y desplazamientos laterales

Para asegurar una condición de servicio se deben limitar deformaciones verticales y laterales de los elementos estructurales, desplazamientos laterales de la estructura, vibraciones, deslizamiento de uniones; se debe dotar a las barras de contraflecha cuando sea necesario; se deben proteger los elementos estructurales contra la corrosión; se deben proveer medidas para limitar o absorber los efectos de dilataciones y contracciones originadas por la temperatura o la fluencia lenta del hormigón; etc.

Para analizar las condiciones de servicio se deben considerar **las acciones nominales**.

Combinación de acciones: El CIRSOC 301-EL en el Capítulo L y en el Apéndice L (Sección **A-L.1.**) fija las combinaciones de acciones a considerar para los estados límites de servicio, excepto para los casos en que por acuerdo con el comitente, por condiciones particulares de proyecto o por exigencias de reglamentos específicos, sean necesarias combinaciones de acciones mas rigurosas.

Las combinaciones fijadas son:

$$(D + F) + (\Sigma L_i \text{ ó } W \text{ ó } T) \quad (\text{A-L.1-1})$$

$$(D + F) + 0,7 \cdot [(\Sigma L_i + W) \text{ ó } (W + T) \text{ ó } (\Sigma L_i + T)] \quad (\text{A-L.1-2})$$

$$(D + F) + 0,6 \cdot \Sigma L_i + 0,6 \cdot W + 0,6 \cdot T \quad (\text{A-L.1-3})$$

donde : $\Sigma L_i = (L + L_r + S + R + H)$

Los símbolos de las acciones son los indicados en la Sección **1.3.1.** (Página 10)

En cuanto a las deformaciones y desplazamientos laterales límites se establecen valores máximos para las resultantes de la combinación mas desfavorable en la Tabla A-L.4-1 del Apéndice L (**Figura 1-6**, Página 26).

Por convenio con el comitente, para situaciones particulares de funcionamiento de equipos o por especificaciones particulares, podrá ser necesario establecer límites mas rigurosos.

1.5.- ANALISIS ESTRUCTURAL.

El análisis estructural para determinar reacciones de vínculo, solicitaciones de sección y deformaciones debe ser realizado sobre un modelo que refleje el comportamiento de la estructura real.

El CIRSOC 301-EL permite dos tipos de estructura básicos (Sección **A.2.2.**):

- (1) **Estructura Tipo TR** (totalmente restringida) en la que se supone que las uniones tienen la rigidez necesaria para mantener invariables los ángulos entre las barras que a ellas concurren cuando actúan las acciones sobre la estructura. La podemos llamar pórtico rígido o entramado continuo. Puede ser plana o espacial.
- (2) **Estructura Tipo PR** (parcialmente restringida) en la cual las uniones no tienen la rigidez necesaria como para mantener invariables los ángulos entre las barras que a ellas concurren. La rigidez del nudo puede ser parcial o nula. En el primer caso los nudos son semirígidos y restringen sólo una parte del giro en lo que constituye un empotramiento parcial entre las barras.
El segundo caso es el de las barras simplemente apoyadas o articuladas. Este tipo de estructura también puede ser plana o espacial.

El modelo y el método de análisis estructural deben respetar el tipo de estructura adoptado. La estructura real, y en particular las uniones entre las barras, deben proyectarse para que se comporten lo más aproximadamente posible a lo supuesto.(articulaciones, nudos rígidos o semirígidos).

En los nudos que se suponen articulados las uniones deben permitir los giros que se producen por la deformación de la estructura bajo cargas, sin desarrollar momentos apreciables que puedan afectar adversamente a las barras concurrentes. Las uniones sólo deben transmitir corte y eventualmente fuerza axial.

En los nudos supuestos rígidos las uniones deben poder transmitir los momentos resultantes sin que su

deformación modifique apreciablemente la distribución de momentos ni la resistencia de las barras concurrentes.

El CIRSOC 301-EL en el Capítulo **C**, Sección **C.1**. da las especificaciones generales para el análisis estructural.

El análisis estructural puede ser realizado:

(A) En estructuras isostáticas:

utilizando las ecuaciones y leyes de la estática.

(B) En estructuras hiperestáticas:

(1) por Análisis global elástico.

(2) por Análisis global plástico.

Por otra parte el análisis puede ser **de primero o de segundo orden** según se consideren las cargas actuando sobre la estructura sin deformar o sobre la estructura deformada.

Se establece que en el análisis estructural de pórticos **se deberán considerar los efectos de segundo orden (P. δ y P. Δ) cuando los mismos incrementen las resistencias requeridas.** (ver Capítulo 8)

1.5.1.- Análisis global elástico. (CIRSOC 301-EL, Sección **C.1.2**.)

- Puede ser usado en todos los casos.
- Se basará en la hipótesis de que el diagrama tensión-deformación específica del acero es lineal, independientemente de la intensidad de la tensión. La hipótesis podrá mantenerse, tanto para análisis elástico de primero como de segundo orden, aún cuando la resistencia de la sección transversal esté basada en la resistencia plástica.
Como veremos más adelante, la resistencia de diseño a flexión en secciones que satisfagan ciertas condiciones se obtiene a partir de la plastificación total de la sección lo cual implica que parte de ella tenga deformaciones superiores a la de fluencia y por ello el módulo de elasticidad ya no es constante a lo largo de la barra. Sin embargo como esta situación se da en una pequeña zona de la barra (la cercana a la sección de momento máximo) puede mantenerse la hipótesis elástica de E constante.
- En vigas y vigas armadas continuas sobre apoyos o rígidamente unidas a columnas se puede realizar una redistribución de momentos sin necesidad de realizar un análisis plástico exacto. Para ello debe cumplirse:
 - (a)** Las secciones de la barra deben ser compactas. El concepto se desarrollará en el Capítulo 5 (Sección **5.4.2**) pudiendo decir aquí que la relación ancho-espesor de los elementos de la sección transversal debe ser suficientemente pequeña para permitir deformaciones superiores a la de fluencia sin pandear localmente.
 - (b)** La longitud lateralmente no arriostrada de la barra debe permitir la deformación en los elementos de la sección mas allá de la fluencia sin que se produzca pandeo lateral. Este concepto lo veremos en el Capítulo 7.
 - (c)** Los momentos flexores no sean producidos por cargas actuantes en vigas en voladizo.
 - (d)** El acero tenga zócalo de fluencia y una tensión $F_y \leq 450$ MPa.
 - (e)** El **máximo momento positivo** de la barra se incremente en una cantidad **igual al promedio de la reducción de los momentos negativos extremos.**

Cumpliendo lo anterior los **momentos negativos de apoyo** producidos por **cargas gravitatorias** pueden reducirse **hasta en un 10%**.

Si el momento negativo es transmitido a una columna rígidamente unida a la viga, el momento reducido puede ser utilizado para el dimensionado de la columna combinado con la fuerza axial, siempre que queden en equilibrio las fuerzas y los momentos resultantes de la redistribución en los nudos del pórtico, y que la fuerza axial en la columna sea menor o igual a $0,15 \phi_c \cdot A_g \cdot F_y$ (o sea el 15% de la resistencia plástica de la columna de área A_g).

Las condiciones citadas buscan que: se pueda desarrollar la rótula plástica ((a),(b), limitación de fuerza axial en columna); que las deformaciones no sean excesivas ((c)); que los aceros puedan deformarse en fluencia ((d)); y que se mantenga el equilibrio.

- Los efectos de segundo orden (incremento de momentos flectores en barras comprimidas) pueden obtenerse por un análisis elástico de segundo orden o, como veremos en el Capítulo 8, amplificando los momentos de primer orden por un método aproximado.
- **Si el análisis es de primer orden** pueden obtenerse las reacciones y solicitaciones de sección para cada una de las acciones actuando con su valor nominal. Luego, para cada estado límite, se realiza la combinación de solicitaciones de sección con los correspondientes factores de carga para obtener las resistencias requeridas. Esto es posible por la proporcionalidad entre acciones y solicitaciones de sección.
En análisis elástico de segundo orden se debe cargar la estructura con las combinaciones de acciones mayoradas.

1.5.2.- Análisis global plástico. (CIRSOC 301-EL, Sección C.1.3.)

Para poder realizar análisis global plástico es necesario que las secciones transversales de las barras y los aceros utilizados permitan que se formen las rótulas plásticas necesarias para transformar la estructura en un mecanismo. En el Reglamento se establecen una serie de condiciones a cumplir:

- (a) por las secciones transversales de las barras en la sección de la rótula y en su entorno;
- (b) por los aceros utilizados en lo referente a : tensiones de fluencia (menor o igual a 450 MPa); relación entre tensión de rotura y tensión de fluencia (mínimo 1,25); relación de deformaciones de rotura y fluencia (mínimo 20 veces);
- (c) restricciones para el desplazamiento lateral; etc.

No se permite análisis plástico en estructuras sometidas a efectos de fatiga. Deberá ser considerada en el análisis la influencia de las deformaciones inelásticas y si fuera necesario el deslizamiento de las uniones.

1.6.- FABRICACION, MONTAJE, PROTECCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

En el Capítulo M del CIRSOC 301- EL se dan indicaciones generales sobre los aspectos arriba señalados. Mas allá de ello se pueden realizar las siguientes consideraciones generales.

1.6.1.- Fabricación:

Una vez realizado el proyecto de la estructura la misma debe ser fabricada en un taller metalúrgico. La facilidad de fabricación de la estructura es un aspecto muy importante a tener en cuenta en el proyecto. Proyectar elementos estructurales o formas seccionales que produzcan una disminución en el consumo de acero pero lleven a un proceso de fabricación complicado no resulta globalmente económico, pues los costos adicionales de mano de obra y/o utilización de equipos especiales pueden superar largamente el ahorro de material.

Se debe estudiar la posición de agujeros y soldaduras a fin de evitar el excesivo manipuleo de las piezas en taller para poder ejecutarlos.

Se deben analizar: las tolerancias exigibles en el proyecto, las dimensiones de las piezas a fabricar, el

proceso de deformación de barras que no tengan eje recto, la necesidad o no de piezas con contraflechas etc. Mínimas tolerancias, piezas demasiado grandes, gran cantidad de barras a curvar o grandes curvaturas aumentan los costos de fabricación.

Otro aspecto importante es la estandarización de elementos en la estructura. Chapas y barras de iguales dimensiones y cortes, iguales posiciones de agujeros y soldaduras, nudos iguales, etc. llevan a una disminución del costo de fabricación.

El proyectista realiza los planos generales y de detalles básicos del proyecto. Luego se debe desarrollar el detallado fino de barras, uniones etc. mediante los planos de taller. Generalmente éstos son ejecutados por la oficina técnica del fabricante y llevan a un ajuste de los primeros. Es conveniente que el proyectista fiscalice la realización de los planos de taller para garantizar que los mismos no se aparten de las hipótesis con las que se realizó el proyecto.

1.6.2.- Montaje:

Luego de fabricada la estructura debe ser transportada a obra y montada en su posición final. Este aspecto también debe ser considerado en el proyecto. Las dimensiones de las partes constitutivas y la forma de ensamblarlas en obra dependen de las disponibilidades de medios de transporte y equipo de montaje, de la comodidad y seguridad de trabajo de los operarios, de la disponibilidad de espacio en obra, etc. Se debe prever cuales son las uniones que se ejecutarán en el suelo y cuáles sobre los elementos montados a fin de compatibilizar el proyecto de las mismas con las condiciones de trabajo y garantizar una correcta ejecución de aquéllas.

1.6.3.- Protección contra la corrosión:

El acero expuesto debe ser protegido contra la corrosión. Esto se logra con pinturas de protección que son aplicadas generalmente en taller y retocadas o terminadas en obra. La intensidad necesaria de la protección depende del grado de ataque corrosivo del ambiente donde se encuentra la estructura.

A mayor agresividad obviamente mayor protección.

Hay puntos críticos de la estructura donde es necesario controlar la protección contra la corrosión. Por ejemplo las soldaduras y puntos donde se produzca una concentración de tensiones.

Sobre todo en chapas para cubierta o cerramientos se utilizan elementos con tratamientos de galvanizado o aluminizado que evitan el pintado pues proveen una capa protectora. En estos casos es necesario cuidar que esa capa protectora no se dañe o destruya en el proceso de montaje, como por ejemplo por la ejecución de soldaduras.

Existen aceros aleados que por su composición química resultan resistentes a la corrosión. Su costo es mayor pero evitan el costo de mantenimiento que puede resultar importante en algunas estructuras metálicas expuestas a ambientes agresivos. (Por ejemplo puentes).

La estructura debe conservar su aptitud en toda su vida útil. La protección por pinturas tiene una duración limitada por lo que es necesario realizar un mantenimiento de la misma que asegure que la protección inicial se conserva. El CIRSOC 301-EL en la Sección **A.7.2** exige dentro de la Documentación Conforme a Obra un plan de tareas de mantenimiento a realizar durante la vida útil.

1.6.4.- Protección contra el fuego:

Las estructuras metálicas son incombustibles pero al elevarse la temperatura por un incendio disminuyen su capacidad resistente y pueden colapsar. Por ello en algunos casos es necesario protegerlas contra la acción del fuego. Los objetivos de la protección son :

- (a) permitir la evacuación rápida y segura de los ocupantes,
- (b) dar seguridad al personal que combata el fuego,
- (c) evitar la propagación del fuego desde el foco al resto del edificio y construcciones adyacentes,
- (d) reducir al mínimo las pérdidas económicas.

El grado de seguridad de la estructura se mide en horas de resistencia al fuego. Existen especificaciones que establecen para distintas categorías de edificios y para los distintos elementos estructurales de los mismos (vigas, columnas, tabiques y cerramientos, etc.) las horas necesarias de resistencia.

Para construcciones metálicas con bajo nivel de ocupación y que no contengan elementos de riesgo no resulta necesaria una protección especial.

La resistencia al fuego de las estructuras metálicas puede aumentarse con la aplicación de revestimientos protectores de hormigón, vermiculita, pinturas especiales etc.

CAPÍTULO 2

UNIONES y MEDIOS DE UNION

2.1.- INTRODUCCION.

La estructura está formada por elementos estructurales que generalmente deben unirse para que aquella funcione como tal. Asimismo muchas veces los elementos estructurales se componen de piezas simples que deben unirse para que trabajen conjuntamente. Para lograr el funcionamiento conjunto de las partes que se unen, las uniones deben transmitir en forma segura las fuerzas y momentos que correspondan y su deformación debe permanecer en el orden de magnitud de las restantes deformaciones de los elementos estructurales y de la estructura.

Según se establece en el CIRSOC 301-EL en la Sección **J.1.1.** las uniones comprenden:

- Las partes afectadas de las barras que se unen. (por ejemplo alas o almas de vigas).
- Los elementos auxiliares de la unión. (por ejemplo: chapa de nudo, cartelas, cubrejuntas, forros).
- Los medios de unión. (bulones, soldaduras, remaches).

En este Capítulo nos referiremos fundamentalmente a los medios de unión en lo que hace a: las características de los mismos; los criterios de elección; la determinación de sus solicitaciones requeridas en distintos tipos de uniones; su proyecto y la determinación de su resistencia de diseño para diversos estados límites. Asimismo veremos el dimensionado de algunos elementos auxiliares de las uniones. En el **Capítulo 3** se verá la determinación de la resistencia de diseño de las barras afectadas sometidas a tracción, y los empalmes de barras traccionadas (Sección **3.9.**). En la Sección **4.10.** del **Capítulo 4** el empalme de barras comprimidas. El empalme de vigas en la Sección **7.4.5.** y el proyecto y cálculo de nudos de vigas de reticulado en la Sección **7.8.7.** del **Capítulo 7.**

Como se dijo en el Capítulo 1, Sección **1.5.** (Página 27), las uniones deben proyectarse para que funcionen de acuerdo al Tipo de estructura (Tipo PR o TR) y al correspondiente modelo de cálculo que hayan sido adoptados para la estructura. Una articulación deberá transmitir corte y fuerza axial y permitir el giro libre de la o las barras concurrentes. Las uniones en un nudo rígido deberán transmitir corte, axial y momento flector y no permitir giros relativos entre las barras concurrentes. En un nudo semirígido la unión deberá permitir el giro previsto y transmitir el momento correspondiente.

Los medios de unión mas empleados actualmente en las estructuras de acero son la **soldadura y los bulones**. Los remaches en caliente prácticamente ya no se usan.

En el Capítulo J del CIRSOC 301-EL se dan las especificaciones para el proyecto y cálculo de las uniones, juntas y medios de unión incluyéndose entre éstos a los bulones y a la soldadura.

En estructuras de chapa delgada plegada en frío se utilizan otros medios de unión como remaches en frío, tornillos autoperforantes, etc.

En general la mayor parte de las uniones ejecutadas en taller se hacen con soldadura. Las uniones abulonadas se utilizan mucho cuando ellas se realizan en obra, por su facilidad de ejecución y mayor garantía de calidad.

La mano de obra para realizar uniones abulonadas es de mucho menor especialización que la que ejecuta uniones soldadas, donde la calidad del operario soldador tiene una gran importancia.

2.2.- UNIONES ABULONADAS.

Especificaciones para las uniones abulonadas se dan en la Sección **J.3.** del Reglamento CIRSOC 301-EL . Para las uniones abulonadas realizadas con bulones de alta resistencia es también de aplicación la Recomendación CIRSOC 305/2007

2.2.1.- Tipos de bulones. Formas de instalación

(A) Tipos de bulones. Los bulones tienen cabeza, vástago roscado, tuerca y arandela.

Se utilizan actualmente dos tipos de bulones :

- (1) Bulones comunes calibrados.
- (2) Bulones de alta resistencia.

- Los **bulones comunes calibrados** se fabrican con aceros al carbono de características similares al Tipo ASTM A36 o F24 según IRAM-IAS. Se designan como **A307** en la Especificación ASTM .La norma IRAM correspondiente es la IRAM 5452. Tienen aproximadamente :

- tensión de rotura a tracción (F_u) = **370 MPa**
- tensión de fluencia (F_y) = **235 MPa**

Se utilizan para uniones de tipo aplastamiento que definiremos mas adelante. Son de cabeza y tuerca cuadrada o hexagonal. La cabeza hexagonal permite un mejor manejo de las llaves de apriete y necesita menos espacio para girar. Tienen mayores tolerancias en las dimensiones del vástago. Por ello y su menor resistencia se utilizan en estructuras sencillas sometidas a cargas estáticas y para barras secundarias en estructuras mayores.

- Los **bulones de alta resistencia** se fabrican con aceros al carbono tratados térmicamente (templado y revenido) o aceros aleados. Los tipos más comunes son :

(1) Bulones tipo ASTM A325 (IRAM 5453). Acero al carbono templado y revenido.

- $F_u \geq 825 \text{ MPa}$ (diámetros $\leq 1''$); $F_u \geq 725 \text{ MPa}$ (diámetros $> 1''$)
- $F_y \geq 650 \text{ MPa}$ (diámetros $\leq 1''$); $F_y \geq 570 \text{ MPa}$ (diámetros $> 1''$)

Diámetros comerciales (en pulgadas) desde 1/4" hasta 1" ó 1 1/2"

Para ser pretensados Diámetro $\geq 7/16''$

(2) Bulones tipo ISO 8.8. (IRAM 5464) **ASTM A325M** (métricos)

- $F_u \geq 800 \text{ MPa}$ (diámetros $< 12 \text{ mm}$) $F_u \geq 830 \text{ MPa}$ (diámetros $\geq 12 \text{ mm}$)
- $F_y \geq 0,8 F_u \geq 640 \text{ MPa}$ (diámetros $< 12 \text{ mm}$) $F_y \geq 660 \text{ MPa}$ (diámetros $\geq 12 \text{ mm}$)

Diámetros comerciales (en milímetros) de 6mm a 24 mm.

Para ser pretensados Diámetro $\geq 12 \text{ mm}$

Los tipos de bulones **(1)** y **(2)** son los más comunes en nuestro medio. Existen también en el mercado con características similares bulones bajo las siguientes designaciones:

Según SAE: Grado 5, $F_u \geq 840 \text{ MPa}$

Según DIN : 8 G, $F_u \geq 800 \text{ MPa}$

(3) Bulones Tipo ASTM A490 (IRAM 5455). Acero aleado (cromo-níquel, cromo-níquel-molibdeno) tratado térmicamente.

- $F_u \geq 1035 \text{ MPa}$
- $F_y \geq 800 \text{ a } 900 \text{ MPa}$ según el diámetro.

Diámetros comerciales (en pulgadas) de 1/2" a 1 1/2"

(4) Bulones tipo ISO 10.9. (IRAM 5464), **ASTM A490M** (métricos)

- $F_u \geq 1040 \text{ MPa}$
- $F_y \geq 0,9 F_u \geq 900 \text{ MPa}$.

Designaciones de bulones de características aproximadamente equivalentes a los tipos **(3)** y **(4)** son:

Según SAE : Grado 8 , $F_u \geq 1050 \text{ MPa}$

Según DIN : 10 K, $F_u \geq 1000 \text{ MPa}$

Los bulones de alta resistencia se pueden usar en uniones de tipo aplastamiento o en uniones de deslizamiento crítico como veremos más adelante.

Los bulones de alta resistencia han desplazado a los remaches y compiten con la soldadura en muchos casos por varias razones, siendo las más importantes:

- Ejecución de uniones más rápidas y con menos personas por equipo.
- Tarea menos peligrosa por no existir chispas.
- A igual sollicitación menor número de bulones que de remaches.
- Menor capacitación del personal para ejecutar buenas uniones en comparación con las remachadas y soldadas.
- Equipo más barato que para uniones remachadas y soldadas.
- No se requiere la utilización de pernos de montaje como en muchas uniones soldadas ejecutadas en obra para mantener las partes en posición.
- Operación menos ruidosa que la de remachado.
- Las estructuras abulonadas pueden desarmarse o modificarse con relativa facilidad sin provocar daños en las barras y elementos unidos.
- Cuando son sometidas a cargas pulsatorias, las uniones abulonadas del tipo de deslizamiento crítico tienen un mejor comportamiento frente a la fatiga que las soldadas.

Las cabezas son exagonales al igual que las tuercas (**Figura 2-1**). Las roscas están normalizadas y las arandelas deben cumplir especiales especificaciones de dureza y resistencia del acero cuando son usadas en uniones de deslizamiento crítico.

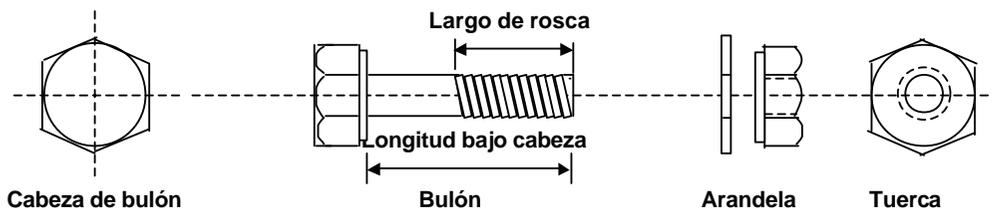


Figura 2-1

(B) Instalación de bulones de alta resistencia :

Cuando se unen dos chapas con un bulón al apretar la tuerca el vástago se tracciona. El CIRSOC 301-EL en la Sección **J.3.1.** define dos situaciones para el ajuste de los bulones de alta resistencia.

(a) condición de ajuste sin juego (o ajuste simple). Este ajuste permite que los elementos que se unen queden en contacto firme. Se define como el ajuste obtenido por unos cuantos golpes con una llave de impacto o con el máximo esfuerzo de un operario con una llave de tuerca ordinaria. Se permite el uso de bulones con este ajuste:

- en uniones tipo aplastamiento sometidas a corte donde el deslizamiento (dentro de las tolerancias del agujero) es permitido,
- en uniones tipo aplastamiento sujetas a tracción o tracción combinada con corte, **solamente** cuando están ejecutadas con bulones **A325** o **ISO 8.8**
- en uniones donde no exista posibilidad de aflojamiento por cargas que producen vibraciones
- en uniones no sujetas a posible fatiga debida a cargas cíclicas.

(b) ajuste con bulón totalmente pretensado. Este ajuste se logra cuando el vástago queda traccionado con una tensión igual al 70% de la tensión de rotura del acero. En la Tabla J.3-1 del CIRSOC 301-EL (**Figura 2-2**) se da la mínima fuerza de tracción que se debe ejercer para lograr esa condición. (expresada en kN ; 1 kN \cong 100 Kg)

En los bulones totalmente pretensados las tuercas no presentan en general tendencia a aflojarse por lo que no son necesarias precauciones especiales excepto cuando actúan cargas vibratorias. En ese caso se puede soldar la tuerca al bulón o colocarse dos tuercas totalmente apretadas.

Tabla J.3-1 (CIRSOC 301-EL)
Tracción Mínima de los Bulones. (kN)(a)

Bulones milimétricos ISO. Rosca Gruesa			Bulones ASTM – Rosca UNC			
Diámetro nominal del bulón (mm)	Bulones ISO 8.8. A325M (kN)	Bulones ISO 10.9 A490M (kN)	Diámetro nominal del bulón		Bulones A325 (kN)	Bulones A490 (kN)
			Pulg.	mm.		
12	48	61	7/16	11,11	40	-
14	67	84	1/2	12,70	53	66
16	91	114	9/16	14,28	68	85
18	111	140	5/8	15,87	84	105
20	142	178	3/4	19,05	125	156
22	176	220	7/8	22,22	172	215
24	205	257	1	25,40	226	283
27	267	334	1 1/8	28,57	249	356
30	326	408	1 1/4	31,75	317	453
33	403	504	1 3/8	34,92	377	539
36	475	594	1 1/2	38,10	459	656

(a) Igual a 0,70 de la resistencia mínima a la tracción del bulón, redondeado a la unidad más cercana.

Figura 2-2

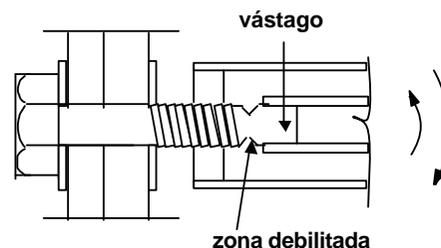
Para lograr en el bulón las fuerzas de tracción indicadas en la tabla anterior el Reglamento acepta alguno de los siguientes métodos:

(1) **Giro de la tuerca.** Los bulones se aprietan sin juego y luego se les da un giro de 1/3 a una vuelta completa en función de su longitud y de la inclinación de superficies de cabeza y tuerca. Para controlar el giro se marca la posición inicial con pintura o tiza.

(2) **Llave calibrada.** Se utiliza una llave de impacto ajustada para detenerse al alcanzar el par necesario para tener la tracción correspondiente. Las llaves se deben calibrar diariamente .

(3) **Indicador directo de tracción.** Se utiliza una arandela endurecida con protuberancias en sus caras que se aplanan a medida que se aprieta el bulón. La dimensión de abertura indica la intensidad de la tracción lograda.

(4) **Bulón calibrado.** El vástago del bulón tiene una hendidura para debilitar la sección. Se hacen girar en sentido contrario vástago y tuerca. Al alcanzarse el par previsto para la tracción necesaria se corta el vástago en la zona debilitada.



En general todas las superficies a unir, incluyendo las adyacentes a las arandelas deben estar limpias y libres de escamas (excepto las fuertemente adheridas por laminación), polvo, rebabas y otros defectos que impidan un pleno contacto entre los elementos a unir y de éstos con la arandela y tuerca.

2.2.2.- Tipos de uniones abulonadas.

Existen dos tipos de uniones abulonadas según la manera en que se trasmite la fuerza cuando ésta actúa en dirección normal al eje del bulón.

- (A) Uniones tipo aplastamiento.
- (B) Uniones de deslizamiento crítico. (tipo fricción)

Como vimos existen dos maneras de instalación de los bulones:

- (a) Ajuste sin juego
- (b) Ajuste con bulón totalmente traccionado (solo con bulones de alta resistencia)

Combinando ambos aspectos aparecen los tres tipos de uniones con bulones de alta resistencia que reconoce el CIRSOC 301-EL en la Sección **J.3.1.(a)**

- (1) **Unión con ajuste sin juego:** son uniones tipo aplastamiento con bulones apretados con ajuste sin juego
- (2) **Unión pretensada:** son uniones tipo aplastamiento con bulones totalmente pretensados según la Tabla **J.3-1 (Figura 2-2)**
- (3) **Unión de deslizamiento crítico:** son uniones tipo deslizamiento crítico con bulones totalmente pretensados según la Tabla **J.3-1 (Figura 2-2)** y tratamiento de las superficies de contacto.

Las uniones (1) y (2) tipo **aplastamiento** se proyectan para trabajar por corte del bulón y aplastamiento de la chapa.

La unión (3) **tipo deslizamiento crítico** se proyecta para transmitir las fuerzas de corte por rozamiento entre las chapas sin permitir el deslizamiento.

Se utilizarán **Uniones pretensadas** en los siguientes casos:

- (a) Uniones sometidas a efectos de fatiga sin inversión del sentido de las cargas,
- (b) Uniones sometidas a vibraciones o efectos dinámicos,
- (c) Uniones tipo aplastamiento con bulones A490 (ISO 10.9; A490M) sometidas a fuerzas de tracción o combinación de tracción y corte,
- (d) Toda unión donde las especificaciones del Reglamento exijan el pretensado de los bulones.

Asimismo se establece que utilizarán **Uniones de deslizamiento crítico** en los siguientes casos:

- (a) Uniones en las que el deslizamiento de las superficies de contacto pueda afectar alguna condición de servicio o reducir la resistencia o la estabilidad de la estructura o del elemento estructural (por ejemplo uniones extremas de barras armadas),
- (b) Uniones sometidas a efectos de fatiga con inversión del sentido de las cargas,
- (c) Uniones con agujeros holgados,
- (d) Uniones con agujeros ovalados cuando su mayor dimensión no es perpendicular a la dirección de la fuerza,
- (e) Cualquier otra unión establecida en los planos de proyecto o donde las especificaciones del Reglamento lo exijan.

2.2.3.- Tipo, tamaño y uso de agujeros.

El CIRSOC 301-EL admite varios tipos de agujeros en su Sección **J.3.2.**. En la Tabla J.3-3 (**Figura 2-3**) se indican las dimensiones máximas de los agujeros según el diámetro nominal (del vástago) del bulón.

Tabla J.3-3
Dimensión Nominal de los Agujeros

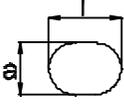
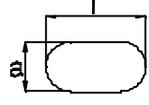
Diámetro de los Bulones. (mm)	Dimensiones de los Agujeros (mm)			
	Normales (Diámetro)	Holgados (Diámetro)	Ovalados Cortos (Ancho x Largo)	Ovalados Largos (Ancho x Largo)
				
6	8	9	-	-
7	9	10	-	-
8	10	11	-	-
10	12	13	-	-
12	14	16	14 x 18	14 x 30
14	16	18	16 x 20	16 x 35
16	18	20	18 x 22	18 x 40
20	22	24	22 x 26	22 x 50
22	24	28	24 x 30	24 x 55
24	27	30	27 x 32	27 x 60
27	30	35	30 x 37	30 x 67
>28	d+3	d+8	(d+3) x (d+10)	(d+3)x(2,5xd)
Diámetro en pulgadas	Dimensiones de los agujeros en pulgadas			
1/4	5/16	3/8	-	-
5/16	3/8	7/16	-	-
3/8	7/16	1/2	-	-
7/16	1/2	9/16	-	-
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
≥1 1/8	d+1/16	d+5/16	(d+1/16)x(d+3/8)	(d+1/16)x(2,5xd)

Figura 2-3

Los **agujeros normales** son los comunes. Se utilizan tanto para uniones tipo aplastamiento como de deslizamiento crítico. En este último caso se pueden introducir chapas de relleno de hasta 6 mm de espesor sin hacer la reducción de resistencia nominal que, como veremos mas adelante, corresponde a los agujeros ovalados cortos.

Los restantes tipos de agujeros pueden ser útiles para facilitar el montaje.

Los **agujeros holgados no pueden usarse en uniones** tipo aplastamiento. **Sí pueden utilizarse** en cualquiera o todas las chapas de uniones de **deslizamiento crítico**. Se deberán instalar arandelas endurecidas sobre los agujeros holgados de una chapa externa.

Los agujeros **ovalados cortos** pueden usarse en cualquiera o todas las chapas de uniones tipo aplastamiento o de deslizamiento crítico pero en las primeras la longitud mayor deberá ser normal a la dirección de la fuerza, mientras que en las segundas puede tener cualquier dirección. Se deberán

instalar arandelas en las chapas externas. Estas arandelas serán de dureza especial cuando se usen bulones de alta resistencia.

Los agujeros **ovalados largos sólo** pueden usarse en **una de las chapas unidas**. En las uniones tipo aplastamiento la dirección larga debe ser normal a la dirección de la fuerza. En las de deslizamiento crítico puede tener cualquier dirección. Cuando los agujeros están en una chapa externa se deberá colocar una arandela plana o una barra continua con agujeros normales que cubra todo el agujero. Si se usan bulones de alta resistencia las arandelas tendrán un espesor mínimo de 8 mm.

2.2.4- Uniones tipo APLASTAMIENTO.

2.2.4.1.- Generalidades

Supongamos una unión simple (traslapada) entre dos chapas que debe transmitir una fuerza de tracción T . (Figura 2-4).

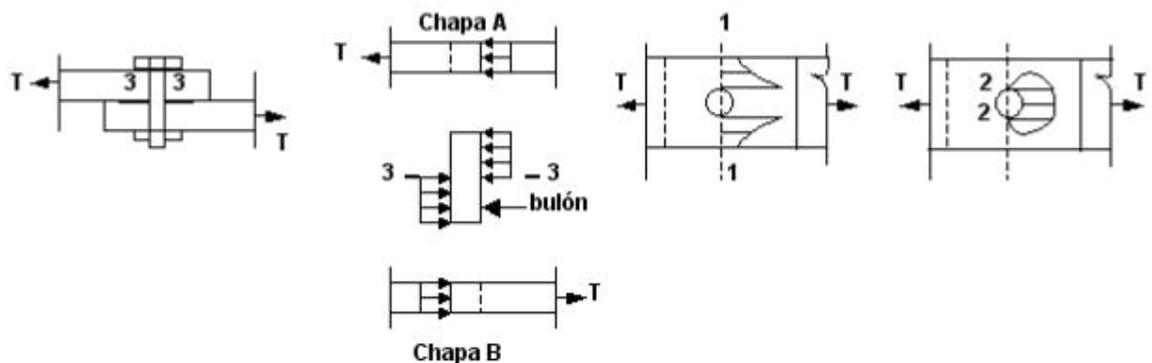


Figura 2-4

La fuerza pasa por la sección **1-1** de la chapa **A** y luego por aplastamiento de la chapa al bulón a través de la superficie de contacto **2-2**. Por la sección **3-3** pasa por corte de la parte superior a la inferior del bulón. De ésta por aplastamiento al extremo de la chapa **B** y luego por la sección del agujero al cuerpo de la chapa **B**.

Las posibilidades de falla de una unión abulonada cuando debe transmitir fuerzas normales a los ejes de los bulones son: (Figura 2-5)

(a) falla por corte del bulón, (b) falla por desgarramiento de la chapa desde el bulón a su extremo libre, (c) falla por aplastamiento del bulón, (d) falla por aplastamiento de la chapa, (e) falla por rotura de la chapa en la sección del agujero.

En la figura se representa una unión traslapada con un sólo bulón.

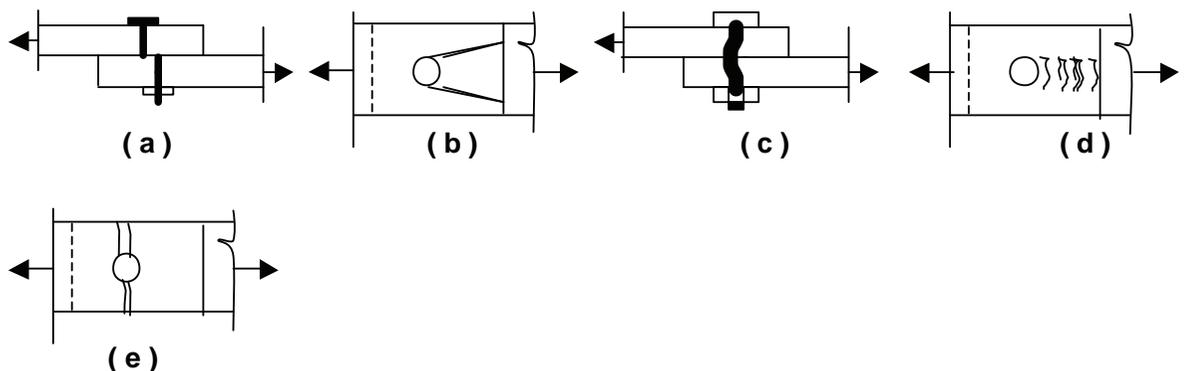


Figura 2-5

Si existieran dos o mas bulones en línea (**Figura 2-6**) en cada uno de ellos se puede producir la falla por corte (**a**) y además, pueden producirse entre bulones, el desgarramiento de la chapa o su aplastamiento, (**b**).

Si la unión fuera del tipo a tope (**c**) la falla por corte se puede producir en cada una de las secciones de corte (dos en la figura).

Cuando el espesor del paquete de chapas a unir es grande puede producirse la falla por flexión del bulón. (**d**).

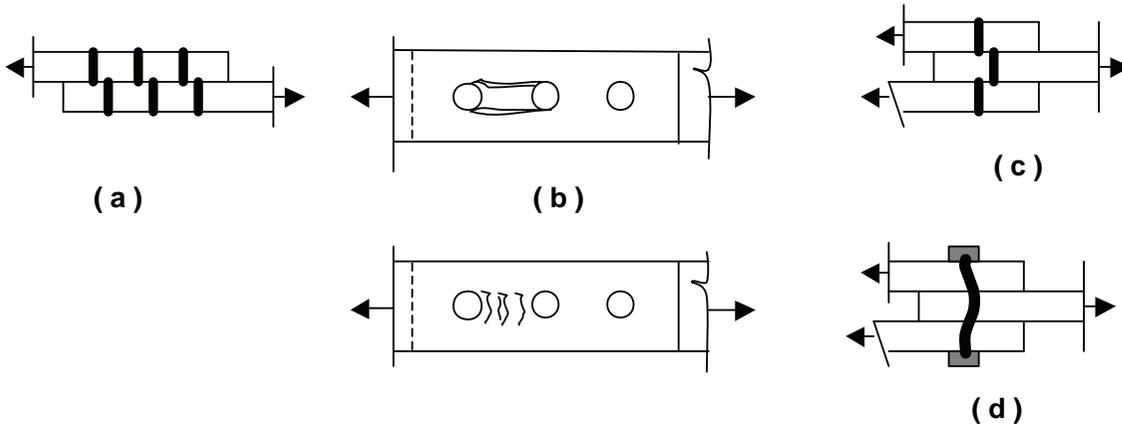


Figura 2-6

Existen uniones donde el bulón debe transmitir fuerzas de tracción paralelas a su eje, solas o combinadas con fuerzas cortantes. (**Figura 2-7**). En este caso el bulón puede fallar por tracción o por combinación de tracción y corte.

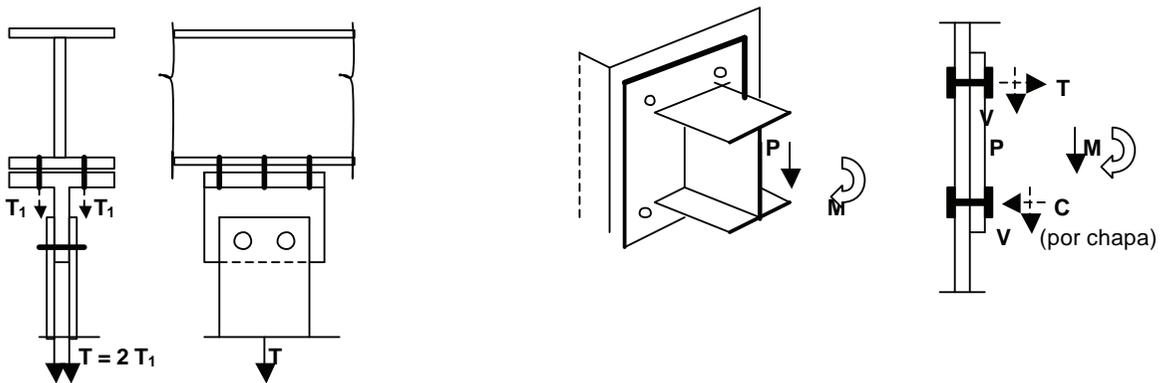


Figura 2-7

De las posibles fallas habrá alguna que sea determinante y que definirá la resistencia de la unión. En las secciones siguientes se analizarán los posibles modos de falla y la resistencia de diseño de la unión para el correspondiente estado límite, de acuerdo con lo establecido por el CIRSOC 301-EL en su Capítulo J.

La dimensión y forma del agujero para el bulón tiene influencia en las resistencias nominales para casi todos los modos de falla. Por ello se debe definir el tipo de agujeros que se va a utilizar en cada unión y el tamaño a considerar para el cálculo, según se estableció en la Sección 2.2.3.-.

2.2.4.2.- Resistencia de diseño de los bulones a TRACCIÓN y a CORTE en uniones tipo Aplastamiento.

(A) Resistencia a TRACCIÓN:

La resistencia nominal de un bulón es (kN) : $R_n = F_u \cdot A_n \cdot (10^{-1})$ (2-1)

F_u = tensión de rotura a tracción.(MPa)

A_n = área neta en la parte roscada del bulón.(cm²)

El área neta de la parte roscada oscila entre 0,75 y 0,79 del **área bruta del vástago** A_b . Adoptando 0,75 la (2-1) queda

$$R_n = F_u \cdot 0,75 \cdot A_b \cdot (10^{-1}) = F_t \cdot A_b \cdot (10^{-1})$$

siendo F_t una tensión neta de tracción (nominal) aplicada sobre el área bruta del vástago $F_t = 0,75 \cdot F_u$

El factor de resistencia adoptado es relativamente pequeño para considerar las mayores incertidumbres en la ejecución de las uniones. Se adopta $\phi = 0,75$

Por lo que la **Resistencia de diseño a tracción** R_d (kN) de un bulón es:

$$R_d = 0,75 \cdot F_t \cdot A_b \cdot (10^{-1}) \quad (2-2)$$

De acuerdo a los valores dados en la Sección 2.2.1. de F_u para los distintos tipos de bulones se adoptan los siguientes valores para F_t : (dados en la Tabla J.3-2 del CIRSOC 301-EL, y que se transcribe en página siguiente)

Bulones A325, ISO 8.8, A325M ($\cong 0,75 \times 825$) $F_n = 620 \text{ MPa}$

Bulones A490, ISO 10.9, A490M ($\cong 0,75 \times 1035$) $F_n = 778 \text{ MPa}$

Para **Bulones comunes tipo A307** dado el menor control de dimensiones que tienen estos bulones en nuestro medio se adopta un valor menor $F_n = 0,70 F_u \cong 0,7 \times 370 = 260 \text{ MPa}$. Se permite usar los bulones tipo **A307** sólo para carga estática.

Para los bulones **A325** y **A490** (y los tipo ISO equivalentes) sometidos a fatiga se disminuye la tensión según se verá en el **Capítulo 10**.

La resistencia de diseño R_d deberá ser mayor o igual a la fuerza aplicada R_u que será la suma de la fuerza requerida resultante de las acciones mayoradas y de cualquier tracción resultante del **efecto de la acción de palanca** (q_u) producida por la deformación de las partes unidas, en aquellas uniones en que este efecto se produzca. (**Figura 2-8**)

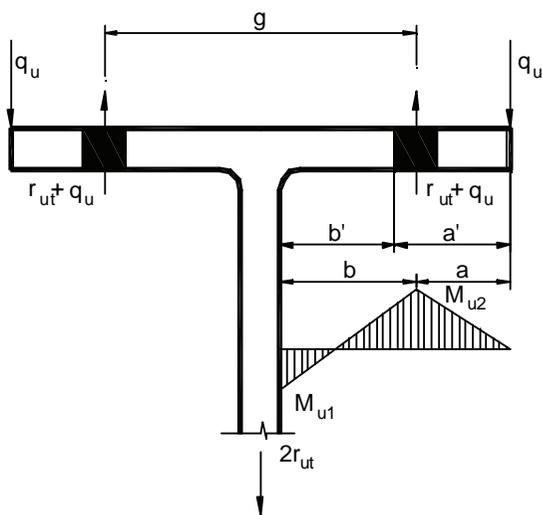


Figura 2-8

Tabla J.3-2 (CIRSOC 301-EL)
Resistencia de Diseño de Bulones

Descripción de los Bulones	Resistencia a la Tracción		Resistencia al corte en uniones del Tipo Aplastamiento	
	Factor de Resistencia ϕ	Resistencia Nominal, F_t (MPa)	Factor de Resistencia ϕ	Resistencia Nominal, F_v (MPa)
Bulones comunes Tipos A307, ISO 4.6	0,75	260 (a)	0,75	140 (b,e)
Bulones A325, A325M ó ISO 8.8 cuando la rosca no está excluida de los planos de corte		620 (d)		330 (e)
Bulones A325, A325M ó ISO 8.8 con la rosca excluida de los planos de corte		620 (d)		415 (e)
Bulones A490, A490M ó ISO 10.9 cuando la rosca no está excluida de los planos de corte		778 (d)		414 (e)
Bulones A490, A490M ó ISO 10.9 con la rosca excluida de los planos de corte		778 (d)		517 (e)
Partes roscadas que cumplen con los requerimientos de la Sección A.3, y la rosca no está excluida de los planos de corte		$0,75 F_u$ (a,c)		$0,40 F_u$
Partes roscadas que cumplen con los requerimientos de la Sección A.3, y la rosca está excluida de los planos de corte		$0,75 F_u$ (a,c)		$0,50 F_u$ (a,c)
(a) Cargas estáticas solamente. (b) Se permite la rosca en los planos de corte. (c) La resistencia nominal a la tracción de la parte roscada de una varilla recalcada, basada en el área de la sección en el diámetro mayor de la rosca A_b , será mayor que el área nominal del cuerpo A_b de la varilla antes del recalcado multiplicada por F_y . (d) Para bulones A325, A325M, ISO 8.8 y A490, A490M, ISO 10.9 solicitados a tracción con fatiga, ver la Sección A-K.3. (e) Cuando se emplean uniones del tipo de aplastamiento para empalmar barras traccionadas con bulones separados en dirección paralela a la fuerza a más de 1300 mm, los valores tabulados deben ser reducidos en un 20% .				

(B) Resistencia a CORTE.

La resistencia nominal R_n para un bulón será la resistencia a rotura por corte F_{vu} multiplicada por el área del vástago A_b y por el número de secciones de corte m que tenga el bulón según el tipo de junta (ver Figura 2-6). Esto siempre que el corte se produzca en secciones que no pertenezcan a la parte roscada del vástago.

Si el corte se produce en la parte roscada corresponde una sección menor, aproximadamente $0,75 A_b$. La resistencia a rotura por corte F_{vu} es aproximadamente el **60%** de la resistencia a rotura por tracción F_u según comprobaciones experimentales.

Las fórmulas y valores dados por el CIRSOC 301-EL se derivan inicialmente de la AISC-LRFD (versión 1986) según el siguiente razonamiento:

- Cuando la rosca está excluida de los planos de corte:

$$R_d = \phi \cdot R_n = \phi \cdot m \cdot F_{vu} \cdot A_b = \phi \cdot m \cdot (0,60 F_u) \cdot A_b = (0,65) \cdot m \cdot (0,60) \cdot F_u \cdot A_b = 0,39 m \cdot F_u \cdot A_b \quad (2-3)$$

La versión 1986 de la AISC-LRFD consideraba un factor de resistencia bajo en función de la incertidumbre de repartición de la fuerza entre bulones y entre las secciones de corte. Se tomaba $\phi = 0,65$

En la versión 1999 de la AISC-LRFD (base del CIRSOC 301-EL) a fin de unificar el factor de resistencia con el adoptado para el estado límite de rotura por tracción (0,75) y tener el mismo valor dado por la ecuación (2-3) (considerando $0,75 \times 0,50 = 0,375 \cong 0,39 = 0,65 \times 0,60$) se toma:

$$R_d = \phi \cdot R_n = 0,75 (0,50 F_u) \cdot m \cdot A_b \cdot (10^{-1}) = 0,75 m \cdot F_v \cdot A_b \cdot (10^{-1}) \quad (\text{para un bulón}) \quad (2-4)$$

$F_v = 0,50 F_u$ es una tensión nominal de rotura por corte que toma los siguientes valores según el tipo de bulón: (Tabla J.3-2. del CIRSOC 301-EL)

A325, ISO 8.8, A325M ($\cong 0,50 \times 825$)	$F_v = 415 \text{ MPa}$
A490, ISO 10.9, A490M ($\cong 0,50 \times 1035$)	$F_v = 517 \text{ MPa}$

Para los bulones comunes **A307** se toma un valor menor a $0,50 F_u$, y es el correspondiente **al caso de rosca no excluida** de los planos de corte.

- Cuando la rosca no está excluida de los planos de corte.

La sección de corte es la del núcleo que es aproximadamente $0,75 A_b$. Luego reemplazando en la ecuación (2-4) queda:

$$R_d = 0,75 (0,50 F_u) \cdot m \cdot 0,75 A_b = 0,75 \cdot [(0,50 \times 0,75) F_u] \cdot A_b = 0,75 \cdot F'_v \cdot m \cdot A_b$$

$$R_d = 0,75 m \cdot F'_v \cdot A_b \cdot (10^{-1}) \quad (\text{para un bulón}) \quad (2-5)$$

$F'_v \approx 0,40 F_u$ ($0,40 \cong 0,50 \times 0,75$) es una tensión nominal de rotura por corte cuando la rosca no está excluida de los planos de corte con los valores: (Tabla J.3-2. CIRSOC 301-EL)

A325, ISO 8.8, A325M ($0,40 \times 825$)	$F'_v = 330 \text{ MPa}$
A490, ISO 10.9, A490M ($0,40 \times 1035$)	$F'_v = 414 \text{ MPa}$

Para **Bulones comunes tipo A307** dado el menor control de dimensiones que tienen estos bulones en nuestro medio se adopta un valor menor $F_v = 0,35 F_u \cong 0,35 \times 370 = 140 \text{ MPa}$.

Los bulones **A307** sólo pueden usarse para cargas estáticas.

Los bulones **A325** y **A490** (y los tipo ISO equivalentes) sometidos a fatiga tienen una reducción de resistencia según se verá en el **Capítulo 10**.

En la Tabla **J.3-2** también se dan las Resistencias Nominales en términos de tensión para partes roscadas a utilizar en tensores o pernos de anclaje.

(C) Resistencia frente a TRACCIÓN combinada con CORTE. (CIRSOC 301-EL, Sección J.3.7.)

Los ensayos realizados (Kulak, 1987) han mostrado que la resistencia de pasadores en general y bulones en particular sometidos a una combinación de fuerzas de corte y de tracción puede ser definida con bastante precisión por una elipse cuya ecuación se indica en la **Figura 2-9**.

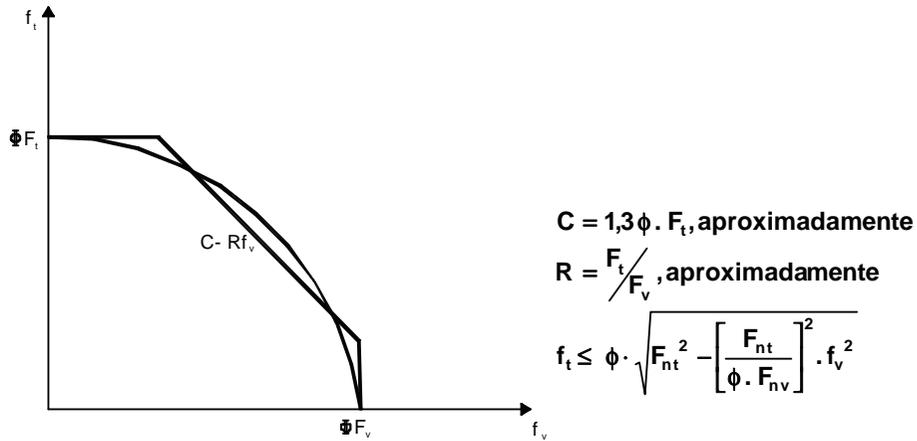


Figura 2-9

Con pequeñas diferencias, la curva puede reemplazarse por tres rectas como se indica en la figura. Esa representación tiene la ventaja que cuando un tipo de tensión es totalmente dominante ella determina la resistencia por sí misma. Las ecuaciones resultantes de las tres rectas permiten dar una tensión de **tracción nominal límite Ft** en función de la tensión de corte producida por las cargas mayoradas en las uniones abulonadas tipo aplastamiento. La **resistencia de diseño a tracción** (kN) es:

$$R_d = \phi \cdot F_t \cdot A_b \cdot (10^{-1}) \quad (\text{para un bulón}) \quad \text{con } \phi = 0,75 \quad (2-6)$$

con Ft dado por la Tabla siguiente en MPa: (Tabla J.3-5. del CIRSOC 301-EL)

Resistencia Nominal a la Tracción (Ft), (MPa). Uniones tipo aplastamiento

Descripción de los Bulones	Rosca incluida en el Plano de corte	Rosca excluida del Plano de Corte
Bulones A307	338 – 2,5 fv ≤ 260	
Bulones A325, A325M, ISO 8.8	806 – 2,5 fv ≤ 620	806 – 2,0 fv ≤ 620
Bulones A490, A490M, ISO10.9	1012 – 2,5 fv ≤ 778	1012 – 2,0 fv ≤ 778
Partes roscadas de bulones A449 de diámetro mayor que 38.1 mm	0,98 Fu – 2,5 fv ≤ 0,75Fu	0,98Fu – 2,0 fv ≤ 0,75Fu

La **tensión de corte fv** producida por las cargas mayoradas deberá ser:

$$f_v \leq \phi \cdot F_v \quad \text{ó} \quad f_v \leq \phi \cdot F'_v \quad (2-7)$$

siendo Fv y F'v las tensiones nominales de rotura por corte según las roscas estén o no excluidas de los planos de corte.

La tensión fv (MPa) es $P_{uv} / A_b \cdot (10^{-1})$ con Puv (Fuerza de corte) en kN y Ab en cm²

La expresión anterior para la tensión de corte surge de considerar toda la sección plastificada.

2.2.4.3. Resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros.

De acuerdo a los resultados de numerosos ensayos la resistencia de diseño para este estado límite puede ser determinada por la deformación de la chapa en el agujero (**Figura 2-5 (d)**) o por la rotura del bloque de corte de la chapa sobre la que apoya el bulón produciéndose un desgarramiento de la chapa según las líneas indicadas en la **Figura 2-10 (a)**.

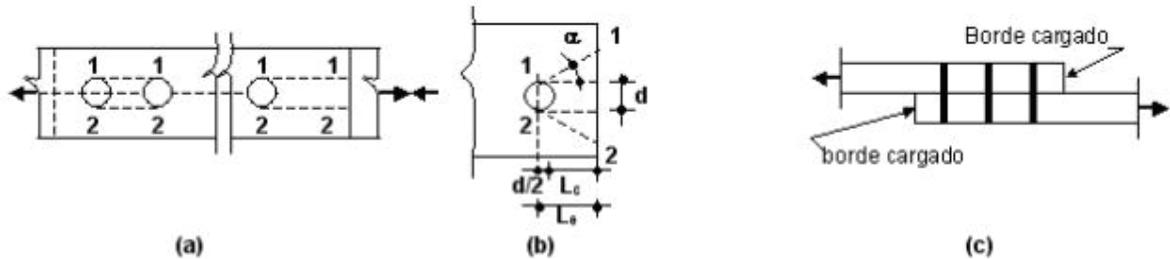


Figura 2-10

Cuando la resistencia esta determinada por la **deformación de la chapa** ensayos recientes han establecido que la resistencia nominal es $R_n = C \cdot d \cdot t \cdot F_u$ y C es **2,4**, **3,0** ó **2,0** en función del tipo de agujero y de que se permita o no la ovalización del agujero con cargas mayoradas, tal como se indica en la Sección **J.3.10.** del CIRSOC 301-EL. Sin embargo la misma investigación ha indicado la necesidad de una especificación mas precisa cuando la resistencia a rotura de bloque de corte es la que controla la falla.

Se ha demostrado que una deformación de la chapa mayor que 6mm comienza a desarrollarse en general, cuando la fuerza de aplastamiento supera a $\phi(2,4 d \cdot t \cdot F_u)$, especialmente si está combinada con altas tensiones de tracción en la sección neta, aún cuando no se produce la rotura. Para agujeros largos ovalados con el eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza ocurre lo mismo para una fuerza de aplastamiento mayor a $\phi(2,0 d \cdot t \cdot F_u)$. Un límite superior de $\phi(3,0 d \cdot t \cdot F_u)$ anticipa la ovalización del agujero (deformación mayor que 6mm) a la carga máxima.

Cuando la resistencia está determinada por la **rotura del bloque de corte** la resistencia por aplastamiento R_n es la fuerza aplicada contra el lado del agujero para desgarrar la chapa. Cuanto mayor sea la distancia al extremo medida desde el centro del agujero o desde su borde, menor será la posibilidad de tener una falla de este tipo.

Según la **Figura 2-10(b)**, el desgarramiento real ocurrirá en las líneas 1-1 y 2-2. Como un límite inferior para la resistencia, puede considerarse $\alpha = 0$, resultando:

$$R_n = 2 \cdot t \cdot \left(L_e - \frac{d}{2} \right) \cdot \tau_u \quad (2-8)$$

siendo:

- τ_u = la resistencia al corte de la chapa $\approx 0,70 \cdot F_u$
- F_u = la tensión de rotura del material de la chapa
- d = el diámetro nominal del bulón
- L_e = distancia entre el centro del agujero y el borde cargado

Resulta

$$R_n = 2 \cdot t \cdot \left(L_e - \frac{d}{2} \right) \cdot (0,70 \cdot F_u) = 1,4 \cdot F_u \cdot d \cdot t \cdot \left(\frac{L_e}{d} - \frac{1}{2} \right)$$

con $L_c = (L_e - d/2)$ $R_n = 1,4 L_c \cdot t \cdot F_u$ (2-9)

Aproximadamente se puede tomar $R_n \approx 1,5 L_c \cdot t \cdot F_u$ (2-10)

que se aplica al bulón más cercano al borde, y cuando la deformación no es una consideración de proyecto.

La experiencia y la costumbre recomienda que la distancia entre centros de agujeros sea como mínimo 2 (2/3) del diámetro. Reemplazando $L_e=2,67 d$ en: $R_n = 1,4 \cdot F_u \cdot d \cdot t \cdot \left(\frac{L_e}{d} - \frac{1}{2} \right)$

la resistencia nominal es: $R_n \approx 3,0 \cdot F_u \cdot d \cdot t$

que es la expresión básica para prevenir el desgarramiento. Cuando la resistencia representada por esta ecuación se alcanza y la rotura no ocurre, la deformación en el agujero puede ser excesiva. Así, esta expresión puede ser usada sólo cuando la deformación alrededor del agujero es permitida.

Es preferible utilizar resistencias menores. Para que la deformación alrededor del agujero sea menor que 6 mm, el Reglamento especifica una resistencia reducida. Por lo tanto, como ocurre en las situaciones más comunes, se toma:

en agujeros normales y agujeros ovalados cortos cuando la deformación es una consideración de proyecto (deformación **no** permitida):

$$R_n = 1,2 L_c \cdot t \cdot F_u \quad (2-11)$$

En agujeros ovalados largos con eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza se toman valores mas reducidos: $R_n = 1,0 L_c \cdot t \cdot F_u$ (2-12)

Así, la resistencia nominal R_n para un bulón es el **menor valor** entre las resistencias **por rotura del bloque de corte** y por **deformación de la chapa** contra el agujero. Cuando esta última controla el cálculo, se pueden obtener resistencias superiores incrementando el espesor o incrementando las distancias entre centros de agujeros o las distancias al borde.

Debido a que se han considerado dos estados límites (deformación y resistencia), pueden resultar resistencias de diseño diferentes, una u otra aceptable, cuando se consideran valores intermedios de distancia al borde o separación entre bulones.

Este estado límite es el que determina las separaciones mínimas entre agujeros en la dirección de la fuerza aplicada y la distancia mínima al borde cargado que se darán en la sección siguiente.

Por lo anteriormente expuesto la **resistencia de diseño al aplastamiento** de la chapa en los agujeros dada por el CIRSOC 301-EL (Sección J.3.10.) es:

$$R_d = \phi \cdot R_n, \quad \text{con} \quad \phi = 0,75 \quad (2-13)$$

R_n = resistencia nominal al aplastamiento de la chapa (kN).

La resistencia nominal R_n será determinada de la siguiente manera:

(a) Para un bulón en una unión con agujeros normales, holgados u ovalados cortos independientemente de la dirección de la fuerza, o con agujeros ovalados largos con eje mayor paralelo a la dirección de la fuerza:

- Cuando la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio es una consideración de proyecto (deformación **no** permitida)

$$R_n = 1,2 L_c \cdot t \cdot F_u \cdot (10^{-1}) \leq 2,4 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot (10^{-1}) \quad (2-14)$$

- Cuando la deformación alrededor del agujero para cargas de servicio no es una consideración de proyecto (deformación permitida):

$$R_n = 1,5 L_c \cdot t \cdot F_u \cdot (10^{-1}) \leq 3,0 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot (10^{-1}) \quad (2-15)$$

(b) Para un bulón en una unión con agujeros ovalados largos con eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza:

$$R_n = 1,0 L_c \cdot t \cdot F_u \cdot (10^{-1}) \leq 2,0 \cdot d \cdot t \cdot F_u \cdot (10^{-1}) \quad (2-16)$$

En las ecuaciones anteriores:

F_u = resistencia a la tracción mínima especificada de la chapa (MPa)

d = el diámetro del bulón (cm).

t = espesor de la parte conectada crítica. (cm).

L_c = distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o el borde del material. (cm)

Para la unión, la resistencia al aplastamiento de la chapa será tomada como la suma de las resistencias al aplastamiento de la chapa en todos los agujeros de los bulones que pertenecen a la unión.

2.2.5.- Distribución de bulones en una unión.

(A) Separación mínima entre centros de agujeros y distancias mínimas de centros de agujeros a bordes. (CIRSOC 301-EL, Secciones J.3.3. y J.3.4.)

En función de lo dicho en la sección anterior sobre la posible falla por desgarro de la chapa y las limitaciones por resistencia y deformación derivadas del aplastamiento de la chapa se fijan distancias mínimas a bordes cargados y distancias mínimas entre centros de agujeros en la dirección de la fuerza aplicada. En dirección normal las distancias mínimas surgen fundamentalmente del espacio necesario para ajustar el bulón y de que el material no se dañe al ser punzonado o taladrado el agujero.

La distancia s indicada en el Reglamento es la distancia más corta entre centros de agujeros para agujeros normales u holgados. Para agujeros ovalados la distancia mínima es entre centros de circunferencias extremas adyacentes.

La distancia al borde d_b es la mínima distancia entre el centro de un agujero y el borde de la chapa o elemento unido más próximo.

El **gramil** (distancia entre ejes de agujeros normal a la dirección de la fuerza) y el **paso** (distancia entre ejes de agujeros paralela a la dirección de la fuerza) resultarán del cumplimiento de las distancias mínimas especificadas. (ver **Figura 2-11**).

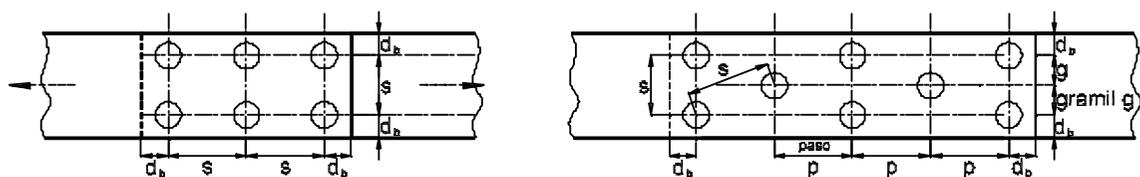


Figura 2-11

Para todos los casos se deberá verificar la resistencia al aplastamiento con las expresiones dadas en la sección anterior en la dirección de la fuerza aplicada.

- **Separación mínima entre centros de agujeros.** (Sección J.3.3.)

Para agujeros normales y holgados, entre centros de agujeros:

$$s_{\min} = 3 d$$

Para agujeros ovalados, entre centros de circunferencias extremas adyacentes:

$$s_{\min} = 3 d$$

Siendo

d = diámetro nominal del bulón.(cm)

• **Distancias mínimas a bordes.** (Sección J.3.4.)

Para agujeros normales:

a bordes cortados mecánicamente..... d_b mínima = 1,75 d ó valor de Tabla J.3-4

a bordes laminados o cortados a soplete..... d_b mínima = 1,5 d si $d \leq 30$ mm } ó valor de
 = 1,25 d si $d > 30$ mm } Tabla J.3-4

Para agujeros holgados y ovalados con eje mayor perpendicular al borde considerado se debe incrementar este mínimo en la distancia adicional C_2 dada por la **Tabla J.3-8** del Reglamento.

Tabla J.3-4
Distancia Mínima al Borde, (a) (mm)
(Centro del Agujero Normal (b) al Borde de la Parte Conectada)

Diámetro Nominal del Bulón o Remache (mm)	A bordes cizallados, matrizados o punzonados	A bordes de Chapas, Perfiles o Barras Laminadas, o a Bordes cortados a soplete (c)
ISO - A325/A490		
6 6,35 (1/4")	12	10
7	14	11
8 7,96 (5/16")	15	12
10 9,52 (3/8")	18	14
12 11,11 (7/16")	22	16
14 12,7 (1/2")	25	18
16 15,9 (5/8")	28	22
20 19,05 (3/4")	34	26
22 22,22 (7/8")	38 (d)	28
24 25,4 (1")	42 (d)	30
27	48	34
30 28,58(1 1/8")	52	38
> 30 > 28,58(>1 1/8")	1.75 x Diámetro	1.25 x Diámetro
(a) Se permite utilizar una distancia al borde menor siempre que se satisfagan las Ecuaciones de la Sección J.3.10.		
(b) Para agujeros holgados u ovalados, ver la Tabla J.3-6.		
(c) Se permite reducir todas las distancias en esta columna en 3 mm cuando el agujero está en un punto en donde la tensión no excede el 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.		
(d) Se permite que la distancia sea 32 mm en el extremo de los ángulos de unión de vigas y chapas extremas de corte.		

(B) Distancias máximas a borde y separación máxima entre centros de agujeros. (CIRSOC 301 - EL, Sección J.3.5.)

Las limitaciones establecidas tienen por finalidad evitar el ingreso y acumulación de humedad en el caso de una falla de la pintura o una separación de las partes unidas por efecto de las fuerzas actuantes, y el pandeo de la chapa entre bulones para uniones que transmitan compresión.

- Entre centro de agujero y borde más cercano de las chapas en contacto: $d_b \leq 12 t$ ó **150 mm**

Siendo t = espesor de la chapa en consideración.

- Separación longitudinal entre centros de bulones que unen elementos en contacto continuo tales como dos chapas o una chapa y un perfil :

(a) Barras pintadas o no pintadas sin peligro de corrosión: $s \leq 24 t_{min}$ ó **300 mm.**

(b) Barras no pintadas de acero resistente a la corrosión sometidas a la corrosión atmosférica:

$s \leq 14 t_{min}$ ó **180 mm.**

t_{min} es el espesor de la chapa mas delgada de las que están en contacto.

2.2.6.- Repartición de la fuerza entre bulones. Largo del bulón.

Se supone en general que la fuerza actuante en la unión tipo aplastamiento, normal a los ejes de los bulones, se reparte por igual entre todos los bulones. (**Figura 2-12 (a)**).

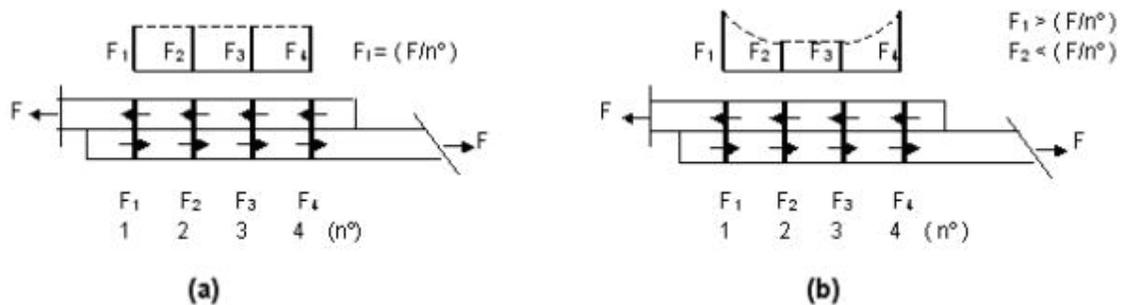


Figura 2-12

Para que esta hipótesis de distribución sea cierta las chapas deben ser perfectamente rígidas y los bulones perfectamente elásticos, lo que no es real. Por ello al compatibilizarse las deformaciones de los bulones y de las chapas unidas, resultan más cargados los bulones extremos que los centrales. (**Figura 2-12(b)**). Sin embargo, al alcanzar los bulones extremos la fluencia se deforman sin tomar más carga y se produce una redistribución plástica de modo que, finalmente, la fuerza se reparte aproximadamente por igual entre todas las filas. Pero si la distancia entre filas extremas es muy grande o existen muchas filas, los bulones extremos fallan antes de que produzca la redistribución total. El comportamiento de las uniones abulonadas largas ha quedado demostrado en ensayos.

El CIRSOC 301-EL considera el problema **disminuyendo** para todos los tipos de bulones las **resistencias nominales al corte** F_v y F'_v dadas en la Sección 2.2.4.2. (Página 41) en un **20%** cuando la distancia entre ejes de bulones extremos **supera los 1300 mm**. (Observación (e) de la Tabla J.3-2). La práctica recomienda además no superar las **6 filas** de bulones en una unión.

Largo del bulón. La longitud del bulón debe elegirse en función del espesor del paquete a unir. Dado que para los bulones A325 y A490 (y los tipo ISO aproximadamente equivalentes) la resistencia al corte disminuye cuando la rosca está incluida en el plano de corte (ver Sección 2.2.4.2., Página 41) es conveniente elegir una longitud del vástago que asegure que la rosca no penetre o que dicha penetración no supere los 2 mm o el 30 % del espesor de la chapa. El espesor de la arandela sirve para asegurar que la tuerca pueda ser correctamente ajustada en la zona roscada.

En los **bulones A307** un espesor grande del paquete a unir puede producir la falla prematura por flexión del bulón. Por ello se especifica que cuando el espesor del paquete a unir **supera 5 diámetros** la resistencia de diseño al corte será **disminuida** en un **1%** por cada **2mm.** de espesor **adicional a 5 diámetros**. (CIRSOC 301-EL, Sección J.3.11.)

En los bulones A325 y A490 (o tipo ISO equivalentes) este efecto no se produce por su mayor resistencia. Ensayos (Bendigo y otros; 1963) han mostrado que uniones de 8 o 9 diámetros de espesor se han comportado en forma similar en su resistencia al corte, que uniones con menores espesores.

Es conveniente colocar un mínimo de dos bulones por unión para evitar que eventuales defectos de un único bulón consuman los márgenes de seguridad y se produzca la falla de aquélla.

2.2.7.- Uniones de DESLIZAMIENTO CRÍTICO. Generalidades.

Cuando los bulones de alta resistencia son totalmente traccionados con la fuerza indicada en la tabla de la **Figura 2-2** (Página 38), las chapas quedan fuertemente unidas y aparece una gran resistencia al

deslizamiento en la superficie de contacto entre ellas. De esta manera se puede transmitir por fricción, de una chapa a la otra, una fuerza normal al eje del bulón. (**Figura 2-13**).

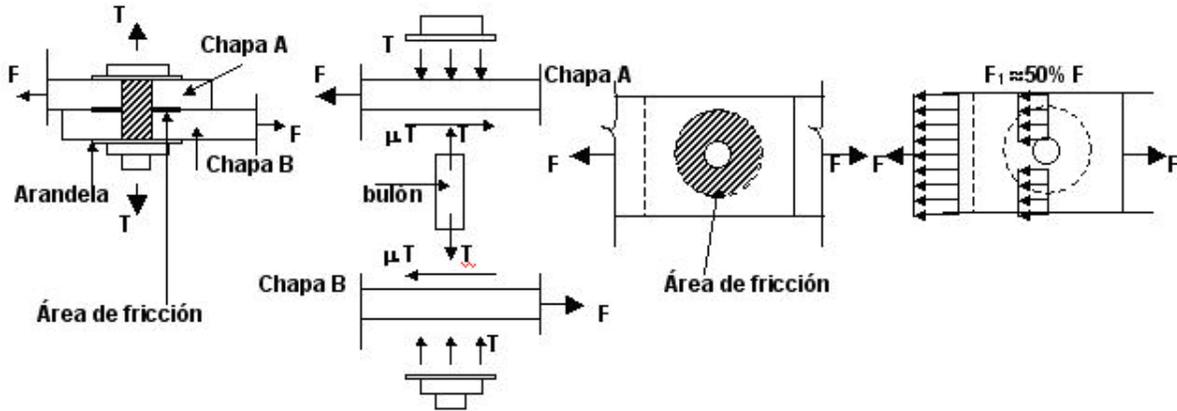


Figura 2-13

La resistencia al deslizamiento es igual al producto de la fuerza de apriete (tracción en el bulón) por el coeficiente de rozamiento entre las superficies. Si la fuerza a transmitir es menor o igual que la fuerza de fricción no hay deslizamiento. La unión se denomina de **deslizamiento crítico**.

Para que exista fricción es necesario que los bulones estén totalmente traccionados y que las **superficies en contacto**, incluidas las adyacentes a las arandelas, **estén limpias**, libres de polvo, grasitud, óxido, cascarilla de laminación, etc. El CIRSOC 301-EL siguiendo a la AISC-LRFD considera básicamente un coeficiente de rozamiento $\mu = 0,33$ que corresponde a una superficie limpiada en taller por cepillado y sin recubrimientos. Se clasifica como Clase A por el Consejo de Investigación de Juntas Estructurales (RCSC). (ver Sección 2.2.7.2., Página 52)). Se permite adoptar coeficientes mayores, hasta $\mu = 0,50$ que corresponde a una superficie limpiada con chorro de arena sin revestimientos o posteriormente revestida con capas especiales resistentes al deslizamiento. Si las **superficies están galvanizadas** en general se reduce el coeficiente de rozamiento excepto que sea especialmente rugoso o con un tratamiento posterior con cepillado manual o arenado suave. Para superficies galvanizadas sin tratamiento se puede considerar un $\mu = 0,19$.

Las superficies en contacto no deben tener pendiente con respecto a las cabezas y tuercas de los bulones, a excepción que se utilicen arandelas biseladas que permitan un contacto pleno.

En estas uniones hay menor intensidad y menor concentración de tensiones en la chapa, en la sección del agujero, pues no debe pasar por ella la totalidad de la carga a transmitir sino aproximadamente el 50%. Además la carga pasante se transmitirá en una superficie y no en la línea de contacto por lo que no deberá concentrarse en los bordes del agujero. (ver **Figura 2-13**).

Las uniones de deslizamiento crítico impiden el desplazamiento de las partes unidas lo que es fundamentalmente una **condición de servicio**. Para satisfacerla **deberá dimensionarse la unión con las cargas de servicio**.

En casos especiales puede el proyectista definir que no exista desplazamiento hasta la falla, en cuyo caso se proyectará la unión de deslizamiento crítico para **estado último** con la sollicitación producida por las **cargas mayoradas**.

2.2.7.1.- Uniones de deslizamiento crítico proyectadas para CARGAS DE SERVICIO.

- **Unión sometida a fuerzas de corte:** (CIRSOC 301-EL, Apéndice J, Sección A-J.3.8.(b))

Se dimensiona en base a una llamada resistencia de diseño a corte que en realidad es la fuerza que puede transmitir la unión por rozamiento, pues el bulón no trabaja a corte.

La **resistencia de diseño a corte** deberá ser mayor o igual que la fuerza normal al eje del bulón que deba transmitir la unión por efecto de las **cargas de servicio**.

La **resistencia de diseño para un bulón** es:

$$R_d = \phi \cdot F_v \cdot A_b \cdot (10^{-1}) \quad (2-17)$$

$\phi = 1$ para agujeros normales, holgados, ovalados cortos y ovalados largos con eje mayor normal a la dirección de la fuerza.

$= 0,85$ para agujeros ovalados largos con eje mayor paralelo a la dirección de la fuerza.

A_b = área bruta del vástago del bulón. (cm²)

F_v = resistencia al deslizamiento crítico para cargas de servicio. (MPa) (se indican en Tabla **A-J.3-2**)

Tabla A-J.3-2
Resistencia al Corte F_v para cargas de servicio de Bulones de Alta Resistencia en Uniones de Deslizamiento Crítico (a) (MPa)

Tipo de Bulón	Resistencia al Corte			
	Agujeros Normales	Agujeros Holgados y Ovalados Cortos	Agujeros Ovalados Largos	
			Perpendicular a línea de fuerza	Paralelo a la línea de fuerza
A325, A325M ISO 8.8	117	103	83	69
A490, A490M, ISO 10.9	145	124	103	90

(a) Para cada plano de corte.

Los valores de la tabla anterior corresponden a superficies Clase A con un coeficiente de deslizamiento $\mu = 0,33$. Para superficies con mejor condición de rozamiento se podrán tomar valores superiores en función de la relación del coeficiente μ correspondiente con respecto a 0,33. Para superficies con peor condición de rozamiento (por ej. Galvanizadas sin tratamiento) se tomarán valores menores en proporción a la relación del μ con respecto a 0,33.

Se deberá especificar claramente el tratamiento a dar a las superficies en contacto.

El factor de resistencia para agujeros ovalados largos con eje mayor paralelo a la fuerza, es menor porque un deslizamiento en esas uniones puede inducir deformaciones en la estructura que modifiquen las solicitaciones de sección. Por ello es necesaria una mayor confiabilidad. En los agujeros normales, holgados y ovalados cortos las posibilidades de deformación están muy limitadas pues, por la pequeña holgura del agujero respecto del bulón, muchas veces los bulones quedan en contacto con la chapa al montarse la estructura.

Las uniones proyectadas como de deslizamiento crítico para cargas de servicio, deben verificarse como uniones tipo aplastamiento para cargas mayoradas (a corte y aplastamiento), pues si son superadas las cargas de servicio la unión no debe fallar aunque deje de cumplirse aquella condición. (CIRSOC 301-EL, Sección **J.3.8.**)

- **Unión sometida a corte y tracción combinados:** (CIRSOC 301-EL, Sección **A-J.3.9.(b)**)

Si la unión, además de la de corte, está sometida a una fuerza de tracción, el efecto de ésta disminuye el efecto del pretensado del bulón, por lo que disminuye la capacidad para transmitir corte por fricción.

La **resistencia de diseño a corte** será la calculada en la sección anterior (R_d según Fórmula **2-17**) multiplicada por $[1 - (T / 0,8 T_b \cdot N_b)]$. O sea:

$$R_{d1} = R_d \cdot [1 - (T / 0,8 T_b \cdot N_b)] \quad (\text{para un bulón}) \quad (2-18)$$

- T = fuerza de tracción actuante en la unión debida a las cargas de servicio. (kN)
- T_b = fuerza de pretensado mínima del bulón obtenida de la Tabla de la **Figura 2-2**. (Página 38). (kN)
- N_b = número de bulones cargados con la tracción de servicio T .

2.2.7.2.- Uniones de deslizamiento crítico proyectadas para CARGAS MAYORADAS. (estado último).

- **Unión sometida a fuerzas de corte.** (CIRSOC 301-EL, Sección **J.3.8.(a)**)

La resistencia de diseño al deslizamiento deberá ser mayor o igual a la fuerza requerida de corte obtenida con las cargas mayoradas.

La **resistencia de diseño al deslizamiento R_d** es:

$$R_d = \phi \cdot R_{str} = 1,13 \phi \cdot \mu \cdot T_b \cdot N_s \cdot N_b \tag{2-19}$$

- T_b = fuerza de pretensado mínima del bulón obtenida de la Tabla de la **Figura 2-2**.
- N_s = número de planos de fricción.
- N_b = número de bulones de la unión.
- μ = coeficiente medio de rozamiento para las clases de superficies A, B o C , o el determinado por ensayos para casos particulares. Se adopta:

- (a) Para superficies clase **A** (superficies de acero limpiadas con cepillo metálico libres de polvo, óxido, cascarillas de laminación, grasas, y no pintadas o superficies limpiadas con chorro de aire o superficies con recubrimiento clase A aplicado sobre acero limpiado con chorro de arena) $\mu = 0,33$
- (b) Para Superficies clase **B** (superficies de acero limpiadas con chorro de arena y no pintadas, o superficies con recubrimiento clase B aplicado sobre superficies limpiadas con chorro de arena) $\mu = 0,50$
- (c) Para superficies Clase C (superficies galvanizadas por inmersión en caliente y con superficies ásperas..... $\mu = 0,35$
- (d) Para superficies galvanizadas sin tratamiento se puede tomar $\mu = 0,19$

- ϕ = factor de resistencia
- (a) Para agujeros normales $\phi = 1$
- (b) Para agujeros holgados y ovalados cortos..... $\phi = 0,85$
- (c) Para agujeros ovalados largos con eje mayor perpendicular a la fuerza..... $\phi = 0,70$
- (d) Para agujeros ovalados largos con eje mayor paralelo a la fuerza $\phi = 0,60$

Los distintos valores del factor de resistencia según el tipo de agujeros refleja la mayor confiabilidad necesaria frente a mayores deformaciones posibles y sus consecuencias en caso de falla.

El factor **1,13** resulta de un factor de seguridad adicional considerado para servicio.

- **Unión sometida a corte y tracción combinados.** (CIRSOC 301-EL, Sección **J.3.9.(a)**)

La resistencia de diseño a corte será disminuida por la menor fricción que resulta de la acción de la tracción requerida T_u en la unión

$$R_{d1} = R_d [1 - T_u / (1,13 T_b \cdot N_b)] \tag{2-20}$$

- R_{d1} = resistencia de diseño a corte para corte y tracción. (kN)
- R_d = resistencia de diseño a corte cuando sólo hay corte.(kN)
- N_b = número de bulones cargados con la fuerza de tracción T_u .

2.2.8.- Proyecto de uniones que transmiten fuerza axial (fuerza coincidente con el centro de gravedad de la unión).

Las fuerzas pueden ser de tracción o compresión. Las juntas (**Figura 2-14**) pueden ser del tipo **traslapada** o del tipo **a tope**.

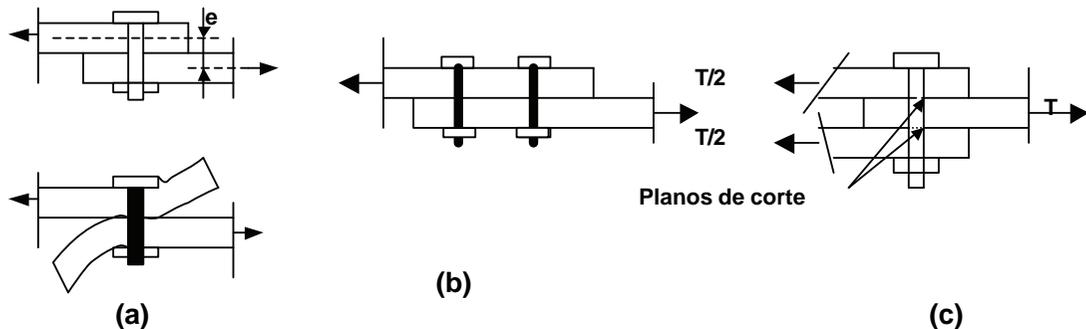


Figura 2-14

La junta traslapada **(a)** presenta una excentricidad que produce flexión en la junta. Se usa sólo para uniones menores. Es conveniente colocar por lo menos dos filas de bulones **(b)** para disminuir el efecto de la flexión sobre aquellos. La junta a tope **(c)** permite una simetría en la transmisión de la carga. Además existe más de un plano de corte en el bulón.

En general las dimensiones (ancho, espesor) de los elementos a unir están determinadas a partir del proyecto de las barras que se unen. Para el proyecto de estas uniones se puede seguir el siguiente camino:

(1) Definición del tipo de unión (tipo aplastamiento, tipo deslizamiento crítico) y de la clase de dimensionado a realizar (en estado último o en servicio).

(2) Selección del diámetro y longitud del bulón.

En general el **diámetro** del bulón está en función del espesor de las chapas a unir y de las disponibilidades de espacio.

Se puede tomar como un límite superior del diámetro $d = \sqrt{5 \cdot t} - 0,2$ (con **d** y **t** en cm.)

t es el espesor más chico de las chapas a unir.

También como referencia conviene que $d \geq (\Sigma t) / 5$ siendo (Σt) el espesor del paquete a unir.

Un criterio complementario es buscar que la resistencia a corte (Sección **2.2.4.2.(B)**) sea igual a la resistencia por aplastamiento (Sección **2.2.4.3**).

La **longitud** del bulón se determina en función del espesor del paquete a unir y tratando que la parte roscada quede fuera de los planos de corte.

(3) Determinación de la resistencia de diseño del bulón según el tipo y el número de secciones de corte o fricción.

(4) Determinación del número de bulones necesarios. Se divide la fuerza requerida, última o de servicio según corresponda, por la resistencia de diseño de un bulón.

(5) Distribución de los bulones. Se debe lograr que el centro de gravedad de los bulones coincida con la recta de acción de la fuerza requerida y que se satisfagan las distancias mínimas entre centros de bulones y a los bordes, y no superar las 6 filas de bulones.

(6) Las barras traccionadas se deberán verificar para los estados límites influidos por la presencia de agujeros. (Rotura en sección neta y rotura de bloque de corte). Lo veremos en el **Capítulo 3**.

2.2.9.- Uniones abulonadas sometidas a corte y momento en el plano. (Carga excéntrica).

Existen juntas donde la carga es excéntrica o la unión está sometida a una fuerza y un momento torsor. En estos casos se debe determinar cuáles son las fuerzas actuantes sobre cada bulón de la unión.

Existen tres métodos para ello :

- (a) método elástico lineal;
- (b) método de la excentricidad reducida;
- (c) método de la resistencia última.

En esta publicación veremos sólo el **método elástico lineal** que da resultados mas conservadores que los otros dos. Además es el único método permitido por el CIRSOC 301-EL (Sección J.1.1.).

Se ejemplifica el método elástico lineal para la unión de la **Figura 2-15**.

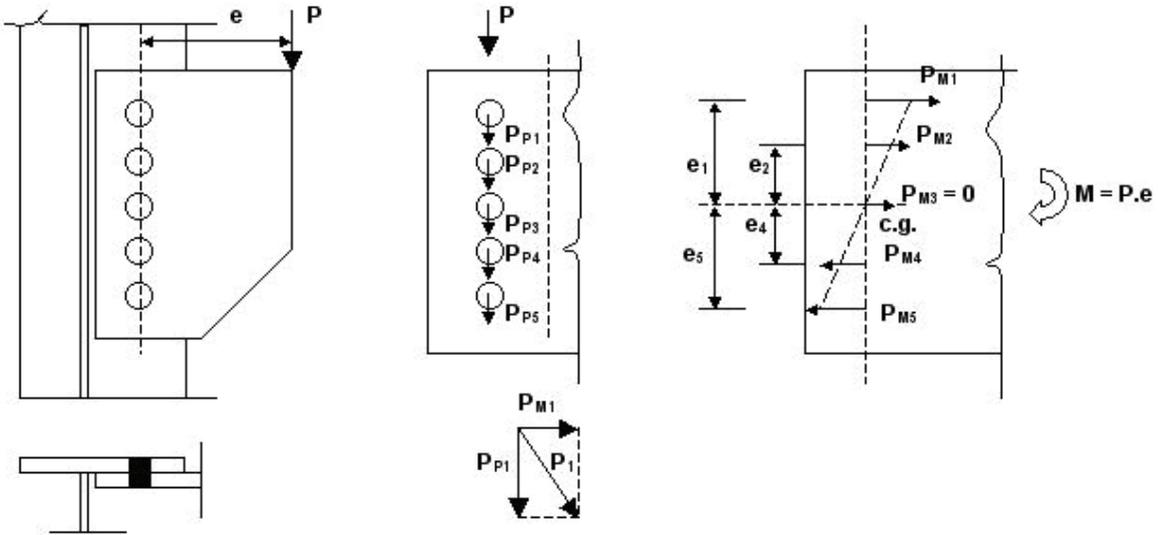


Figura 2-15

La carga **P** trasladada al eje de gravedad de la unión se reparte por igual entre todos los bulones (supuestos todos del mismo diámetro) de igual manera que en una junta con carga centrada. Luego la carga en el bulón **i** debida a **P** es

$$P_{p_i} = P / n^{\circ} \text{ de bulones} \tag{2-21}$$

El momento **M = P.e** resultante del traslado de **P** al centro de gravedad de la unión, generará fuerzas en los bulones. Si suponemos la chapa totalmente rígida (hipótesis del método) las deformaciones en los bulones son proporcionales a su distancia al centro de giro que es el centro de gravedad de la unión. Al ser todos los bulones de igual material y diámetro las fuerzas que resultan en cada uno de ellos son proporcionales sólo a su distancia al eje de giro **e_i**.

$$P_{M_i} = k \cdot e_i \quad \text{ó} \quad \frac{P_{M1}}{e_1} = \frac{P_{M2}}{e_2} = \dots = \frac{P_{Mi}}{e_i} = k$$

El momento será la suma de los productos de las fuerzas en los bulones por sus respectivas distancias al centro de giro:

$$M = \sum (P_{M_i} \cdot e_i) = \sum (k \cdot e_i \cdot e_i) = k \cdot \sum e_i^2 \quad \text{luego} \quad k = M / \sum e_i^2$$

y la fuerza en el bulón **i** debida a **M** **(2-22)**

$$P_{M_i} = (e_i \cdot M) / \sum e_i^2$$

La fuerza resultante en el bulón será la suma de las debidas a **P** y a **M**. En este caso

$$P_i = \sqrt{P_{p_i}^2 + P_{M_i}^2}$$

En este caso es evidente que los bulones superior e inferior son los mas solicitados. Se dimensionarán éstos y se adopta el mismo diámetro para todos, por razones de simplicidad constructiva.

En otras uniones no es tan evidente cuáles son los bulones más solicitados y hay que determinar las fuerzas para varios de ellos. Por ejemplo la unión de los cubrejuntas de alma con el alma en un empalme de vigas como el indicado en la **Figura 2-16**. Las fuerzas producidas por el momento son siempre normales a la dirección que une un bulón y centro de gravedad de la unión.

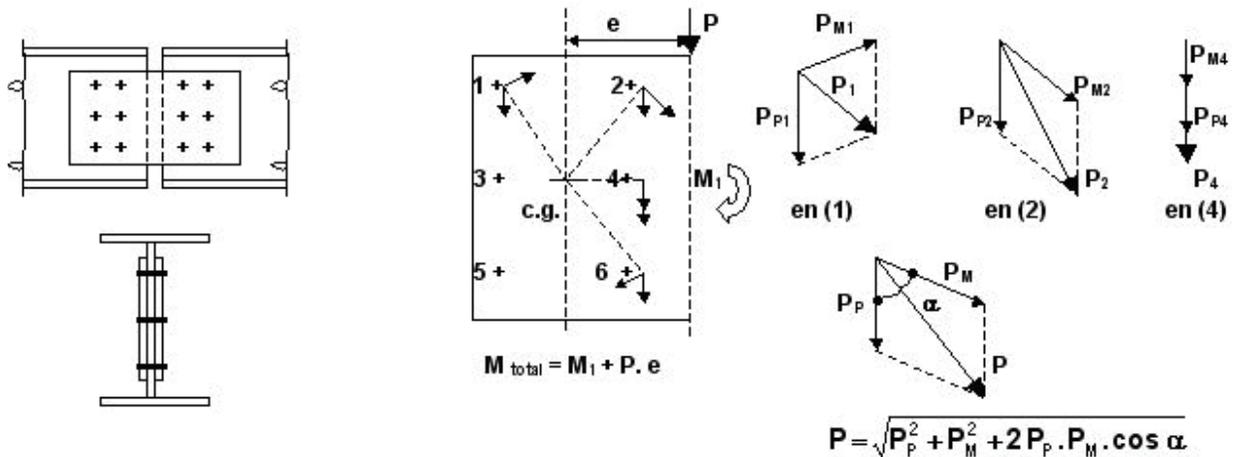


Figura 2-16

Si resultan fuerzas muy grandes se puede aumentar el número de bulones y/o modificar su distribución. La incidencia por bulón de la fuerza cortante se disminuye sólo aumentando el número de bulones. La incidencia del momento puede disminuirse además modificando la distribución, de manera de aumentar las distancias de los bulones al centro de gravedad de la unión.

2.2.10.- Uniones sometidas a corte y tracción.

En la junta de la **Figura 2-17 (a)** los bulones quedan traccionados por la componente P_H y sometidos a corte por la componente P_V . En ambos casos la fuerza actuante en cada bulón se obtiene dividiendo P_H ó P_V por el número de bulones, pues aquéllas están centradas con respecto al centro de gravedad de la unión. El dimensionamiento del bulón se realiza con las fórmulas (2-6), (2-7), (2-18) ó (2-20) según corresponda.

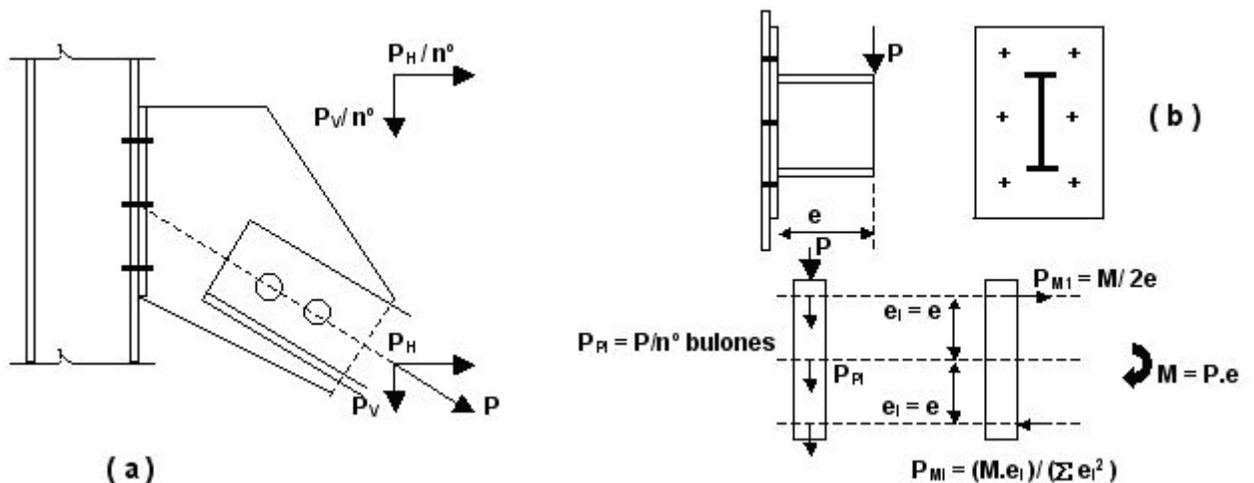


Figura 2-17

En el caso de la **Figura 2-17 (b)** la fuerza **P** trasladada al plano de la unión produce corte en los bulones repartiéndose por igual entre ellos. El momento **M** tracciona los bulones superiores y comprime las chapas. La fuerza de tracción se obtiene en forma similar a lo visto en la sección **2.2.9.** con la hipótesis de que la placa sea rígida a flexión. Si no lo fuera las fuerzas resultarían menores, por lo que es seguro considerar esta hipótesis.

2.3.- UNIONES SOLDADAS.

2.3.1.- Generalidades. Procedimientos de soldado.

En forma general la soldadura es un proceso por el cual se unen partes metálicas mediante la aplicación de calor combinada o no con una presión entre las superficies en contacto. Puede o no adicionarse material de aporte al material base que se quiere unir.

En estructuras metálicas se usan actualmente dos procedimientos para las uniones soldadas:

- (a) Soldadura por contacto o por puntos.
- (b) Soldadura por arco eléctrico con aporte de material.

(a) Soldadura por puntos. (esquema según **Figura 2-18**).

Se utiliza sólo para unir chapas de pequeño espesor (hasta 4,5 mm.) en estructuras con elementos de chapa delgada doblada en frío. Se ponen en contacto las chapas a unir y se hace pasar una corriente eléctrica que funde el material base. Al mismo tiempo se aplica una presión de manera que en el punto de aplicación de la misma se une el material fundido de ambas chapas en contacto. Al enfriarse queda un punto de unión entre las chapas. El punto transmite esfuerzos de corte y eventualmente de tracción como si fuera un bulón o remache.

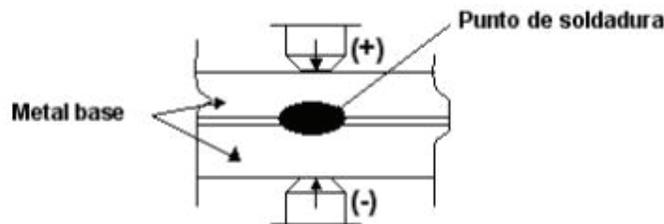


Figura 2-18

(b) Soldadura por arco eléctrico con aporte de material.

En este proceso se forma un arco eléctrico entre las piezas a soldar y una varilla con material de aporte (electrodo). El arco eléctrico genera calor que funde un área limitada del material base de las piezas a unir y el extremo del electrodo. Las gotas de material fundido del electrodo son impulsadas por el arco eléctrico dentro de la masa fundida del material base. Al enfriarse la masa se solidifica y queda la unión realizada. El electrodo puede ser sostenido manualmente o por una máquina automática o semi-automática. El esquema para la soldadura por arco manual se indica en la **Figura 2-19 (a)**.

Los electrodos tienen un alma de acero y un revestimiento formado por una mezcla de elementos pulverulentos compactados. Las funciones del revestimiento son múltiples siendo las más importantes:

- provee una atmósfera gaseosa (**Figura 2-19 (b)**) que impide el contacto del aire con el metal fundido evitando la combinación química del nitrógeno y oxígeno de aquél.
- deposita escoria en el metal fundido que absorbe ciertas impurezas del metal base y demora el enfriamiento de la soldadura. La escoria tiene menor densidad que el metal base y sale a la superficie cuando la masa se enfría. Debe ser retirada con martillo o cepillo antes de realizar otro cordón o pintar.
- aporta elementos de aleación que mejoran el metal de la soldadura.
- dirige el arco eléctrico y facilita la penetración de las gotas de electrodo fundido, regulando su direccionalidad para distintas posiciones del cordón de soldadura.

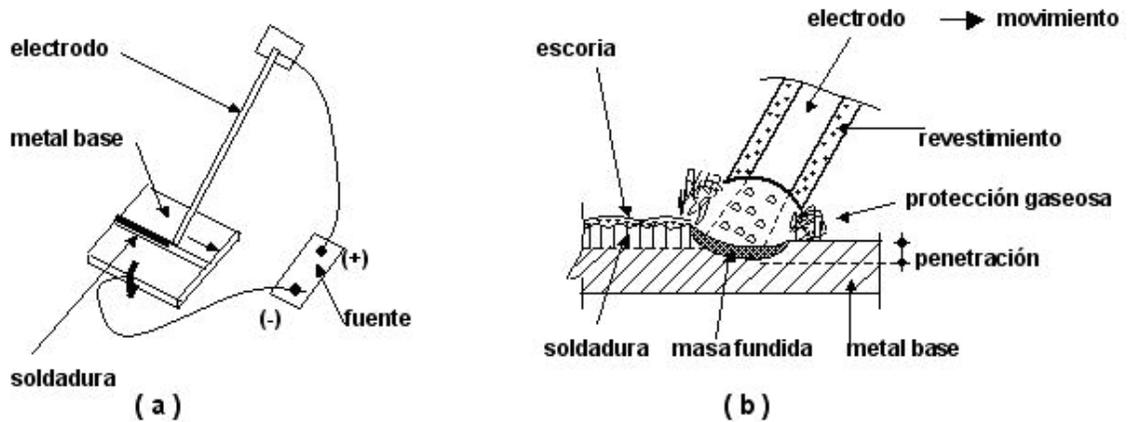


Figura 2-19

Los electrodos deben ser compatibles con el metal base y tener en general una tensión de fluencia y rotura a tracción mayor o igual a las de aquél. Según el tipo de revestimiento pueden ser celulósicos, básicos, metálicos, ácidos, etc. De acuerdo al tipo de acero y a las condiciones en que se realizará la soldadura se debe elegir el tipo apropiado de electrodo. En la clasificación de la AWS (American Welding Society) se designan como Exxxx. Los dos primeros dígitos indican la tensión mínima de rotura a tracción en kilolibras por pulgada cuadrada. El tercer dígito la posición para soldar en que es apropiado su uso. El dígito siguiente se relaciona con intensidades de corriente, polaridad etc. Por ejemplo E7010 es un electrodo de 70 ksi (480 MPa) de tensión de rotura a tracción, apto para soldar en todas las posiciones (clave 1). La designación mencionada será adoptada por los Reglamentos nacionales. (Regl. CIRSOC 304, Reglamento Argentino para la soldadura de Estructuras en Acero)

Además del proceso por arco **manual** (o arco protegido) existen procedimientos automáticos y semi-automáticos. El proceso automático **por arco sumergido** consiste en la fusión de un electrodo desnudo dentro de una masa de polvo fusible que protege el arco. El electrodo se va desenrollando automáticamente. Se utiliza en taller y permite soldaduras de gran calidad. Un proceso semiautomático es el llamado de **arco metálico bajo protección gaseosa** en el que un electrodo desnudo alimentado en forma continua se funde bajo una **atmósfera de gas protector** aportado desde un depósito, que protege al arco eléctrico y al metal fundido. Otro proceso semiautomático es el **arco con núcleo fundente**. Se utiliza un alambre tubular con un núcleo revestido. El revestimiento provee la atmósfera gaseosa de protección.

2.3.2.- Ventajas y desventajas de las uniones soldadas.

- Las estructuras soldadas resultan en general mas livianas que las abulonadas por la eliminación de los medios de unión y de chapas auxiliares muchas veces necesarias en ellas. Esto también simplifica el detallado de las estructuras.
- No hay disminución de sección resistente a tracción y corte como en las uniones abulonadas por la presencia de agujeros.
- En muchas situaciones las uniones y empalmes pueden ser realizadas en forma mas simple.
- En estructuras continuas es mucho mas sencillo lograr la continuidad que con uniones abulonadas.
- Cuando la posición de soldado es cómoda se pueden ejecutar uniones en obra permitiendo mayor tolerancia en el montaje que con uniones abulonadas.
- Como inconveniente, en uniones que no deben transmitir momento (articulaciones) resulta más difícil evitar los momentos secundarios, debiendo para ello proyectar cuidadosamente la unión.
- Es necesaria mano de obra especialmente capacitada.
- Las uniones soldadas generan tensiones residuales al enfriarse, por lo que deben ser cuidadosamente proyectadas y ejecutadas para reducir dichas tensiones.

2.3.3.- Tipos de uniones soldadas.

Tenemos básicamente tres tipos de uniones soldadas. (Figura 2-20)

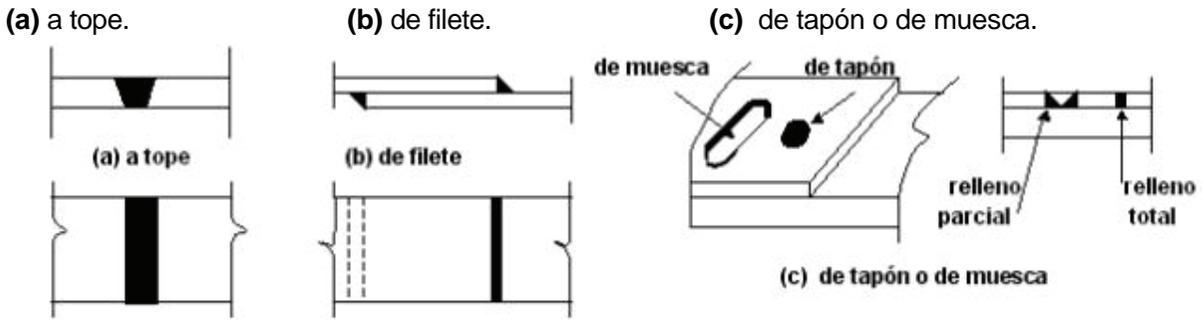


Figura 2-20

.En lo referente a la posición en que se ejecuta la soldadura podemos establecer una clasificación según se indica en la **Figura 2-21**.

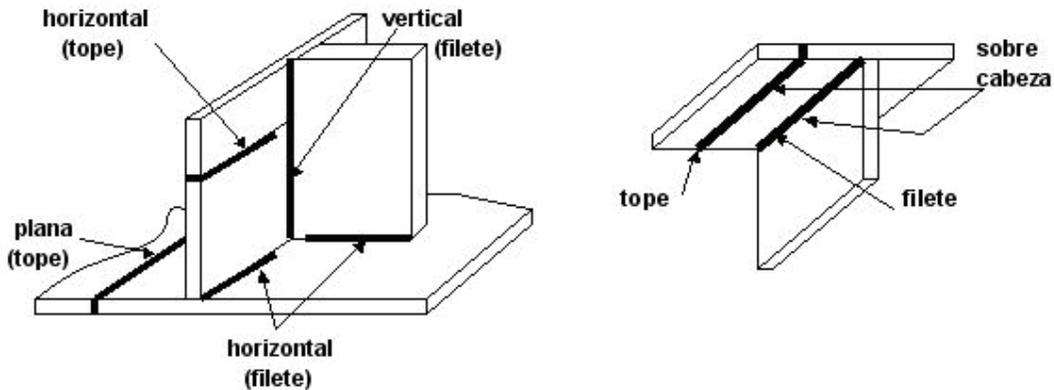


Figura 2-21

Las soldaduras sobre cabeza son las más difíciles de ejecutar correctamente y deben ser evitadas en lo posible.

Se puede establecer una clasificación según el tipo de junta de acuerdo a la **Figura 2-22**.

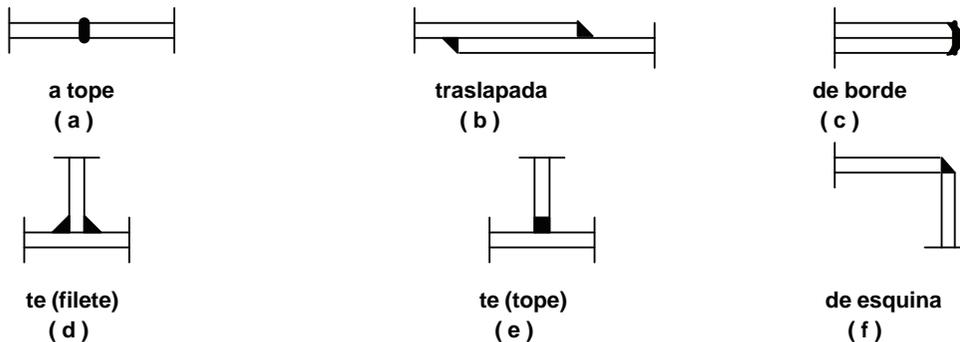


Figura 2-22

2.3.4.- Calidad de las soldaduras.

Para obtener buenas uniones soldadas se debe considerar:

(1) Proyectar uniones con posiciones que permitan una fácil ejecución y no generen estados tensionales complejos. Se deben evitar en lo posible los cruces de cordones. (**Figura 2-23**).

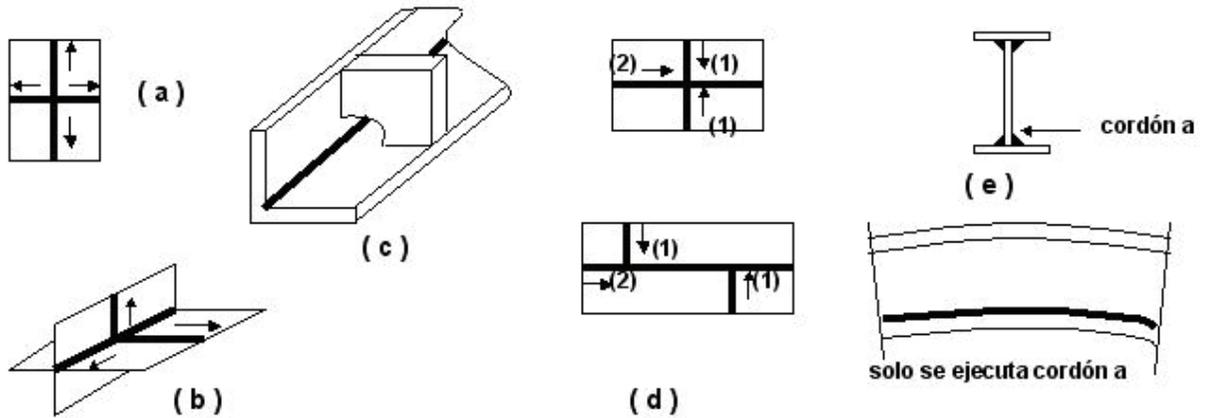


Figura 2-23

Al enfriarse se generan estados biaxiales (**Caso a**) y triaxiales (**Caso b**) de tensión que pueden producir una rotura frágil. Los últimos son los más peligrosos y no son aceptables. Una solución al problema en un cruce de cordones de filete es la indicada en (**c**). Cuando se cruzan dos cordones se debe estudiar la secuencia de soldado. Por ejemplo (**d**).

Lo mismo cuando existen soldaduras en dos caras para evitar la distorsión (**e**).

(2) Elegir correctamente electrodo, intensidades de corriente y técnica de soldado a utilizar. En secciones de mayor espesor se inducen tensiones residuales mayores por la necesidad de aplicar mayor cantidad de calor. En secciones muy gruesas es necesario un precalentamiento de las piezas a unir.

(3) El operario soldador debe ser calificado para el tipo de soldadura a ejecutar.

(4) Las soldaduras no deben presentar grietas, poros, escoria incluida, falta de fusión, socavación etc. (ver **Figura 2-24**)

Estos defectos tienen fundamental importancia en uniones soldadas sometidas a cargas pulsatorias

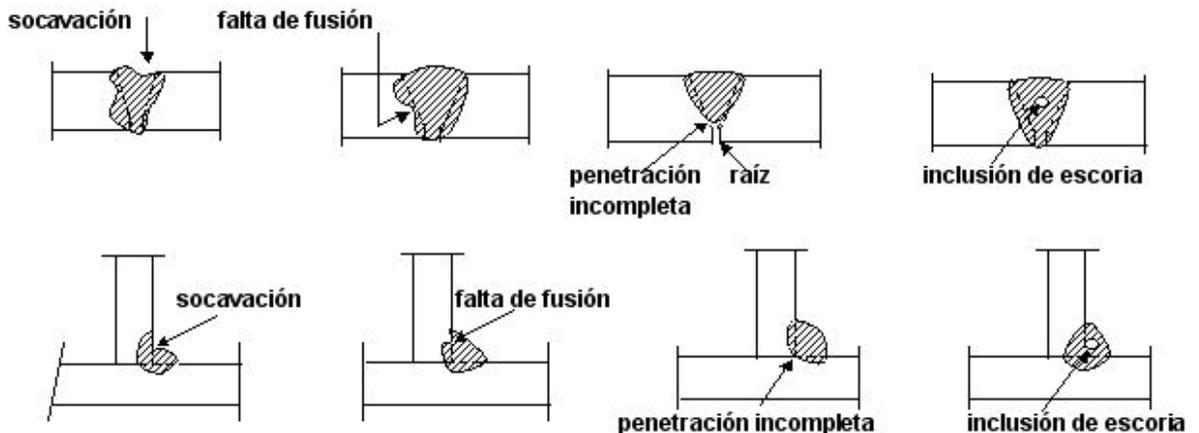


Figura 2-24

(5) Se debe realizar un adecuado control de calidad. La inspección puede ser: (**a**) visual. Se detectan defectos visibles como grietas, sopladuras, color etc.; (**b**) Con tinturas penetrantes. Se extienden

tinturas líquidas que penetran en las grietas; se limpia el excedente y se aplica polvo absorbente que lleva la tintura a la superficie mostrando la grieta. La cantidad brotada indica la profundidad de la misma. También se pueden usar líquidos fluorescentes que marcan la grieta al ser iluminados por luz negra. **(c)** Partículas magnéticas. Se magnetiza eléctricamente la soldadura y se coloca polvo de hierro que al distribuirse según la polarización marca la grieta. Solo se detectan grietas superficiales. **(d)** Con ultrasonido. Se envían ondas a través del material las que modifican su imagen al atravesar grietas, sopladuras, etc. Los equipos son costosos pero el método ubica muy bien las fallas. **(e)** Por métodos ra-diográficos. Son costosos y sirven fundamentalmente para soldaduras a tope. Su uso se justifica sólo en zonas críticas de grandes estructuras.

2.3.5.- Soldaduras a tope.

Se utilizan fundamentalmente para unir miembros estructurales que están ubicados en el mismo plano (**Figura 2-22 (a)**); también para juntas en te (**Figura 2-22 (e)**) o para juntas acampanadas (**Figura J.2-2, Página 62**) . Pueden ser de penetración total (**Figura 2-25 (a)**) o parcial (**Figura 2-25 (b)**) según la unión se extienda o no en todo el espesor de la junta. En general es conveniente ejecutarlas con **sobremonta** (**Figura 2-25 (c)**) para contrarrestar la disminución de sección por poros u otros defectos y para facilitar

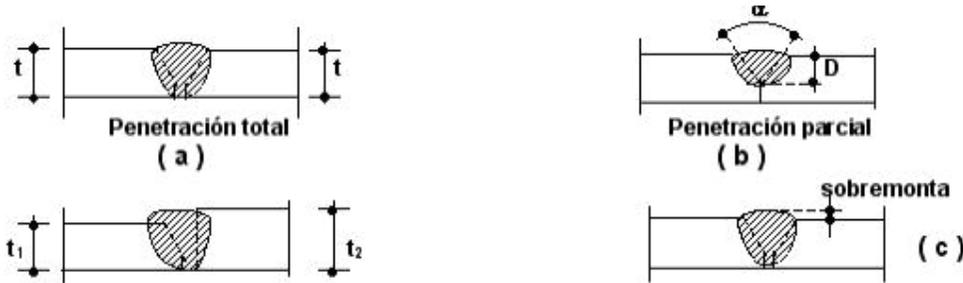


Figura 2-25

el trabajo del soldador. La sobremonta varía entre 0,8 mm y 3 mm. Sin embargo en estructuras sometidas a esfuerzos de fatiga **es necesario eliminar la sobremonta** por pulido posterior para evitar la concentración de tensiones.

Las superficies pueden tener o no preparación en función de sus espesores y de que la soldadura se ejecute desde uno o desde ambos lados. (**Figura 2-26**). En general es conveniente que el extremo no sea biselado sino que tenga un tramo recto para evitar socavaciones. En soldaduras de penetración total para asegurar una buena raíz es conveniente utilizar una chapa de respaldo.

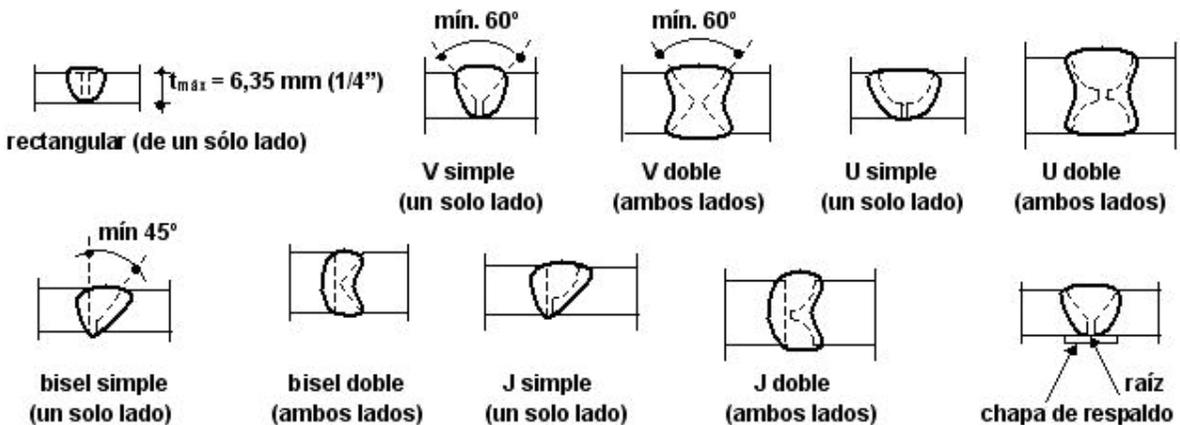


Figura 2-26

Especificaciones reglamentarias.

Según el CIRSOC 301-EL (Sección J.2.1.) y el CIRSOC 304 se define y especifica:

- **área efectiva de la soldadura a tope (A_w)**: es el producto de la longitud efectiva por el espesor efectivo de garganta.
- **longitud efectiva (L_e)**: ancho de la parte unida.
- **espesor efectivo de garganta (t_e)**:
 - en penetración completa o total: espesor de la parte unida mas delgada. (Figura 2-25 (a))
 - en penetración parcial: según Tabla J.2-1 y Figura J.2-1. La altura del chaflán es el valor D indicado en la Figura 2-25 (b)

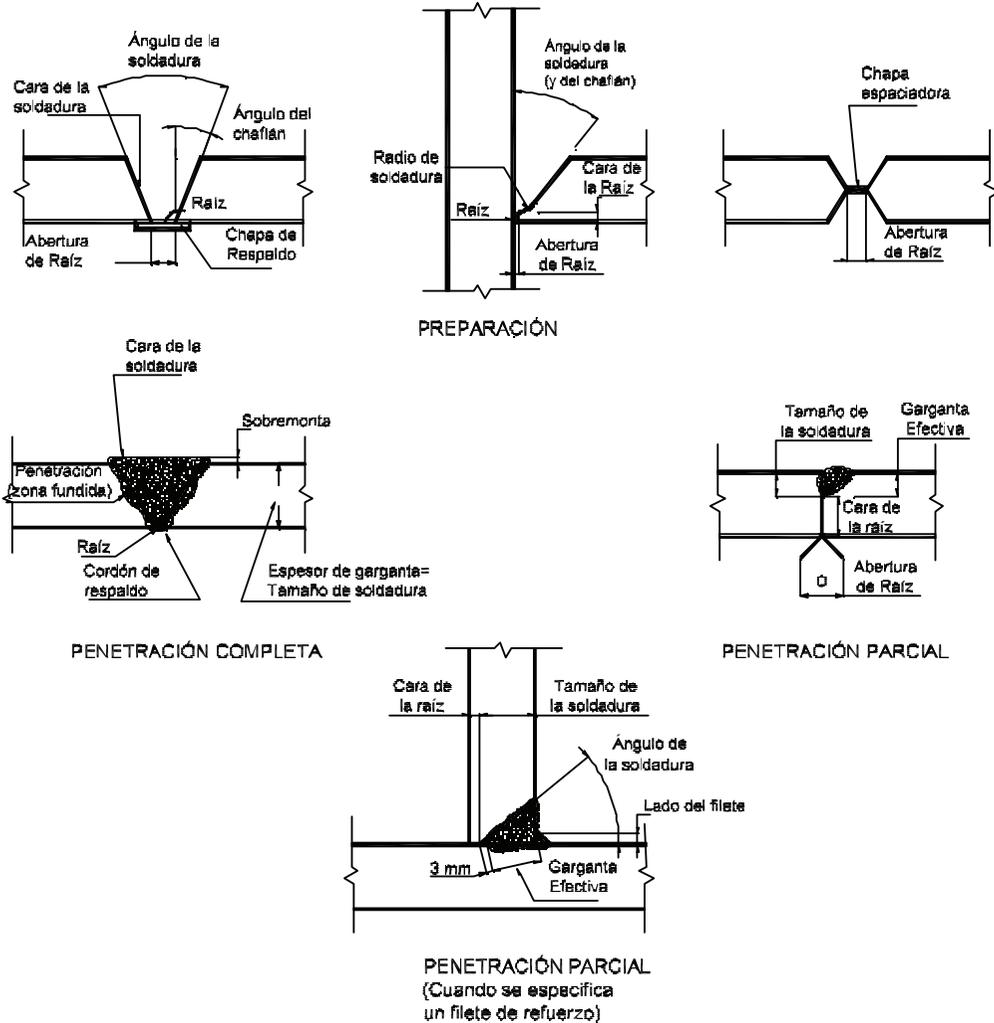


Figura J.2-1 (nomenclatura de soldaduras a tope)

Tabla J.2-1

Proceso de Soldadura	Posición de soldado	Preparación de la Junta	Espesor de Garganta Efectivo
Arco c/Electrodo Metálico Protegido o Arco Sumergido	Todas	Juntas en U o J	Altura del chaflán
Arco c/Electrodo Metálico bajo Protección Gaseosa		Bisel o Junta en $V \geq 60^\circ$	Altura del chaflán menos 3 mm
Arco con Núcleo Fundente		Bisel o Junta en $V < 60^\circ$ pero $\geq 45^\circ$	

El espesor mínimo en juntas a tope de penetración parcial debe cumplir:
 $t_e \leq$ espesor de la parte unida más delgada, aún cuando fuera necesario un tamaño mayor por la resistencia requerida,
 y además y en función del espesor mas grueso de las partes unidas
 $t_e \geq$ que los valores indicados en la Tabla J.2-3.

Tabla J.2-3

Espesor del Material Unido más Grueso (mm)	Espesor de Garganta Efectiva Mínima (a) (mm)
hasta 6	3
Más de 6 hasta 13	5
Más de 13 hasta 19.0	6
Más de 19.0 hasta 38	8
Más de 38 hasta 57	10
Más de 57 hasta 150	13
Más de 150	16
(a) Ver Sección J.2.	

- en juntas acampanadas. Según Tabla J.2-2 y Figura J.2-2

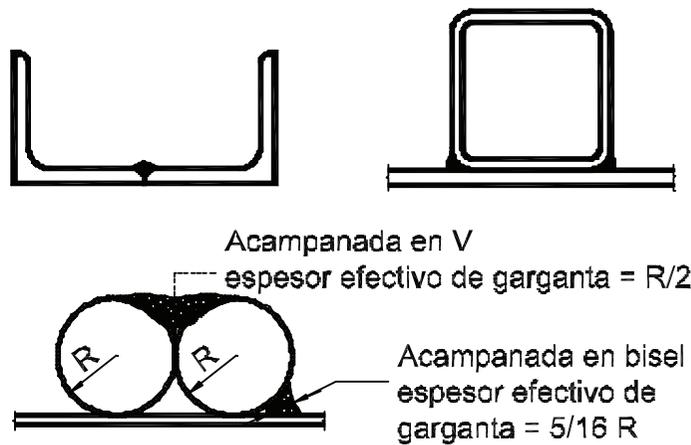


Figura J.2-2

Tabla J.2-2

Tipo de Soldadura	Radio de la Barra o de Plegado, R.	Espesor Efectivo de Garganta
Tope acampanada	Todos	$5/16 R$
Tope acampanada	Todos	$1/2 R$ (a)
(a) Usar $3/8 R$ para Soldadura de Arco Metálico Protegido a Gas (excepto en procesos de transferencia de corto circuito) cuando $R \geq 25$ mm.		

2.3.6.- Soldaduras de filete.

Al ser sometidas a fuerzas hasta su rotura las soldaduras de filete fallan por corte según un plano aproximadamente a 45° a través de la garganta. Es por ello que se toma el área de ese plano como área efectiva. (**Figura 2-27**).

Las soldaduras de filete resisten mejor las fuerzas de tracción y compresión que las de corte, cuando ellas no coexisten. Cuando se disponen los cordones es preferible que los mismos queden sujetos a corte solamente y no a una combinación de corte y axil.

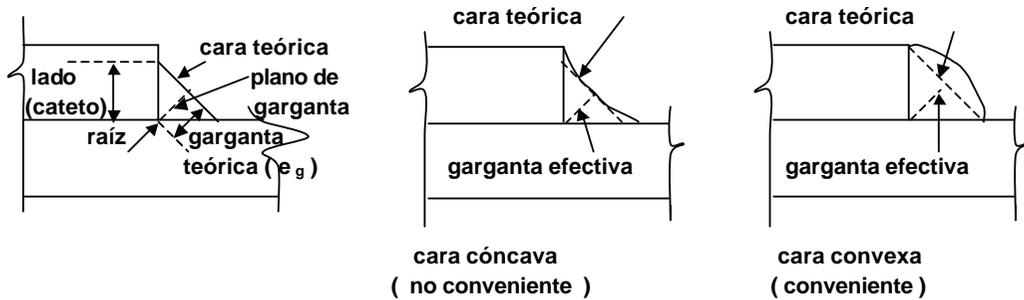


Figura 2-27

La superficie debe ser plana o convexa puesto que si es cóncava tienden a producirse grietas al enfriarse la soldadura.

Conviene que el plano medio tenga una inclinación de 45° para que resulten filetes de lados (catetos) iguales.

Si se utiliza el proceso automático **de arco sumergido** se logra mayor penetración y la resistencia de la soldadura aumenta, lo que es contemplado por el Reglamento CIRSOC 301-EL aumentando el espesor efectivo de garganta a considerar. (Sección **J.2.2(a)**).

En la **Figura 2-28** se indican distintos casos en que se utilizan soldaduras de filete.

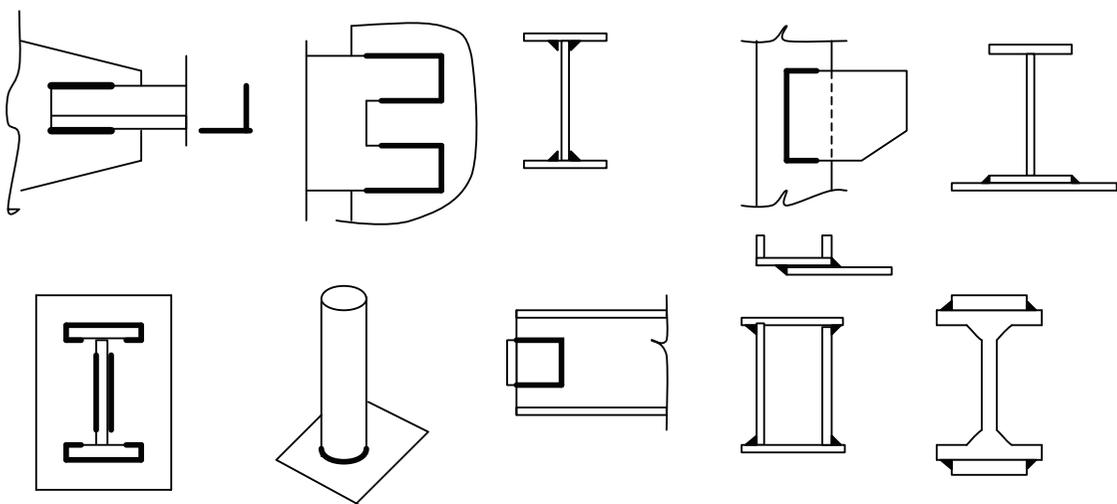


Figura 2-28

Especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-EL (Sección J.2.2) :

La nomenclatura para las soldaduras de filete se indica en la Figura J.2-3

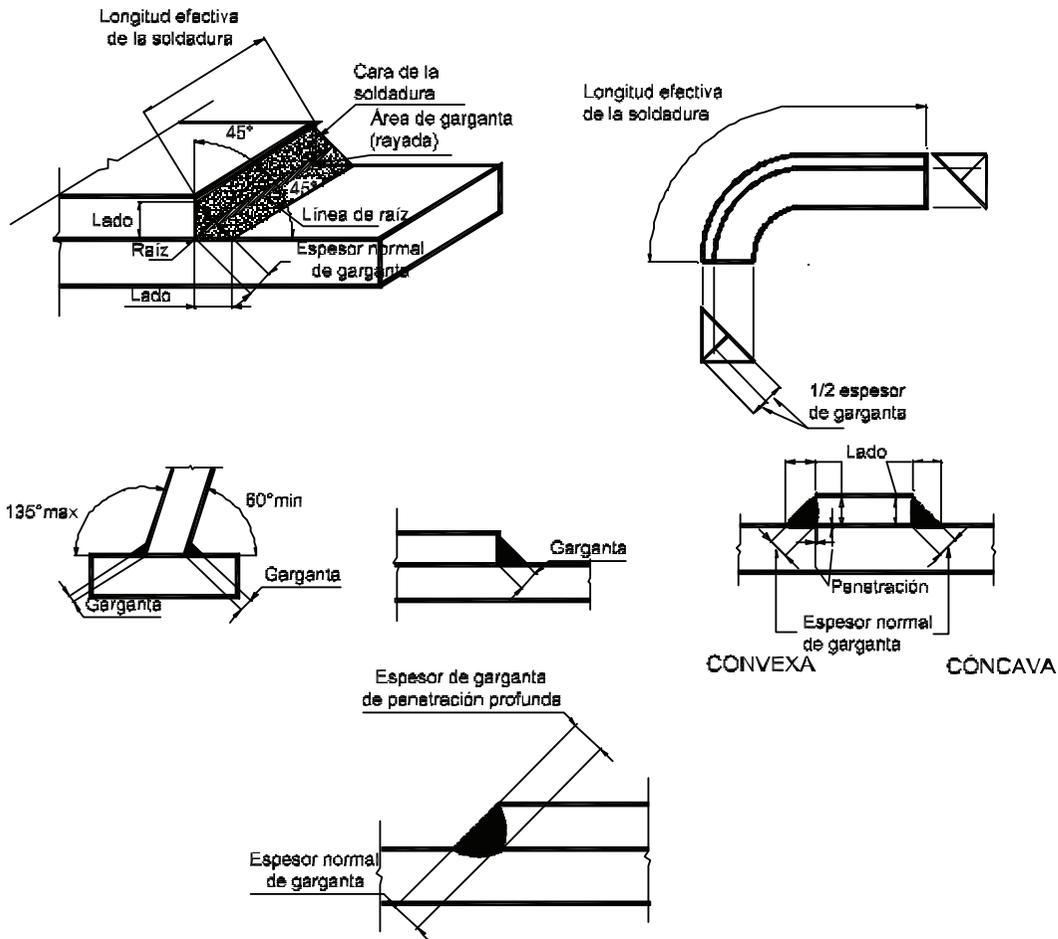


Figura J.2-3

Las especificaciones más importantes son:

- el **Area efectiva** (A_w) de la soldadura es el producto del **espesor efectivo de garganta** (e_g) por la **longitud efectiva del filete** (L_e) .

$$A_w = e_g \cdot L_e$$
- el **espesor efectivo de garganta** es el la distancia más corta entre la raíz y la cara teórica del filete en una representación esquemática de la sección transversal de la soldadura. (en el caso de soldaduras ejecutadas por el proceso de arco sumergido se toma un valor mayor)
- la **longitud efectiva** es la longitud total del eje del filete de dimensiones uniformes incluidos los retornos. Para filetes curvos se medirá a lo largo de la línea central de la garganta efectiva.
- El **lado** (cateto) **mínimo** (d) del filete será:
 - \geq al necesario según cálculo.
 - \geq a los valores indicados en la Tabla J.2-4 en función del espesor más grueso de las chapas unidas.

Los valores indicados han sido obtenidos experimentalmente y proveen un cierto margen para las tensiones no calculadas que se originan durante la fabricación, manipuleo, transporte y montaje

Tabla J.2-4
Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete (b)

Espesor del Material Unido más Grueso (mm)	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete (a) (mm)
Hasta 6	3
Más de 6 hasta 13	5
Más de 13 hasta 19	6
Más de 19	8

(a) Lado del filete. Debe hacerse de una sola pasada.
(b) Ver la Sección J.2.2(b) para el lado máximo del cordón de filete.

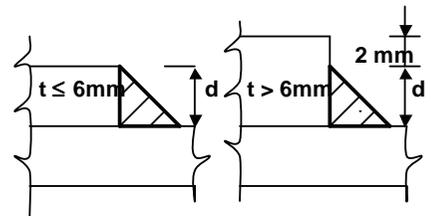
- El tamaño máximo que puede tener el filete ejecutado en una sola pasada es **8 mm**.
- Para la unión de alas con almas el lado del filete sólo debe ser el necesario para desarrollar la capacidad resistente del alma (o sea transmitir tensión rasante y cargas aplicadas) y **no es necesario** que cumpla los valores mínimos indicados.

- El **lado (cateto) máximo (d)** del filete para cordones a lo largo de bordes será:

(a) \leq (espesor del material) si el espesor es ≤ 6 mm.

(b) \leq (espesor del material menos 2mm) si el espesor > 6 mm

Esta especificación busca permitir el control de la dimensión del filete por lo que es aplicable en los casos como los de la figura.

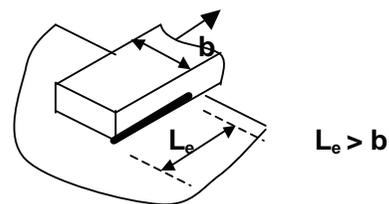


- La **longitud efectiva (L_e) mínima** será:

$$L_{e \text{ mín}} \geq 4 \times \text{lado nominal (d)}$$

Deberá ser $L_{\text{mín}} = 4 \text{ cm}$

- Si no pudiera cumplirse lo anterior se deberá tomar como lado efectivo = (1/4) longitud efectiva
- En la unión extrema de chapas planas traccionadas unidas sólo con filetes longitudinales la longitud de cada filete será **mayor o igual** a la distancia transversal entre ellos.

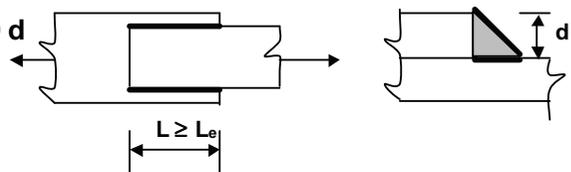


- La **longitud efectiva máxima** para soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza ubicadas en el extremo de barras cargadas será: $L_e = \beta \cdot L$ con:

$$\beta = 1 \text{ si } L \leq 100 d$$

$$\beta = 1,2 - 0,002 (L/d) \leq 1 \text{ si } 100 d < L \leq 300 d$$

$$\beta = 0,6 \text{ si } L > 300 d$$



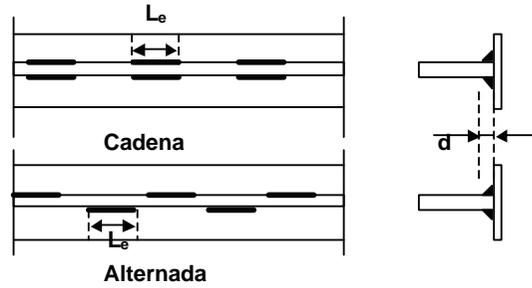
L = longitud real del filete

Se puede considerar una distribución uniforme de tensiones en dicha longitud efectiva máxima.

- Se pueden utilizar **filetes intermitentes** (discontinuos) cuando la resistencia requerida sea menor que la resistencia de diseño de un filete continuo con el lado mínimo especificado. La longitud efectiva de cada segmento de la soldadura intermitente será:

$$L_e \geq 4 \times \text{lado nominal (d)}$$

$$\text{y } L_e \geq 40 \text{ mm}$$



La separación máxima entre filetes intermitentes será :

(a) para barras pintadas o no pintadas sin peligro de corrosión: menor o igual a **20** veces el espesor de la chapa mas fina o a **250 mm**

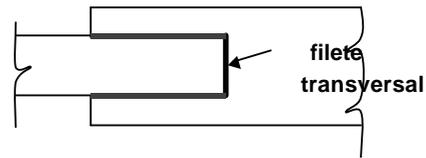
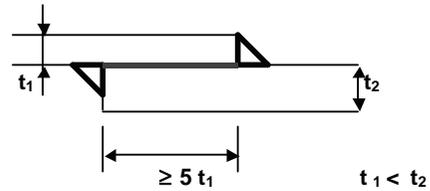
(b) para barras no pintadas de acero resistente a la corrosión sometidas a la corrosión atmosférica: menor o igual a **12** veces el espesor de la chapa mas fina o a **150 mm** .

- En **juntas traslapadas** se debe cumplir:

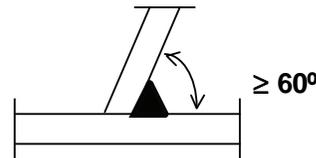
$$\text{solape mínimo} \geq 5 \times \text{menor espesor de chapas}$$

$$\geq 25 \text{ mm.}$$

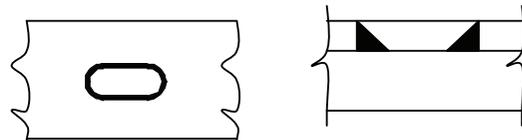
Cuando las chapas o barras unidas en una junta traslapada estén sometidas a esfuerzos axiales y se unen sólo con filetes transversales serán soldadas en los extremos de ambas partes solapadas, a fin de evitar la separación de las chapas por efecto del momento resultante de la excentricidad. Puede no ejecutarse el filete transversal si se dispone de otro medio para evitar dicha separación. (Por ejemplo bulones).



- El ángulo entre chapas entre las que se realice una soldadura de filete no podrá ser menor a **60°**. Esto es para garantizar una buena ejecución del cordón.



- Cuando se realicen agujeros o muescas y no se rellenen totalmente, las soldaduras serán consideradas como de filete a los efectos de la transmisión de esfuerzos de corte o de los generados por el pandeo de chapas o barras compuestas.



- Terminaciones y Retornos.** (CIRSOC, Figuras J.2-4, J.2-5, J.2-6)

Los filetes pueden ser extendidos hasta los extremos o los bordes laterales de las barras unidas o terminados antes de ellos excepto en los casos que se indican a continuación:

(1) En juntas traslapadas en las cuales una parte se extiende mas allá de un borde sometido a tensiones de tracción, las soldaduras de filete serán terminadas a una distancia de dicho borde mayor o igual que el lado del filete. (ver **Figura J.2-4**)

(2) Para uniones y elementos estructurales tales como ménsulas, apoyos de vigas, o chapas extremas en uniones simples que están solicitados a fuerzas cíclicas (fatiga) normales al plano y/o momentos de frecuencia e intensidad que puedan tender a iniciar una falla progresiva desde el punto de máxima tensión en el extremo de la soldadura, los filetes serán retornados alrededor de la esquina en una distancia mayor o igual a dos veces el lado nominal del filete o el ancho del elemento, lo que sea menor. (ver **Figura J.2-5**)

(3) Para ángulos y chapas extremas en uniones simplemente apoyadas en las cuales su flexibilidad determina la flexibilidad de la unión, si son usados retornos éstos no deberán tener una longitud mayor que cuatro veces el lado nominal del filete. (**Figura J.2-5**)

(4) Las soldaduras de filete que unan rigidizadores transversales al alma de vigas armadas deberán terminar a no menos de 4 veces y no mas de 6 veces el espesor del alma del pie de la soldadura de unión de ala y alma, excepto cuando el rigidizador esté soldado al ala. (ver Capítulo 7, **Figura 7-15**)

(5) Las soldaduras de filete que estén ubicadas en los lados opuestos de un plano común deberán ser interrumpidas a una distancia de dos veces el lado del filete, en el ángulo común de ambas soldaduras. (**Figura J.2-6**)

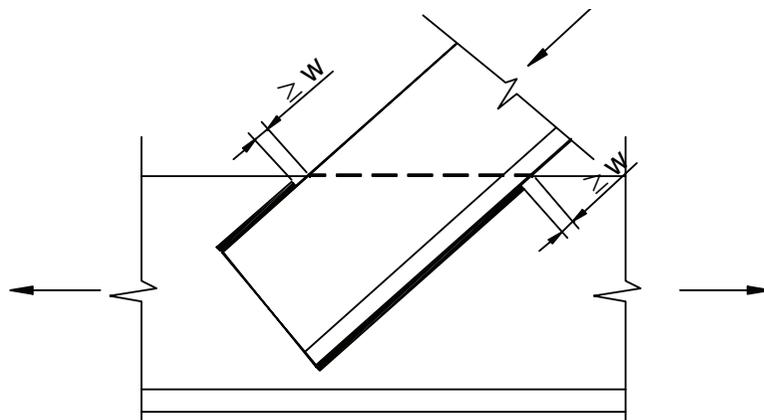


Figura J.2-4
Soldaduras de filete cercanas a bordes traccionados

Aún cuando el Reglamento establece tomar como longitud efectiva el total de la longitud incluidos los retornos, es conveniente para **computar la longitud efectiva** **descontar de la longitud total** que incluya el retorno, **dos veces** el lado del filete. Esto porque no siempre se puede garantizar la buena calidad de la soldadura en los extremos del cordón.

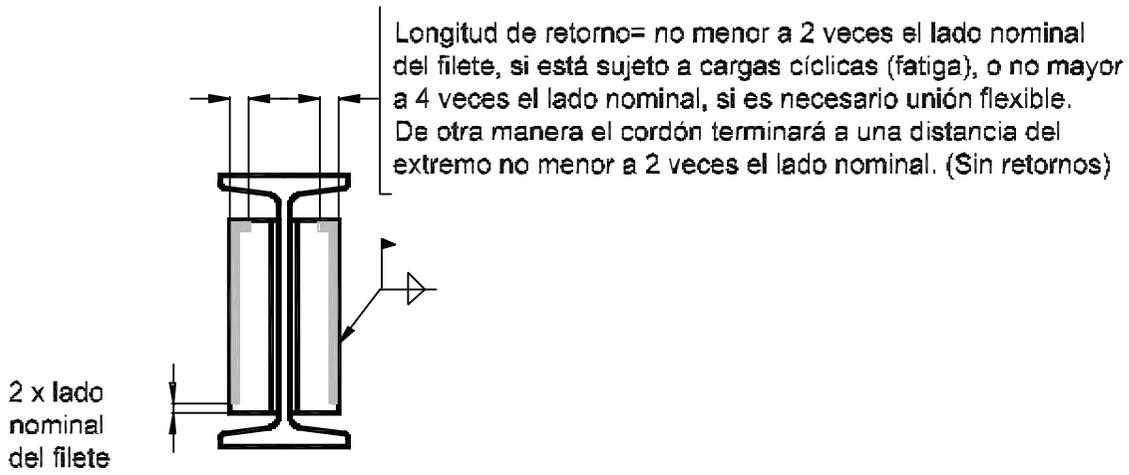


Figura J.2-5
Retornos

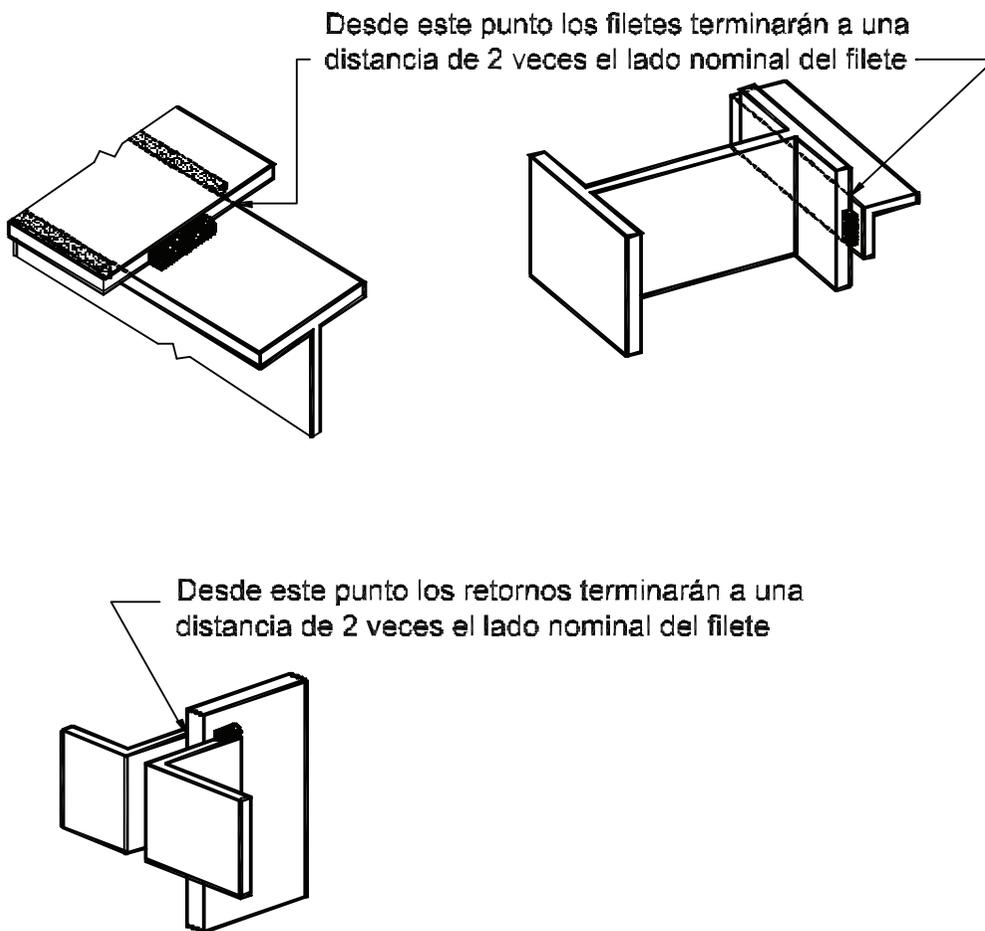


Figura J.2-6
Soldaduras de filete en lados opuestos de un plano común

2.3.7.- Soldaduras de tapón y de muesca.

Se consideran como tales para el cálculo cuando el agujero o la muesca están totalmente rellenos de material de aporte. En ese caso el área efectiva es el área total del agujero o muesca en el plano de la superficie de unión entre ambas chapas. En el Reglamento CIRSOC 301-EL (Sección J.2.3.) se indican dimensiones máximas, redondeo de esquinas, separaciones máximas y mínimas, espesores, etc.

2.3.8.- Símbolos para uniones soldadas.

En la **Figura 2-29** se muestran en forma simplificada los símbolos para representar las características de las uniones soldadas utilizados por la AWS . En la **Figura 2-30** se indican algunos ejemplos de aplicación de esa simbología.

SÍMBOLOS BASICOS									
De borde	Filete	Tapón o muesca	Tope						
			recto	V	Bisel	U	J	curva doble	curva simple
SÍMBOLOS COMPLEMENTARIOS									
Respaldo	Espaciado	Soldadura todo alrededor	Soldadura en obra (de campo)	CONTORNO					
				NIVELADO	CONVEXO				

Localización estándar de los elementos de un símbolo de soldadura

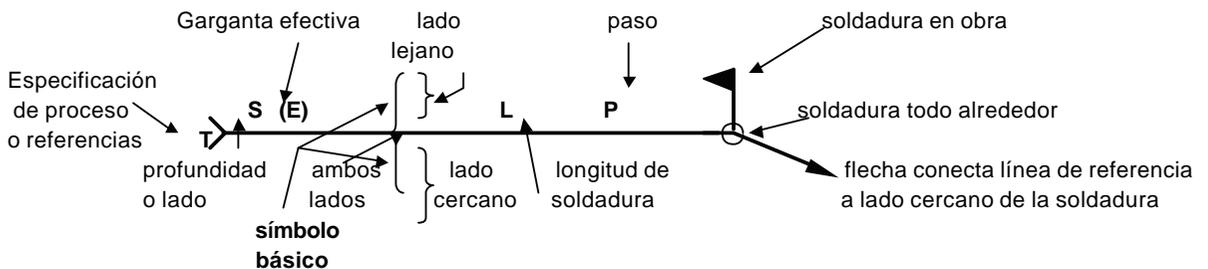


Figura 2-29

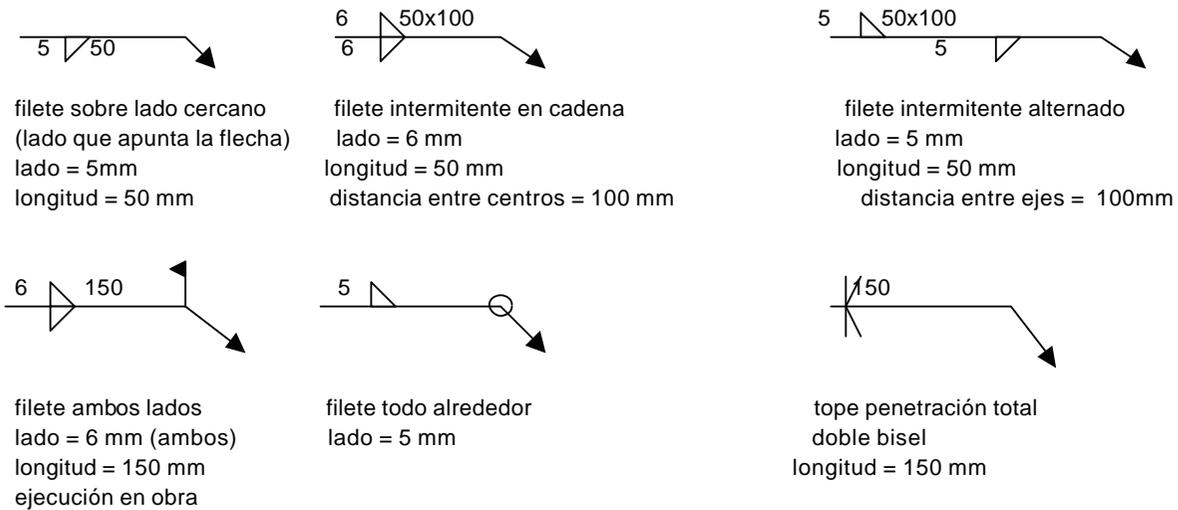


Figura 2-30

2.3.9.- Resistencia de diseño de uniones soldadas.

El estado tensional en una soldadura sometida a fuerzas paralelas o normales a su eje es muy complejo por lo que las normas dan procedimientos simplificados que están avalados por ensayos. En esta Sección se dan las especificaciones del CIRSOC 301-EL para determinar la resistencia de diseño (Sección J.2.4.).

La resistencia de la unión está determinada por la resistencia de la soldadura en el plano de la misma o por la resistencia del metal base en los planos cercanos a la soldadura, según sea el tipo y la dirección del esfuerzo.

Por ejemplo, en cordones de filete cargados longitudinalmente los posibles planos de corte se indican en la **Figura 2-31**.

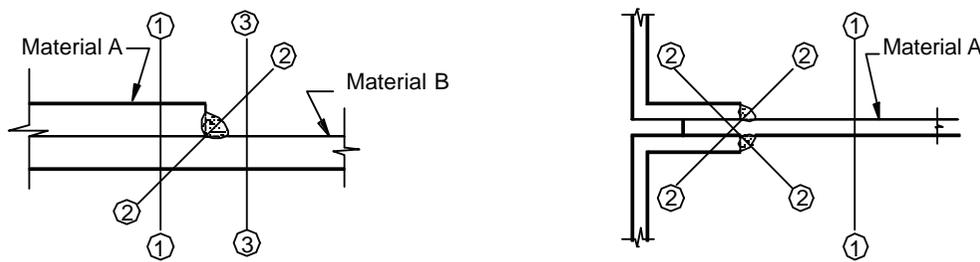


Figura 2-31

- (a) Plano 1-1, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia al corte del material A.
- (b) Plano 2-2, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia al corte del metal de soldadura.
- (c) Plano 3-3, en el cual la resistencia está gobernada por la resistencia al corte del material B.

En la **Figura 2-32** se muestra la distribución de tensiones en una junta en T con cordones de filete (corte transversal al filete)

En general se considera que el material del electrodo tiene una resistencia igual o mayor al material base.

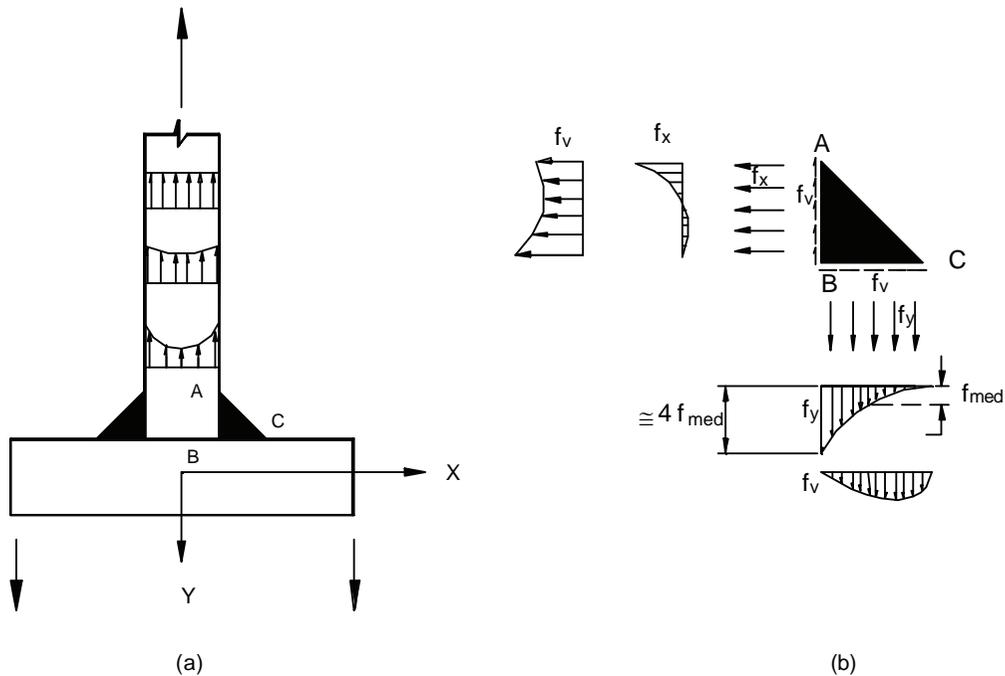


Figura 2-32

Para la resistencia de la soldadura **se considera el área efectiva**.

En las uniones a **tope de penetración completa** para fuerzas de tracción o compresión normales o paralelas al eje de la soldadura, al estar restituida la sección de las partes que se unen, es determinante la resistencia del material base. Para solicitaciones de corte, la falla puede producirse en el material base o en la soldadura. La tensión de corte de falla se toma **0,60** de la de tracción.

($0,60 \approx 1/\sqrt{3}$).

En uniones a **tope de penetración parcial** corresponde el siguiente análisis: para compresión normal al eje de la soldadura la fuerza se transmite por contacto entre las partes unidas y manda la resistencia del material base. Si la fuerza es paralela al eje de la soldadura su resistencia no incide sobre la de la pieza. Para corte paralelo al eje, es la soldadura la que manda pues no ocupa toda el área de la sección. Para tracción normal al área efectiva, la transmisión se hace compleja por la excentricidad y puede tomarse conservadoramente como una transmisión por corte tanto en la soldadura como en el material base.

En uniones **de filete** los ensayos demuestran que cuando la fuerza es normal al eje de la soldadura la resistencia es mayor que cuando es paralela. Sin embargo, para simplificar, se considera una única resistencia como corte en el área efectiva, independientemente de la dirección de la fuerza. En la Sección **J.2.2(a)** se establece que la tensión en el filete será considerada actuando en el área efectiva para cualquier dirección de la fuerza aplicada. Si la fuerza es de tracción o compresión paralela el eje de la soldadura ésta no define la resistencia.

Las soldaduras **de tapón y de muesca** trabajan al corte paralelo a la superficie de contacto entre las chapas.

Es de hacer notar que en el Reglamento CIRSOC 301-EL los factores de resistencia para soldaduras han sido disminuidos al **80%** con respecto a los establecidos en la Especificación AISC-LRFD para contemplar las condiciones tecnológicas particulares de nuestro país.

Según la Sección J.2.4.: la resistencia de diseño de la soldadura será el menor valor de

$$\phi \cdot F_{BM} \cdot A_{BM} \cdot (10^{-1}) \quad \text{ó} \quad \phi \cdot F_w \cdot A_w \cdot (10^{-1}) \quad (2-23)$$

F_{BM} = Resistencia nominal del metal base.(MPa)

F_w = Resistencia nominal (a rotura por tracción) del electrodo. (MPa)

A_{BM} = área de la sección transversal efectiva del material base. (cm²)

A_w = área efectiva de la soldadura. (cm²)

ϕ = factor de resistencia.

Los valores de ϕ , F_{BM} , F_w , y el estado límite determinante para cada tipo de soldadura y esfuerzo se dan en la Tabla de la **Figura 2-33** que reproduce la Tabla J.2-5 del Reglamento.

Tipo de fuerza (a)	Material	Factor de Resistencia ϕ	Resistencia Nominal F_{BM} o F_w	Nivel de Resistencia Requerida del material de aporte (b,c)
Soldaduras a Tope de Penetración Completa				
Tracción perpendicular al área efectiva	Base	0,90	F_y	Debe usarse material de aporte compatible
Compresión perpendicular al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la Del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,65	$0,60 F_y$ $0,60 F_{EXX}$	
Soldaduras a Tope de Penetración Parcial				
Compresión perpendicular al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la Del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (d)				
Corte paralelo al eje de la soldadura	Base Electrodo	0,60	(e) $0,60 F_{EXX}$	
Tracción perpendicular al área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,65	F_y $0,60 F_{EXX}$	
Soldaduras de Filete				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,60	$0,60 F_{EXX}$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la Del metal de aporte compatible
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (d)	Base	0,90	F_y	
Soldaduras de Tapón y de Muesca				
Corte paralelo a las superficies de empalme (en el área efectiva)	Base Electrodo	0,60	(e) $0,60 F_{EXX}$	Se permite usar metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible
<p>(a) Para la definición del área efectiva, Ver Sección J.2.</p> <p>(b) Para el material de aporte compatible, ver Tabla 3.1, de AWS D1.1-98.(Recomendación CIRSOC 304-2000)</p> <p>(c) Se permitirá metal de aporte con una resistencia mayor en un nivel que el metal de aporte compatible.</p> <p>(d) Los cordones de filete y de penetración parcial que unen los elementos componentes de barras armadas, como una unión de ala y alma, podrán ser dimensionadas sin considerar la tensión de tracción o compresión en aquellos elementos, paralelos al eje de las soldaduras.</p> <p>(e) El cálculo de los materiales unidos está gobernado por las Secciones J.4. y J.5.</p>				

Figura 2-33

2.3.10.- Proyecto de uniones soldadas con soldaduras de filete.

En todos los casos se considera que los filetes trabajan sometidos a corte en el plano de garganta con el área efectiva. Esto no es rigurosamente cierto en algunas uniones pero este criterio simplificado es práctico y su eficiencia ha sido comprobada experimentalmente. Analizaremos algunos tipos de uniones diferenciadas por la clase de solicitaciones que deben transmitir.

2.3.10.1.- Uniones que transmiten fuerza axial. (Figura 2-34)

El CIRSOC 301-EL (Sección J.1.8.) exige que el centro de gravedad de los medios de unión coincida con el centro de gravedad de la barra, excepto que la excentricidad resultante de la no coincidencia sea considerada en el cálculo de las solicitaciones. **Exime** del cumplimiento de esta exigencia a las uniones extremas de **ángulos simples y ángulos dobles** axialmente cargados y **sometidos a cargas estáticas**. Un caso de este tipo es la unión de diagonales y montantes de cabriadas a las chapas de nudo (**Capítulo 7**), o de diagonales a cordones longitudinales en columnas armadas con celosías (**Capítulo 4**)

El proceso de proyecto de una unión de este tipo es:

(a) Según lo dicho en 2.3.6. se elige el lado del filete **d** tal que:

$$d_{\min} \leq d \leq d_{\max}$$

(b) Se calcula la resistencia de diseño de una unidad de longitud de filete (según Tabla de **Figura 2-33**) Siendo el área efectiva el producto de la longitud **1** por la proyección del lado sobre el plano de garganta supuesto a 45°, resulta:

$$R_{d1} = \phi \cdot F_w \cdot A_w = 0,60 \times 0,60 F_{EXX} \cdot 0,707 d \cdot 1 \quad (2-24)$$

(c) Se determina la longitud necesaria de filete **L_t** para una resistencia requerida **F_u**

$$L_t = F_u / R_{d1} \quad (2-25)$$

Se distribuyen los filetes según el caso. (**Figura 2-34**)

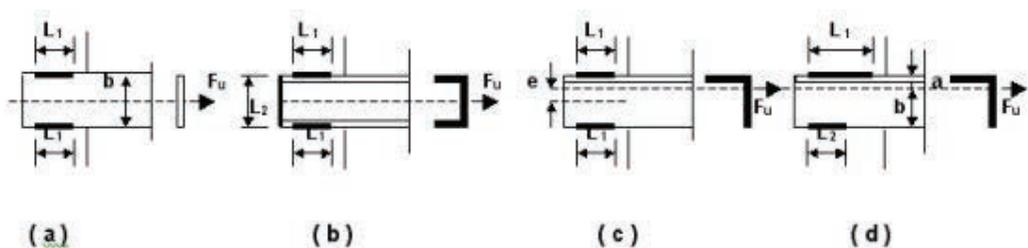


Figura 2-34

- En el caso (a) $L_1 = L_t/2$ y se debe cumplir además que $L_1 \geq b$
- En el caso (b) $L_1 = (L_t - L_2) / 2$
- En el caso (c) siendo un ángulo simple se puede tomar $L_1 = L_t / 2$ y no considerar la excentricidad. Esto depende de la importancia del esfuerzo. En la determinación de las longitudes de pandeo de diagonales y montantes de ángulo único para reticulados (**Capítulo 4**) se volverá sobre este tema.
- En el caso (d) se distribuyen los filetes para centrar la soldadura con el eje de gravedad de la barra.

Por equilibrio $L_1 = [b / (a+b)] \cdot L_t$ $L_2 = [a / (a+b)] \cdot L_t$ (2-26)

2.3.10.2.- Uniones sometidas a corte y momento en el plano. (Carga excéntrica).

Se utiliza el método elástico que despreja la fricción entre las partes unidas y las supone totalmente rígidas. Con estas hipótesis el método es conservador.

Supongamos la junta de la **Figura 2-35 (a)**. Si suponemos filetes de lado igual a la unidad (por ejemplo 1cm) y prefijamos sus longitudes L_i resulta la distribución de la **Figura 2-35 (b)**. Podemos obtener la posición del centro de gravedad (**G**) de los filetes de lado unitario y longitud L_i (se puede para ello desprejar la dimensión del lado del filete). Trasladada F_u a **G**, los filetes quedan sometidos a un corte F_u y a un momento torsor $T = F_u \cdot e_x$

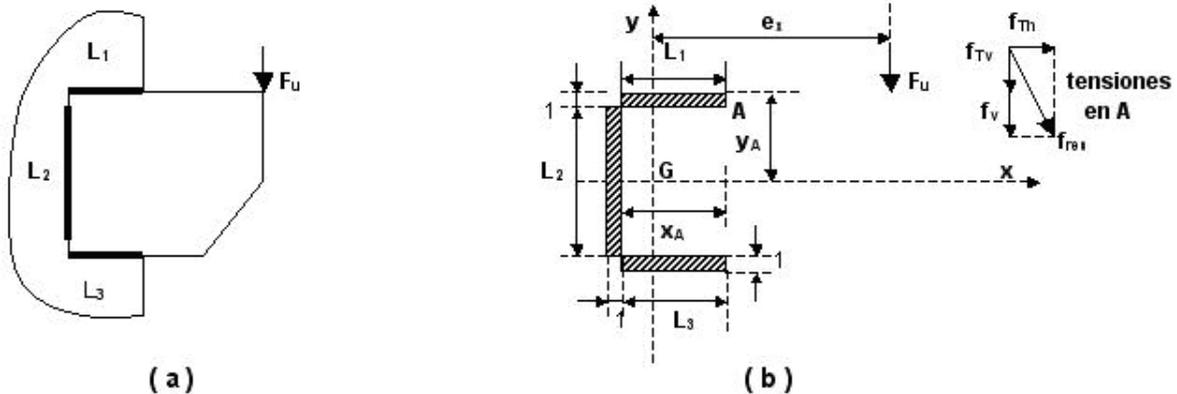


Figura 2-35

Suponiendo una distribución uniforme la tensión debida al cortante en cualquier punto es:

$$f_v = F_u / 1 \cdot \sum L_i \tag{2-27}$$

Las tensiones horizontal f_{Th} y vertical f_{Tv} debidas al momento torsor en un punto como el **A** son:

$$f_{Th} = (T / I_p) \cdot y_A \quad f_{Tv} = (T / I_p) \cdot x_A \tag{2-28}$$

I_p = momento de inercia polar de la soldadura = $I_x + I_y$

I_x, I_y = momentos de inercia con respecto a los ejes **x-x** y **y-y** de los filetes de soldadura de ancho unitario y longitud L_i .

x_A, y_A = coordenadas del punto **A**.

En un punto como el **A** la tensión combinada será:

$$f_{res} = \sqrt{(f_v + f_{Tv})^2 + f_{Th}^2} \tag{2-29}$$

Se deberá buscar el punto de los filetes en que esta **tensión resultante es máxima ($f_{m\acute{a}x}$)** lo que ocurrirá en los puntos mas alejados del centro de gravedad.

La **resistencia de diseño unitaria** de un filete de 1cm. de lado es (Tabla **Figura 2-33**)

$$f_{d1} = 0,60 \times 0,60 F_{EXX} \times (0,707 \times 1)$$

Luego el lado necesario de los filetes será :

$$d_{nec} = f_{m\acute{a}x} / f_{d1} \tag{2-30}$$

Si d no cumpliera las especificaciones para lado mínimo o máximo se deberán redimensionar las longitudes de filetes L_i prefijadas.

Si además la unión debe transmitir esfuerzo normal, el mismo se distribuirá entre todos los cordones resultando una tensión que se sumará a la f_{Tn} .

2.3.10.3.- Uniones que transmiten corte y momento en el plano normal (corte y flexión).

Supongamos la unión de la **Figura 2-36 (a)**. Si tomamos filetes de lado unitario tendremos la situación de la **Figura 2-36 (b)**.

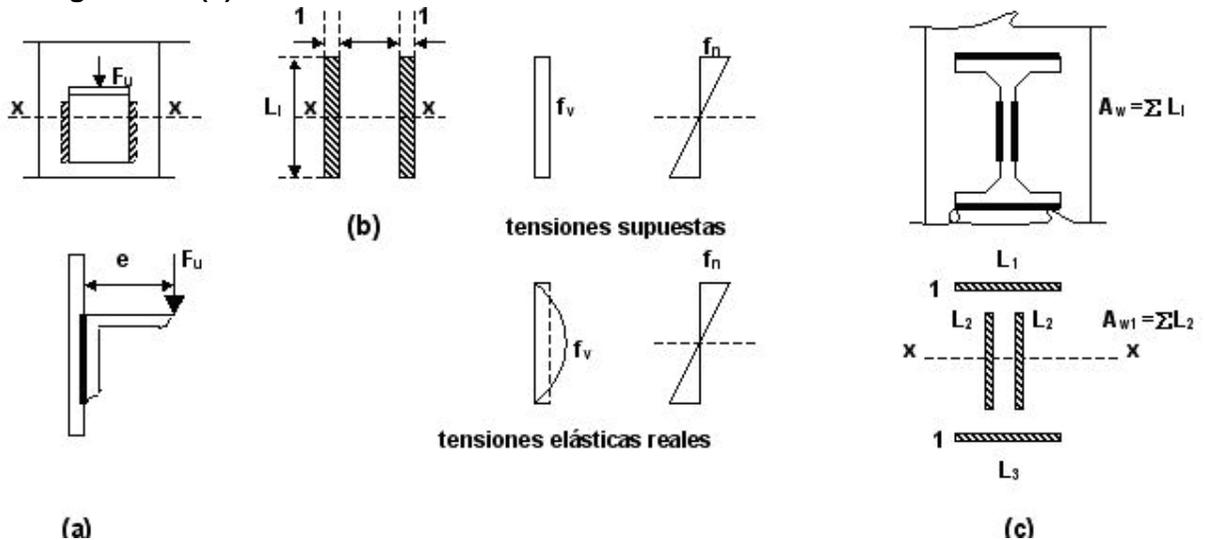


Figura 2-36

Un procedimiento práctico y simplificado es considerar que el corte se distribuye uniformemente en el área de los filetes verticales (tensión f_v) y el momento genera tensiones normales f_n iguales al momento dividido el módulo resistente S_w del área de los filetes con respecto al eje de flexión $x-x$. La tensión combinada se obtiene componiendo vectorialmente la tensión cortante y la normal. Esto en secciones rectangulares de soldadura como las de la **Figura 2-36 (a) y (b)** no es estrictamente cierto porque no coexisten en el mismo punto los valores supuestos de tensiones, pero por simplicidad se procede de la forma indicada.

Así $f_v = F_u / A_{w1}$ $A_{w1} =$ área efectiva de filetes verticales
 $f_n = (F_u \cdot e) / S_w$ $S_w =$ módulo resistente del área de filetes de lado unitario.

$$f_c = \sqrt{f_v^2 + f_n^2} \quad (2-31)$$

La **tensión resistente de diseño** de un filete de lado unitario es

$$f_{d1} = 0,60 \times 0,60 F_{EXX} \times (0,707 \times 1)$$

Luego el lado necesario de los filetes será:

$$d_{nec} = f_c / f_{d1} \quad (2-32)$$

Si d no cumpliera las especificaciones de lado mínimo y máximo se deberán redimensionar y reubicar los filetes.

Si además la unión debe transmitir esfuerzo normal, el mismo se distribuirá entre el área total de los filetes resultando una tensión normal que se adicionará a la producida por el momento.

2.4.- ESPECIFICACIONES GENERALES PARA UNIONES.

El CIRSOC 301-EL da las siguientes especificaciones generales:

- Todos los agujeros y rebajes ejecutados en perfiles laminados y vigas armadas estarán libres de entallas y ángulos agudos.
- Excepto para barras de vigas reticuladas, diagonales de columnas armadas y tensores de barras de sección circular, las uniones tendrán una resistencia mínima de diseño para acciones mayoradas de **12 kN**.
- En barras axialmente solicitadas el centro de gravedad de la unión deberá coincidir con el centro de gravedad de la barra, excepto que la excentricidad resultante de la no coincidencia sea considerada para la determinación de las solicitaciones. Quedan exceptuadas de esta exigencia las uniones extremas de barras de ángulos simples o ángulos dobles, tes o secciones similares cargadas estáticamente o sea donde no existen efectos dinámicos ni efectos de fatiga.
- Cuando existen en una junta soldaduras y bulones o remaches, su eventual colaboración se registrará por :
 - Soldaduras con bulones comunes calibrados (Tipo A307) o bulones de alta resistencia en uniones tipo aplastamiento **no podrán considerarse** actuando en conjunto. Las soldaduras deberán dimensionarse para la **totalidad** de las solicitaciones a transmitir.
 - Entre soldaduras y uniones con bulones de alta resistencia del tipo deslizamiento crítico puede considerarse **que existe colaboración** para la transmisión de esfuerzos.
 - Cuando se realizan modificaciones de obras existentes que tienen uniones remachadas o abulonadas del tipo de deslizamiento crítico, puede considerarse que los remaches o bulones transmitan las solicitaciones requeridas originadas por las cargas existentes y las uniones soldadas nuevas las solicitaciones requeridas adicionales resultantes de la modificación.
 - Puede considerarse que existe colaboración para la transmisión de esfuerzos entre remaches y bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico.
- Se deben utilizar uniones **soldadas**, o **abulonadas** que sean **pretensadas** o **de deslizamiento crítico** en toda unión donde deba asegurarse que no exista deslizamiento relativo entre las partes unidas o sometidas a vibraciones o a cargas cíclicas. Se establecen los siguientes casos: (Sección **J.1.11**). Se utilizarán uniones abulonadas pretensadas o de deslizamiento crítico según lo dicho en la Sección **2.2.2**.
 - empalmes de columnas en todas las estructuras de pisos múltiples de altura igual o mayor a 60 m.
 - empalmes de columnas en estructuras de pisos múltiples de alturas mayores a 30m y menores a 60m, cuando la menor dimensión horizontal es menor al 40% de la altura.
 - empalmes de columnas en estructuras de pisos múltiples de altura menor a 30 m. cuando la menor dimensión horizontal es menor al 25% de la altura.
 - Uniones de vigas a columnas inclusive las de arriostramiento en estructuras de más de 35 m. de altura.
 - en todas las estructuras que soportan grúas de más de **5 tn** de capacidad, incluyendo vigas reticuladas de techo, uniones de vigas reticuladas a columnas, empalmes de columnas, arriostramiento de columnas, tornapuntas, vigas carril y otros soportes de la grúa, etc.
 - uniones en soportes de maquinaria móvil o vibratoria, o de otras cargas variables móviles que producen impacto o inversión de signo de las tensiones en los elementos estructurales.

En los casos no especificados se pueden utilizar uniones abulonadas con bulones comunes calibrados o bulones de alta resistencia en uniones del tipo aplastamiento.

2.5.- ELEMENTOS AUXILIARES DE UNA UNION.

Los elementos auxiliares de una unión son las chapas de nudos , cubrejuntas, ángulos, ménsulas cortas etc.

En el **Capítulo 7** (Sección 7.8.7) se verá la verificación de las chapas de nudo de una viga reticulada siguiendo el procedimiento general especificado por el CIRSOC 301-EL.

También en el **Capítulo 7** se analizarán los cubrejuntas para empalmes de vigas.

En general hay que determinar la resistencia de diseño para los distintos estados límites últimos que pueden darse en el elemento auxiliar y comparar la menor resistencia de diseño obtenida con la resistencia requerida correspondiente.

El elemento auxiliar puede fallar: a **tracción** por fluencia de la sección bruta, rotura de la sección neta o rotura de bloque de corte, lo que desarrollaremos en el **Capítulo 3**; por fluencia por **corte** (**Capítulo 7**); por fluencia o pandeo por **compresión** (**Capítulo 4**).

Para barras solicitadas axialmente que concurran a una unión, se debe tratar de que sus ejes se corten en un punto a fin de evitar momentos y esfuerzos de corte que soliciten al elemento auxiliar. Si ello no fuera posible se deberá dimensionar el elemento auxiliar para dichas solicitaciones generadas por la excentricidad.

2.6.- CHAPAS DE RELLENO. (CIRSOC 301-EL, Sección J.6.)

En la construcción soldada y también en uniones abulonadas se suelen utilizar chapas de relleno para igualar el nivel de las chapas o elementos de las barras que se unen cuando ellos tienen distinto espesor.

A título de ejemplo se reproducen las Figuras J.6-1, J.6-2 y J.6-3 del Reglamento.

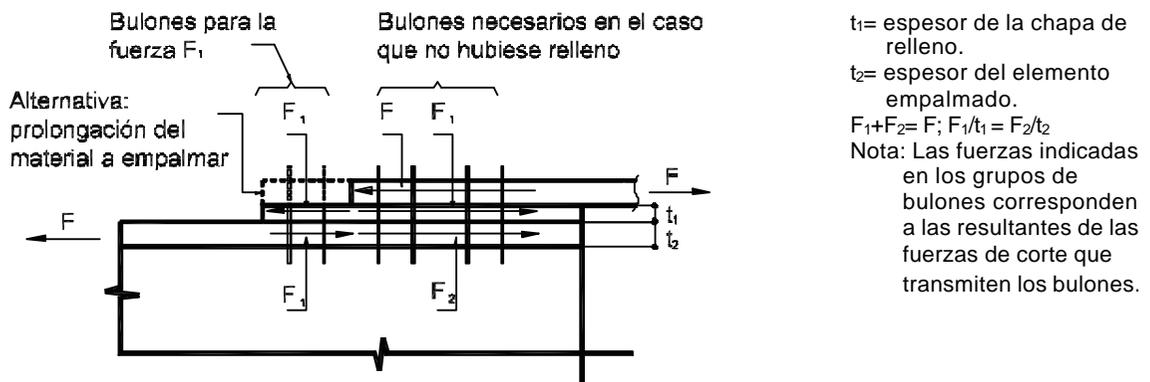


Figura J.6-3 (Chapas de relleno en uniones abulonadas)

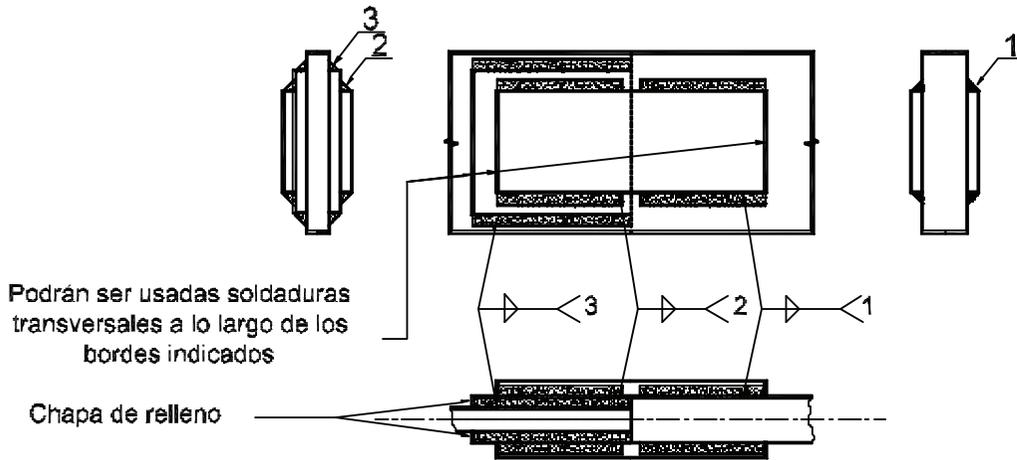


Figura J.6-1 (Chapas de relleno con espesor mayor o igual a 6 mm)

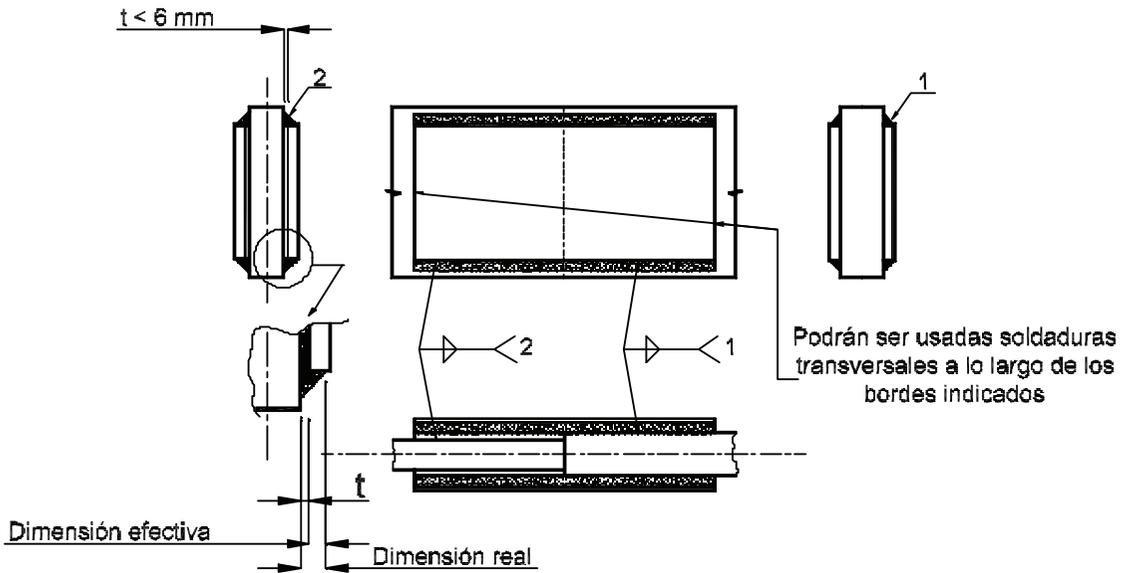


Figura J.6-2 (Chapas de relleno con espesor menor a 6 mm)

CAPITULO 3

BARRAS SOMETIDAS A TRACCION AXIL

3.1.- GENERALIDADES. FORMAS SECCIONALES.

Se encuentran elementos traccionados en la mayoría de las estructuras de acero. Por ejemplo: en cerchas (cabriadas) de estructuras de techo de edificios industriales o de otro tipo; en los sistemas de arriostramiento y rigidización para acciones de viento u otras fuerzas horizontales en todo tipo de edificios; en torres para transmisión de energía; en estructuras de puentes, etc. (Figura 3-1).

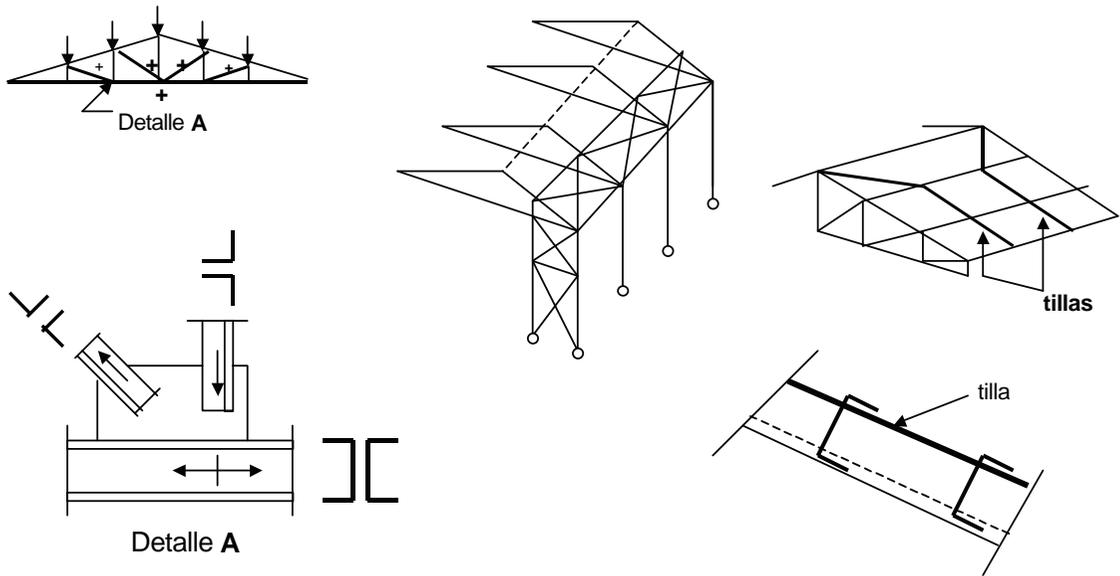


Figura 3-1

Los elementos traccionados pueden estar formados por una barra simple con distintas formas seccionales, o por un par de barras sueltas o unidas por forros discontinuos, o por elementos armados formados por un conjunto de barras longitudinales unidas por presillas o diagonales. (Figura 3-2).

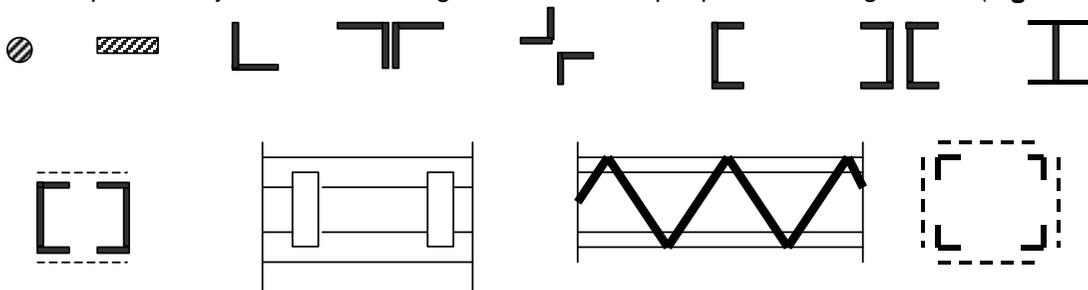


Figura 3-2

La elección de la forma seccional más apropiada está relacionada con la unión extrema de la barra traccionada con las otras que conforman la estructura, o con las exigencias de esbeltez.

Al no presentar problemas de inestabilidad, la barra traccionada permite en principio el mayor aprovechamiento de la capacidad resistente del acero. Sin embargo veremos más adelante que la disposición de las uniones extremas y la manera con que se transmite la carga inciden sobre la capacidad resistente de la barra.

La barra traccionada no tiene límite teórico de esbeltez (esbeltez = relación longitud sobre radio de giro mínimo. L/r_{\min}), pues la fuerza externa trata de anular toda deformación inicial. Sin embargo barras muy esbeltas pueden quedar excesivamente deformadas en el transporte y el montaje, por lo que no podrían tomar carga sin antes volver a su posición recta, para lo cual la estructura necesitará deformarse mas allá de lo aceptable. Por ello (CIRSOC 301-EL, Sección B.7.) se **limita la esbeltez de las barras traccionadas** a:

$$(L / r_{\min}) \leq 300$$

Este límite no se aplica a cables y barras macizas de sección circular los que deberán ponerse en tracción previa para asegurar que trabajen inmediatamente al ser requeridas por la acción externa. Ello puede hacerse en las barras macizas con la utilización de torniquetes o manguitos roscados.

3.2.- AREA BRUTA DE UNA BARRA.(A_g). (CIRSOC 301-EL, Sección B.1)

En secciones formadas por elementos planos, el área bruta A_g de una barra en cualquier punto, es la suma de los productos de los espesores por los anchos brutos de cada elemento de la sección, medidos en la sección normal al eje de la barra. Para secciones angulares de espesor constante, el ancho bruto es la suma de los anchos de las alas, menos el espesor. En secciones macizas o tubos es la superficie material de la sección normal al eje de la barra. (Figura 3-3).

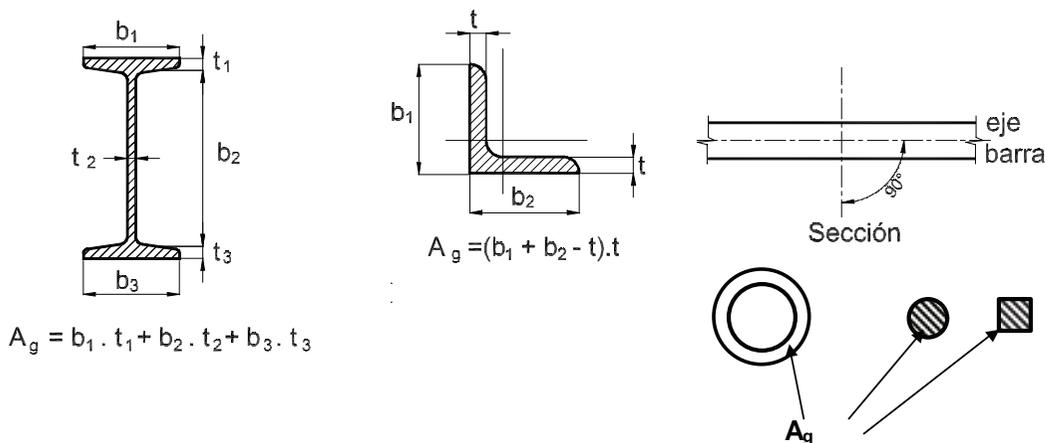


Figura 3-3

3.3.- AREA NETA DE UNA BARRA (A_n). (CIRSOC 301-EL, Sección B.2.)

Cuando en una barra se practican agujeros para bulones, remaches o para soldaduras de tapón o de muesca se debe considerar, en la sección correspondiente al o a los agujeros, el **área neta**, que es el área bruta menos la sección ocupada por los agujeros.

El área neta resulta necesaria para determinar la Resistencia Nominal frente a solicitaciones de tracción axil (paralela al eje de la barra) o solicitaciones de corte (normal al eje de la barra).

Para secciones formadas por elementos planos el área neta será la suma de los productos de los espesores por los anchos netos de cada elemento de la sección. El ancho neto será el ancho bruto menos la suma de los diámetros de cálculo de los agujeros que existan en la sección considerada.

Al ejecutar un agujero (sobre todo por punzonado) se daña el metal circundante por lo que, para el cálculo del ancho neto, se resta un diámetro de cálculo 2mm . mayor que el diámetro nominal del mismo. Debemos recordar que, a su vez, los diámetros nominales de los agujeros (según el tipo) son mayores que el diámetro del bulón.

La sección que se resta, para el cálculo del área neta, es la del rectángulo normal a la dirección de la fuerza e igual al producto del ancho de cálculo del agujero por el espesor del elemento.

Cuando existe más de una fila de agujeros puede haber coincidencia de los mismos en una sección perpendicular a la fuerza de tracción o estar dispuestos alternadamente (en tresbolillo). **(Figura 3-4)**

En este caso existen varias posibles líneas de falla. La falla se producirá por la línea que tenga la **menor sección neta**, por lo que hay que calcular la sección neta de todas las posibles cadenas a lo largo de las cuales se pueda producir la falla.

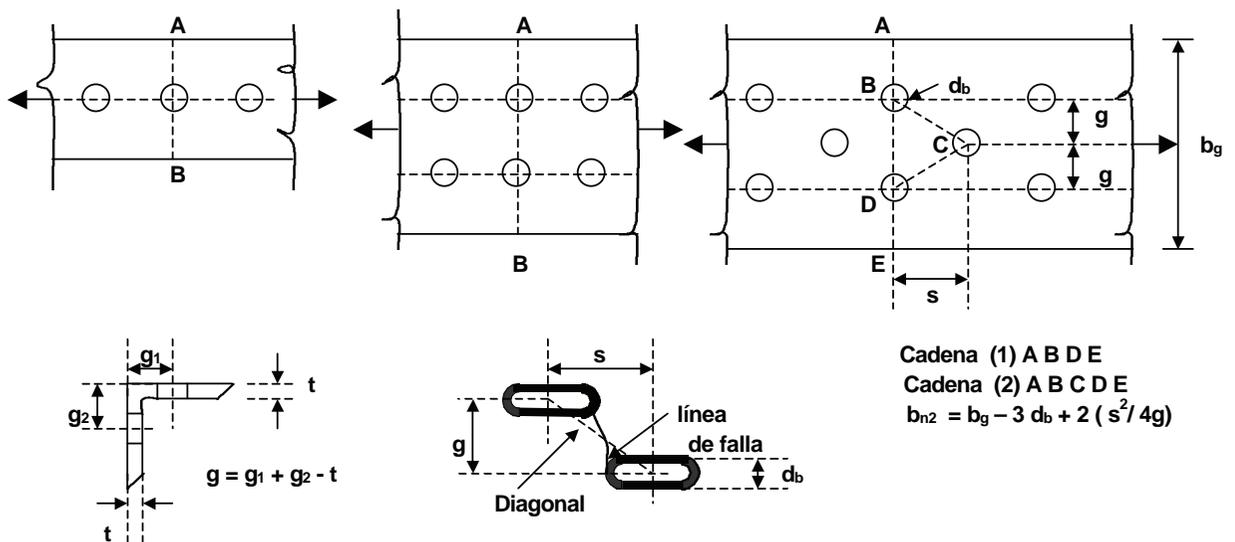


Figura 3-4

A lo largo de las líneas diagonales con respecto a la dirección de la fuerza, existe una compleja combinación de tensiones normales y cortantes que no permite considerar la totalidad de su desarrollo como longitud neta frente a la acción de la fuerza normal. Para resolver el problema se utiliza una expresión empírica propuesta por V.H. Cochrane en 1922 que ha mostrado tanto en los ensayos como en el largo tiempo de uso una buena aproximación al comportamiento real de la junta y resulta de aplicación muy simple. El ancho neto es el ancho bruto menos la totalidad de los diámetros de cálculo de los agujeros de la cadena considerada, mas la cantidad $(s^2 / 4g)$ por **cada** diagonal de la cadena, siendo:

s = distancia entre centros de dos agujeros consecutivos en la dirección de la fuerza (**paso**).

g = distancia entre centros de agujeros de líneas consecutivas medida en dirección normal a la fuerza (**gramil**).

Cuando el espesor a lo largo de la cadena no es constante se obtiene el área neta con aproximación suficiente restando del área bruta de la sección, la suma de las áreas de los agujeros de la cadena y sumando las cantidades $(s^2 / 4g)$ multiplicadas por los correspondientes espesores medios, por cada diagonal de la cadena considerada.

El área neta de la sección resultará la menor de las áreas netas de todas las cadenas consideradas para las posibles líneas de falla.

- Cuando se une un angular por sus dos alas y los agujeros están en trespelillo, el **gramil g** entre líneas de agujeros ubicados uno en cada ala es la suma de las distancias entre los centros de agujeros y el vértice menos el espesor del ala.
- Cuando los agujeros son del tipo ovalados largos, el estado tensional más complejo, el alejamiento de la línea de falla respecto de la línea que une los centros de agujeros y la falta de información sobre la verificación experimental de la fórmula propuesta, hacen conveniente **no sumar** la cantidad **(s²/4g)** en el cálculo del ancho neto.
- En secciones con soldaduras de tapón o de muesca, el espacio ocupado por las soldaduras **no se considera** para el cálculo del área neta.
- Cuando no existen agujeros el área neta es igual al área bruta. **A_n = A_g**

3.4.- AREA NETA EFECTIVA DE BARRAS TRACCIONADAS (A_e). (CIRSOC 301-EL, Sección B.3.)

Cuando todos los elementos de la sección transversal de una barra traccionada se unen a otra barra, la fuerza se transmite uniformemente a través de la sección y toda su **sección neta** resiste efectivamente la sollicitación. Si en cambio, la unión se realiza por algunos y no todos los elementos de la sección transversal es necesaria una cierta longitud de la unión para que la fuerza que viene por los elementos no conectados se transmita por corte a los conectados, y pase por éstos, y a través de la unión, a la otra barra. Este efecto se denomina **retraso de cortante**. (Figura 3-5).

Si la longitud no es suficiente el área neta efectiva que resiste la fuerza en la zona de la unión es menor que la neta nominal. Y en algunos casos, aun con una longitud de unión apropiada, se reduce la efectividad del área neta.

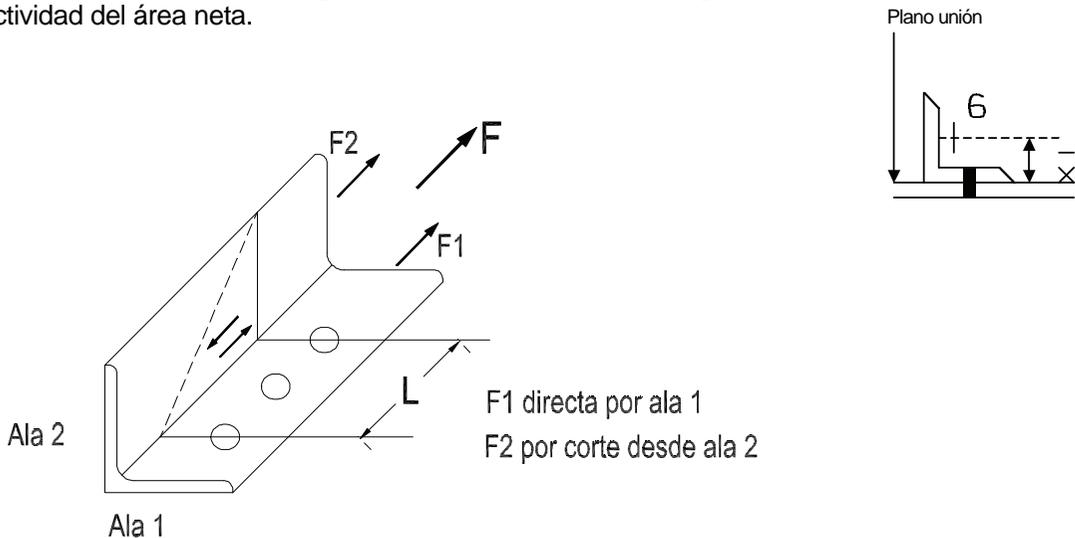


Figura 3-5

La reducción está relacionada:

(a) con la distancia entre el plano de la unión (por el que se transmite realmente la fuerza) y el centro de gravedad de la sección por la que viene la fuerza a transmitir. (distancia \bar{x} , ver **Figura 3-5** y **Figura 3-6**).
 (b) con la longitud de la unión (L), pues al aumentar ésta la fuerza que viene por el elemento no conectado se va transmitiendo por corte, sin que exista concentración de tensiones de corte. Debe notarse sin embargo, que una longitud excesiva de la unión reduce su eficiencia.

El coeficiente de reducción puede expresarse por una fórmula empírica que se correlaciona con los resultados de ensayos con un margen de $\pm 10\%$.

La fórmula es:

$$U = 1 - \bar{x}/L$$

(3-1)

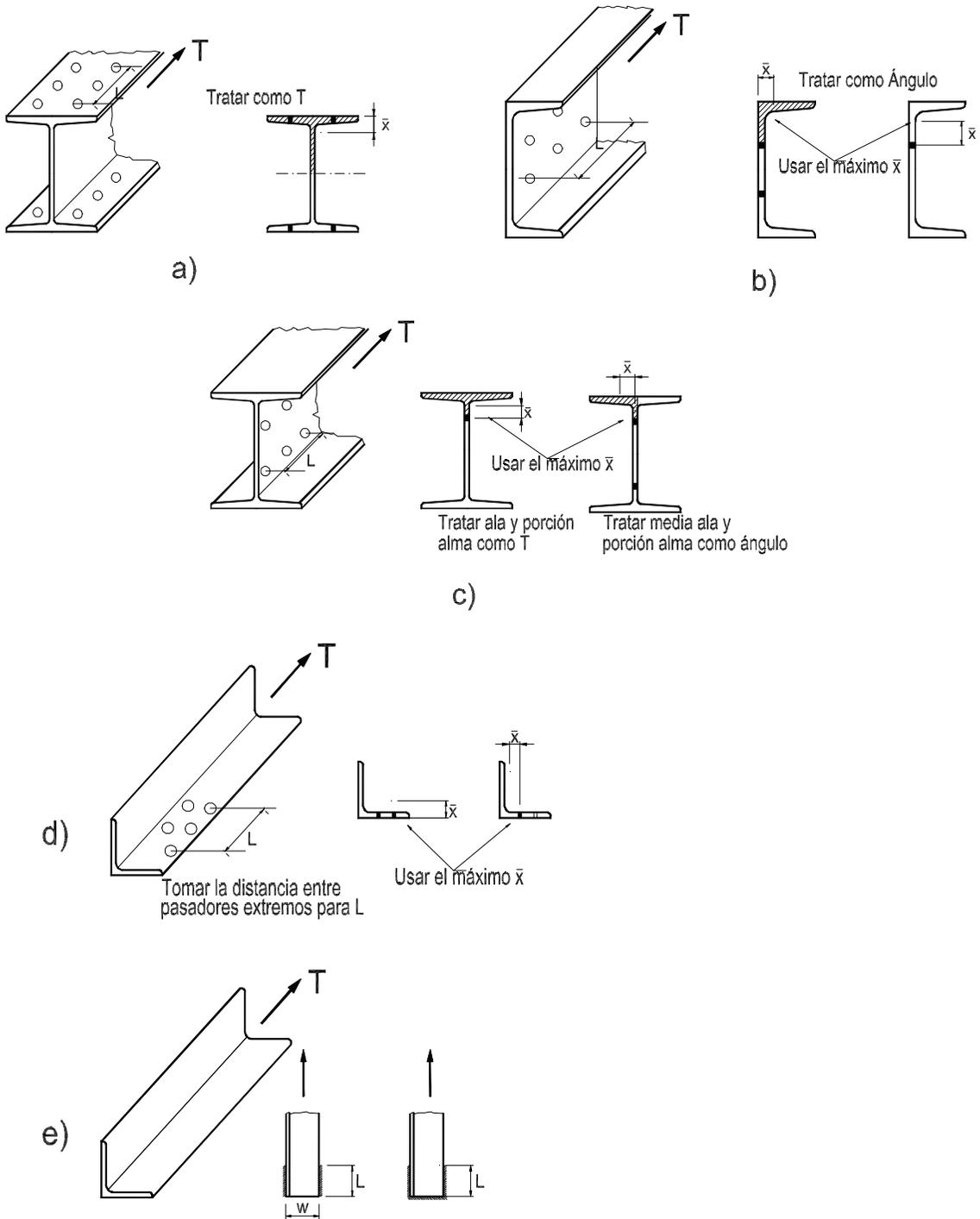


Figura 3-6

La Sección **B.3.** del CIRSOC 301-EL establece:

(1) Cuando la fuerza de tracción se transmite directamente por cada uno de los elementos de la sección transversal mediante pasadores o cordones de soldadura **el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n** :

$$A_e = A_n$$

(2) Cuando la fuerza de tracción se transmite a través de algunos, pero no de todos, los elementos de la sección transversal, mediante pasadores o cordones de soldadura, **el área neta efectiva A_e** será determinada de la siguiente forma:

(a) Cuando la fuerza de tracción se transmite solo por pasadores:

$$A_e = A_n \cdot U \quad (3-2)$$

con **U** según **Fórmula (3-1)** ($U = 1 - \bar{x}/L$) y $U \leq 0,9$

Si existe sólo una fila de bulones A_e = área neta de la parte unida.

(b) Cuando la fuerza de tracción se transmite a un elemento (que no sea una chapa plana) solo mediante cordones longitudinales de soldadura, o mediante cordones de soldadura longitudinales combinados con cordones transversales, **el área neta efectiva** es:

$$A_e = A_g \cdot U$$

con **U** según **Fórmula (3-1)**($U = 1 - \bar{x}/L \leq 0,9$) y A_g área bruta de la barra.

(c) Cuando la fuerza de tracción se transmite sólo por cordones de soldadura transversales **el área neta efectiva** es:

$$A_e = A \cdot U$$

con **A** = área de los elementos unidos directamente .
U = 1

(d) Cuando la fuerza de tracción se transmite o a una chapa plana sólo mediante cordones de soldadura longitudinales a lo largo de ambos bordes próximos al extremo de la chapa, **el área neta efectiva** es:

$$A_e = A_g \cdot U$$

con **A** = área de la chapa.

$$\begin{aligned} U &= 1 && \text{para } L \geq 2w \\ U &= 0,87 && \text{para } 2w > L \geq 1,5w \\ U &= 0,75 && \text{para } 1,5w > L \geq w \end{aligned}$$

siendo **L** = longitud de cada cordón de soldadura. ($\geq w$)

w = ancho de la chapa - distancia entre cordones de soldadura.

Esta última especificación resulta del hecho de que al unirse chapas planas a tracción ellas pueden fallar en las esquinas por retardo de cortante si los cordones están muy separados entre sí.

(3) Para elementos **planos cortos traccionados**, tales como chapas de nudo, cubrejuntas de empalmes , o en general elementos auxiliares de una unión, los ensayos han demostrado que la sección neta computable no debe superar el **85%** de la sección bruta. Esto es por lo limitado de la deformación inelástica del elemento corto en su sección bruta lo que impide alcanzar la deformación necesaria para la falla en la sección neta cuando ésta supera el valor indicado. Por ello en dichos elementos debe ser:

$$A_n \leq 0,85 A_g$$

Así lo establece el CIRSOC 301-EL en la Sección J.5.2

3.5.- RESISTENCIA DE DISEÑO A TRACCIÓN AXIL. ESTADOS LÍMITES.

En una barra traccionada con agujeros la fuerza se trasmite por la sección bruta A_g fuera de la línea de agujeros (Sección 1-1, **Figura 3-7**) y por la sección neta A_n en las secciones que contienen los agujeros (Sección 2-2).. Si bien en los bordes del agujero se produce una concentración de tensiones (menor en las uniones de deslizamiento crítico) la ductilidad del acero permite una redistribución de las mismas en la sección mas allá de alcanzada la tensión de fluencia.

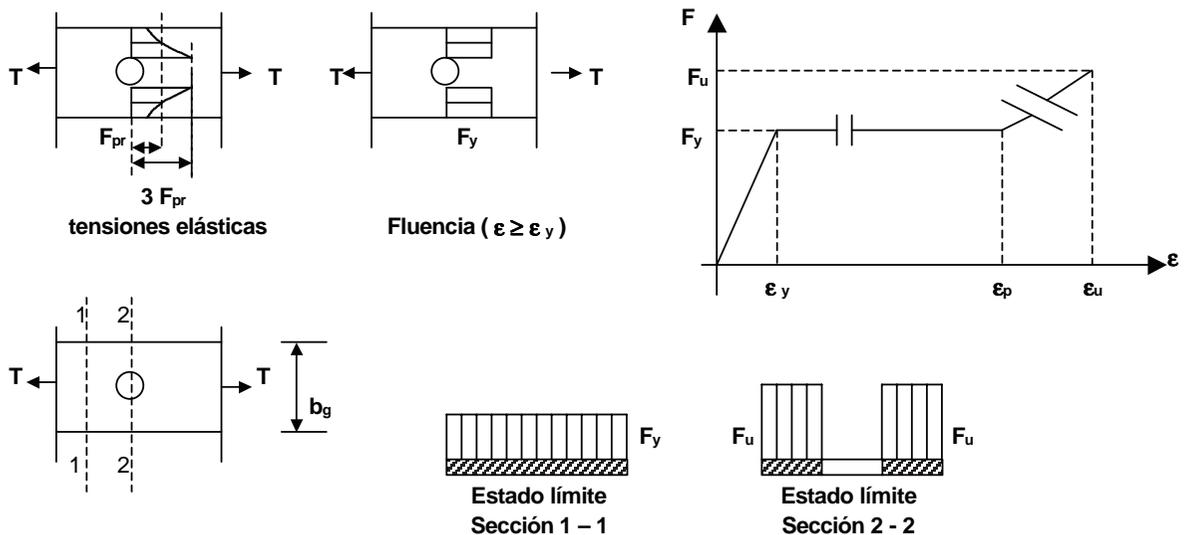


Figura 3-7

La falla (rotura) tanto de la sección 1-1 como de la sección 2-2 se produce al alcanzarse la tensión F_u . Pero la deformación ϵ_u es grande. Dicha deformación específica sólo puede ser permitida en la sección del agujero pues de ella no resulta una deformación significativa en la barra. En el resto de las secciones (área bruta) no se puede superar la deformación ϵ_y pues una plastificación descontrolada, con el gran alargamiento resultante de la barra, marca no sólo un límite para su utilización sino la posibilidad de una falla prematura del sistema estructural al que pertenece. La longitud del tramo de área neta es despreciable respecto de la longitud de la barra, por lo que la tensión de rotura puede ser alcanzada en esa zona sin que la fluencia del área neta en la sección de agujeros constituya un estado límite de significación práctica pues la deformación producida en ella no influye prácticamente en el alargamiento total de la barra.

Por ello se consideran dos **estados límites últimos** para la barra traccionada, con sus respectivas resistencias nominales (P_n) y de diseño (R_d) en unidades compatibles:

(a) **Fluencia en la sección bruta (A_g).**

$$R_{d1} = \phi_t \cdot P_n \quad \text{con} \quad \phi_t = 0,90 \quad P_n = F_y \cdot A_g \quad (3-3)$$

(b) **Rotura en la sección neta.** (Se utiliza el área neta efectiva A_e de la barra).

$$R_{d2} = \phi_t \cdot P_n \quad \text{con} \quad \phi_t = 0,75 \quad P_n = F_u \cdot A_e \quad (3-4)$$

Los diferentes valores adoptados para ϕ_t reflejan la diferencia de confiabilidad exigida para la barra y sus uniones, criterio de seguridad tradicional en estructuras metálicas que surge de las mayores incertidumbres sobre el funcionamiento y la ejecución de las uniones.

Para barras de ojo u otras barras unidas con un sólo perno existen especificaciones especiales que buscan minimizar las deformaciones que se puedan producir por deslizamiento de la unión.

3.6.- ESTADO LIMITE POR ROTURA DE BLOQUE DE CORTE. (CIRSOC 301-EL, Sección J.4.1.)

Además de la falla por fluencia en la sección bruta, o rotura en la sección neta, o falla de los medios de unión o falla por aplastamiento de la chapa, puede producirse en los extremos de una barra traccionada la falla por **rotura de bloque de corte**. (Figura 3-8).

En las uniones abulonadas se puede producir la rotura en la línea que une los centros de agujeros y en las uniones soldadas el desgarro en el perímetro de la superficie delimitada por las soldaduras.

La falla puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tracción en un plano y corte en el plano perpendicular. Es poco probable que la rotura se produzca en ambos planos simultáneamente, por lo que no se pueden sumar las resistencias a rotura de cada plano para obtener la resistencia total en la unión. La falla se producirá cuando se alcance la rotura o el desgarro en el de mayor capacidad resistente. Es razonable suponer que en ese momento en el otro plano se ha alcanzado la fluencia. Esta hipótesis ha sido corroborada por el resultado obtenido de ensayos.

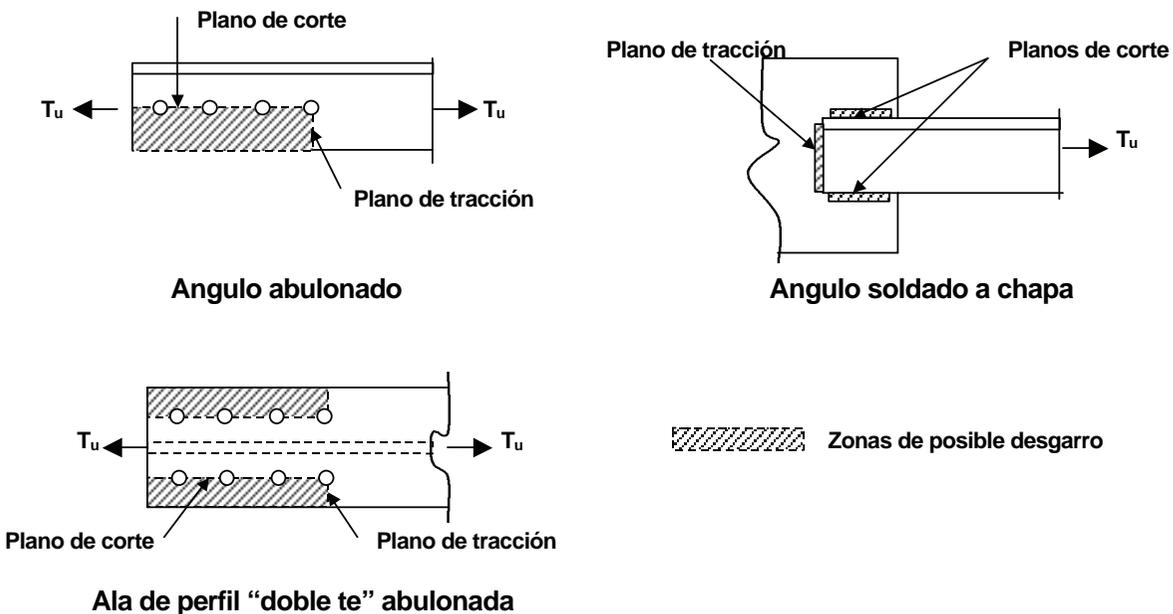


Figura 3-8

Por lo dicho, para obtener la resistencia nominal del bloque de corte se suma la **resistencia a rotura de un plano** (considerando su **área neta**) con la **resistencia a fluencia** del plano perpendicular (considerando su **área bruta**).

Se adopta en función de ensayos y de la teoría de Von Mises:

$$\tau_u = \frac{1}{\sqrt{3}} F_u \approx 0,6 F_u \quad \text{y} \quad \tau_y = 0,6 F_y$$

La mayor resistencia a rotura de cada plano frente a tracción o a corte determinará la forma de falla.

(a) Si $F_u \cdot A_{nt} \geq 0,6 F_u \cdot A_{nv}$ → Rotura por tracción y fluencia por corte

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (F_u \cdot A_{nt} + 0,6 F_y \cdot A_{gv}) \quad (\text{en unidades compatibles})$$

(b) Si $0,6 F_u \cdot A_{nv} > F_u \cdot A_{nt}$ → Rotura por corte y fluencia por tracción.

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (0,6 F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}) \quad (\text{en unidades compatibles})$$

con: $\phi = 0,75$

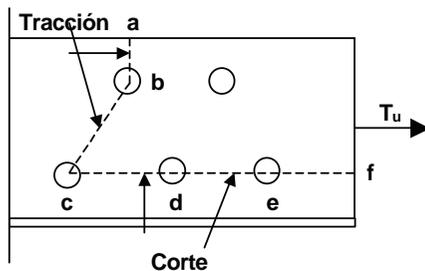
A_{nt} = Área neta sometida a tracción.

A_{gt} = Área bruta sometida a tracción.

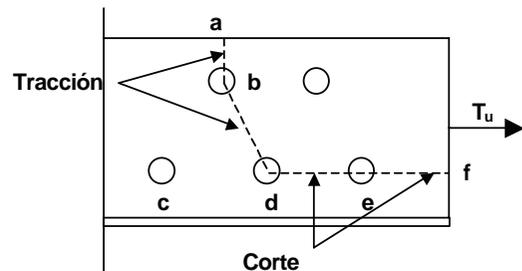
A_{nv} = Área neta sometida a corte.

A_{gv} = Área bruta sometida a corte.

En algunas situaciones puede no quedar claro la línea por la que se produce la rotura por bloque de corte y cuáles son las secciones que están sometidas a corte y cuáles las sometidas a tracción. En esos casos el proyectista deberá usar su criterio y analizar las posibles líneas de rotura. Cuando el plano considerado en tracción no es perpendicular a la fuerza, para la determinación del ancho neto se utilizará el método indicado en la Sección 3.3 para las líneas diagonales aplicando la fórmula $(s^2/4g)$. (Figura 3-9)



. línea **a,b,c,d,e,f**
tracción y corte s/ figura
Para ancho neto en plano
a tracción **a,b,c** utilizar $s^2/4g$
 $P_u \leq \phi \cdot R_{n\ a-b-c-d-e-f}$



. línea **a,b,d,e,f**
tracción y corte s/ figura
Para ancho neto en plano
a tracción **a,b,d** utilizar $s^2/4g$
 $4/5 P_u \leq \phi \cdot R_{n\ a-b-d-e-f}$

Figura 3-9

3.7.- BARRAS MACIZAS DE SECCION CIRCULAR.

Pueden soldarse en los extremos (por ejemplo a chapas de nudo) en cuyo caso valen las consideraciones aplicables de los puntos anteriores para su dimensionado y verificación. También pueden roscarse sus extremos y unirse mediante tuercas, torniquetes o manguitos roscados. En este caso la resistencia a tracción queda determinada por el área neta de la parte roscada. Esa área oscila entre 0,75 y 0,79 del área bruta obtenida con el diámetro exterior de la barra, para las roscas normalizadas.

Por ello las especificaciones (CIRSOC 301-EL, Sección **J.3.6.** y Tabla **J.3.2.**) establecen para las partes roscadas que la resistencia de diseño R_d es:

$$R_d = \phi \cdot (0,75 \cdot F_u) \cdot A_b \quad (\text{en unidades compatibles}) \quad \text{con } \phi = 0,75$$

A_b = Sección bruta de la barra circular.

Además el manguito roscado o el torniquete **debe poder transmitir la fuerza R_d** por lo que sus partes roscadas deberán tener las dimensiones necesarias.

3.8.- CRITERIOS PARA EL PROYECTO DE BARRAS TRACCIONADAS.

Hemos visto que la Resistencia de diseño de una barra traccionada puede quedar determinada por varios estados límites. En la fluencia de su sección bruta es determinante el área total de la barra. En la rotura de su sección neta es determinante el área neta efectiva por lo que influye el factor de reducción U ligado con la cantidad de elementos de la sección unidos y la disposición de los medios de unión. La utilización de barras roscadas produce una reducción del área efectiva. En la rotura de bloque de corte influye el diseño de la unión y la distribución de los medios de unión. La cantidad y dimensiones de los medios de unión (bulones o cordones de soldadura) determina la resistencia última por falla del bulón, aplastamiento de la chapa o falla de la soldadura.

Para cargas estáticas se logra un buen proyecto cuando la resistencia de diseño correspondiente a todos los estados límites mencionados es similar. Es conveniente proyectar las uniones extremas o los empalmes de manera que U sea cercano a 1 a fin de no desperdiciar material. Para ello lo mejor es tratar de unir todos los elementos de la sección transversal. Sin embargo esto muchas veces no es posible en las uniones extremas de la barra, en cuyo caso hay que optimizar el proyecto de dichas uniones.

Por lo dicho, la elección de la forma mas conveniente de la sección transversal de una barra traccionada queda muchas veces determinada por el tipo de unión extrema que se puede realizar.

La esbeltez límite es también muchas veces determinante para el dimensionado de barras traccionadas que no sean cables o barras circulares macizas. En éstas, lo es el sistema empleado para ponerlas en tensión.

Para dimensionar una barra a tracción sometida a una fuerza requerida T_u puede seguirse el siguiente camino:

- Se elige una forma seccional para la barra en función de las posibles uniones extremas de la misma.
- Se predimensiona la sección transversal con:

Estado límite Fluencia en sección bruta (de Fórmula (3-3))
$$\text{mín}A_g = \frac{T_u}{\phi_t \cdot F_y} \quad \text{con } \phi_t = 0,9 \quad (\text{a})$$

E.L. Rotura en sección neta (de Fórm. 3-2 y 3-4)
$$\text{mín}A_g = \frac{T_u}{0,75 \cdot F_u \cdot U} + \text{área estimada agujeros} \quad (\text{b})$$

El valor de U se prefija en función de la forma seccional y la unión extrema (ésta se proyectará para satisfacer el valor adoptado).

- Se adopta el **mayor valor** obtenido de (a) o (b). Si se quiere un dimensionado equilibrado a partir del valor obtenido en (a) se pueden obtener los límites para U y el área de agujeros para que la falla se produzca por fluencia en la sección bruta.

- Seleccionada la barra que satisface la sección necesaria se verifican : la condición de esbeltez; los estados límites de fluencia en sección bruta, rotura en sección neta, rotura de bloque de corte y se proyecta en forma definitiva la unión, dimensionando los medios de unión.

Si en algún estado de carga una barra diseñada para esfuerzos de tracción con esbelteces mayores a 200 resultara comprimida la fuerza requerida de compresión no deberá exceder el 50% de la resistencia de diseño a compresión de la barra.

En estructuras sometidas a acciones sísmicas si el estado límite determinante está ligado con la rotura (falla en unión) no hay gasto de energía en la barra. Este sólo se produce si hay fluencia a lo largo de toda la barra. Por ello es conveniente sobredimensionar las uniones extremas y eventuales empalmes para que el estado límite determinante sea la fluencia en la sección bruta.

3.9.- EMPALMES DE BARRAS TRACCIONADAS.

Los empalmes de barras traccionadas deberán cumplir en lo posible las siguientes disposiciones:

- (1) Se empalmarán todos los elementos constitutivos de la sección transversal. (alas, almas etc.).
- (2) Los cubrejuntas tendrán sus centros de gravedad coincidentes con el de los elementos a unir.
- (3) La fuerza de tracción se transmitirá proporcionalmente a las áreas de los elementos unidos de la sección transversal.
- (4) La resistencia de diseño de los cubrejuntas se determinará según lo especificado para elementos auxiliares de una unión (CIRSOC 301-EL, Sección J.5.)(Capítulo 2, Página 77). El estado límite determinante para el dimensionado de los cubrejuntas será el de fluencia de la sección bruta.
- (5) Los medios de unión tendrán su centro de gravedad casi coincidente con el de la barra.
- (6) Si fueran chapas unidas por junta traslapada se deberá cumplir lo especificado para dichas juntas como se indica en el **Capítulo 2**.

3.10.- BARRAS ARMADAS TRACCIONADAS. (CIRSOC 301-EL, Sección D.2.)

Una barra armada está formada por dos o más perfiles simples (o chapas) unidos por bulones o cordones de soldadura o por planos de rigidización conformados por celosías (generalmente diagonales simples), presillas igualmente distanciadas o platabandas continuas (perforadas o no). (**Figura 3-10**).

Las barras armadas son usadas cuando :

- (a) la capacidad resistente de una barra no es suficiente;
- (b) por la longitud del elemento estructural, con la utilización de una barra simple resulte una esbeltez superior a la máxima recomendada;
- (c) la unión extrema exija una forma seccional especial;
- (d) puedan producirse, en algún estado de carga, momentos flectores conjuntamente con la tracción;
- (e) Se requiera un efecto estético particular.

Excepto en el caso de usar platabandas continuas (perforadas o no) los elementos de unión no aportan sección resistente a la barra y sólo garantizan la rigidez de la barra armada actuando como una unidad.

El espaciamiento longitudinal de los medios de unión entre barras y/o chapas en contacto continuo (**Figura 3-10 a**) deberá cumplir lo especificado en el Capítulo de uniones a fin de garantizar lo no penetración de humedad en la junta. Asimismo, dicha separación será tal que la relación de esbeltez de cada componente entre medios de unión sea ≤ 300 . La misma condición deberá cumplirse para las barras armadas con platabandas continuas perforadas (**Figura 3-10 b**). En este caso la porción de platabanda colaborante a resistencia podrá ser determinada en la misma forma que para columnas armadas, que veremos en el **Capítulo 4**.

El espaciamiento entre presillas (**Figura 3-10 c**) y el paso de la celosía (**Figura 3-10 d**) será tal que $L_1/r_1 \leq 300$, siendo r_1 el radio de giro de la barra longitudinal relativo al eje normal a los planos de rigidización si existieran sólo en una dirección, o el radio de giro mínimo de la barra si existieran planos en las dos direcciones ortogonales.

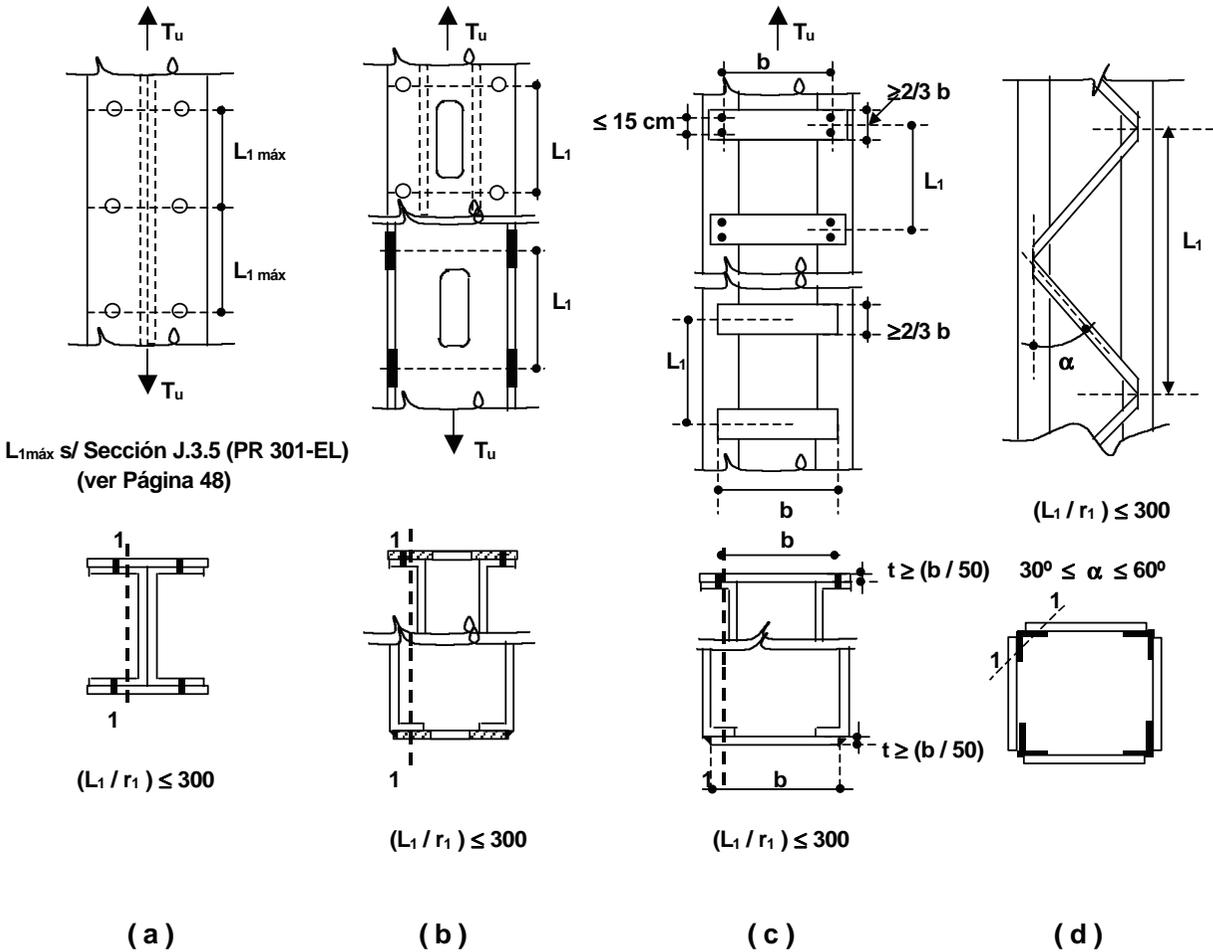


Figura 3-10

La dimensión de las presillas se determina a partir de la experiencia y el criterio. Así se especifica que tendrán una longitud igual o mayor a $2/3$ de la distancia entre cordones de soldadura o líneas de centros de bulones que las unen a los componentes. El espesor será mayor o igual a $1/50$ de dicha distancia. La separación longitudinal de los cordones de soldadura longitudinales intermitentes o de los bulones de las presillas no será superior a **15 cm**.

Las diagonales de la celosía y sus uniones pueden dimensionarse con una fuerza de compresión requerida D_u :

$$D_u = 0,8 T_u / 100 \cdot n \cdot \text{sen } \alpha$$

siendo:

T_u = la fuerza de tracción requerida de la barra armada.

n = número de planos de celosía paralelos.

α = ángulo entre barra y diagonal.

$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ (ver **Figura 3-10 d**)

Esta fuerza se obtiene a partir de una fuerza de corte ideal resultante de una deformación inicial de la barra armada igual **L/400**.

3.11.- BARRAS DE OJO Y BARRAS UNIDAS CON PERNO.

Las barras de ojo son barras de cabeza circular articuladas en sus extremos que transmiten la carga de tracción a través de un único perno. Originalmente eran piezas laminadas y actualmente se obtienen por corte térmico de chapas o han sido reemplazadas por chapas planas con chapas soldadas en sus extremos. (**Figura 3-11**). Se utilizan en puentes y otras estructuras colgantes con peso propio importante que evite vibraciones en el elemento traccionado. Las especificaciones (CIRSOC 301-EL, Sección **D.3.**) determinan dimensiones y resistencia de diseño de las barras y del perno de unión a partir de la experiencia recogida en su utilización y de ensayos específicos para ese tipo de barras.

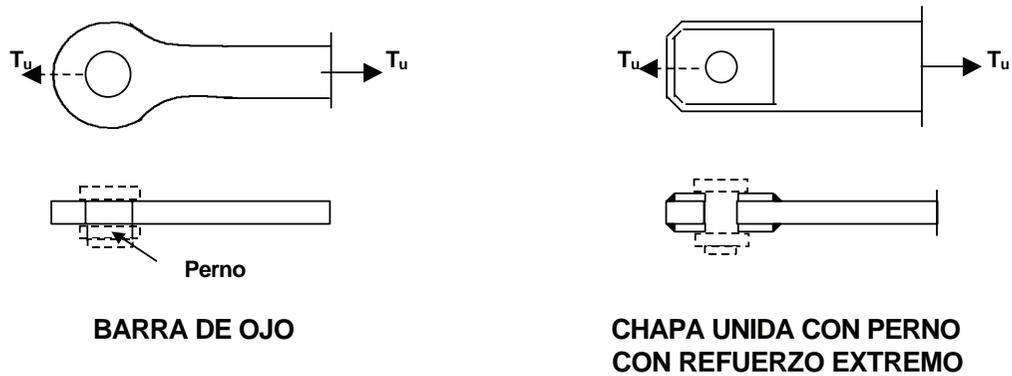


Figura 3-11

CAPITULO 4

BARRAS SOMETIDAS A COMPRESION AXIL

4.1.- LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.

La estructura en su conjunto y cada uno de los elementos estructurales que la componen deben estar en **equilibrio estable** cuando aquella es sometida a las solicitaciones resultantes de la distintas acciones que soporta durante su vida útil.

Recordemos el concepto clásico de equilibrio estable. Cuando un cuerpo es sacado de su posición inicial de equilibrio mediante una perturbación cualquiera, al desaparecer la perturbación existen tres posibilidades: **(a)** el cuerpo vuelve a su posición inicial de equilibrio (equilibrio estable); **(b)** el cuerpo queda en una nueva posición de equilibrio (equilibrio indiferente); **(c)** el cuerpo no vuelve a estar en equilibrio (equilibrio inestable). La condición de equilibrio indiferente define el límite entre la estabilidad y la inestabilidad de una estructura o de un elemento estructural.

En la estructura y en sus elementos estructurales se presentan varias posibilidades de inestabilidad que deben ser evitadas mediante un adecuado proyecto y dimensionamiento. En términos generales debemos asegurar:

- (1) La estabilidad global de la estructura en su conjunto.
- (2) La estabilidad global de las barras componentes (seguridad frente a pandeo flexional, torsional, y flexotorsional de barras comprimidas; pandeo lateral de barras flexionadas).
- (3) La estabilidad local de los elementos constitutivos de las secciones (seguridad frente al pandeo local o abolladura).

4.2.- ESTABILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA.

Toda solicitación aplicada sobre la estructura la deforma. Desaparecida aquélla la estructura debe volver a su posición original. De allí que para garantizar la estabilidad global de la estructura es necesario que exista un **sistema estructural que trasmita al suelo de fundación toda solicitación aplicada**, sea vertical, horizontal o de cualquier tipo o dirección. La solicitaciones pueden ser originadas por las acciones exteriores o resultantes de la propia estabilización de los elementos estructurales.

El tema se desarrollará mas adelante en el **Capítulo 11** correspondiente a naves industriales. Para ejemplificar el concepto se muestra el esquema en una estructura sencilla.(**Figura 4-1**).

Actúan cargas gravitatorias de peso propio y sobrecarga de mantenimiento en el techo. También cargas de viento que son verticales (sobre el techo) y horizontales (sobre las paredes). Se analiza el viento actuando en dos direcciones ortogonales con lo que queda cubierta su acción en cualquier dirección.

El plano vertical **1** puede ser un muro o tabique, un pórtico de nudos rígidos, un reticulado o cualquier sistema capaz de tomar fuerzas en su plano actuando en cualquier dirección en el plano. En este caso se supone un muro de mampostería. El plano vertical **2** es un pórtico de nudos articulados, hipostático, por lo que no puede tomar fuerzas en su plano que tengan componente horizontal.

Las cargas gravitatorias y la componente vertical de la acción del viento actuando sobre el techo son transmitidas por chapas y correas a los planos **1** y **2** . Estos planos deben poder transmitir esas fuerzas al suelo.

Las fuerzas horizontales de viento actuando sobre las paredes según la dirección $x-x$, llegan a los planos 1 y 2 por medio de chapas y correas.

El plano vertical 2 no es capaz de tomar la fuerza horizontal que recibe. Es necesario generar un plano horizontal 3 (vigas VH) que transmita esa fuerza al plano vertical 1, que sí puede transmitirla al suelo de fundación. El sistema estructural formado por los planos 1, 2 y 3 lleva al suelo toda fuerza horizontal actuando en dirección $x-x$.

Además de las debidas a acciones exteriores (viento en este caso) existen fuerzas que aparecen como resultado de la estabilización de elementos estructurales. En este caso, en el extremo superior de las columnas de los planos 2, cuando ellas tratan de pandear flexionalmente en dirección $x-x$, se generan fuerzas horizontales como resultado de la reacción necesaria para que esos puntos sean fijos a los efectos de la deformada de pandeo de dichas columnas.

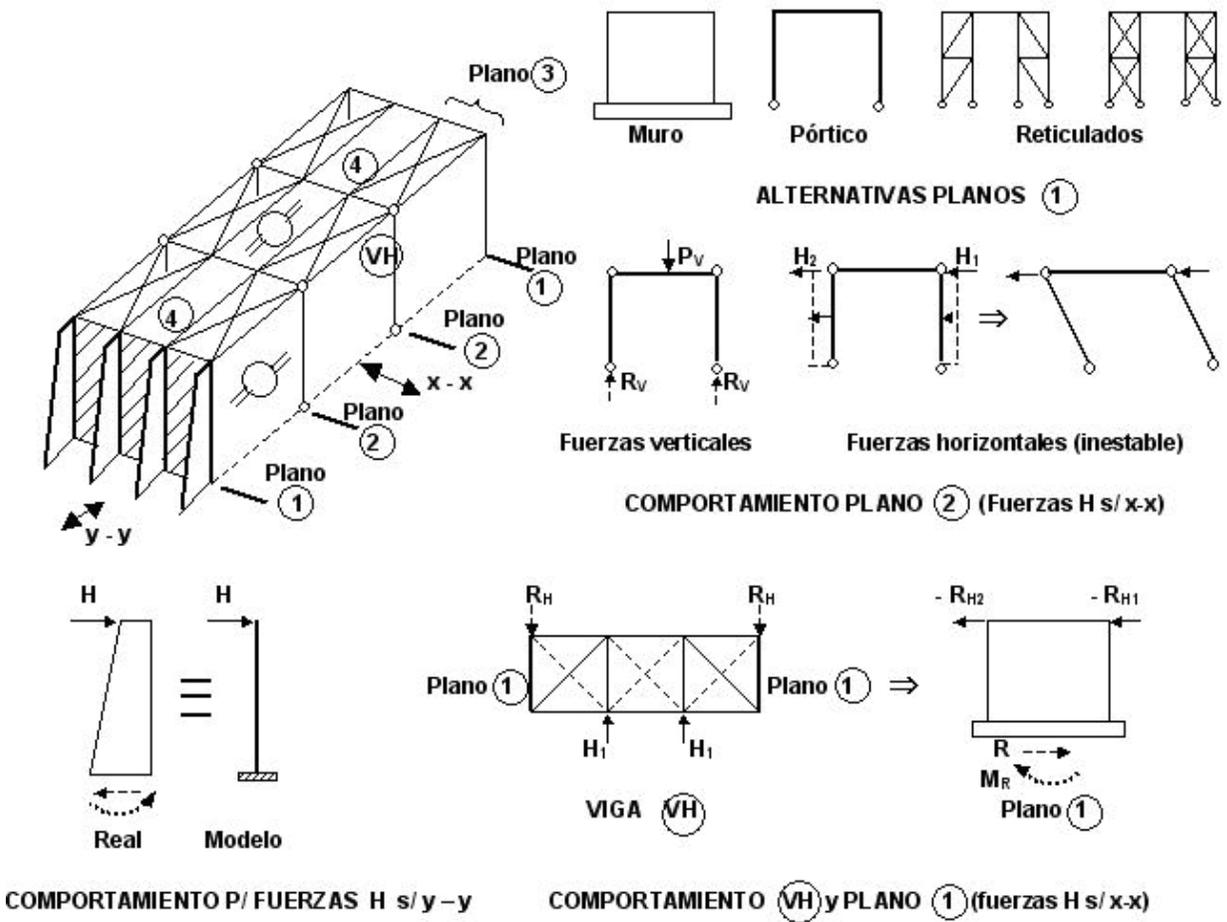


Figura 4-1

Para fuerzas de viento horizontales actuando en dirección $y-y$ debe existir también un sistema estructural adecuado. Este sistema también debe tomar las fuerzas resultantes de la estabilización de las columnas del plano 2 cuando tratan de pandear según $y-y$. En este caso, por ejemplo, el muro con contrafuertes (Plano 1) con adecuadas dimensiones permite llevar al suelo las fuerzas de viento actuantes normales a su plano.

Además, como veremos mas adelante, la estabilización de las vigas de los planos 2 frente a pandeo lateral genera fuerzas horizontales en dirección $y-y$ que son transmitidas por las correas 4 al plano 1 que, al ser capaz de tomar fuerzas normales a su plano, también las lleva al suelo de fundación.

En base a lo analizado podemos decir que la estructura planteada es **estable en su conjunto**. Este análisis cualitativo debe hacerse al generar la estructura y permite definir los elementos estructurales necesarios que aquella debe contener.

4.3.- ESTABILIDAD GLOBAL DE BARRAS AXILMENTE COMPRIMIDAS. PANDEO FLEXIONAL DE BARRAS RECTAS DE SECCION LLENA.

El estudio de la estabilidad de barras prismáticas rectas comprimidas sometidas a compresión centrada ha tenido una larga evolución desde la primera aproximación teórica planteada por Euler en 1744 hasta la formulación de las actuales expresiones para el dimensionado de las columnas reales que toman en cuenta todos los factores involucrados en su comportamiento. En lo que sigue se hace una rápida revisión de esa evolución.

4.3.1.- Teoría de Euler.

La solución planteada por Euler para la barra axilmente comprimida supone el cumplimiento de las siguientes hipótesis:

- (1) El material es isótropo, homogéneo y perfectamente elástico hasta la falla ($E = \text{cte.}$) y el módulo E es igual en tracción y compresión.
- (2) La barra es perfectamente recta inicialmente y de sección constante en toda su longitud.
- (3) La fuerza de compresión actúa a lo largo del eje recto de la pieza en permanente coincidencia con el centro de gravedad de la sección.
- (4) Los extremos de la barra son articulaciones perfectas sin fricción y tales que el acortamiento de la barra no está restringido.
- (5) Las deformaciones son muy pequeñas.
- (6) Las únicas tensiones actuantes en las secciones de la barra resultan de la fuerza axil.

Si aplicamos a la barra comprimida una deformación pequeña según **y** (Figura 4-2 (a)) ésta toma una cierta deformada. La ecuación de la deformada de una barra flexada es:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\frac{d^2 y}{dx^2}}{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right]^{3/2}} \quad (4-1)$$

puede despreciarse el término $(dy/dx)^2$ por ser las deformaciones **y** muy pequeñas. Queda :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (4-2)$$

En la barra deformada aparece un Momento flector externo $M_e = P \cdot y$ (4-3)

máximo en $x = L/2$ e igual a $M_{em\acute{a}x} = P \cdot y_{max}$

Por la deformación de la barra existe un Momento flector interno M_i tal que :

$$\frac{1}{\rho} = -\frac{M_i}{E \cdot I}$$

de (4-2) resulta:

$$-\frac{M_i}{E \cdot I} = \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (4-4)$$

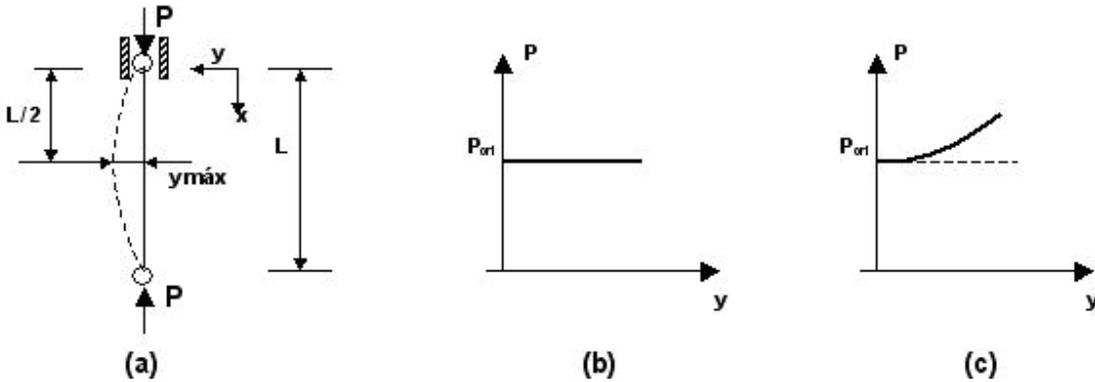


Figura 4-2

Al desaparecer la perturbación que provoca la deformación puede ocurrir:

- (a) $M_e > M_i$ la barra **no** vuelve a su posición de equilibrio inicial (**inestable**).
- (b) $M_e < M_i$ la barra vuelve a su posición de equilibrio inicial (**estable**).
- (c) $M_e = M_i$ la barra queda deformada en una nueva posición de equilibrio (**indiferente**).

El límite entre estabilidad e inestabilidad está dado por (c). Por ello la **carga crítica** (carga que hace la barra inestable) resulta de (4-3) y (4-4) con $M_e = M_i$

$$\frac{P \cdot y}{E \cdot I} + \frac{d^2 y}{dx^2} = 0 \tag{4-5}$$

En base a las condiciones de borde y con $E = \text{cte.}$ la ecuación (4-5) tiene dos posibles soluciones:

$y = 0 \rightarrow$ (solución trivial) corresponde a la situación que la barra permanezca recta.

La solución **no trivial** nos da la **carga crítica**, superada la cual la barra se hace inestable.

$$P_{\text{cri}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \tag{4-6}$$

En términos de tensiones la (4-6) toma la forma:

$$F_{\text{cri}} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \tag{4-7}$$

Siendo:

λ = esbeltez de la barra = L / r

r = radio de giro de la sección de la barra referido al eje alrededor del cual se produce el pandeo flexional = $\sqrt{I/A_g}$

A_g = área bruta de la sección transversal.

Para la barra biarticulada el pandeo se producirá alrededor del eje con respecto al cual el radio de giro de la sección sea mínimo pues resultará una mayor esbeltez y una menor carga crítica.

Representando el fenómeno en un gráfico carga-deformación resulta el indicado en la **Figura 4-2 (b)**. Alcanzada la carga P_{cri} hay dos situaciones posibles: la barra permanece recta en equilibrio o se hace inestable. Por ello la teoría se llama de bifurcación del equilibrio.

Si no se desprecia $(dy/dx)^2$ en la ecuación (4-1) la gráfica **P-y** toma la forma de la **Figura 4-2 (c)**.

En las columnas reales no se cumple prácticamente ninguna de las hipótesis en que se basa la teoría de Euler, por lo que la misma tiene en principio sólo valor teórico. Sin embargo tiene importancia como valor de referencia.

Representando la ecuación (4-7) resulta la hipérbola de la **Figura 4-3** que tiene como límite la tensión de fluencia F_y

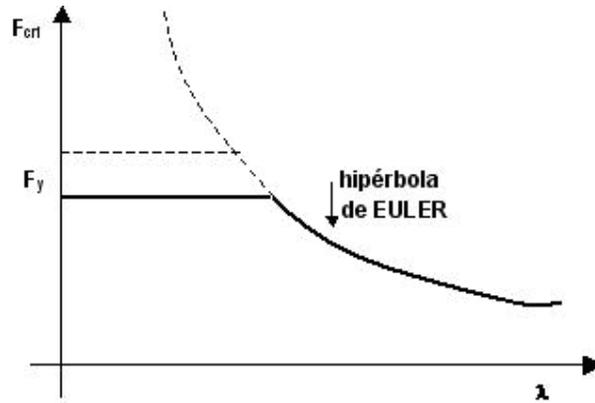


Figura 4-3

La tensión crítica por debajo de dicho límite es independiente de la tensión de fluencia y por ende de la calidad del acero, pues el módulo E es igual para todos los tipos de acero.

4.3.2.- Teorías de Engesser y Shanley.

La hipótesis de material perfectamente elástico hasta la falla ($E = \text{cte}$) no se cumple en las columnas reales. El diagrama tensión-deformación referido a tensiones debidas a la carga externa P tiene la forma indicada en la **Figura 4-4 (a)**. El límite de proporcionalidad F_p se ubica entre 0,5 y 0,8 de la tensión de fluencia F_y . Esto se debe a la presencia de tensiones residuales resultantes de los procesos de laminación y soldadura a las que nos referiremos mas adelante con más detalle.

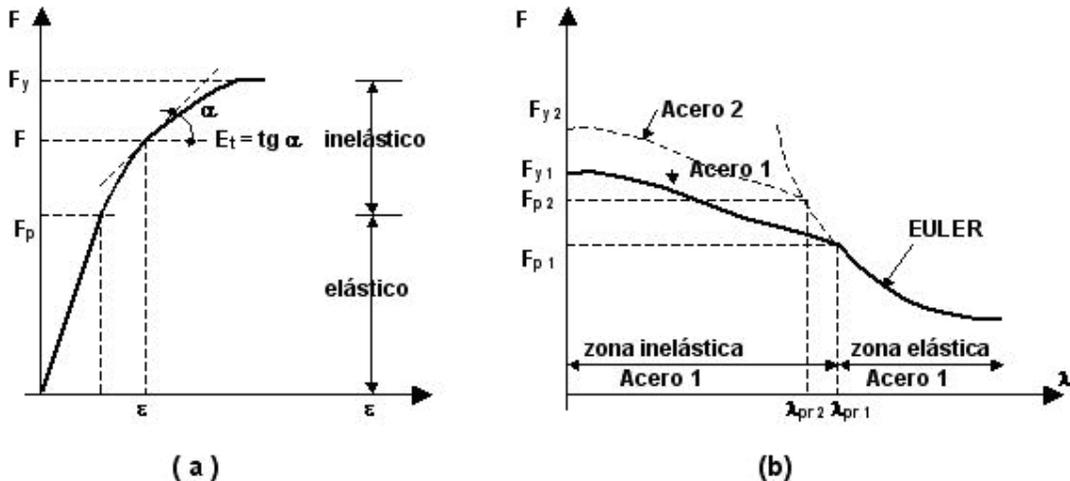


Figura 4-4

Superado el límite de proporcionalidad entramos en **zona inelástica** y el módulo E va disminuyendo de valor. Para una tensión determinada toma el valor $E_t < E$ que se denomina **módulo tangente**. Engesser en 1889 corrige la teoría de Euler para zona inelástica siguiendo un razonamiento similar pero incorporando el módulo tangente en dicha zona.

La tensión crítica según esta **primera teoría de Engesser** resulta :

$$F_{crt} = \frac{\pi^2 \cdot E_t}{\lambda^2} \tag{4-8}$$

Un gráfico tensión crítica-esbeltez es como el de la **Figura 4-4 (b)**.

El límite λ_p r y la curva en zona inelástica dependen del tipo de acero (según límite de fluencia).

La teoría se basa en la hipótesis de que la deformación de todas las fibras de la sección transversal incrementan su acortamiento según la relación $E_t = dF/d\varepsilon$.

Sin embargo, al curvarse la columna (**Figura 4-5**) un incremento de curvatura produce un aumento de compresión en el lado cóncavo siguiendo la pendiente E_t y una disminución de la compresión en

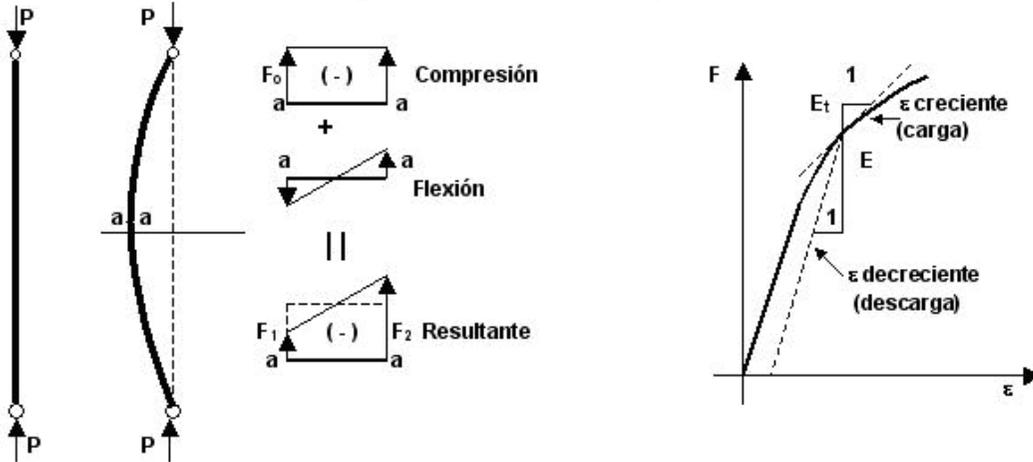


Figura 4-5

el lado convexo que se descarga con pendiente E . Desarrollado el planteo resulta la tensión crítica de la **segunda teoría de Engesser** (1895) :

$$F_{crr} = \frac{\pi^2 \cdot E_r}{\lambda^2} \tag{4-9}$$

donde E_r se denomina **módulo reducido** y depende del módulo tangente E_t y de la forma de la sección transversal.

La carga crítica dada por esta teoría es mayor que la dada por la teoría del módulo tangente.

También acá el límite de zona elástica y la curva en zona inelástica dependen del tipo de acero.

Los resultados experimentales sin embargo mostraron que la carga crítica se encuentra **por debajo del valor dado por la teoría del módulo reducido y por encima del dado por la del módulo tangente**, pero muy cercana a esta última. La aparente contradicción fue resuelta por **Shanley** en 1947 quien demostró que el pandeo se producía con **carga creciente** y por ello no se produce descarga en la sección transversal por lo que la teoría del módulo tangente da una carga crítica mas aproximada a la real y es un límite inferior de la misma. (**Figura 4-6**)

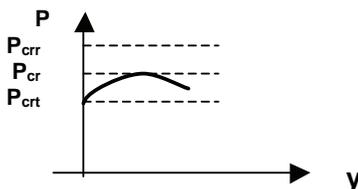


Figura 4-6

4.3.3.- Curvas de pandeo de las columnas reales.

En las teorías anteriores se considera el eje de la barra perfectamente recto inicialmente y la carga perfectamente centrada. Además que las únicas tensiones actuantes en la sección son las debidas a la carga externa P . Ninguna de estos supuestos se cumple en las columnas reales por lo que la carga crítica de pandeo real no responde exactamente a lo establecido por aquellas.

(a) Deformación inicial.

Por el proceso de fabricación, transporte y montaje tanto los perfiles laminados como las secciones de placas soldadas, tienen una curvatura o deformación inicial. Llamaremos e_o a la deformación inicial en el centro de la luz, (**Figura 4-7 (a)**). Por ello frente a una carga externa centrada, existe inicialmente además de la compresión axial, un momento flector de valor máximo $P \cdot e_o$. Este momento de primer orden produce deformaciones que a su vez provocan el incremento del momento flector. Por lo tanto la columna real con deformación inicial está sujeta a un momento flector $P \cdot \delta_{II}$ (siendo δ_{II} la deformación final de segundo orden) y a una carga normal de compresión. **El problema de inestabilidad se transforma en un problema de resistencia a flexión compuesta, que debe ser analizado con teoría de segundo orden.** (cargas actuando sobre la estructura deformada).

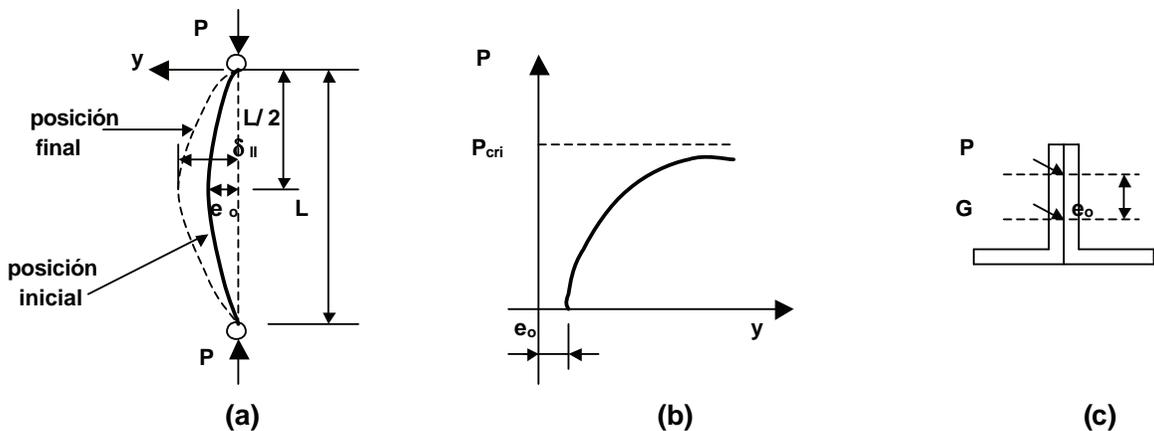


Figura 4-7

La columna fallará cuando se plastifique la sección central bajo la acción combinada de la carga axial y el momento flector de segundo orden. El diagrama carga-deformación de las columnas reales tiene la forma indicada en la **Figura 4-7 (b)** siendo asíntotico a la carga crítica teórica.

Jezek estudió para un perfil de características mecánicas especialmente desfavorables (**Figura 4-7 (c)**) la ecuación que relaciona la esbeltez λ con la tensión crítica F_{kr} que produce la falla de la columna, partiendo de una deformación inicial:

$$e_o = 0,05 r + L/500$$

siendo:

r = radio de giro mínimo de la barra.

L = longitud de la barra.

La deformación inicial está en función de parámetros ligados a la posibilidad de tener excentricidades en la columna real : distribución del material en la sección (r) y geometría del eje (L). La ecuación dada por Jezek para la tensión crítica F_{kr} es:

$$\lambda^2 = \frac{\pi^2 \cdot E}{F_{kr}} \left[1 - \frac{m \cdot F_{kr}}{F_y - F_{kr}} - 0,25 \left(\frac{m \cdot F_{kr}}{F_y - F_{kr}} \right)^2 - 0,005 \left(\frac{m \cdot F_{kr}}{F_y - F_{kr}} \right)^3 \right]$$

siendo $m = 2,317 (0,05 + \lambda/500)$

Esta ecuación sirvió de base para determinar la **carga axil admisible** de columnas en zona inelástica en la Normas DIN 4114 y CIRSOC 301/82. Estas normas utilizaron para zona elástica la ecuación de Euler con adecuado coeficiente de seguridad.

Las normas modernas (Por ejemplo la norteamericana AISC-LRFD o el EUROCODE 3) han determinado estadísticamente la deformación inicial que tienen las columnas de acero producidas en la construcción normal de cada área geográfica.

Así la especificación AISC-LRFD adopta una deformación inicial en ambas direcciones de **L/1000** como valor característico y **L/1500** como valor medio. Este criterio ha sido adoptado por el CIRSOC 301-EL.

(b) Tensiones residuales.

Los perfiles laminados en caliente tienen un enfriamiento desigual en los distintos puntos de la sección transversal. Las partes más delgadas se enfrían primero. Al enfriarse posteriormente las partes más gruesas, las primeras quedan comprimidas y las segundas traccionadas. **(Figura 4-8 (a) y (b)).**

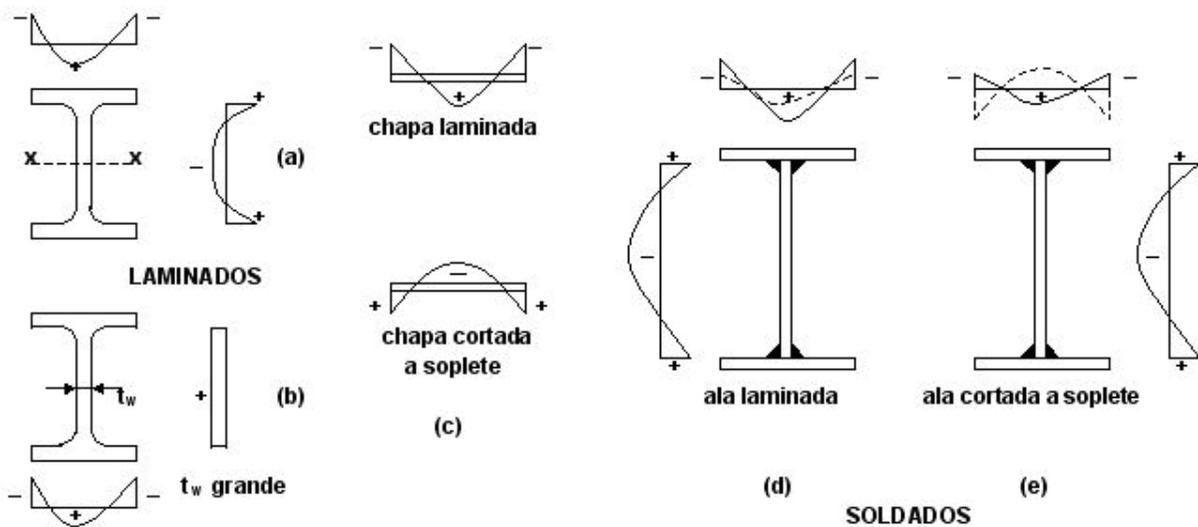


Figura 4-8

Las chapas planas resultan con distinta distribución de tensiones como resultado del enfriamiento según sean laminadas u obtenidas de una chapa por corte por soplete **(Figura 4-8 (c))**. En las secciones obtenidas por la unión de placas mediante soldadura ocurre un proceso similar. Las zonas cercanas a las soldaduras son las últimas en enfriarse y quedan traccionadas. En una sección armada por placas soldadas las tensiones resultantes dependen de si aquellas son laminadas o se obtuvieron por corte con soplete **(Figura 4-8 (d) (e))**.

En resumen, en todas las secciones utilizadas en estructuras metálicas existen tensiones residuales resultantes del proceso de fabricación. **La suma de tensiones en la sección es nula.** Los valores máximos son independientes de la tensión de fluencia del acero.

La AISC-LRFD adopta los valores: 10 ksi (69 MPa \cong 690 kg/cm²) para secciones laminadas y 16,5 ksi (114 MPa \cong 1140 kg/cm²) para secciones soldadas.

El CIRSOC 301-EL coincidente con dicha especificación adopta para las tensiones residuales F_r , (ver Tabla B.5-1 y Simbología): **69 MPa** para secciones laminadas y **114 MPa** para secciones soldadas.

Las tensiones residuales tienen enorme influencia en la carga de falla de una columna real. Al incrementarse la carga partes de la sección (donde existen tensiones residuales de compresión) alcanzarán antes la tensión de fluencia y se plastificarán, por lo que no tomarán mas carga externa. Esto produce una disminución de la rigidez (E_t) de la columna, lo que puede ser considerado equivalente a una disminución del módulo E del conjunto. Por ello el diagrama tensión-deformación específica de una columna con tensiones residuales deja de ser recto para tensiones debidas a carga exterior menores a la de fluencia. (línea llena **Figura 4-9**).

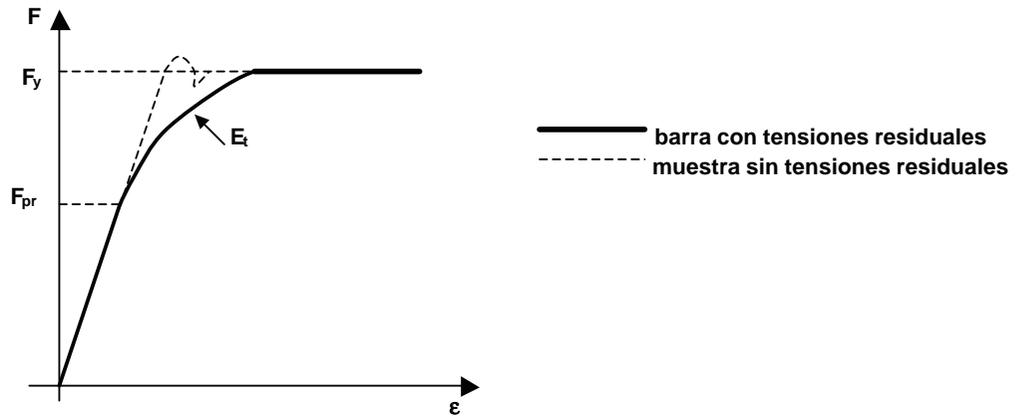


Figura 4-9

Si se ensaya una muestra del material de la columna a la que se le hayan sacado las tensiones residuales el diagrama permanece recto hasta la fluencia. (Línea de puntos, **Figura 4-9**).

El valor máximo de las tensiones residuales **depende de la forma seccional de la barra, del espesor de sus elementos y del proceso de fabricación**. Los tubos laminados en caliente de sección circular tienen los menores valores de tensiones residuales. En cualquier forma seccional a mayor espesor mayores tensiones residuales. Las piezas soldadas tienen mayores tensiones que las laminadas.

La influencia de las tensiones residuales en la falla por pandeo depende de la forma seccional y la dirección de pandeo. Analizando las condiciones en que se alcanza la plastificación de la sección de la **Figura 4-8 (a)** según el pandeo flexional se produzca alrededor de x o alrededor de y se ejemplifica el concepto.

(c) Curvas de pandeo.

Los factores que influyen sobre la tensión crítica a compresión (tensión media que produce la falla) de una columna real son globalmente los siguientes:

(1) Calidad del acero.

- (a) Curva tensión-deformación específica.
- (b) Tensión de fluencia.

(2) Método de fabricación. Influye sobre el valor y la distribución de las tensiones residuales.

- (a) Perfiles laminados en caliente.
- (b) Barras de secciones armadas soldadas.
 - (b1) Con placas obtenidas por laminación.
 - (b2) Con placas cortadas a soplete.
- (c) Perfiles doblados en frío.
 - (c1) Por rolado (Proceso continuo).
 - (c2) Por plegado (Proceso puntual y discontinuo).

(3) Tamaño del perfil. Espesores y área total. Influye sobre el valor y la distribución de tensiones residuales y sobre la homogeneidad de la tensión de fluencia.

(4) Forma de la sección transversal. (W,C,L,T, \circ etc.)(distribución de tensiones residuales)

(5) Ejes de pandeo flexional. (x ó y).

(6) Deformaciones iniciales de la barra.

(a) Valor máximo.

(b) Distribución a lo largo de la barra.

(7) Condiciones de vínculo extremo.

(a) articulación con o sin desplazamiento lateral impedido.

(b) empotramiento con o sin desplazamiento lateral impedido.

(c) empotramiento parcial con o sin desplazamiento lateral impedido.

Los mas importantes son los factores **(2)**, **(6)** y **(7)**.

Del factor **(7)** (Condiciones de vínculo extremo) nos ocuparemos mas adelante y por ahora supondremos la columna biarticulada.

Se han desarrollado métodos racionales para obtener la **tensión crítica** y por ende **la resistencia nominal** de una columna y que incluyan la influencia de los principales factores que las determinan. (propiedades del material, tensiones residuales e imperfecciones geométricas iniciales). Básicamente se adopta una distribución de tensiones residuales con valores máximos (determinados por ensayos) y una deformación estadística inicial del punto medio de la columna. Por métodos numéricos para cada esbeltez se determina la máxima carga que produce la falla considerando los efectos de segundo orden. Los resultados del análisis numérico son corroborados y ajustados por numerosos ensayos a escala real. Se arribó así a la formulación de las **CURVAS DE PANDEO**.

A fin de independizarse del tipo de acero, caracterizado por la tensión de fluencia F_y , las curvas se dan en función de los siguientes parámetros:

$$\text{abcisa: } \lambda_c = \text{esbeltez reducida} = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (4-10)$$

$$F_e = \text{tensión crítica de Euler} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad \text{Reemplazando en (4-10) resulta:}$$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \cdot \lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \cdot \left(\frac{L}{r} \right) \quad (4-11)$$

ordenadas: Tensión crítica real dividida por tensión de fluencia.

$$F_{cr} / F_y$$

• **(A) Curvas del EUROCODE.**

En **Europa** el **EUROCODE 3** adoptó cuatro curvas correspondientes a distintos tipos de perfiles y direcciones de pandeo. (Figuras 4-10 y 4-11).

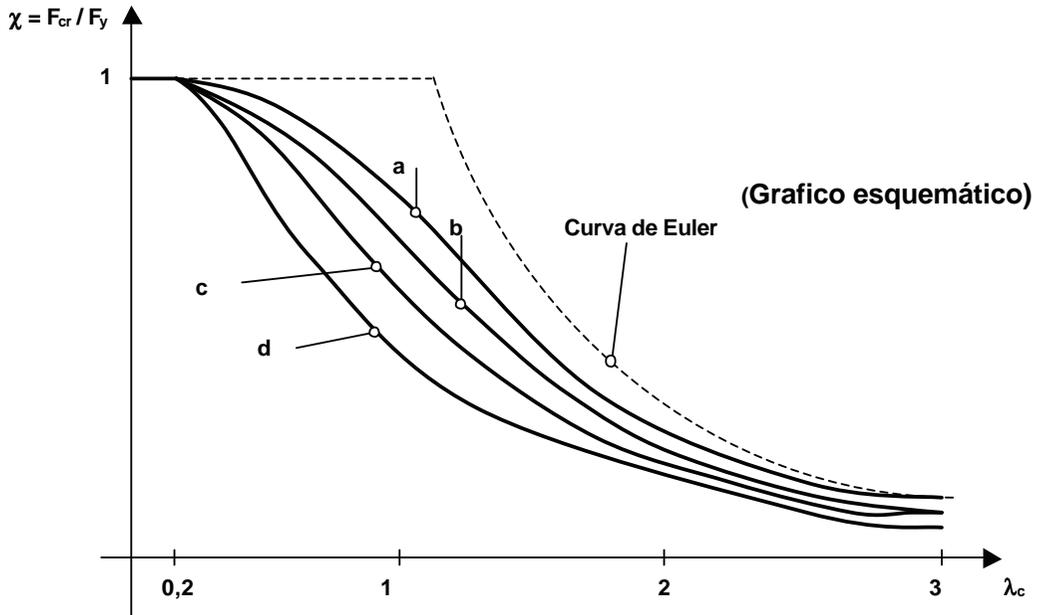


Figura 4-10

Las curvas tienen una expresión analítica para χ y la tensión crítica es:

$$F_{cr} = \chi \cdot F_y \quad (4-12)$$

χ es un factor de reducción que depende del modo de pandeo y está dado por :

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda_c^2]^{1/2}} \quad \text{y} \quad \chi \leq 1 \quad (4-13)$$

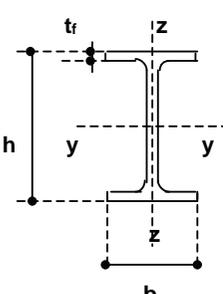
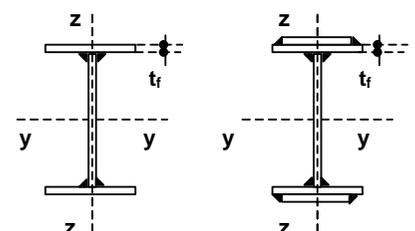
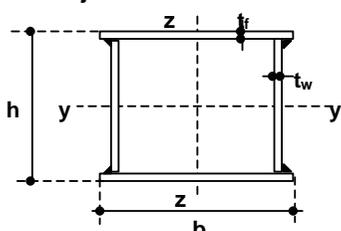
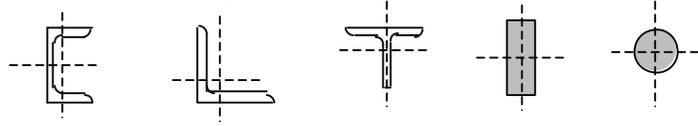
donde:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha(\lambda_c - 0,2) + \lambda_c^2] \quad (4-14)$$

α es el coeficiente de imperfección que depende de las distintas curvas de pandeo. Toma los valores siguientes:

Curva a =	0,21
Curva b =	0,34
Curva c =	0,49
Curva d =	0,76

Los valores de χ pueden tabularse en función de λ_c y para las cuatro curvas de pandeo. Se ejemplifica para las curvas **a** y **c** (Tablas 4-1, 4-2)

TABLA 5.5.3 (EUROCODE 3 – ENV 1993-1.1:1992) Curva de pandeo para distintas secciones			
Tipo de sección	Límites	Pandeo sobre el eje	Curva de pandeo
Secciones doble te laminadas 	$h/b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	b c
	$h/b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	d d
Secciones doble te soldadas 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$	c d
Secciones huecas 	laminada en caliente	cualquiera	a
	conformada en frío utilizando f_{yb}^{**}	cualquiera	b
	conformada en frío utilizando f_{ya}^{**}	cualquiera	c
Secciones cajón soldadas 	en general	cualquiera	b
	Soldaduras gruesas y $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	$y - y$ $z - z$	c c
Secciones en U , L, T y secciones macizas 		cualquiera	c

** f_{yb} = tensión de fluencia de material base ; f_{ya} = tensión de fluencia modificada por plegado

Figura 4-11

- **(B) Curva del AISC (LRFD)**

En **Estados Unidos** los resultados de las investigaciones del SSRC (Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural) y Bjorhovde se agruparon en tres curvas (1P, 2P y 3P en orden decreciente de tensión crítica) correspondientes a distintos tipos de perfiles según su forma, el espesor de sus elementos y el tipo de acero. La curva **1P** corresponde a aceros tratados térmicamente y tubos en general laminados en caliente. La **2P** a secciones laminadas y soldadas livianas con aceros al carbono y tubos soldados. La **3P** a secciones laminadas pesadas y soldadas de gran espesor y especialmente con placas laminadas. Los resultados obtenidos son sensiblemente similares a los europeos.

La Especificación **AISC-LRFD** adoptó sin embargo **una sola curva** que incluye todos los tipos de perfiles. Las razón de esta decisión fue de índole política local a fin de facilitar la transición en el paso de un método por tensiones admisibles (ASD) al nuevo por estados límites (LRFD). Fue calibrada con la única curva utilizada en el método de tensiones admisibles y para una determinada relación entre carga accidental (L) y carga permanente (D). Por ello el índice de confiabilidad de esta curva no es constante. La curva adoptada se acerca en esbelteces medias a la curva **2P** adoptada por Bjorhovde. El déficit que presentan los perfiles que corresponden a la curva de menor tensión crítica (**3P**) fue cubierto parcialmente reduciendo el factor de resistencia ϕ_c para la determinación de la resistencia de diseño.

Con la utilización de esta curva única quedan **subdimensionados los perfiles pesados** (de gran espesor) en un cierto rango de esbeltez, y resultan **desaprovechados los tubos laminados en caliente de sección circular** que al desarrollar menores tensiones residuales tienen mayor tensión crítica.

Además se debe hacer notar lo siguiente: en la práctica norteamericana no se utilizan vigas reticuladas con cordones comprimidos de hierro redondo (barras macizas de sección circular) situación todavía común en nuestro medio. Estas barras suelen tener una deformación inicial superior a la supuesta para el trazado y ajuste de la curva adoptada por el AISC, por lo que ese tipo de secciones queda en condiciones deficitarias de resistencia si se utiliza la única curva.

La curva adopta la forma de la **Figura 4-12**.

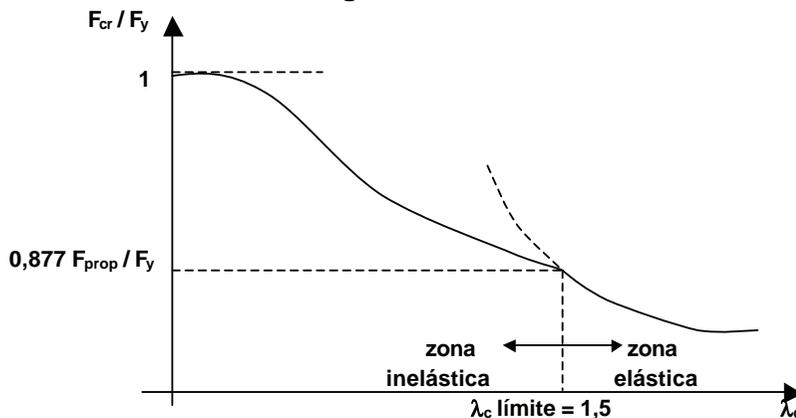


Figura 4-12

Para columnas de esbelteces altas las tensiones residuales no tienen prácticamente influencia en la resistencia pues las tensiones críticas son muy bajas y la sección falla en zona elástica ($E = \text{cte.}$), por lo que resulta casi válida la teoría de Euler a excepción de que la barra tiene una curvatura inicial, lo que se considera a través del factor de reducción **0,877**.

La AISC-LRFD establece el límite entre zona elástica e inelástica (F_{prop}) para $\lambda_c = 1,5$. De la ecuación (4-10) resulta:

$$F_{prop} = 0,444 F_y$$

Para zona elástica se adopta la tensión crítica de Euler $F_e = F_y / \lambda_c^2$ con el factor de reducción **0,877** que toma en cuenta el efecto de curvatura inicial.

Para zona inelástica se da la ecuación de la curva adoptada. Luego:

$$\lambda_c \leq 1,5 \quad F_{cr} = 0,658 \lambda_c^2 \cdot F_y \quad (4-15a)$$

$$\lambda_c > 1,5 \quad F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] \cdot F_y \quad (4-15b)$$

• **(C) Curva del Reglamento CIRSOC 301-EL**

El **Reglamento CIRSOC 301-EL** adopta la única curva de la Especificación AISC-LRFD de 1999, por lo que las Ecuaciones **(4-15 a)** y **(4-15 b)** son las básicas utilizadas para obtener la tensión crítica en las barras comprimidas incluidas en los alcances de dicho Reglamento, o sea todas las formadas por perfiles laminados o armadas con perfiles laminados y/o placas con uniones soldadas o abulonadas. Se incluyen los tubos con costura de sección circular. **Quedan excluidas:** las secciones conformadas en frío (excepto los tubos de sección circular) y las barras armadas con cordones y/o diagonales de sección circular maciza (estructuras de hierro redondo) y con tubos con costura. (Ver **Sección 1.4.2.** Página 24). Específicamente en el Reglamento se indica que la curva **no se aplica a barras de sección circular maciza**. Para estas barras se utiliza otra curva de pandeo. (Ver Capítulo 12)

Se fundamenta su adopción en el hecho de que no se han presentado problemas en la aplicación de la única curva (con el factor de resistencia adoptado) para los “perfiles pesados” en el mercado de mayor consumo de ese tipo de perfiles y en razones de practicidad para poder aprovechar el numeroso software existente desarrollado según dicha Especificación. Por otra parte, las vigas reticuladas con cordones comprimidos de **hierro redondo** quedan **fuera de los alcances del Reglamento**, con lo que quedan salvados los dos casos de subdimensionamiento o menor confiabilidad como resultado de la utilización de la curva de la AISC-LRFD.

Un análisis muy completo sobre las curvas de pandeo del Eurocode y de la AISC-LRFD y su comparación puede consultarse en la publicación “Pandeo en el Campo real de Barras de Acero. Nueva Norma Americana AISC-LRFD de la Construcción Metálica y su comparación con la Europea” del Ing. Omar Miño (1999-2000).

4.3.4.- Resistencia nominal y resistencia de diseño de las columnas reales de sección llena.

Cualquiera sea la curva de tensiones críticas adoptada y su correspondiente ecuación (Eurocode: **(4-12)(4-13),(4-14)**; AISC-LRFD y CIRSOC 301-EL **(4-15 a) (4-15 b)**) la **Resistencia nominal de la columna de sección llena o maciza (P_n)** será el producto de la tensión crítica por el área bruta de la sección (A_g), pues en compresión no hay reducción por agujeros. Luego

$$P_n = A_g \cdot F_{cr} \quad (\text{en unidades compatibles}) \quad (4-16)$$

La **Resistencia de diseño (R_d)** se obtiene multiplicando la Resistencia Nominal (P_n) por el Factor de Resistencia (ϕ_c)

$$R_d = \phi_c \cdot P_n \quad (4-17)$$

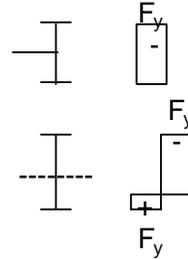
Los valores adoptados por las distintas Especificaciones para ϕ_c son:

EUROCODE	= 0,9
AISC-LRFD	= 0,85 excepto para ángulos. (Para ángulos = 0,9)
CIRSOC 301-EL	= 0,85 (Para todos las formas seccionales)

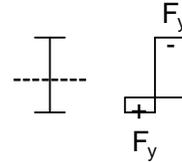
4.4.- EFECTO DEL PANDEO LOCAL SOBRE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LA COLUMNA .

Las expresiones que determinan la resistencia nominal de una barra recta comprimida frente a pandeo flexional se basan en la suposición de que, al producirse la falla se alcanza la tensión de fluencia en los elementos que forman la sección y por lo tanto ésta se plastifica. Por ejemplo en una sección **doble te**:

. con esbeltez muy pequeña
(la falla se produce por compresión pura)



. con cierta esbeltez
(la falla se produce por flexo-compresión)



En alas y alma se alcanza la fluencia. Sin embargo si los elementos de la sección son relativamente delgados (relación ancho-espesor importante) puede producirse la falla por pandeo local (abolladura) **a tensiones menores que las de fluencia**, trabajando como placas sometidas a tensiones normales de compresión. El análisis del pandeo de placas lo realizaremos en el **Capítulo 5**. Aquí solo diremos que las secciones de los elementos de acero en función de su comportamiento frente a pandeo local se clasifican en **compactas, no compactas y con elementos esbeltos**, y que su condición queda definida por la relación ancho-espesor (esbeltez local) de los elementos que forman la sección (por ejemplo alas y alma).

Para que sean válidas las expresiones dadas para la resistencia nominal a compresión las secciones deben ser compactas o no compactas o sea sus elementos deben poder alcanzar la tensión de fluencia **sin pandear localmente**. Veremos en el **Capítulo 5** que para cumplir dicha condición la relación ancho-espesor de sus elementos comprimidos debe ser **menor o igual a λ_r** . Los valores de λ_r para distintas formas seccionales y en compresión centrada se obtienen de la **Tabla B.5.1** dada en el **Capítulo 5**.

Si la sección es **con elementos esbeltos** (alguno de sus elementos tiene relación ancho-espesor mayor a λ_r) se deben corregir las expresiones vistas.

- La **AISC-LRFD** y el **CIRSOC 301-EL** realizan la corrección con la utilización del **factor de reducción por pandeo local Q** cuyo cálculo se verá en el **Capítulo 5**.

La corrección se basa en lo siguiente:

El factor de reducción **Q** es
$$Q = F_{crlocal} / F_y$$

siendo $F_{crlocal}$ la máxima tensión que puede alcanzarse en la sección sin que alguno de sus elementos pandee localmente.

Los razonamientos anteriormente realizados son válidos excepto que en lugar de la tensión F_y se alcanza la tensión

$$F_{crlocal} = Q \cdot F_y$$

Luego se aplican las mismas fórmulas [(4-15 a);(4-15 b)] con $Q \cdot F_y$ en lugar de F_y , y con una esbeltez reducida λ_{c1} en lugar de λ_c .

La esbeltez reducida λ_{c1} se obtiene desde la ecuación (4-10) y será:

$$\lambda_{c1} = \sqrt{F_{cr} / F_e} = \sqrt{Q \cdot F_y / F_e} = \sqrt{Q} \cdot \lambda_c$$

Luego las Fórmulas (4-15 a) y (4-15 b) quedan :

$$\text{Si } \sqrt{Q} \cdot \lambda_c \leq 1,5 \quad F_{cr} = Q \cdot \left(0,658^{\alpha \lambda_c^2} \right) \cdot F_y \quad (4-18a)$$

$$\text{Si } \sqrt{Q} \cdot \lambda_c > 1,5 \quad F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y \quad (4-18b)$$

El factor de corrección **Q** se obtiene como veremos en el Capítulo 5.

La Resistencia nominal a compresión centrada para secciones llenas con elementos esbeltos se puede obtener con la ecuación (4-16) con los valores de tensión crítica dados por las Ecuaciones (4-18a) ó (4-18b) según corresponda.

De esta manera existe una sola verificación de la columna a pandeo global y local.

Debemos hacer notar nuevamente que con la aplicación de las (4-18a) y (4-18b) resulta una resistencia deficitaria para las **secciones pesadas** (espesor de algún elemento mayor de 40 mm.) aunque prácticamente no existen secciones pesadas con elementos esbeltos por lo que esta situación no tiene importancia práctica. Asimismo se desaprovecha el mejor comportamiento de **los tubos circulares laminados** por sus menores tensiones residuales.

• El **EUROCODE 3** utiliza el mismo criterio antedicho para analizar el pandeo local . El factor **Q** se denomina β_A . Las Fórmulas (4-12), (4-13) y (4-14) quedan:

$$F_{cr} = \chi \cdot Q \cdot F_y \quad (4-19a)$$

El factor de reducción χ

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - Q \lambda_c^2]^{1/2}} \quad \text{y} \quad \chi \leq 1 \quad (4-19b)$$

donde:

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\sqrt{Q} \cdot \lambda_c - 0,2) + Q \cdot \lambda_c^2 \right] \quad (4-19c)$$

Los valores de α son los ya indicados .

El factor de reducción χ puede obtenerse directamente de las Tablas 4-1 y 4-2 en función de $\sqrt{Q} \cdot \lambda_c$

4.5.- LONGITUD DE PANDEO DE BARRAS (k.L). FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA (k). (CIRSOC 301-EL, Capítulo C, Sección C.2.)

Hasta aquí hemos supuesto la columna biarticulada, condición de vínculo para la que se dedujeron las fórmulas que dan la resistencia nominal. La longitud **L** entre vínculos es la distancia entre puntos de momento nulo al flexarse la columna. Para otras condiciones de vínculo cambia la deformada de pandeo y obviamente la carga crítica. A fin de asimilar el comportamiento de una barra con cualquier condición de vínculo al de una barra biarticulada se utiliza el concepto de **longitud efectiva de pandeo** o simplemente **longitud de pandeo**.

La longitud de pandeo de una barra es la longitud de una barra biarticulada que tiene la misma deformada de pandeo que la barra considerada. Es igual a la distancia real entre vínculos **L** multiplicada por el factor de longitud efectiva **k**.

$$\text{Longitud de pandeo} = k \cdot L$$

En estas condiciones la Resistencia nominal de una barra comprimida se obtiene con las mismas expresiones vistas reemplazando L por la longitud de pandeo $k.L$.

El concepto de **longitud de pandeo** es simple, pero no siempre lo es determinar el **factor k** . Veremos algunos métodos y valores para hacerlo en barras de pórticos, reticulados y arcos. En casos complejos se deberá usar criterio o buscar directamente la deformada de pandeo.

Es de hacer notar que eventuales errores cometidos en la determinación de k tienen una enorme incidencia en la resistencia nominal de una columna, por lo que dicha determinación es uno de los principales recaudos que debe tomar el proyectista al realizar el análisis estructural.

4.5.1.- Pórticos.

Si una columna pandea en un pórtico a nudos indesplazables, la configuración de la deformada depende de la rigidez relativa de viga y columna. (Figura 4-13). El factor k resulta ≤ 1 .

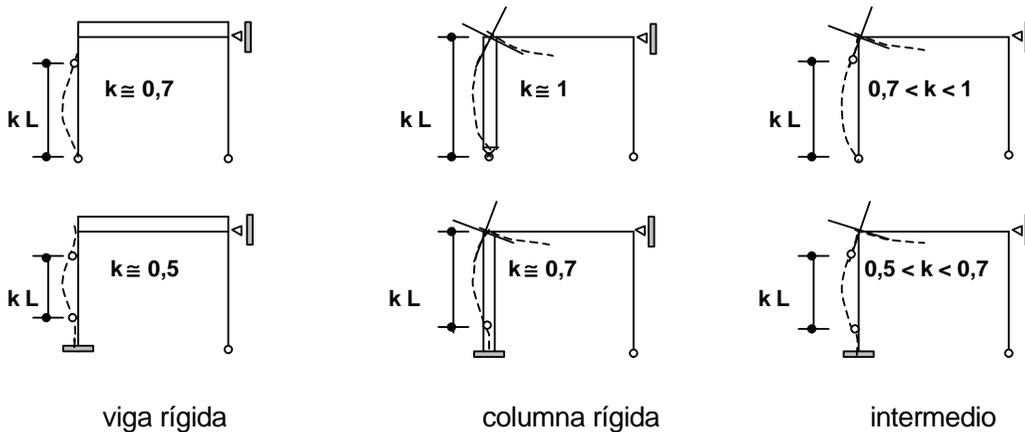


Figura 4-13

Si el pórtico es a nudos desplazables, la configuración de la deformada también depende de la relación de rigideces entre viga y columna. Pero en este caso, dentro del campo elástico, el factor k es mayor o igual a 1, pudiendo superar largamente el valor 2. (Figura 4-14).

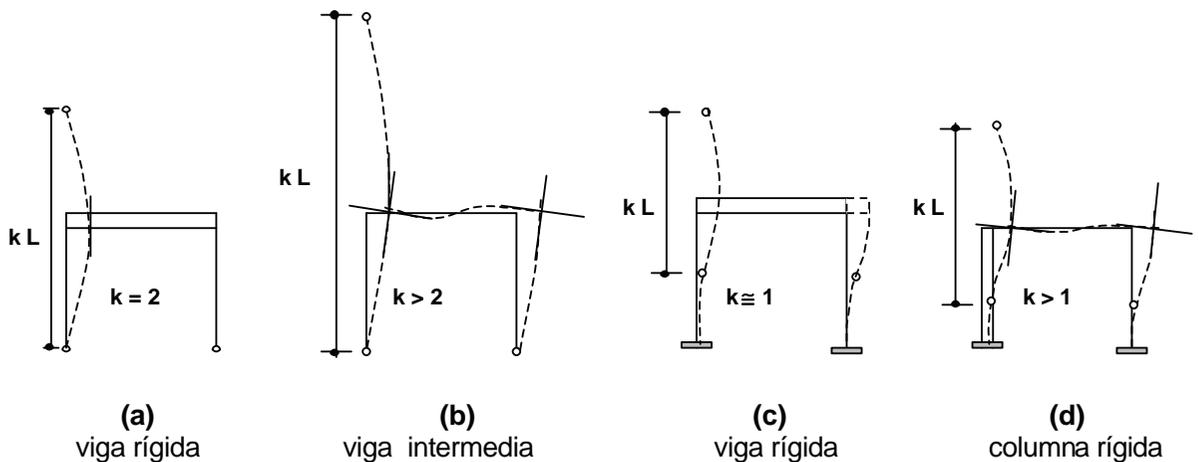


Figura 4-14

• **(A) Aproximación a valores teóricos de k.**

Un método para determinar **k** es el siguiente: en el cuadro de la **Figura 4-15** se indican valores teóricos de **k** para seis condiciones ideales con nudos perfectamente articulados o empotrados. También se indican valores recomendados por el SSRC (Structural Stability Research Council) en razón de que los nudos reales no son absolutamente rígidos. Se elige, de acuerdo a la situación de la columna real, el caso teórico mas aproximado

Valores de K para columnas

La forma de pandeo se indica en línea de puntos	(a) 	(b) 	(c) 	(d) 	(e) 	(f)
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados de proyecto para condiciones reales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
Condiciones de vínculo	<ul style="list-style-type: none"> Rotación y Traslación impedida Rotación libre y Traslación impedida Rotación impedida y Traslación libre Rotación libre y Traslación libre 					

Figura 4-15

El caso **(a)** de la **Figura.4-14** puede asimilarse al caso **(f)** de la tabla si la viga es mucho mas rígida que la columna. Sin embargo, si como en caso **(b)**, la viga (o en general el conjunto de vigas que concurren al nudo) no tiene la rigidez suficiente para enderezar la deformada de la columna en su extremo superior, **k** resultará mayor que 2. También hay que considerar la condición real de giro del extremo inferior. En la mayoría de las bases reales proyectadas para transmitir sólo cargas normales (supuestamente articuladas) existe una cierta restricción al giro que por ejemplo disminuiría el **k** en los casos **(a)** y **(b)** de la **Figura 4-14**. Por el contrario, los empotramientos reales no restringen totalmente el giro por lo que, por ejemplo en los casos **(c)** y **(e)**, resultará un **k** mayor que el que corresponde a las condiciones teóricas. El Proyectista deberá evaluar las condiciones reales de los extremos de la columna para adoptar de la Tabla de la **Figura 4-15** cual es el caso que mejor representa la situación real de la columna. Se pueden dar algunos criterios para utilizar la Tabla.

- En casos **(c)** y **(f)** de la Tabla cuando $\frac{\Sigma(I_g/L_g)}{I_c/L_c} > 6$ se puede tomar la condición teórica de rotación impedida en pórticos mas o menos regulares.

I_g, L_g = Momento de inercia y luz de viga.

I_c, L_c = Momento de inercia y altura de columna.

- En caso **(c)** de la Tabla cuando $\frac{\Sigma(I_g/L_g)}{I_c/L_c} < 0,5$ se puede tomar conservadoramente caso **(e)** en pórticos mas o menos regulares.
- En situaciones intermedias a las dos anteriores interpolar entre $k = 1,2$ y $k = 2,1$ de casos **(c)** y **(e)**.
- En caso **(f)** si las vigas no son suficientemente rígidas (o sea si $\frac{\Sigma(I_g/L_g)}{I_c/L_c} < 6$) resulta $k > 2$.
- **(B) Uso de nomogramas.**

Un método para la determinación de k relativamente sencillo es el uso de los nomogramas de la **Figura 4-16**. Se entra a los mismos con la relación G de suma de rigideces de vigas y de columnas que concurren a los nudos extremos de la barra. Hay un nomograma para nudos indesplazables y otro para nudos desplazables. Se recomiendan valores obtenidos de la experiencia para extremos teóricamente articulados y teóricamente empotrados que correspondan a bases de diseño normal. Sin embargo, es muy importante hacer notar que los nomogramas han sido realizados en base a hipótesis ideales que la mayoría de las veces no se cumplen exactamente en la estructura real. (Galambos,1988).

Dichas hipótesis son:

- (1) El material es perfectamente elástico ($E = \text{cte.}$).
- (2) La sección transversal de todas las barras es constante en toda su longitud.
- (3) Todos los nudos son rígidos.
- (4) Para pórticos de nudos no desplazables las rotaciones en los extremos opuestos de las vigas son de igual magnitud y producen una flexión de la viga con simple curvatura.
- (5) Para pórticos de nudos desplazables las rotaciones en los extremos opuestos de las vigas son de igual magnitud y producen una flexión de la viga con doble curvatura.
- (6) Los parámetros de rigidez $(L \cdot \sqrt{P/E \cdot I})$ son iguales para todas las columnas del piso.
- (7) La restricción al giro del nudo se distribuye entre la columna superior e inferior del mismo en proporción al I/L de las columnas.
- (8) Todas las columnas pandean simultáneamente.
- (9) Las vigas no reciben fuerzas de compresión importantes.

Cuando las condiciones reales difieren de las hipótesis anteriores los valores obtenidos de los nomogramas pueden ser incorrectos. Por ello su utilización debe ser realizada con criterio por parte del proyectista.

Hay procedimientos que permiten corregir los valores de G para entrar al ábaco en función de las condiciones reales cuando no se cumplen las hipótesis **(1)**, **(4)** y **(5)**

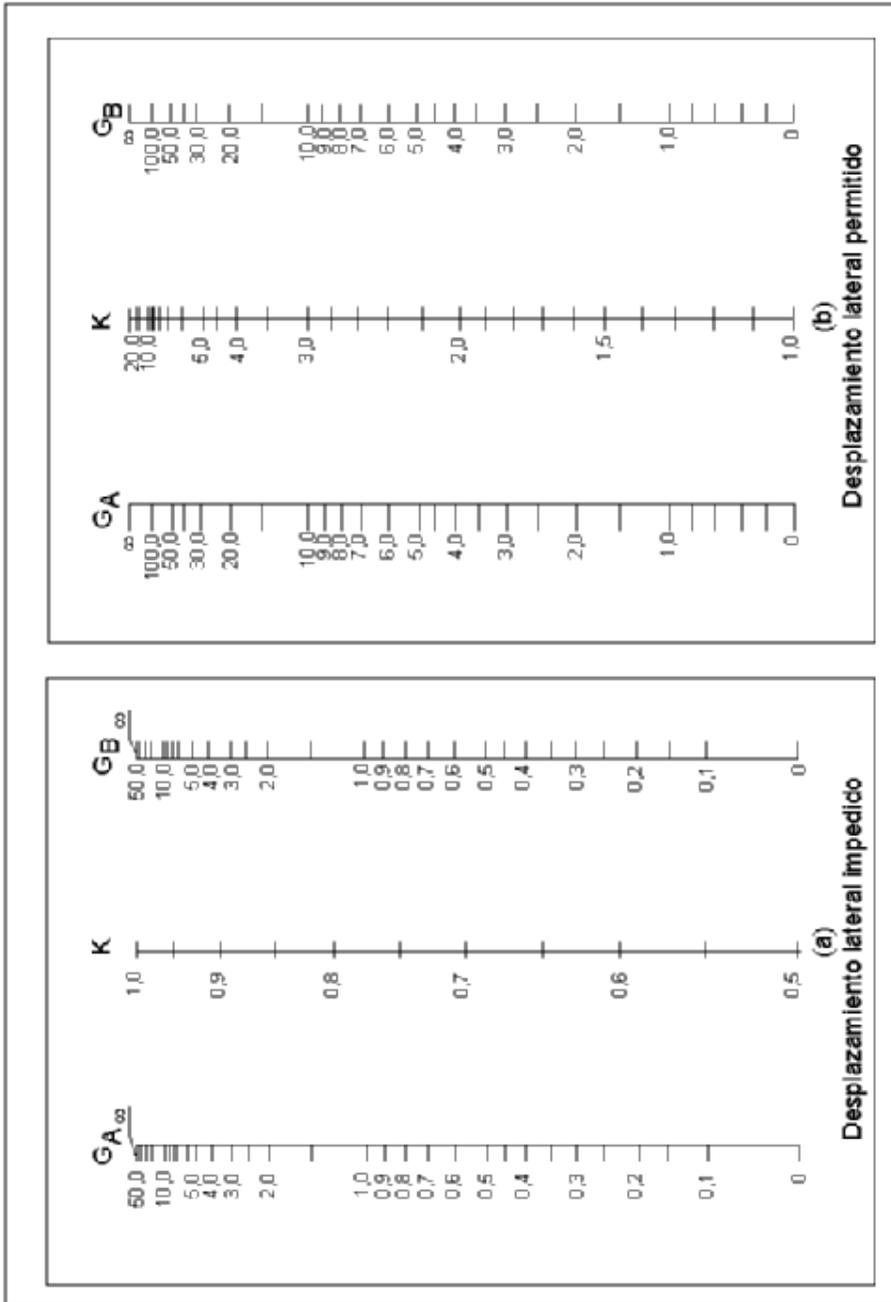
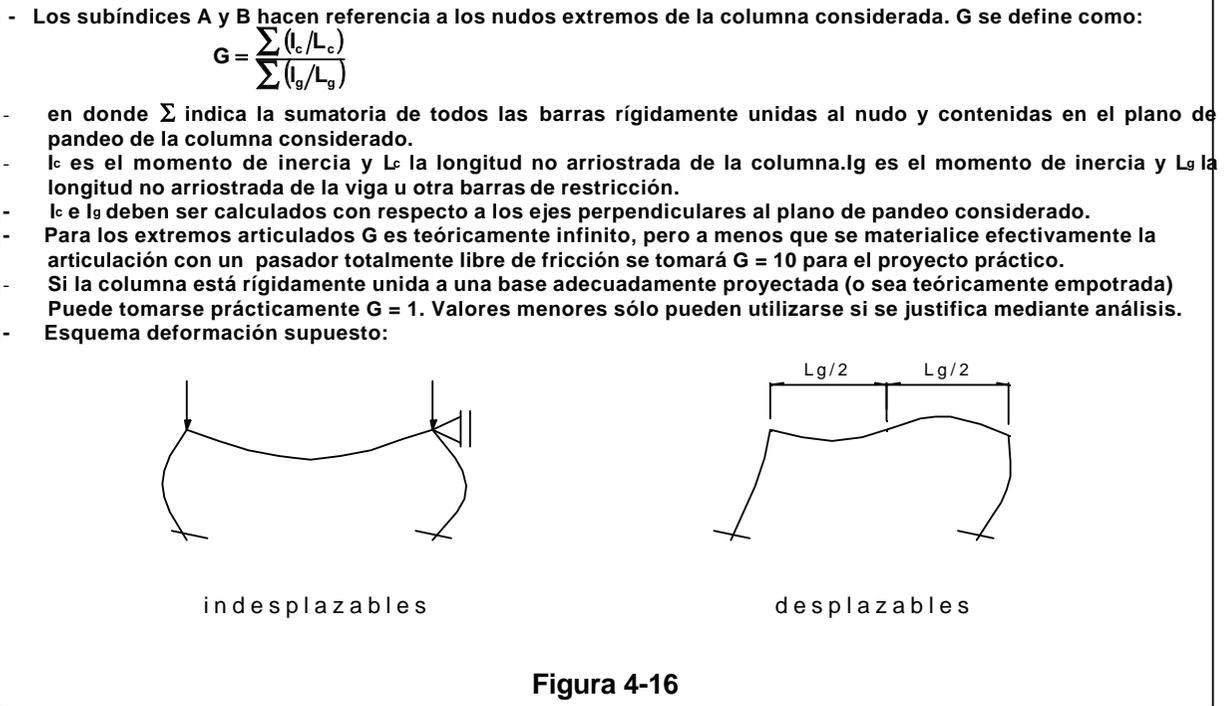


Figura 4-16



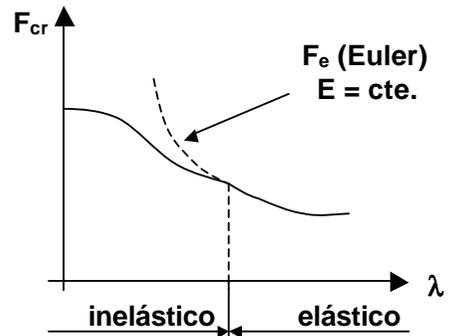
(a) Corrección por inelasticidad. (E ≠ cte.)

Según el nivel de carga requerida la columna puede estar en zona elástica o inelástica. En este último caso el módulo de elasticidad es menor que E, por lo que la rigidez E.I de la columna disminuye y con ello G. No se cumple hipótesis (1). La corrección se puede realizar multiplicando el momento de inercia I_{ck} por el factor β .

$$\beta = E_t / E \cong \phi_c \cdot F_{cr} / 0,877 \phi_c \cdot F_e = P_u / 0,877 A_g \cdot \phi_c \cdot F_e$$

siendo F_e la tensión crítica de Euler.

Esta expresión supone que $P_u = \phi_c \cdot P_n$.



Si la columna estuviera sobredimensionada la reducción en función de la carga requerida P_u seguiría siendo válida. El factor de reducción así planteado es independiente del tipo de acero lo cual no es totalmente cierto pero en el rango de los aceros de $F_y = 240$ a 360 MPa (2400 a 3600 Kg/cm²) es aceptable.

Se puede construir la tabla de la **Figura 4--17** para acero de tensión de fluencia igual a 235 MPa.

De las ecuaciones anteriores
$$\beta = \frac{F_{cr}}{0,877 F_e} = \frac{0,658 \lambda_c^2 \cdot F_y}{0,877 (F_y / \lambda_c^2)} = \frac{0,658 \lambda_c^2}{0,877} \lambda_c^2 \quad (1)$$

$$\frac{P_u}{A_g} = \frac{\phi F_{cr} A_g}{A_g} = \phi F_{cr} = 0,85 \cdot 0,658 \lambda_c^2 \cdot F_y \quad (2)$$

Para cada F_y se fija P_u / A_g de (2) $\rightarrow \lambda_c$ y $0,658 \lambda_c^2 \rightarrow$ de (1) $\rightarrow \beta$

Asimismo se pueden obtener los valores de β con las expresiones siguientes:

(a) Para $(P_u/P_y) \leq 1/3$ (elástico): $\beta = 1$

(b) Para $(P_u/P_y) > 1/3$ (inelástico): $\beta = -7,38(P_u/P_y) \log\left(\frac{(P_u/P_y)}{0,85}\right)$

siendo: P_u = resistencia requerida de la columna (kN)

P_y = resistencia de fluencia de la columna (kN) = $F_y \cdot A_g \cdot (10)^{-1} \geq \phi \cdot P_u$

Factores β de reducción por inelasticidad para $F_y = 235$ MPa			
P_u/A_g (MPa.)	β	P_u/A_g (MPa.)	β
235	-	145	0,633
220	-	140	0,679
200	0,004	135	0,721
195	0,060	130	0,762
190	0,131	125	0,799
185	0,193	120	0,834
180	0,256	115	0,866
175	0,316	110	0,895
170	0,374	105	0,921
165	0,430	95	0,963
160	0,484	85	0,990
155	0,536	78,33	1,00
150	0,586	< 78,33	1,00

Figura 4-17

(b) Corrección por giros extremos de vigas, no iguales.

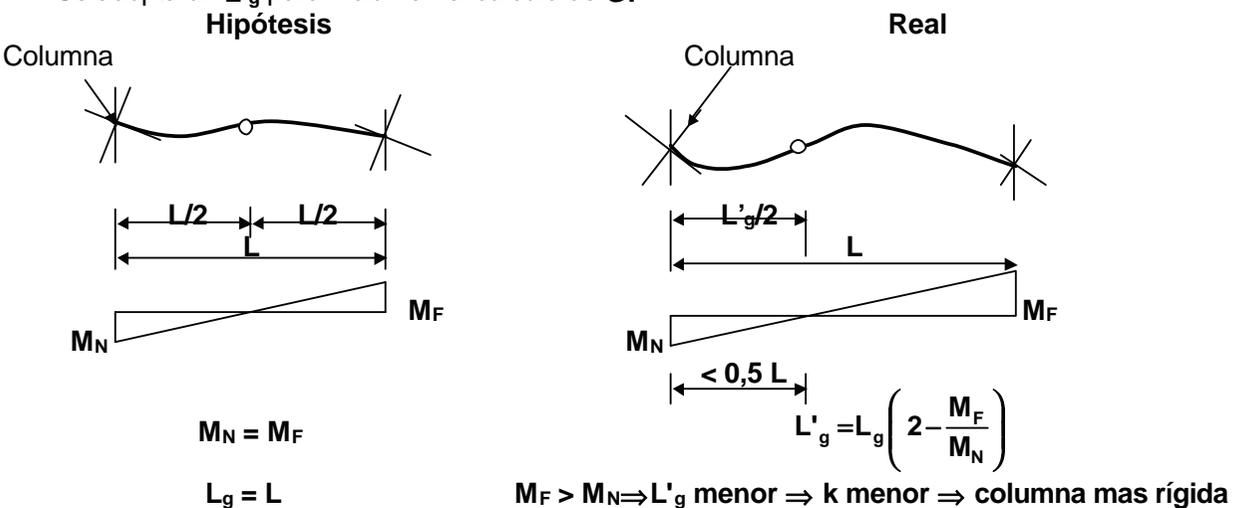
Si los giros extremos de las vigas son distintos (no se cumplen hipótesis (4) y (5)) se modifica su influencia relativa sobre el giro de la columna. En algunas situaciones se puede corregir G de manera que se tome en cuenta el efecto real de la viga sobre la columna.

- Pórticos de nudos no desplazables:
 - Si el extremo más alejado de la viga está articulado I_g/L_g se multiplica por **1,5**.
 - Si el extremo más alejado de la viga está empotrado I_g/L_g se multiplica por **2**.
- Pórticos de nudos desplazables:
 - Se corrige el punto de inflexión frente a la acción de fuerzas horizontales en función de los momentos flexores extremos resultantes.

M_F momento flexor en el extremo más alejado de la viga.

M_N momento flexor en el extremo más próximo de la viga.

Se adopta un L'_g para incluir en el cálculo de G .



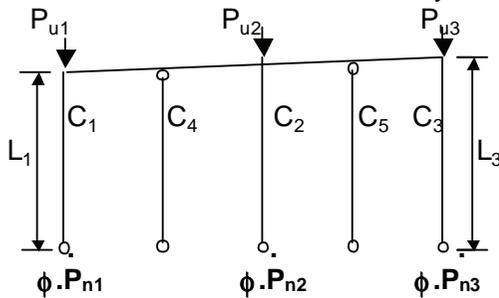
Si $(M_F / M_N) > 2$ resulta L'_g negativo. No se puede entrar en el nomograma con valores negativos de G , pero se pueden utilizar los valores negativos de L'_g en la sumatoria.

Si el extremo más alejado de la columna está articulado $M_F = 0$. Luego $L'_g = 2 L_g$ por lo que resulta I_g/L_g multiplicado por 0,5.

- **(C) Corrección de los factores k obtenidos por aproximación (A) o por nomogramas (B). Corrección por diferencias de rigidez de las columnas del piso y pandeo no simultáneo de todas las columnas.**

Cuando las condiciones reales difieren de las supuestas para determinar k por los procedimientos (A) (B) o sea no se cumplen las hipótesis (6) y (8), se deben realizar correcciones a los valores obtenidos.

En pórticos **de nudos desplazables** las columnas de un piso pueden tener distintas cargas requeridas, distintas resistencias de diseño y distintas rigideces. (Figura 4-18)



$$\begin{aligned}
 P_{u2} &= \phi \cdot P_{n2} \\
 P_{u1} &< \phi \cdot P_{n1} \\
 P_{u3} &< \phi \cdot P_{n3} \\
 P_{ui} &= \text{carga requerida columna } i \\
 \phi \cdot P_{ni} &= \text{Resistencia de diseño a pandeo columna } i \\
 C_4, C_5 &= \text{Columnas sin rigidez lateral}
 \end{aligned}$$

Figura 4-18

Según lo indicado en la figura, las columnas C_4 y C_5 tienen sus extremos biarticulados por lo que no aportan rigidez lateral al pórtico. Su presencia produce una desestabilización de las otras columnas (C_1 , C_2 , C_3), pues al pandear frente a carga axial se apoyan en ellas. La misma situación ocurriría si las columnas C_4 y C_5 tuvieran una rigidez flexional muy pequeña en relación a la de las otras.

Por otra parte, cuando existen columnas que aportan rigidez lateral cargadas por debajo de su resistencia a pandeo y otras con carga igual o cercana a sus resistencias de diseño, también aparece una interacción entre las columnas del piso. En las condiciones de la figura la Columna C_2 pandea primero al alcanzar su carga crítica. Las C_1 y C_3 todavía no lo hacen, por lo que la primera se apoya en las otras dos y no se produce la falla del conjunto. La columna C_2 aumenta su capacidad de carga y las otras la disminuyen pues deben sostenerla. Hay pues una interacción entre todas las columnas del piso y una redistribución de capacidades de carga cuando la relación entre cargas requeridas, resistencias de diseño y rigideces frente a carga lateral no es uniforme.

La variación de capacidad de carga de las columnas es equivalente a una modificación del factor de longitud efectiva k .

Se consideran dos métodos para evaluar la estabilidad de piso (o nivel) de un pórtico. El método de la rigidez de piso (LeMessurier, 1976 y 1977) y el método del pandeo del piso (Yura, 1971).

Para una columna individual en el sistema resistente a desplazamiento lateral:

$$\lambda_c^2 = \frac{(k \cdot L)^2}{\pi^2 E \cdot I} A_g \cdot F_y = \frac{P_y}{P_{e2}}$$

siendo: $P_{e2i} = \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_i}{(k_i \cdot L_i)^2} \right)$ la carga de Euler correspondiente a la columna i (4-20)

para pórtico desplazable

Puede considerarse la viga infinitamente rígida axialmente con respecto a la rigidez lateral de las columnas por lo que todas las cabezas de éstas se desplazan la misma cantidad Δ . La redistribución de los momentos de segundo orden (P, Δ) entre las columnas del piso se realiza utilizando λ_c' en lugar de λ_c para la determinación de la resistencia nominal P_n de cada columna del pórtico que aporta rigidez lateral al sistema resistente a desplazamiento lateral. El factor de esbeltez adimensional modificado λ_c' es:

$$\lambda_c' = \frac{k' \cdot L}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

El factor de longitud efectiva modificado k' se obtiene de la manera siguiente:

.- En el método de la rigidez de piso el factor k'_i para cada columna que aporta rigidez lateral es:

$$k'_i = \sqrt{\frac{P_{ei}}{0,822 P_{ui}} (\Sigma P_u) \left(\frac{\Delta_{oh}}{(\Sigma H) \cdot L} \right)} \quad (4-21)$$

donde: $P_{ei} = \frac{\pi^2 E \cdot I_i}{L^2}$ para la **columna que aporta rigidez lateral** analizada

I_i = momento de inercia en el plano de pandeo flexional de la columna i . Si corresponde corrección por inelasticidad se tomará $\beta \cdot I$ (Corrección B (a))

P_{ui} = resistencia axil requerida para la **columna que aporta rigidez lateral** analizada. (kN)

ΣP_u = suma de las resistencias axiales requeridas de todas las columnas de un piso. aporten o no rigidez lateral. (kN)

Δ_{oh} = desplazamiento lateral relativo del piso considerado. (cm)

ΣH = suma de todas las fuerzas horizontales que producen Δ_{oh} . (kN)

L = altura del piso. (cm)

El factor **0,822** es la relación entre la fuerza de corte por radián de ángulo de desplome y la carga de pandeo para una columna con extremo superior desplazable y extremo inferior empotrado ($G = 0$). Este factor se aproxima a **1** para sistemas muy flexibles o sistemas con un gran porcentaje de columnas sin rigidez lateral.

El término:

$$(\Sigma P_u) \cdot \left(\frac{\Delta_{oh}}{(\Sigma H) \cdot L} \right)$$

es una constante para todas las columnas del piso rígidamente unidas.

El método implica que todas las columnas del piso tienen la misma altura L .

.- Para el método del pandeo de piso es aproximadamente:

$$k'_i = \sqrt{\frac{P_{ei}}{P_{ui}} \left(\frac{(\Sigma P_u)}{(\Sigma P_{e2})} \right)} \quad (4-22)$$

donde $[(\Sigma P_u) / (\Sigma P_{e2})]$ es constante para todas las columnas del piso rígidamente unidas.

(ΣP_{e2}) = suma de las cargas de Euler de las columnas que aportan rigidez lateral

Para el cálculo de P_{e2} para cada una de las columnas que aportan rigidez lateral con la fórmula (4-20) se pueden obtener los correspondientes k del nomograma para desplazamiento lateral permitido (Figura 4-16 (b)) realizando si correspondiera las correcciones por giros extremos de vigas no iguales e inelasticidad.

Este método se puede utilizar cuando las columnas del piso tienen distinta altura.

La resistencia nominal P_n para cada columna que aporta rigidez lateral calculada con el k' obtenido por cualquiera de los dos métodos dados, será menor o igual al P_n de la columna determinado con la hipótesis de modo de pandeo indesplazable. Esto para evitar la posible falla de una columna débil en el modo indesplazable.

Observaciones:

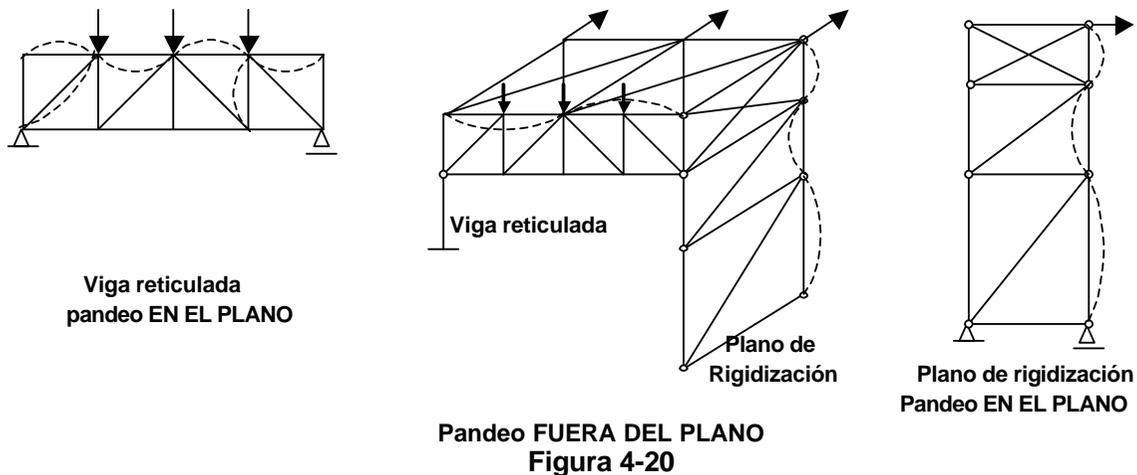
- Los factores de longitud efectiva k que son menores que 1 (Casos (a) y (b) de Tabla de **Figura 4-15** o valores obtenidos del nomograma para desplazamiento lateral impedido, **Figura 4-16(a)**) se basan en la hipótesis de que no hay movimiento relativo entre los extremos de la columna. Cuando el sistema de arriostramiento es dimensionado con las especificaciones de la Sección **C.3.** del CIRSOC 301-EL (que veremos en el Capítulo 11), resulta $k = 1$; por ello en esos casos no se usarán valores menores que 1, puesto que para el dimensionamiento del arriostramiento se ha supuesto un pequeño movimiento relativo entre los puntos arriostrados.
- Para aquellos pórticos con nudos parcialmente rígidos o articulados (Estructura del tipo **PR**) se deberá prestar especial atención en el cálculo del valor apropiado de G para determinar k a partir de los nomogramas de la **Figura 4-16**.
- En columnas supuestas como empotradas en su base se deberá verificar que el sistema de fundación sea lo suficientemente rígido como para que los giros de la base sean despreciables. Si ello no ocurre se deberá considerar el giro de la base en el análisis de la estructura. Para ello se adoptarán valores apropiados de rigidez rotacional cualquiera sea el método de análisis estructural utilizado.
- **Determinada la longitud de pandeo de la columna en el plano del pórtico, se debe obtener la correspondiente a la dirección ortogonal. En este plano la columna puede pertenecer a otro pórtico, a una triangulación o ser una ménsula empotrada en el suelo, por lo que la longitud de pandeo se determinará según corresponda. La resistencia de diseño a compresión axial de la columna será la correspondiente a la dirección para la cual la esbeltez reducida λ_c resulta mayor.**

4.5.2.- Reticulados. (Triangulaciones). (CIRSOC 301-EL, Sección C.2.3.)

Las triangulaciones mas comunes son las vigas reticuladas y los planos de rigidización o contraviento.

(**Figura 4-20**).

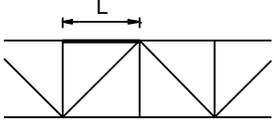
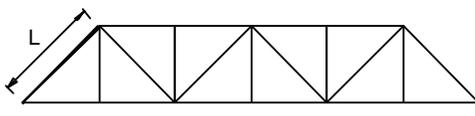
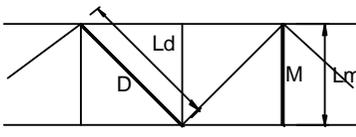
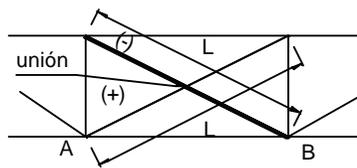
Pueden ser interiormente hiperestáticos (si los nudos son rígidos o semirígidos) o interiormente isostáticos (si los nudos son articulados o por la esbeltez relativa de las barras pueden considerarse como tales). Este aspecto lo veremos mas detalladamente en el **Capítulo 7** (Sección **7.8.**) correspondiente a vigas reticuladas.



Las barras comprimidas pueden pandear en el plano de la triangulación o fuera del plano de la misma. (**Figura 4-20**).

- **Triangulaciones interiormente isostáticas:**

(1) **Pandeo en el plano:** El factor de longitud efectiva **k** se determinará según lo indicado en el cuadro de la **Figura 4-21** con las observaciones correspondientes.

CASO	ELEMENTO CONSIDERADO	k
1		1,00
2		1,00
3		0,90 (1) (2)
	Barra de un solo angular	$\geq 1,00$ (3)
4		0,50

Observaciones a la Tabla:

- (1) Para uniones abulonadas deben colocarse como mínimo dos bulones. Si la unión tiene sólo un bulón se tomará **k=1,00**.
- (2) En casos particulares, y en función de la restricción de las uniones (por ejemplo ciertos casos de barras de tubos de sección circular o rectangular con uniones rígidas), podrá tomarse un valor menor para **k**, pero nunca menor a **0,75**, y siempre que se justifique por análisis estructural el valor adoptado.
- (3) Para barras de angular único unido a la chapa de nudo con dos bulones como mínimo o dos cordones de soldadura longitudinales, se podrá despreciar el efecto de la excentricidad y considerar sólo la fuerza axil tomando: **k=1** si $\lambda_c \geq 0,8$; **k=1,30** si $\lambda_c < 0,8$ siendo λ_c calculado con relación al radio de giro mínimo del angular.
Si la unión se realiza con un solo bulón deberá considerarse el momento debido a la excentricidad junto con la fuerza axil para el dimensionado de la barra, y se tomará **k=1,00**.

Figura 4-21

En cordones es conveniente tomar $k = 1$ aunque pueda haber alguna restricción al giro dada la influencia del pandeo del tramo contiguo. En diagonales y montantes interiores los nudos reales que no son articulaciones perfectas producen cierta restricción al giro por lo que puede tomarse $k < 1$. En general $k = 0,90$ aunque en algunos casos de uniones que resultan mas rígidas por la forma seccional de las barras y el diseño de la unión (Por ejemplo : tubos directamente unidos) puede tomarse un valor menor que deberá ser justificado en cada caso. Cuando las diagonales y montantes son angulares únicos de cierta rigidez la excentricidad generada en la unión produce momentos adicionales cuyo efecto puede ser considerado indirectamente con una mayor esbeltez efectiva para la barra.

En todos los casos la longitud L es la distancia entre articulaciones

(2) Pandeo fuera del plano:

(a) Cordones y diagonales extremas en vigas trapeciales:

- En general : $k = L_1 / L$
 con : $L_1 =$ distancia entre puntos no desplazables lateralmente por efecto del sistema de arriostramiento lateral.
 $L =$ longitud real de la barra. (distancia entre nudos).

Se deberá prestar especial atención cuando por efectos de alguna combinación de cargas resulten **comprimidos los cordones inferiores de las vigas reticuladas.**

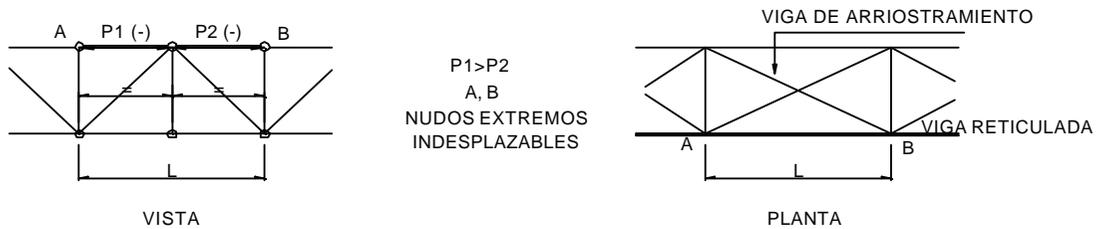


Figura 4-22

- En cordones continuos con distinta carga axil en sus tramos, si los nudos extremos son indesplazables lateralmente en ambas direcciones :

$$k = 0,75 + 0,25 P_2/P_1 \quad \text{con } P_1 > P_2 \quad (\text{Figura 4-22})$$

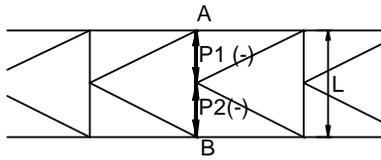
(b) Diagonales y montantes:

- Si los nudos extremos no se pueden desplazar lateralmente $k = 1$
- En montantes continuos con distinta carga axil en sus tramos, si los nudos extremos son indesplazables en ambas direcciones:

$$k = 0,75 + 0,25 P_2/P_1 \quad \text{con } P_1 > P_2 \quad (\text{Figura 4-23a})$$

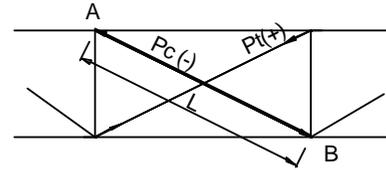
- En diagonales comprimidas, con nudos extremos indesplazables y unidas en su centro a una diagonal traccionada: (**Figura 4-23b**)

$$k = 1 - 0,75 P_c/P_1 \geq 0,5$$



$P1 > P2$
A, B nudos indesplazables

(a)



A, B nudos indesplazables

(b)

Figura 4-23

(c) En cordones, diagonales y montantes con un nudo extremo apoyado elásticamente en dirección perpendicular al plano del reticulado, o que formen parte de un pórtico transversal al plano del reticulado, el factor k se determinará por análisis estructural considerando la condición de apoyo y el comportamiento del pórtico del cual la barra forma parte.

• **Triangulaciones interiormente hiperestáticas.**

- (1) **Pandeo en el plano:** se determina el k por análisis estructural como si fuera un pórtico de nudos desplazables o indesplazables según corresponda. En vigas reticuladas se pueden considerar los nudos como indesplazables.
- (2) **Pandeo fuera del plano:** se determina el factor k se la misma forma que para triangulaciones interiormente isostáticas.

4.5.3.- Arcos.

En general deberá determinarse la deformada de pandeo por análisis estructural. Pueden darse valores aproximados para:

(a) **Pandeo en el plano del arco. Arcos simétricos de sección constante. (Figura 4-24).**

Para A y B fijos se obtiene de la Tabla de la **Figura 4-24** el factor k . Este se aplica sobre el semidesarrollo del arco L_s .

f/L	0,05	0,10	0,2	0,3	0,4	0,5
arco de 3 articulaciones $k =$	1,20	1,19	1,16	1,13	1,19	1,25
arco de 2 articulaciones $k =$	1,00	1,02	1,06	1,13	1,19	1,25
arco biempotrado $k =$	0,70	0,71	0,72	0,74	0,75	0,76

Figura 4-24

(b) Pandeo fuera del plano del arco.

Se deberá considerar la distancia entre puntos indesplazables lateralmente y que puedan asimismo tomar torsiones según el eje del arco. La distancia se medirá según el desarrollo del arco.

4.6.- BARRAS PRISMATICAS DE SECCION LLENA (maciza) SOMETIDAS A COMPRESIÓN CENTRADA. FORMAS SECCIONALES. ESBELTECES LIMITES. RESISTENCIA DE DISEÑO PARA PANDEO FLEXIONAL.

4.6.1.- Generalidades. Formas seccionales.

En las estructuras metálicas existen numerosos elementos estructurales sometidos a una fuerza de compresión, ya sea ella centrada, excéntrica o acompañada de fuerzas que producen flexión. Sólo en el primer caso existe compresión simple mientras que en las otras situaciones estamos en presencia de flexión compuesta. La compresión puede estar presente en elementos verticales (llamados genéricamente columnas), horizontales (llamados genéricamente vigas) o inclinados. También en barras de una viga de reticulado, etc. En el **Capítulo 8** veremos que para la verificación de una barra sometida a flexión compuesta es necesario conocer la resistencia de diseño a compresión centrada de la misma, por lo que, tanto en compresión simple como en compresión combinada con flexión, se debe determinar dicha resistencia.

Hemos visto en las secciones anteriores que un elemento comprimido falla fundamentalmente por inestabilidad y que ésta puede ser **global de la barra** o **local de un elemento** de la sección transversal.

En lo que sigue seguiremos en general los procedimientos y nomenclatura del Reglamento CIRSOC 301-EL. Estados límites.

La estabilidad global de la barra está controlada por la **esbeltez reducida** λ_c que en su forma más general se obtiene reemplazando en la Fórmula (4-11), **L** por **k.L** según lo dicho en la Sección 4.5. resultando :

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \cdot \left(\frac{k \cdot L}{r} \right) \quad (4-23)$$

k = factor de longitud efectiva determinado según **Sección 4.5**.

La inestabilidad local (como veremos más detalladamente en el **Capítulo 5**) según se dice en la **Sec-ción 5.5**. está controlada por la **relación ancho-espesor** de los elementos de la sección transversal.

En una barra axilmente comprimida todos los puntos de la sección transversal tienen la misma tensión y para que puedan alcanzar la tensión de fluencia antes de que algún elemento pandee localmente es necesario que la relación ancho-espesor de todos los elementos de la sección transversal sea menor o igual a λ_r , valor límite que depende de la forma seccional y que se da en la Tabla **B.5-1** que se transcribe en el **Capítulo 5**. Este hecho se expresa diciendo que la sección debe ser **compacta o no compacta**. Si en algún elemento de la sección transversal es superado el citado límite la sección **es con elementos esbeltos** y el pandeo local disminuye la capacidad de la barra frente a pandeo global.

Las dos posibles situaciones de inestabilidad definen las formas seccionales mas aptas para barras comprimidas axilmente. La relación radio de giro-área debe ser la mayor posible para un mejor aprovechamiento del material y siendo que la barra puede tener longitudes de pandeo distintas en las direcciones de los ejes principales, se debe buscar la mejor relación radio de giro-longitud de pandeo tendiendo a lograr igual esbeltez en ambas direcciones.

En principio para un mejor aprovechamiento del material resulta conveniente que la sección sea compacta o no compacta, aunque a veces para tener un mayor radio de giro efectivo resulta mejor una sección con elementos esbeltos donde la disminución de resistencia local (medida por el factor Q) queda compensada por la menor esbeltez global reducida λ_c .

Otro factor que muchas veces define la forma seccional es el tipo mas conveniente de unión extrema de la barra comprimida, lo que se relaciona con la forma de los elementos estructurales a los que se une y si la unión se realiza en taller o en obra. Se busca que la unión sea mas fácil de ejecutar, que consuma la menor cantidad de medios de unión, que transmita correctamente los esfuerzos y que genere la menor cantidad de tensiones secundarias.

En la **Figura 4-25** se indican formas seccionales llenas comúnmente utilizadas en estructuras metálicas.

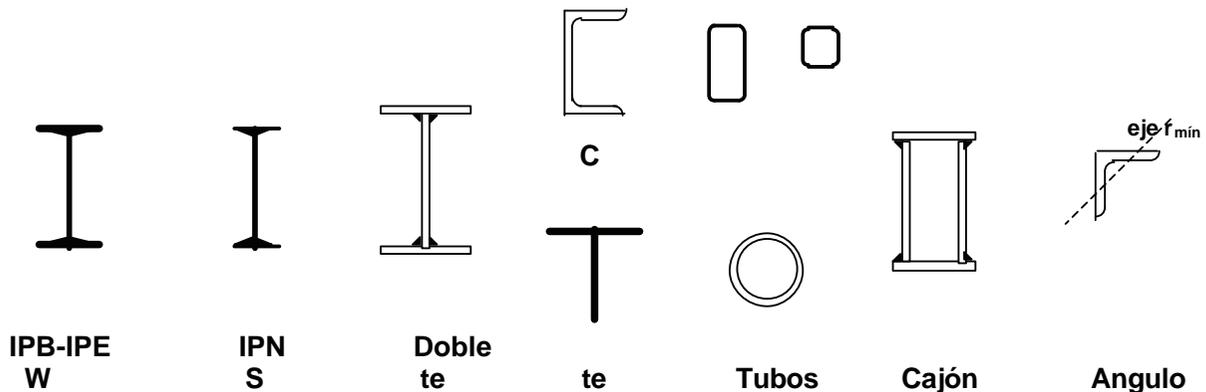


Figura 4-25

Salvo que exista mucha diferencia entre las longitudes de pandeo de ambas direcciones el perfil **W**, serie americana (y los IPE e IPB, serie europea) es mejor que el **S**, serie americana, (o perfil IPN, serie europea) o conviene una **doble te** soldada de gran espesor de ala. El **C** presenta generalmente excentricidades porque la carga se aplica en el alma y además hay mucha diferencia entre radios de giro en ambas direcciones principales. Para longitudes de pandeo similares es mejor el tubo cuadrado o circular. Este puede presentar dificultades en su unión extrema. El tubo rectangular o el cajón es muy apto para longitudes de pandeo grandes. El **te** se utiliza como cordón en vigas reticuladas. El ángulo único es poco recomendable salvo para cargas y longitudes de pandeo pequeñas porque pandeo según su eje principal de menor inercia con respecto al cual la relación radio de giro-peso es baja.

4.6.2.- Esbelteces límites.

El CIRSOC 301-EL fija como esbeltez límite para elementos comprimidos $k.L/r = 200$. (Sección B.7.). Esta limitación responde a razones de economía (esbelteces mayores dan tensiones críticas muy bajas), facilidad de manipulación de barras y para minimizar daños inadvertidos durante la fabricación, transporte y montaje que pueden dejar deformaciones iniciales mayores que las supuestas, lo que invalidaría las fórmulas de dimensionado.

4.6.3.- Resistencia de diseño para pandeo flexional.

El CIRSOC 301-EL para barras prismáticas (de sección llena y constante) sometidas a compresión axial da (Sección E.2.):

$$\text{Resistencia de diseño (kN)} \quad R_d = \phi_c \cdot P_n \quad \phi_c = 0,85 \quad (4-24)$$

La Resistencia Nominal P_n (kN) para pandeo flexional es (ver fórmula 4-16):

$$P_n = A_g \cdot F_{cr} \cdot (10^{-1}) \quad (4-25)$$

A_g = área bruta de la sección transversal. (cm²)

F_{cr} = tensión crítica. (MPa)

La tensión crítica es:

- para **secciones compactas y no compactas** ($Q = 1$) (Sección E.2.)

Si: $\lambda_c \leq 1,5$ $F_{cr} = 0,658 \lambda_c^2 \cdot F_y$ (4-26a)

Si: $\lambda_c > 1,5$ $F_{cr} = \left[\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right] \cdot F_y$ (4-26b)

- para **secciones con elementos esbeltos** ($Q < 1$) (Apéndice B, Sección A-B.5.3.d.)

Si $\sqrt{Q} \cdot \lambda_c \leq 1,5$ $F_{cr} = Q \cdot \left(0,658 \alpha \lambda_c^2 \right) \cdot F_y$ (4-27a)

Si $\sqrt{Q} \cdot \lambda_c > 1,5$ $F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c^2} \right) \cdot F_y$ (4-27b)

siendo:

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \cdot \left(\frac{k \cdot L}{r} \right)$$

k = factor de longitud efectiva en la dirección de pandeo .

L = longitud real de la barra no arriostrada lateralmente en la dirección de pandeo .(cm)

r = radio de giro de la sección con respecto al eje de pandeo. Se determinará con el **momento de inercia y el área de la sección bruta**.(cm)

Q = factor de reducción por pandeo local. (ver **Capítulo 5**; Sección 5.5.3.)

F_y = tensión de fluencia mínima del acero .(MPa)

La resistencia de diseño de la barra resultará de la dirección de pandeo que tenga la menor tensión crítica o sea la de mayor λ_c .

- De acuerdo a lo dicho en las **Secciones 1.4.2** (Página 24) y **4.3.3.(C)** (Página 108) quedan **excluidas del Reglamento CIRSOC 301-EL** :
 - Las barras comprimidas de secciones de chapa doblada o conformada en frío excepto los tubos con costura de sección circular.
 - Las barras de elementos estructurales reticulados de tubos de acero con costura de pared delgada.
 - Las barras armadas con cordones y/o diagonales de barras de sección circular maciza. (estructuras de hierro redondo o filigrana)

El dimensionamiento para este tipo de barras en estado limite será cubierto por los siguientes Reglamentos:

- Elementos Estructurales con tubos de acero con costura y sin costura, y con sección transversal circular, rectangular o cuadrada. Uniones directas entre tubos: CIRSOC 302-EL
- Elementos estructurales de sección abierta de chapa conformada en frío: CIRSOC 303-EL
- Elementos estructurales con barras de acero de sección circular maciza: CIRSOC 308-EL

que reemplazarán a la Recomendación CIRSOC 303 (Edición Agosto de 1991) que plantea un dimensionamiento por tensiones admisibles.

Para el caso (c), o sea **barras macizas de sección circular comprimidas** se ha propuesto en el CIRSOC 308 utilizar una curva tomada del **EUROCODE 3** dada en la Sección **4.3.3.(c) (A)** (Fórmulas **(4-12)**, **(4-13)**, **(4-14)**) (Página 103). Es la **curva c** determinada para una deformación inicial mayor que la de la curva única del CIRSOC 301-EL. Resulta:

En la Sección **12.1.10.1.-** del Capítulo **12** (Página 359) se desarrollan las expresiones para determinar las tensiones críticas para las barras de sección circular maciza.

- El **dimensionado** de una barra axialmente comprimida no es directo.

Se puede partir de un λ_c deseado y la hipótesis de **sección compacta o no compacta**. Con ello de las **(4-26a)** ó **(4-26b)** según corresponda, se obtiene el F_{cr} . Con la condición $R_d = R_u$ (**resistencia requerida**) de las **(4-24)** y **(4-25)** se obtiene A_g **necesaria**. Se busca una sección compacta o no compacta con esa área, cuyo radio de giro correspondiente, en relación al $k.L$ de la dirección de pandeo dominante, dé el λ_c supuesto. Si esto no se puede repetir el proceso iterativamente. (ver Ejemplo de Aplicación **4/5-3 (A)**)

Si se elige una sección **con elementos esbeltos**, se debe partir además de un supuesto λ_c , de un Q supuesto. Con las **(4-27a)** y **(4-27b)** obtener la tensión crítica y de allí la sección bruta. Luego se deben verificar los Q y λ_c supuestos. Generalmente esto no ocurre y se debe iterar varias veces. (ver Ejemplos de Aplicación).

4.7.- PANDEO TORSIONAL Y FLEXOTORSIONAL. (CIRSOC 301-EL, Capítulo E, Sección E.3. y Apéndice E, Sección A-E.3.)

La inestabilidad por flexión (pandeo flexional) estudiada en las **Secciones 4.3., 4.4. y 4.6** es un caso particular del pandeo general de una barra recta axialmente comprimida.

La sección transversal de una barra simple puede ser doblemente simétrica o de simetría puntual, simplemente simétrica o asimétrica. Este último caso sólo excepcionalmente ocurre en estructuras metálicas por lo que analizaremos sólo los dos primeros.

(a) Secciones doblemente simétricas o de simetría puntual.

En estas secciones el centro de corte **CC** coincide con el centro de gravedad **G**. (**Figura 4-26**). Las posibilidades de movimiento en el plano del punto **G** (donde está aplicada la carga axial) **para salir de su posición de equilibrio son tres**. Desplazamiento según **x**, desplazamiento según **y**, o rotación. Los desplazamientos generan flexión y la rotación torsión. Los movimientos son independientes entre sí y también lo son las sollicitaciones internas y externas y las ecuaciones de equilibrio que resultan.

La barra en consecuencia puede hacerse inestable por:

- pandeo flexional según x**
- pandeo flexional según y**
- pandeo torsional puro**

Las cargas críticas serán las correspondientes soluciones de las ecuaciones independientes. Cada posible modo de pandeo tendrá su carga crítica y **la de la columna será la menor de ellas**.

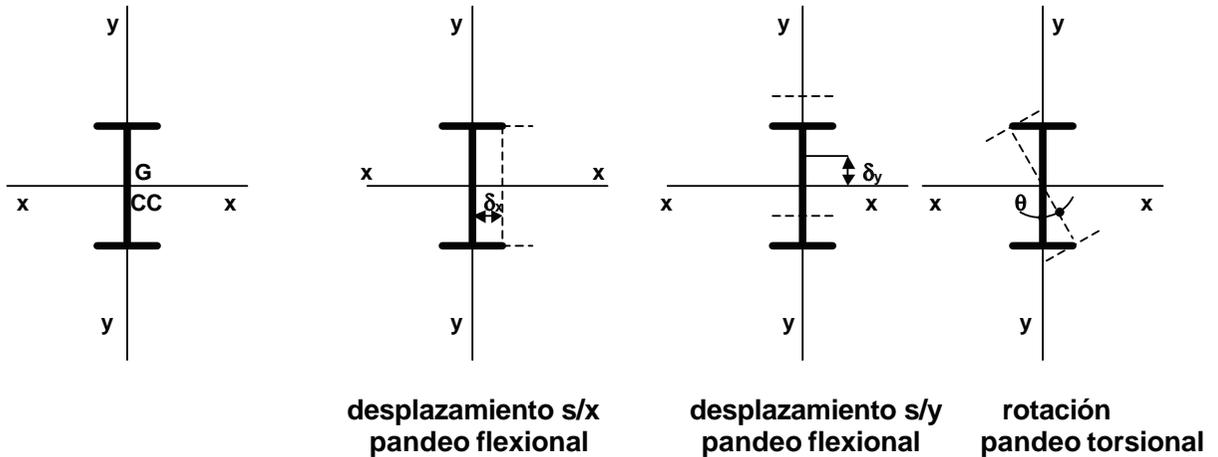


Figura 4-26

La carga crítica a pandeo flexional como hemos visto está relacionada con la rigidez flexional **E.I.** La menor carga crítica (a igualdad de luz de pandeo) se dará alrededor del eje con respecto al cual el radio de giro **r** de la sección sea menor.

La carga crítica a pandeo torsional está relacionada con los parámetros que influyen sobre la resistencia a torsión de una sección. Son ellos:

E = módulo de elasticidad longitudinal. (MPa)

G = módulo de elasticidad transversal. (MPa)

J = módulo de torsión. (cm⁴)

C_w = módulo de alabeo. (cm⁶)

I_x + I_y = momento de inercia polar = suma de momentos de inercia según ejes **x** e **y**. (cm⁴)

La Resistencia de diseño a pandeo torsional (kN) es:

$$R_d = \phi_c \cdot P_n \quad \text{con } \phi_c = 0,85$$

La Resistencia nominal

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10^{-1}) \quad (4-33)$$

La tensión crítica a pandeo torsional **F_{cr}** se obtiene con las mismas fórmulas de la tensión crítica a pandeo flexional **F_{cr}** (4-27a y 4-27b) pero utilizando una esbeltez reducida

$$\lambda_c = \lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (4-34)$$

siendo **F_e** la tensión crítica elástica de pandeo torsional

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_z \cdot L_t)^2} + G \cdot J \right] \cdot \frac{1}{I_x + I_y} \quad (4-35)$$

k_z = factor de longitud efectiva para pandeo torsional. **k_z=1** si los extremos de la barra tienen la torsión

impedida y el alabeo libre.

L_t = longitud no arriostrada para torsión.(cm)

Las expresiones anteriores fueron en principio deducidas para el campo elástico (**E = cte**) y con el uso de la esbeltez reducida son extendidas al campo inelástico.

(b) Secciones con un eje de simetría (simplemente simétricas).

En estas secciones centro de corte **CC** y centro de gravedad **G** no coinciden. (Figura 4-27). A excepción que el desplazamiento se haga según la recta que une **G** y el **CC**, con un desplazamiento en cualquier otra dirección aparece una rotación simultánea. Asimismo toda rotación aplicada produce un desplazamiento simultáneo. Dichos movimientos, las solicitaciones internas y externas, y las ecuaciones de equilibrio resultantes **no son independientes** a excepción del caso citado.

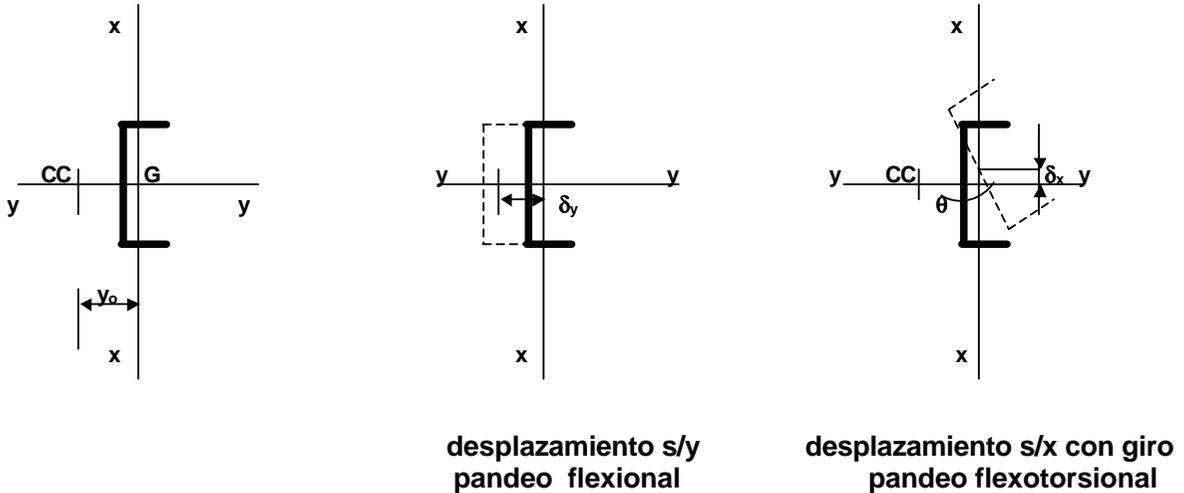


Figura 4-27

En consecuencia la barra puede hacerse inestable:

- (a) **por pandeo flexional** alrededor del eje normal a la dirección que une **G** y **CC** (pandeo flexional según **y**)
- (b) **por pandeo flexotorsional** (Pandeo por flexión y torsión) en cualquier otra dirección que no sea la anteriormente dicha.

La carga crítica de la barra será la menor de las resistencias de diseño a pandeo flexional o a pandeo flexotorsional.

La carga crítica a pandeo flexotorsional está relacionada con los parámetros que inciden sobre la resistencia a flexión y a torsión.

La Resistencia de diseño a pandeo flexotorsional es: $R_d = \phi_c \cdot P_n$ $\phi_c = 0,85$
 La Resistencia nominal $P_n = F_{crft} \cdot A_g \cdot (10^{-1})$

La tensión crítica a pandeo flexotorsional F_{crft} se obtiene con las mismas fórmulas de la tensión crítica a pandeo flexional F_{cr} (4-27a) y (4-27b) pero utilizando una esbeltez reducida :

$$\lambda_c = \lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

siendo F_e la tensión crítica elástica de pandeo flexotorsional

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{ey} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \tag{4-36}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \right)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(k_y \cdot \frac{L}{r_y} \right)^2}$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_z \cdot L)^2} + G \cdot J \right] \cdot \frac{1}{A \cdot \bar{r}_o^2}$$

donde:

y = el eje de simetría.

x_o, y_o = coordenadas del centro de corte con respecto al centro de gravedad. (cm)

A = área de la sección transversal de la barra. (cm²)

r_x, r_y = radios de giro respecto de los ejes principales x e y . (cm)

L = longitud real no arriostrada para el correspondiente modo y eje de pandeo. (cm)

—

r_o = Radio de giro polar respecto del centro de corte. (cm)

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{(I_x + I_y)}{A}$$

k_x, k_y = factores de longitud efectiva para pandeo flexional según los ejes respectivos.

k_z = factor de longitud efectiva para pandeo torsional. $k_z=1$ si los extremos de la barra tienen la torsión impedida y el alabeo libre.

Para secciones **te** y **doble ángulo en contacto continuo (Figura 4-28)** que sean compactas y no compactas ($Q = 1$) se puede determinar la Resistencia de diseño en forma aproximada de manera mas simple con las siguientes expresiones (Galambos, 1991) (CIRSOC 301-EL, Sección E.3.):



Figura 4-28

$$R_d = \phi_c \cdot P_n \quad \phi_c = 0,85 \quad P_n = A_g \cdot F_{crtf} \cdot (10^{-1})$$

$$F_{crtf} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (4-37)$$

Donde:

F_{crtf} en MPa.

$$F_{crz} = \frac{G \cdot J}{A \cdot \bar{r}_o^2}$$

El eje y es el eje de simetría por lo que $x_o = 0$

F_{cry} es la tensión crítica a pandeo flexional alrededor del eje y obtenida con la fórmula correspondiente con:

$$\lambda_c = \frac{k_y \cdot L_y}{r_y \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

(c) secciones asimétricas.

Para la Resistencia de diseño se usan las mismas fórmulas del caso anterior con la tensión crítica elástica para pandeo flexotorsional F_e dada por la menor de las raíces de la siguiente ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex}) \cdot (F_e - F_{ey}) \cdot (F_e - F_{ez}) - F_e^2 \cdot (F_e - F_{ey}) \cdot \left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2 \cdot (F_e - F_{ex}) \cdot \left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0 \quad (4-38)$$

con los mismos términos ya definidos y:

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(k_x \cdot \frac{L_x}{r_x}\right)^2}$$

Observaciones generales:

La carga crítica por pandeo torsional y pandeo flexotorsional en general sólo es determinante en aquellas secciones con poca rigidez a torsión (secciones abiertas con elementos de pequeño espesor).

En los perfiles laminados en caliente del tipo W, S o C generalmente es determinante el pandeo flexional, aún cuando por las condiciones de vínculo la longitud de pandeo correspondiente al eje débil sea mucho menor que la del eje fuerte, en razón de la relación entre los radios de giro y de su rigidez a torsión.

Puede ser determinante el pandeo torsional en secciones de simetría puntual (secciones en cruz) o armadas abiertas doblemente simétricas y cortas.

En secciones te o armadas de simple simetría bajo ciertas condiciones de vínculo puede mandar la falla por flexotorsión.

En secciones de ángulo simple laminadas con $Q = 1$ el pandeo flexotorsional sólo es relevante en barras relativamente cortas, pero según se ha demostrado (Galambos, 1991) el error cometido al considerar sólo la falla por flexión es despreciable.

En ángulos de elementos esbeltos ($Q < 1$) generalmente es determinante el pandeo local. El pandeo flexotorsional puede ser determinante en secciones ángulo no rectas ($\alpha < 90^\circ$) obtenidas por doblado como por ejemplo las utilizadas en antenas armadas de sección triangular.

4.8.- COLUMNAS ARMADAS.

4.8.1. Generalidades. Formas seccionales.

Si tenemos columnas largas o con mucha carga las secciones laminadas macizas pueden ser insuficientes. En esos casos resulta necesario :

(a) Suministrar una sección suficientemente grande imposible de lograr con los perfiles laminados disponibles.

(b) Tener un radio de giro suficientemente grande lo que no se consigue con las secciones laminadas disponibles o lo que implica el uso de perfiles de área excesiva en relación a las cargas requeridas.

También hay situaciones donde resultan convenientes formas seccionales y determinadas dimensiones para facilitar la unión de la columna con otros elementos estructurales y no existen perfiles laminados que cumplan dichas condiciones.

En todos esos casos es necesario recurrir a las **columnas armadas** que están formadas por

(a) dos o más barras (o conjunto de barras) longitudinales, llamados cordones, unidas entre ellas a intervalos mediante conectores, celosías planas, presillas, combinación de celosías y presillas o platabandas laterales continuas perforadas.

(b) barras y chapas planas longitudinales unidas entre ellas a intervalos regulares con conectores.

Se pueden clasificar las columnas armadas en grupos según lo hace el CIRSOC 301-EL (Sección E.4.1.)(Figura 4-29).

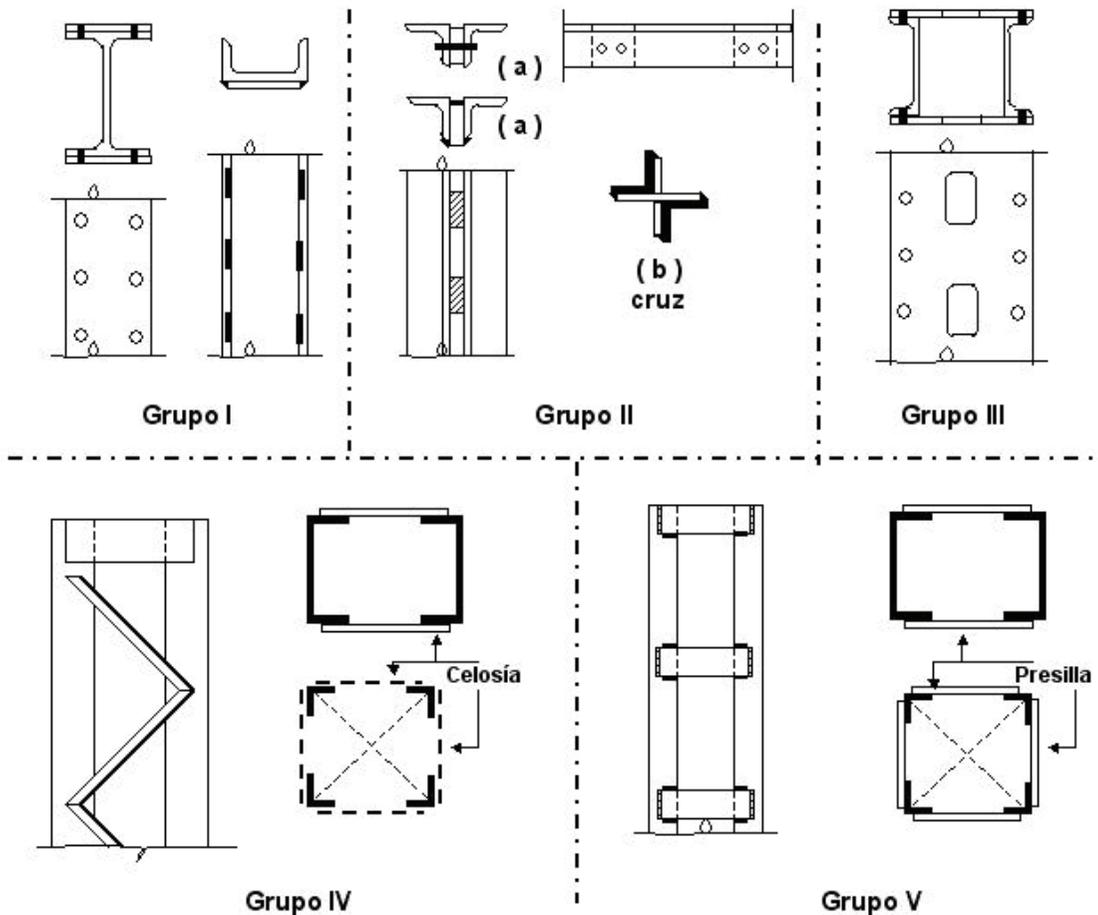


Figura 4-29

En general la forma debe permitir facilidad de fabricación, unión extrema y mantenimiento. Las columnas armadas consumen mano de obra y medios de unión por lo que se justifica su utilización cuando por las condiciones apuntadas no es posible el uso de perfiles laminados.

La función de los conectores, celosías, presillas y platabandas perforadas es:

- (a) Mantener en posición los cordones;
- (b) soportar lateralmente a los cordones en los puntos de conexión cuando aquellos tratan de pandear entre dichos puntos;
- (c) transmitir o resistir (reemplazando al alma de una sección maciza) el cortante originado por el pandeo global de la columna.

Deben asegurar el mantener un comportamiento conjunto de las barras componentes frente al pandeo o la flexión en el plano de las celosías, presillas o platabandas.

Analizaremos los distintos tipos de columnas armadas según el CIRSOC 301-EL. (Sección E.4.1.)

Grupo I: Los cordones (perfiles y/o chapas planas) están en contacto continuo y unidos en forma discontinua por conectores (bulones o cordones de soldadura). Este tipo es especialmente apto para cargas importantes y con diferente longitudes de pandeo en ambas direcciones.

Grupo II: Los cordones están unidos por forros discontinuos **de pequeño espesor**. Las barras armadas de este grupo son generalmente utilizadas en cordones y barras de vigas reticuladas. En el caso (a) se consiguen radios de giro similares en ambas direcciones y en el caso (b) de angulares en cruz se obtiene una buena relación peso-radio de giro. En cordones suelen usarse dos perfiles U.

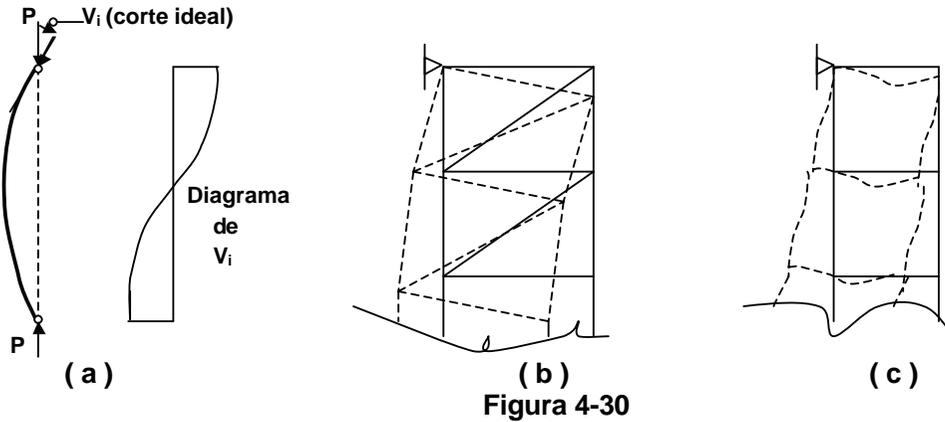
Grupo III : Los cordones están unidos por platabandas laterales continuas perforadas. Se consigue una buena rigidez en la dirección paralela a las platabandas por la rigidez de éstas frente al cortante. Se puede sumar al área de los cordones el área neta de las platabandas. Las perforaciones se hacen para tener acceso para mantenimiento (limpieza y repintado de las superficies internas) y para eventuales drenajes interiores. Es un tipo de columna poco usada en nuestro medio.

Grupo IV : Los cordones están unidos por celosías planas. Estas celosías pueden tener distinto dibujo y estar formadas por angulares (lo más común en nuestro medio) o planchuelas planas. La celosía se une a los cordones por bulones o soldadura. Resisten el cortante generado por el pandeo global o por cargas exteriores por acción de viga reticulada. Las columnas con dos o más celosías en una dirección son una buena solución para cargas importantes y gran longitud de pandeo en esa dirección. Con una celosía, aptas para cargas pequeñas. Las que tienen cuatro ángulos con celosías en ambas direcciones son una buena solución para columnas largas y con cargas no muy grandes por el importante radio de giro que se puede conseguir con poca sección de los cordones.

Grupo V : Los cordones están unidos por presillas (chapas planas) a intervalos regulares. Como veremos mas adelante resultan más flexibles que las del Grupo IV por resistir al cortante con el mecanismo de pórtico, menos eficaz que el de viga reticulada, y por ende no son aptas para cargas importantes.

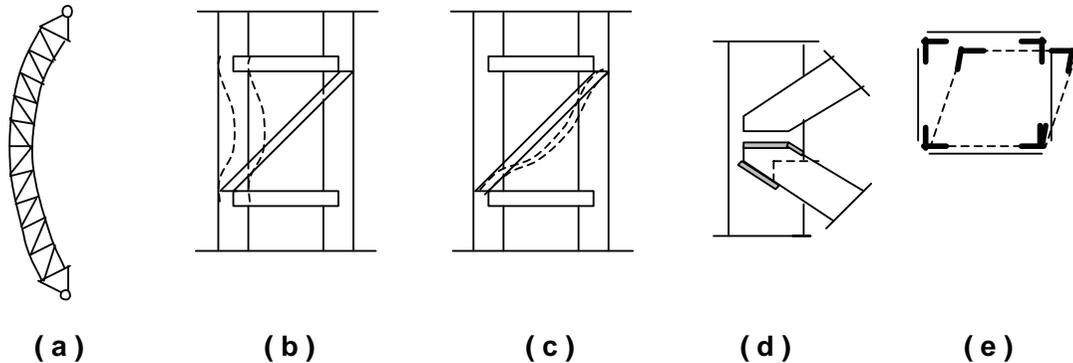
4.8.2.- Comportamiento de las columnas armadas sometidas a compresión axial.

Cuando una columna pandea flexionalmente aparece una fuerza cortante V_i . (Figura 4-30 (a)).



En las columnas de sección maciza este esfuerzo cortante (que llamaremos **corte ideal**) al actuar sobre el alma llena de las secciones no tiene prácticamente influencia sobre la deformación y por lo tanto puede suponerse que la deformada es sólo función del momento externo $P \cdot y$ (Teoría de Euler; Fórmulas (4-1) a (4-5)). En las columnas armadas no es posible dicha hipótesis porque el alma es abierta. Los elementos de conexión entre los cordones deben transmitir la fuerza rasante y se deforman. La deformación por cortante incide sobre la deformación de la columna y debe ser tenida en cuenta en el análisis del comportamiento de ella frente al pandeo flexional. Su incidencia depende de la rigidez a corte del elemento de conexión entre los cordones. En las columnas del Grupo IV, por ejemplo, las celosías funcionan con el esquema de viga reticulada (Figura 4-30(b)) menos deformable que el esquema de viga Vierendel (pórtico) con que funcionan las columnas del Grupo V (Figura 4-30(c)).

Las posibles fallas de una columna armada son : (Figura 4-31; se representa una columna del Grupo IV)



- (a) Pandeo global de la columna actuando como un conjunto.
- (b) Pandeo local de un tramo del cordón.
- (c) Falla del elemento de conexión.
- (d) Falla de los medios de unión de la conexión a los cordones.
- (e) En el caso de las columnas de los Grupos IV y V distorsión de la sección transversal.

Analizaremos los distintos modos de falla y las maneras de considerarlos.

(a) Pandeo global de la columna: En la medida que la columna armada se comporta como una unidad el fenómeno de pandeo es similar al de las columnas de alma llena. La diferencia es la influencia de la deformación por corte. Este efecto se puede considerar con una **esbeltez ideal o modificada** (λ_m) mayor que la esbeltez efectiva real λ ($\lambda = k.L / r$) siendo r el radio de giro con respecto al eje de pandeo de la sección considerada como rígida. La esbeltez ideal debe ser considerada para el pandeo en el plano donde existan conexiones entre los cordones. El incremento de esbeltez está en función de la rigidez de la conexión que puede ser medida por una **esbeltez local** λ_1 . Para que la columna se comporte como una unidad al pandear es necesario que los cordones estén conectados en otros puntos intermedios que no sean el centro de la columna, por lo que deben existir entre apoyos **al menos dos conexiones**.

(b) Pandeo local (pandeo de un cordón): Para garantizar que no falle por pandeo un tramo de cordón pueden seguirse dos caminos para columnas con carga axil: **(1)** Dar al tramo de cordón una esbeltez menor que la esbeltez ideal del conjunto con lo que se asegura que ocurre primero el pandeo global. **(2)** Verificar el tramo de cordón con las solicitaciones requeridas que genera la condición de pandeo global.

(c) Falla del elemento de conexión: Se deberá verificar en las columnas de los Grupos IV y V que la conexión (barras de la celosía, presillas) no falle por las solicitaciones requeridas generadas por el corte ideal **V** al pandear globalmente de manera de asegurar que la columna se comporte como una unidad hasta después que haya pandeado.

(d) Falla de los medios de unión: En las Columnas de los Grupos I, II y III los elementos de conexión (bulones, cordones de soldadura) y en las columnas de los Grupos IV y V los medios de unión de las barras de celosía y presillas con los cordones, deberán ser verificados bajo las solicitaciones requeridas generadas por el corte ideal **V**.

(e) Distorsión de la sección : En Grupos IV y V se debe garantizar que no se produzca la distorsión de la sección. Se puede evitar colocando arriostramientos transversales (como los indicados en la **Figura 4-29**) o diafragmas rígidos, ubicados en los extremos y en algunos puntos intermedios de la columna.

Es en base a lo anterior que se dan las especificaciones por las distintas normas reglamentarias. La especificación AISC-LRFD/99 base del CIRSOC 301-EL no incluye especificaciones para el **Grupo V**. Además para el **Grupo IV** las limitaciones en el dibujo de las celosías consideradas (solamente diagonales simples y dobles) y para el ángulo entre diagonales y cordones (mayor o igual a 60° o 45° respectivamente) reducen su aplicabilidad para nuestro medio, resultando columnas muy rígidas. Es por ello que en el CIRSOC 301-EL en el Capítulo E, Sección E.4. se han adoptado las especificaciones de la citada norma base y en el Apéndice E, Sección A-E.4. se ha incorporado un método alternativo para columnas armadas del **Grupo IV** y para columnas armadas del **Grupo V**.

4.8.3.- Método de proyecto y cálculo de COLUMNAS DE GRUPOS I a IV sometidas a compresión axil según CAPÍTULO E (Sección E.4.) del CIRSOC 301-EL.

Se dimensiona para el **pandeo global** con las fórmulas generales para columnas macizas (**Fórmulas 4-24 a 4-27** y las indicadas en la **Sección 4.7. (a), (b) y (c)** según corresponda) pero utilizando la **esbeltez modificada o ideal** $\lambda_m [= (k.L/r)_m]$ en lugar de la esbeltez $\lambda (= k.L/r)$.

La seguridad a **pandeo local** queda garantizada con la exigencia fijada a la esbeltez local de ser menor que la esbeltez global gobernante. La proporción depende del Grupo al que pertenece la columna.

En las páginas siguientes se transcriben las Secciones E.4.2 y E.4.3. del CIRSOC 301-EL. (títulos en letra itálica). En las referencias a Capítulos del Reglamento se indican las Secciones de este libro en las que se trata el tema o las fórmulas aplicables. (en negrita)

E.4.2.- Resistencia de diseño a compresión axial

La Resistencia de diseño de barras armadas comprimidas de los grupos **I**, **II**, **III** y **IV**, será determinada de acuerdo a lo especificado en la Sección **E.2. (Sección 4.6.3.)** y en la Sección **E.3. (Sección 4.7.)**, con las siguientes modificaciones:

Si el modo de pandeo implica deformaciones relativas que producen esfuerzos de corte en los elementos que unen las barras individuales (pasadores, cordones de soldadura, celosías o platabandas perforadas), la relación $\frac{k \cdot L}{r}$ será reemplazada por $\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m$ determinada por las expresiones siguientes:

- a) Para uniones intermedias ejecutadas con bulones en uniones con ajuste sin juego

$$\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (\text{E.4-1})(4-38)$$

- b) Para uniones intermedias soldadas o ejecutadas con bulones en uniones pretensadas o de deslizamiento crítico:

$$\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0^2 + 0,82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \quad (\text{E.4-2})(4-39)$$

donde:

$\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_0$ = esbeltez de la columna armada actuando como una unidad.

$\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m$ = esbeltez modificada de la columna armada. (λ_m)

$\frac{a}{r_i}$ = mayor esbeltez de una barra componente.

$\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)$ = esbeltez de una barra componente relativa a su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo.

a = distancia entre: conectores consecutivos (Grupo I); ejes de forros (Grupo II); centros de agujeros consecutivos (Grupo III); nudos de la celosía (Grupo IV).(cm)

r_i = radio de giro mínimo de una barra componente.(cm)

r_{ib} = radio de giro de una barra componente respecto a su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo analizado de la barra armada.(cm)

α = relación de separación = $\frac{h}{2r_{ib}}$

h = distancia entre centros de gravedad de las barras (o conjuntos de barras) medida perpendicularmente al eje de pandeo analizado de la barra armada.(cm)

E.4.3.- Especificaciones particulares y constructivas

E.4.3.1.- Grupo I : (Figura E.4-2)

- (1) En los extremos de las barras armadas, apoyadas en placas o superficies laminadas, todos los elementos en contacto se unirán entre sí con bulones en unión del tipo de deslizamiento crítico o cordones de soldadura. Si la unión es abulonada, se extenderá en una distancia igual a 1,5 veces el ancho máximo de la barra armada y el paso longitudinal de los bulones será menor o igual a 4 diámetros. Si la unión es soldada, la longitud de los cordones de soldadura será mayor o igual al ancho máximo de la barra armada. Se deberán cumplir asimismo las especificaciones de la Sección **J.1.4.**
- (2) A lo largo de la barra armada, entre las uniones extremas anteriormente indicadas, se dispondrán soldaduras discontinuas, bulones o remaches con las dimensiones y separación necesaria para transmitir las solicitaciones requeridas resultantes de un esfuerzo de corte ideal $V = 0,02 \phi_c \cdot P_n$
Si se realizan empalmes en los cordones, ellos cumplirán las especificaciones de la Sección **J.7. (Sección 4.10., Página 154)**
- (3) La distancia "a" entre uniones será tal que la relación de esbeltez a/r_i de cada uno de los elementos resultantes entre uniones, sea menor o igual que $\frac{3}{4}$ de la relación de esbeltez gobernante de la barra armada. Para el cálculo de la relación de esbeltez de los elementos resultantes se usará el radio de giro mínimo r_i .
- (4) Cuando los elementos en contacto sean una placa y un perfil, o dos placas, además de lo establecido en el punto anterior, la distancia "a" entre uniones con bulones respetará lo especificado en la Sección **J.3.5.** (Capítulo 2, **Sección 2.2.2.5.(B)**, Página 48), en relación a la agresividad del ambiente, al tipo de acero y a su protección.
- (5) Cuando alguno de los componentes de los cordones de la barra armada sea una chapa externa, la máxima distancia entre uniones "a" (sobre una línea) (cm) será:

- Si los bulones, remaches o soldaduras discontinuas están en línea

$$a \leq 335 \cdot \frac{t}{\sqrt{F_y}} \quad \text{ó} \quad a \leq 30 \text{ cm}$$

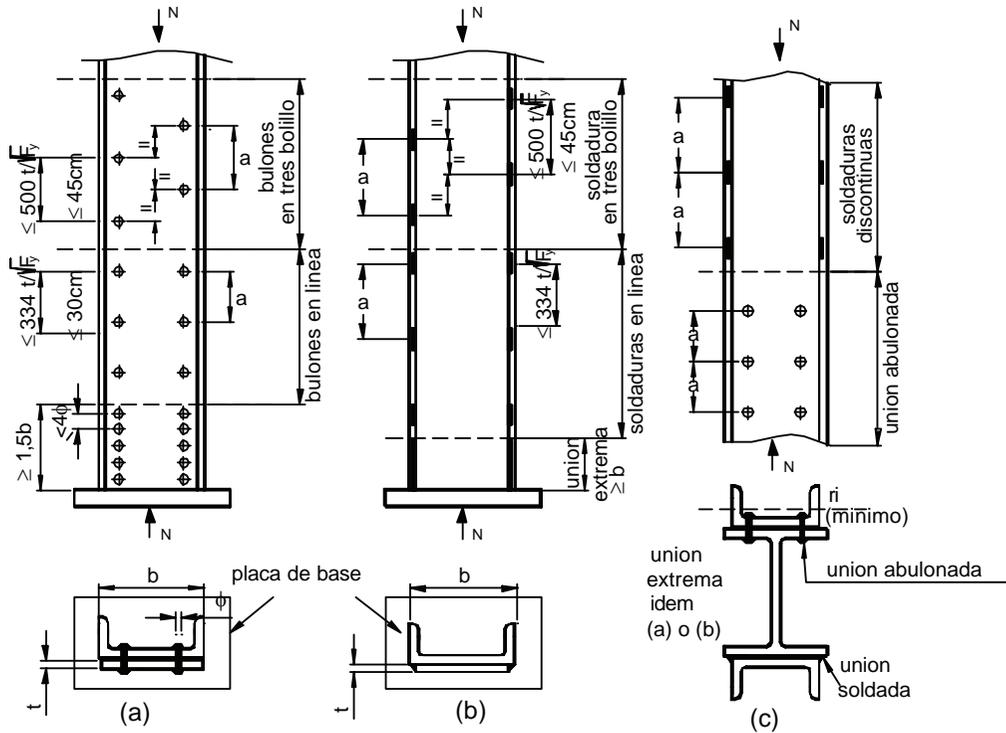
- Si los bulones, remaches o soldaduras discontinuas están en tres-bolillo

$$a \leq 500 \cdot \frac{t}{\sqrt{F_y}} \quad \text{ó} \quad a \leq 45 \text{ cm}$$

Siendo:

t = el menor espesor de las chapas externas.(cm)

F_y = tensión de fluencia mínima especificada (MPa)



$$\left(\frac{a}{r_i}\right)_{\text{local}} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_{\text{global}}$$

Figura E.4-2
Barras armadas del Grupo I

E.4.3.2.- Grupo II : (Figura E.4-3)

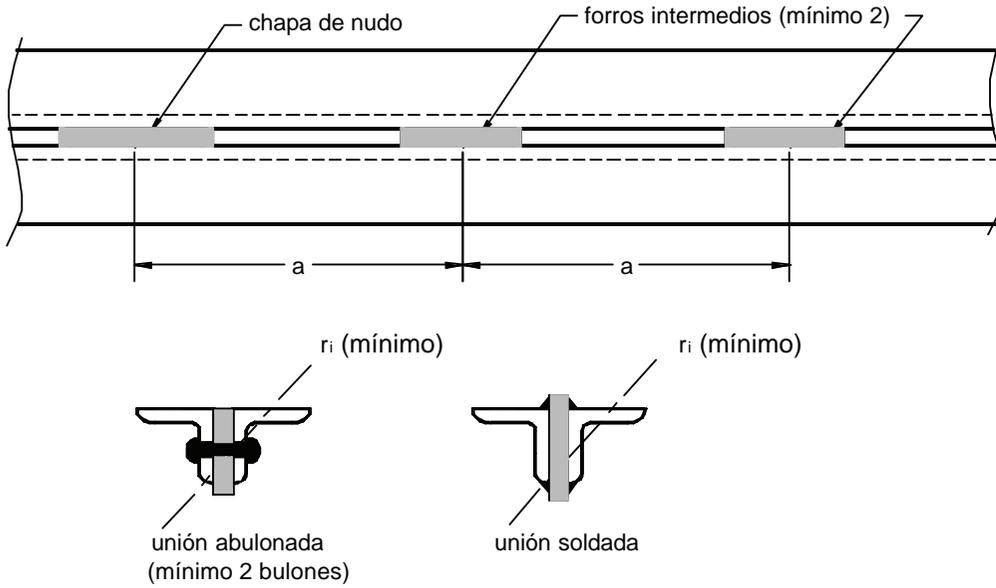
- (1) Los bulones, remaches o cordones de soldadura que unan los cordones de la barra armada a las chapas de nudo o a los forros intermedios deberán ser dimensionados para transmitir las solicitaciones requeridas resultantes de un esfuerzo de corte ideal:

$$V = 0,02\phi_c \cdot P_n$$

En uniones abulonadas o remachadas, se colocarán como mínimo dos bulones o remaches por forro.

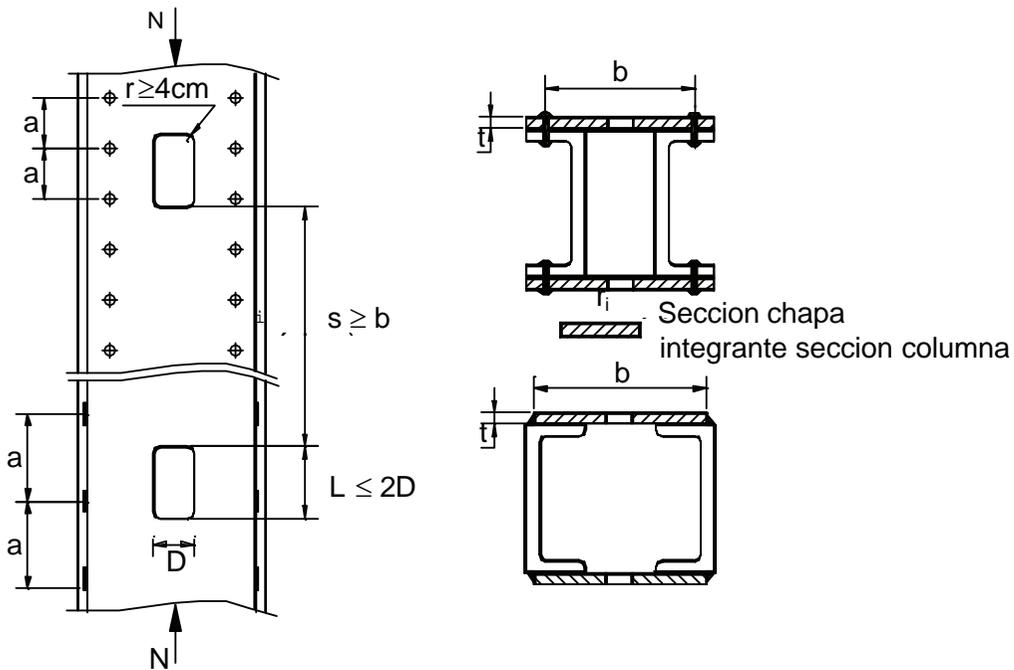
Si se realizan empalmes en los cordones, ellos cumplirán las especificaciones de la Sección **J.7. (Sección 4.10., Página 154)**

- (2) Se dispondrán como mínimo dos forros intermedios igualmente distanciados entre puntos fijos para desplazamiento lateral (normal al eje libre).
- (3) La distancia "a" entre forros o entre éstos y chapas de nudo será tal que la relación de esbeltez a/r_i de cada uno de los elementos resultantes sea menor o igual que $\frac{3}{4}$ de la relación de esbeltez gobernante de la barra armada. Para el cálculo de la relación de esbeltez de los elementos resultantes se usará el radio de giro mínimo " r_i ".
- (4) Si la columna se apoya en sus extremos en placas o superficies laminadas las uniones en los forros extremos cumplirán lo especificado para barras armadas del Grupo I, punto (1), Sección **E.4.3.1.**



$$\left(\frac{a}{r_i}\right)_{\text{local}} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_{\text{global}}$$

Figura E.4-3 (Barras armadas del Grupo II)



$$\left(\frac{a}{r_i}\right)_{\text{local}} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_{\text{global}}$$

Figura E.4-4 (Barras armadas del Grupo III)

E.4.3.3.- Grupo III : (Figura E.4-4)

- (1) El ancho de platabanda lateral comprendido entre la línea de uniones (bulones, remaches o soldadura discontinua) y el borde de los agujeros de acceso podrá ser considerado como parte de la sección de la columna siempre que se cumplan los siguientes requisitos:
 - (a) La relación ancho-espesor debe cumplir con lo especificado en la Sección **B.5.1** (ver Tabla **B.5-1**, Caso 11).
 - (b) La longitud del agujero en la dirección de la fuerza no debe ser mayor que dos veces su ancho.
 - (c) La distancia libre entre agujeros en la dirección de la fuerza no debe ser menor que la distancia transversal entre líneas de bulones o soldaduras.
 - (d) El radio mínimo de esquina de agujeros será de 4 cm.
- (2) Los bulones, remaches o cordones de soldadura que unan las platabandas laterales a los cordones de la barra armada deberán ser dimensionados para transmitir las solicitaciones requeridas resultantes de un esfuerzo de corte ideal:

$$V = 0,02\phi_c \cdot P_n$$

Si se realizan empalmes en los cordones, ellos cumplirán las especificaciones de la Sección **J.7. (Sección 4.10., Página 154)**

- (3) Si la columna apoya en sus extremos en placas o superficies mecanizadas se deberá cumplir lo especificado para barras armadas del Grupo I, punto (1), Sección **E.4.3.1.**
- (4) La distancia "a" entre bulones, remaches o soldaduras de unión de la platabanda perforada será tal que la relación de esbeltez a/r_i de cada uno de los elementos resultantes sea menor o igual que $\frac{3}{4}$ de la relación de esbeltez gobernante de la barra armada. Para el cálculo de la relación de esbeltez de los elementos resultantes se usará el radio de giro mínimo "r_i".
- (5) Además de lo dispuesto en el punto anterior la distancia entre uniones (bulones, remaches o soldaduras) en la dirección de la fuerza deberá cumplir lo establecido para barras armadas del Grupo I, puntos (4) y (5), Sección **E.4.3.1.**

E.4.3.4.- Grupo IV : (Figura E.4-5)

- (1) En los extremos de la barra armada, al final de la celosía, se colocarán presillas. Igualmente se colocarán presillas intermedias en los puntos en que la celosía se interrumpa. Las presillas extremas se colocarán lo más próximo posible al extremo de la barra armada y tendrán una longitud (en la dirección de la fuerza) mayor o igual que la distancia entre líneas de pasadores o cordones de soldadura que unen las diagonales a los cordones longitudinales de la barra armada. Las presillas intermedias que sea necesario colocar, tendrán una longitud (en la dirección de la fuerza) mayor o igual a la mitad de la citada distancia entre líneas de pasadores o cordones de soldadura.

El espesor de las presillas será mayor o igual a **1/50** de la distancia entre líneas de pasadores o cordones de soldadura. En uniones abulonadas o remachadas el paso entre bulones o remaches en la dirección de la fuerza será menor o igual a 6 (seis) diámetros. Se colocarán como mínimo tres bulones o remaches por cada lado de la presilla.

Si la unión de la presilla es soldada, la longitud del cordón de soldadura en cada borde de la presilla en la dirección de la fuerza, será como mínimo 1/3 de la longitud de la placa.

- (2) Las diagonales de la celosía podrán ser ejecutadas por barras planas, ángulos, canales u otro tipo de perfiles. El paso de la diagonalización "a" debe ser tal que la relación de esbeltez a/r_i de los cordones componentes sea menor o igual a la relación de esbeltez gobernante de la barra armada.
- (3) Las diagonales deberán ser dimensionadas para un esfuerzo de corte requerido, normal al eje de la barra, igual a:

$$V = 0,02\phi_c \cdot P_n$$

- (4) La relación de esbeltez de las barras diagonales será menor o igual a **140** para diagonales simples y a **200** para diagonales dobles. Las barras diagonales dobles deberán ser unidas en su intersección. La longitud de pandeo para las diagonales comprimidas será: para diagonales simples la distancia entre sus uniones a los cordones longitudinales de la barra armada; para diagonales dobles el **70%** de esa longitud.
- (5) El ángulo de las diagonales simples y el eje longitudinal de la barra armada será mayor o igual a **60°**. Para diagonalización doble dicho ángulo será mayor o igual a **45°**. Cuando el paso de diagonalización sea mayor a **40** cm se utilizará diagonalización doble o bien simple pero utilizando perfiles ángulo para las barras diagonales.
- (6) Para uniones abulonadas ver Sección J.3.(Capítulo 2, **Sección 2.2**, Página 34)
- (7) Los ejes de las diagonales y los cordones aproximadamente se cortarán en un punto.
- (8) Si se realizan empalmes en los cordones, ellos cumplirán las especificaciones de la Sección **J.7. (Sección 4.10.,** Página 154)

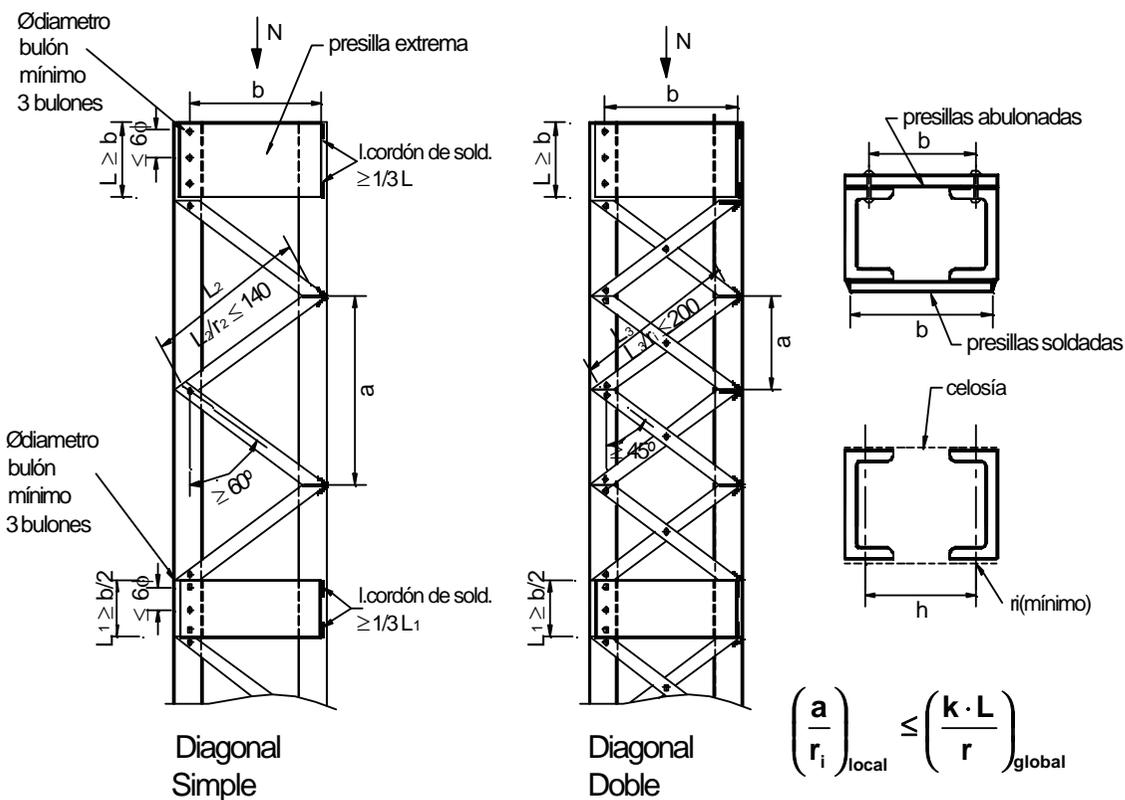


Figura E.4-5
Barras armadas del Grupo IV

Comentarios:

- Las fórmulas para la esbeltez modificada [(E.4-1;E.4-2)(4-38) y (4-39)] son el resultado de la teoría y de investigaciones experimentales. La utilización de una u otra depende de la deformabilidad de los medios de unión.

Si bien la especificación no lo aclara expresamente, en las columnas del Grupo I, cumpliéndose con las distancias mínimas especificadas para los bulones o cordones de soldadura, al no haber deformaciones relativas entre las secciones en contacto, no es necesario considerar la esbeltez modificada para el pandeo.

- En los grupos II a V se puede definir: **(a)** como **eje material** el que une los centros de gravedad de los dos cordones; **(b)** como **eje libre**, el eje perpendicular al eje material, que pasa por el centro de gravedad de la columna armada tomada como conjunto. Cuando los cordones son a su vez barras armadas, existen dos ejes libres. (Figura 4-32). Las deformaciones relativas producidas por el corte ideal aparecen cuando el pandeo se produce alrededor de un eje libre y en ese caso se utiliza la esbeltez modificada.

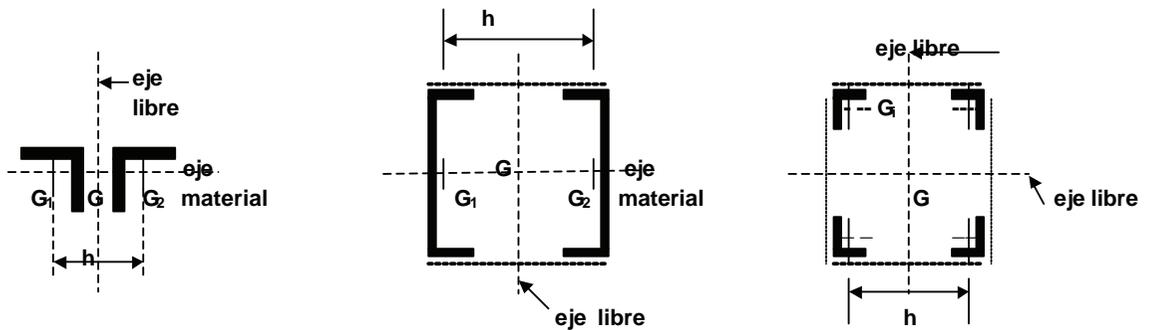


Figura 4-32

- La exigencia de rigidez para la unión extrema de la columna es para garantizar que no haya desplazamientos relativos entre cordones en las secciones donde el corte ideal es máximo. (Figura 4-30).
- La fuerza de corte ideal se adopta igual al 2% de la carga axial. Este valor obtenido desde la teoría y ensayos resulta mayor que la fuerza teórica hasta una esbeltez del orden de 170.
- En las columnas del Grupo I la distancia máxima entre bulones busca evitar la penetración de humedad y consiguiente corrosión (punto 4) o la abolladura de la placa (punto 5).
- Las exigencias para las presillas extremas en el Grupo IV dan como resultado piezas sobredimensionadas para cargas bajas.

4.8.4.- Otras especificaciones para barras armadas del Grupo II

Especificaciones complementarias a las dadas por el CIRSOC 301-EL y para situaciones no previstas en el mismo, se pueden dar para barras armadas del Grupo II basadas en el EUROCODE 3 y totalmente compatibles con aquéllas.

- Para **angulares unidos por forros discontinuos de pequeño espesor** (Figura 4-29; Grupo II (a)) las barras podrán considerarse como secciones llenas siempre que la distancia entre conexiones **a** sea **menor o igual a 15 r_{min}** siendo r_{min} el radio de giro mínimo de los perfiles de los cordones. Los forros y los medios de unión deberán resistir la fuerza cortante originada por el corte ideal **V**.

- Para **angulares en cruz** unidos por dos pares de presillas bastará con verificar su resistencia para pandeo flexional alrededor del eje material **y-y**, siempre que las longitudes de pandeo en los planos **y-y** y **x-x** sean iguales y que la distancia **a** sea menor o igual a **70 i_{\min}** . Forros y conexiones deberán resistir el corte ideal **V**. (**Figura 4-33**)

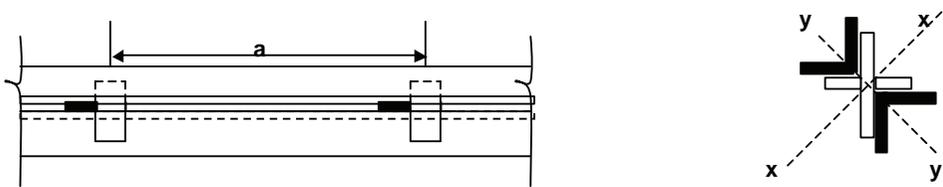


Figura 4-33

4.8.5.- Método de proyecto y cálculo de COLUMNAS DE LOS GRUPOS IV Y V sometidas a compresión axial y a compresión con flexión según el APÉNDICE E (Secciones A-E.4. y A-E.6.) del CIRSOC 301-EL.

Las especificaciones del Capítulo E del CIRSOC 301-EL permiten una práctica verificación para las columnas de los Grupos **I, II y III** y es muy limitativa para el proyecto de las del Grupo **IV**, no cubriendo el Grupo **V**. Como en nuestro medio son de utilización muy común las columnas armadas de los Grupos **IV** y **V**, es necesario dar un procedimiento de cálculo alternativo para ellos.

El procedimiento incorporado en el Apéndice E del CIRSOC 301-EL es un procedimiento de verificación basado en el EUROCODE 3 y fue propuesto por el autor conjuntamente con el Ing. Omar Miño. El **pandeo global** se considera a través de la excentricidad inicial y se verifica el **pandeo local** de los cordones. Tiene los fundamentos que siguen:

Según vimos en la **Sección 4.3.3.** al analizar los factores que incidían en la resistencia a pandeo flexional de una barra, además de las condiciones de vínculo, los más importantes eran las tensiones residuales y la deformación inicial. Supongamos una barra biarticulada con carga axial. (**Figura 4-34(a)**). Si prescindimos del efecto de las tensiones residuales, y partiendo de una deformación inicial e_0 analizamos la carga P_u actuando en la barra deformada (teoría de segundo orden), la falla se producirá cuando el Momento Flector de segundo orden (Fuerza por deformación final de la barra δ_{II}) supere el momento resistente de la sección. Analizado de esta manera el problema de inestabilidad se transforma en un problema de resistencia.

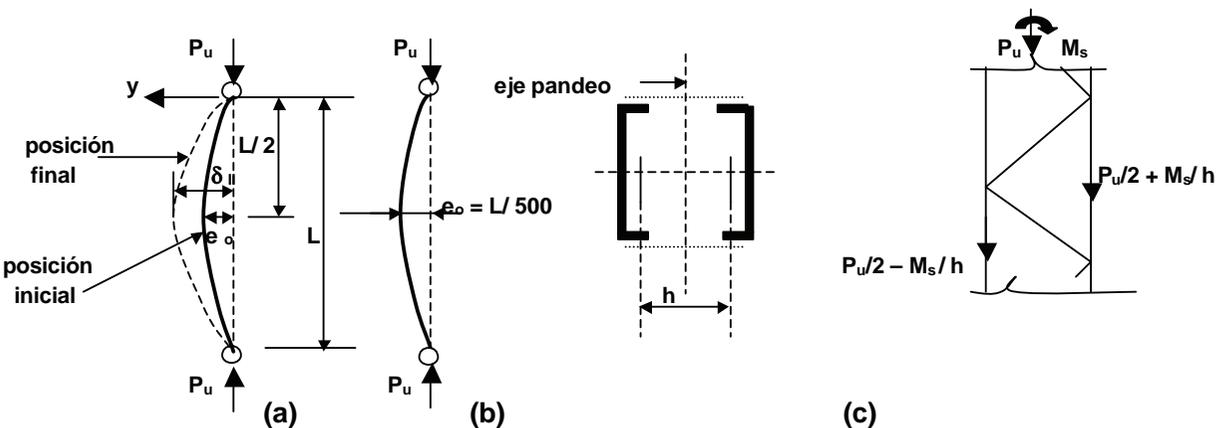


Figura 4-34

El momento de segundo orden se puede obtener a partir del de primer orden por la siguiente fórmula

$$M^{II} = P_u \cdot e_o / [1 - (P_u/P_e + P_u/S_v)] \quad (4-40)$$

P_e = carga crítica de Euler.

S_v = rigidez a cortante.

En la expresión entre paréntesis, el primer término representa la influencia de la deformación por acción del momento y el segundo por la acción del corte.

En las columnas armadas de los Grupos II, IV y V las tensiones residuales no influyen como en las barras macizas y la deformación inicial suele ser mayor. Por ello el pandeo global alrededor de los ejes libres se puede analizar como un problema de resistencia en segundo orden, partiendo de una deformación inicial $e_o = L/500$. (**Figura 4-34(b)**)

En estas columnas la deformación por corte no se puede despreciar por lo que debe ser computada para el efecto de segundo orden. La rigidez a cortante S_v (esfuerzo de corte requerido para producir una deformación por cortante unitaria) puede expresarse en función de un factor de esbeltez local λ_1 que depende del tipo de enlace (celosías o presillas). Por una serie de transformaciones matemáticas se puede expresar la cantidad entre paréntesis de la **Fórmula (4-40)** en función de una carga crítica de Euler (P_{cm}) obtenida para una esbeltez modificada λ_m dada en función de la esbeltez de la columna considerada rígida (kL/r_o) y de una esbeltez local λ_1 **que depende de la rigidez del enlace**. Con el factor de longitud efectiva se considera la influencia de los vínculos. El momento de segundo orden resulta:

$$M^{II} = P_u \cdot e_o / [1 - (P_u/P_{cm})] = M_s \quad (4-41)$$

Con la columna sometida a una fuerza axil P_u y a un Momento Flector M_s cada cordón resultará **localmente** sometido a un tipo de sollicitación requerida.

Para una columna del **Grupo IV (Figura 4-34(c))** los cordones más solicitados quedarán sujetos a una compresión axil. (comportamiento como reticulado).

Para una columna del **Grupo V** los cordones quedan sujetos a fuerza axil, flexión y corte. (comportamiento de pórtico).

Lo mismo ocurre estrictamente para las columnas del **Grupo II** pero al estar muy próximos los cordones puede despreciarse el momento flector.

La propuesta se plantea para el caso de columnas con **dos cordones** que es la situación más común. Para más de dos cordones deben ser adecuadas las fórmulas de aplicación.

En el factor de esbeltez local λ_1 para el **Grupo V** influye la rigidez de la presilla. A partir de una relación de 10 entre las rigideces a flexión de presilla y cordón puede considerarse éste empotrado en aquélla.

El esfuerzo de corte ideal V_{eu} resulta de la deformada de flexión. A fin de garantizar que las conexiones fallen después que los cordones se determina el esfuerzo de corte ideal que producirá sollicitaciones en celosías y presillas, a partir de una deformación inicial e_o mayor que la utilizada para determinar las sollicitaciones en los cordones. Se adopta $e_o = k \cdot L/400$.

En resumen, en este método el pandeo global o de conjunto se analiza como un problema de resistencia a partir de una deformación inicial, y se verifica la resistencia local de los cordones.

El método puede ser aplicado para columnas armadas sometidas a flexión compuesta. Al momento producido por la excentricidad e_o **se le suma el momento requerido de primer orden M_u** (se toma el máximo en cualquier sección de la barra) y al corte ideal V_{eu} **se suma el corte requerido V_u** .

Se transcriben a continuación las especificaciones de las Secciones A-E.4. y A-E.6. del Apéndice E del CIRSOC 301-EL, con la indicación de las Secciones o fórmulas de esta Publicación aplicables.

A- E.4.- BARRAS ARMADAS SOMETIDAS A COMPRESION AXIL

A- E.4.1.- Definición y alcance de las especificaciones

- Los métodos de cálculo especificados en la Sección **A-E.4** se aplican a barras armadas de los Grupos IV y V (definidos en **E.4.1**), formados por dos perfiles (o dos grupos de perfiles) iguales y paralelos, y de sección uniforme, sometidos a compresión axial. Los enlaces entre los cordones deben ser uniformes a lo largo de la pieza y estarán rígidamente unidos a los cordones.
- Los cordones pueden ser piezas simples o bien ser ellos mismos barras armadas en el plano perpendicular.
- Cuando no se cumpla alguna de las especificaciones de los puntos (a) y (b) anteriores se deberá modificar adecuadamente el método de cálculo considerando la influencia de la especificación no cumplimentada en la esbeltez modificada y en las solicitaciones resultantes en los cordones.
- Se define como eje material el que une los centros de gravedad de los dos perfiles longitudinales que forman la barra armada. Se define como eje libre el eje perpendicular al eje material que pasa por el centro de gravedad de la barra armada considerada en conjunto. Cuando los cordones son a su vez barras armadas, la pieza tiene dos ejes libres perpendiculares entre sí. (Figura **A-E.4-1**).

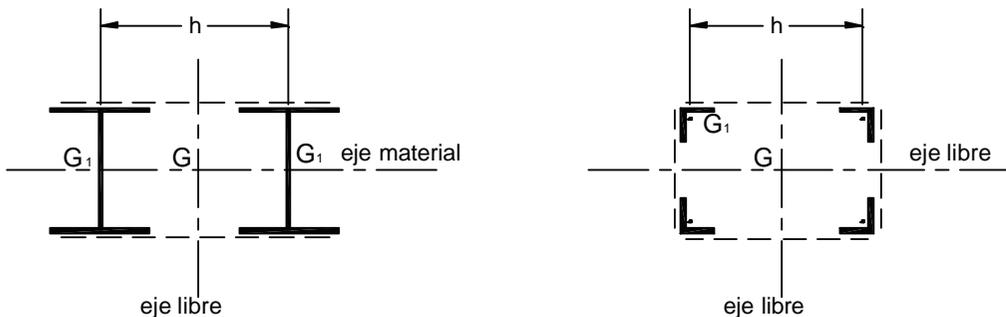


Figura A-E.4-1
Eje libre y Eje material

A- E.4.2.- Resistencia de diseño. Verificación de los cordones y de los elementos de enlace

- Cuando la barra armada tiene eje material, la Resistencia de diseño ($P_c = \phi_c \cdot P_n$) para el pandeo alrededor de dicho eje, se obtiene de acuerdo a lo especificado en la Sección **E.2.** y **E.3.** (Como barra de sección llena, **Secciones 4-6** (Página 123) y **Sección 4-7**, (Página 126))
- Para el pandeo alrededor de el o los ejes libres, la barra armada se dimensionará incorporando una imperfección geométrica equivalente consistente en una deformación inicial e_o no menor a $\frac{k \cdot L}{500}$ para el dimensionamiento de las barras de los cordones, y no menor a $\frac{k \cdot L}{400}$ para el dimensionamiento de los elementos de enlace.

Las solicitaciones requeridas en las barras de los cordones y en los elementos de enlace se determinarán tomando en cuenta la deformación de la barra armada. (efecto de segundo orden).

A- E.4.2.1.- Barras armadas del Grupo IV

(a) Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de los cordones.

El esfuerzo axial requerido en cada barra de la columna armada P_{u1} (kN) será:

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_s}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) \quad (\text{A-E.4-1})(4-42)$$

con:

 P_u = Carga axial requerida de la columna armada. (kN) n = Número de barras de la columna armada. ($n=2$; $n=4$) n_1 = Número de barras del cordón ($n_1=1$; $n_1=2$) h = Distancia entre centros de gravedad de los cordones medida perpendicularmente al eje de pandeo considerado de la barra armada.(cm)

$$M_s = \frac{P_u \cdot e_o}{1 - \frac{P_u}{P_{c,m}}} \cdot (10^{-2}) \quad (\text{kN.m}) \quad (\text{A-E.4-2})(4-43)$$

$$e_o = \frac{k \cdot L}{500} \quad (\text{deformación inicial}). \quad (\text{cm})$$

 k = factor de longitud efectiva; se determinará según Sección **C.2 (Sección 4.5.)** en función de las condiciones de vínculo de la columna armada.

$$P_{c,m} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m^2} \cdot (10^{-1}) \quad (\text{kN}) \quad (\text{A-E.4-3})(4-44)$$

$$\lambda_m = \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_o^2 + \lambda_1^2} = \text{Esbeltez modificada de la columna armada}$$

$$\lambda_o = \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_o = \text{Esbeltez de la columna armada actuando como una unidad}$$

 r = radio de giro de la columna armada actuando como una unidad con respecto al eje de pandeo analizado.(cm) λ_1 = valor auxiliar relacionado con la rigidez a corte de la celosía de enlace, según Figura **A-E.4-2.** A_g = Sección transversal bruta total de la barra armada. (cm²)Se deberá verificar $P_{u1} \leq P_{d1}$ siendo P_{d1} (kN) la Resistencia de diseño local de la barra.

$$P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1})$$

 ϕ_c y F_{cr} serán determinados de acuerdo a **E.2(Sección 4.6.3.)**, **E.3** ó **A-E.3 (Sección 4.7.)** según corresponda con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido como sigue:

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{L_1}{r_i}\right) \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{para pandeo flexional}$$

$$\lambda_{c1} = \lambda_e \quad \text{para pandeo torsional o flexotorsional}$$

$L_1 = "a"$ cuando la columna armada tiene eje material y celosías sólo en una dirección.(cm)
 $L_1 =$ según Figura A-E.4-3 cuando hay celosías en planos perpendiculares.(cm)
 $r_i =$ radio de giro mínimo de la barra componente.(cm)
 $A_{g1} =$ área bruta de la barra componente. (cm²)

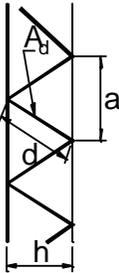
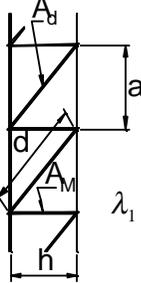
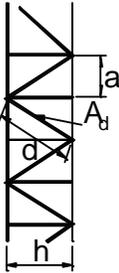
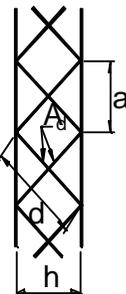
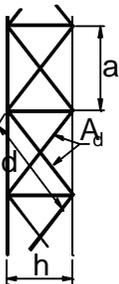
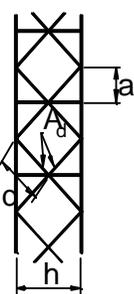
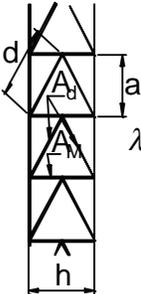
 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{2A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$	 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A_g}{n_o \cdot a \cdot h^2} \left(\frac{d^3}{A_d} + \frac{h^3}{A_M} \right)}$
 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$	 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A_g \cdot d^3}{2n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$
 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A_g \cdot d^3}{2n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$	 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{2A_g \cdot d^3}{n_o \cdot A_d \cdot a \cdot h^2}}$
 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A_g}{2n_o \cdot a \cdot h^2} \left(\frac{d^3}{A_d} + \frac{h^3}{A_M} \right)}$	<p>$A_g =$ Sección bruta total de la barra armada. $n_o =$ número de planos de celosía</p> <p>A_d } = sección bruta de diagonal y A_M } = montante de un sólo plano.</p>

Figura A-E.4-2
Valor auxiliar λ_1

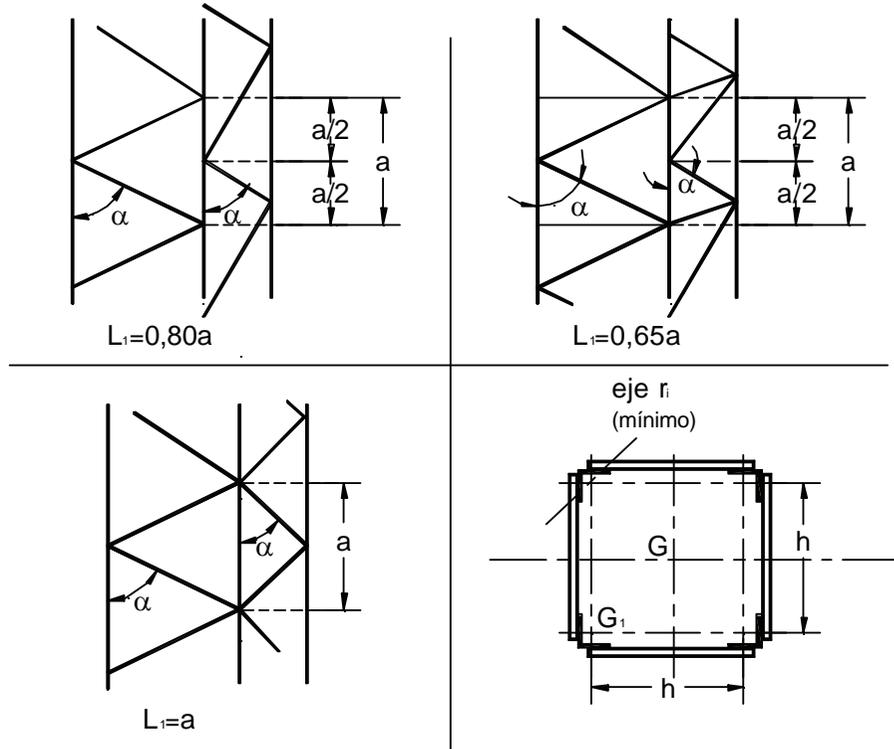


Figura A-E.4-3
Determinación de L_1

(b) Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de la celosía.

Las barras de la celosía serán verificadas para las fuerzas axiales requeridas resultantes de un esfuerzo de corte requerido V_{eu} normal al eje de la barra armada.

$$V_{eu} = \beta \cdot P_u \quad (\text{A-E.4-4})(4-45)$$

con:

$$\beta = \frac{\pi}{400} \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \right]$$

La verificación de las barras de la celosía se hará con las especificaciones de los Capítulos **D (Capítulo 3)** y **E (Capítulo 4)** según corresponda.

El factor de longitud efectiva k para diagonales y montantes comprimidos será el especificado en la Sección **C.2.3. (Sección 4.5.2.)**

Las uniones de las barras de celosía con las barras de los cordones se dimensionarán para las fuerzas requeridas resultantes del esfuerzo de corte requerido V_{eu} , según Capítulo **J. (Capítulo 2)**

A- E.4.2.2.- Barras Armadas del Grupo V

(a) Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de los cordones.

Las barras de la columna armada se dimensionarán para el efecto combinado de una fuerza axial requerida P_{u1} (kN), un Momento Flexor requerido M_{u1} (kN.m), y un Esfuerzo de Corte requerido V_{u1} (kN) determinados de la siguiente forma (para cada barra):
(ver Figura **A-E.4-4a**)

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_s}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) \quad (\text{A-E.4-5})(4-46)$$

$$M_{u1} = \frac{V_{eu} \cdot a}{4n_1} \cdot (10^{-2}) \quad (\text{A-E.4-6})(4-47)$$

$$V_{u1} = \frac{V_{eu}}{2n_1} \quad (\text{A-E.4-7})(4-48)$$

P_u = Carga axial requerida de la columna armada.(kN)

n = Número de barras de la columna armada. ($n = 2$; $n = 4$)

n_1 = Número de barras del cordón. ($n_1 = 1$; $n_1 = 2$)

h = Distancia entre centros de gravedad de los cordones medido perpendicularmente al eje de pandeo considerado de la barra armada.(cm)

$$M_s = \frac{P_u \cdot e_o}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \cdot (10^{-2}) \quad (\text{A-E.4-8})(4-49)$$

$$e_o = \frac{k \cdot L}{500} \quad (\text{deformación inicial}). \quad (\text{cm})$$

k = factor de longitud efectiva se determinará según Sección **C.2** en función de las condiciones de vínculo de la columna armada.

$$P_{c.m} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m^2} \cdot (10^{-1}) \quad (\text{kN}) \quad (\text{A-E.4-9})(4-50)$$

$$\lambda_m = \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_o^2 + \frac{\lambda_1^2}{\theta}} = \quad \text{Esbeltez modificada de la columna armada}$$

$$\lambda_o = \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_o \quad \text{Esbeltez de la columna armada actuando como una unidad}$$

r = radio de giro de la columna armada actuando como una unidad con respecto al eje de pandeo analizado.(cm)

$$\lambda_1 = \frac{a}{r_i}$$

a = distancia entre ejes de presillas.(cm)

r_i = radio de giro mínimo de la barra.(cm)

$$\theta = \frac{1,20}{1 + \frac{2 \cdot I_1 \cdot h}{n_p \cdot I_p \cdot a}} \leq 1 \quad \text{Si } \frac{n_p \cdot I_p}{h} \geq \frac{10 \cdot I_1}{a} \text{ se tomará } \theta = 1$$

n_p = número de planos de presillas.

I_1 = Momento de inercia del cordón con respecto al eje paralelo al eje libre analizado. (cm⁴)

I_p = Momento de inercia de una presilla en su plano. (cm⁴)

$$V_{eu} = \beta_1 \cdot P_u \quad (\text{A-E.4-10})(4-51)$$

$$\beta_1 = \frac{\pi}{500} \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \right]$$

Los cordones (o sus barras componentes) se verificarán de acuerdo a lo especificado en el Capítulo **H (Capítulo 8)** con una longitud real no arriostrada de la barra igual a **a**.

La Resistencia de diseño a la compresión ($\phi_c \cdot P_n$) será determinada según las Secciones **E.2 (Sección 4.6.)**, **E.3** ó **A-E.3. (Sección 4.7.)** según corresponda.

El factor de longitud efectiva se tomará **k = 1**.

(b) Solicitaciones requeridas y verificación de las presillas

Las presillas y sus uniones a las barras de los cordones se verificarán para las sollicitaciones requeridas M_{up} y V_{up1} resultantes de la acción de esfuerzo de corte V_{eu1} normal al eje de la barra armada. (ver Figura **A-E.4-4b**)

$$V_{eu1} = \beta_2 \cdot P_u \quad (\text{A-E.4-11})(4-52)$$

con:

$$\beta_2 = \frac{\pi}{400} \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \right]$$

La verificación de las presillas se hará de acuerdo al Capítulo **F. (Capítulo 7)**

El dimensionamiento de las uniones según el Capítulo **J. (Capítulo 2)**

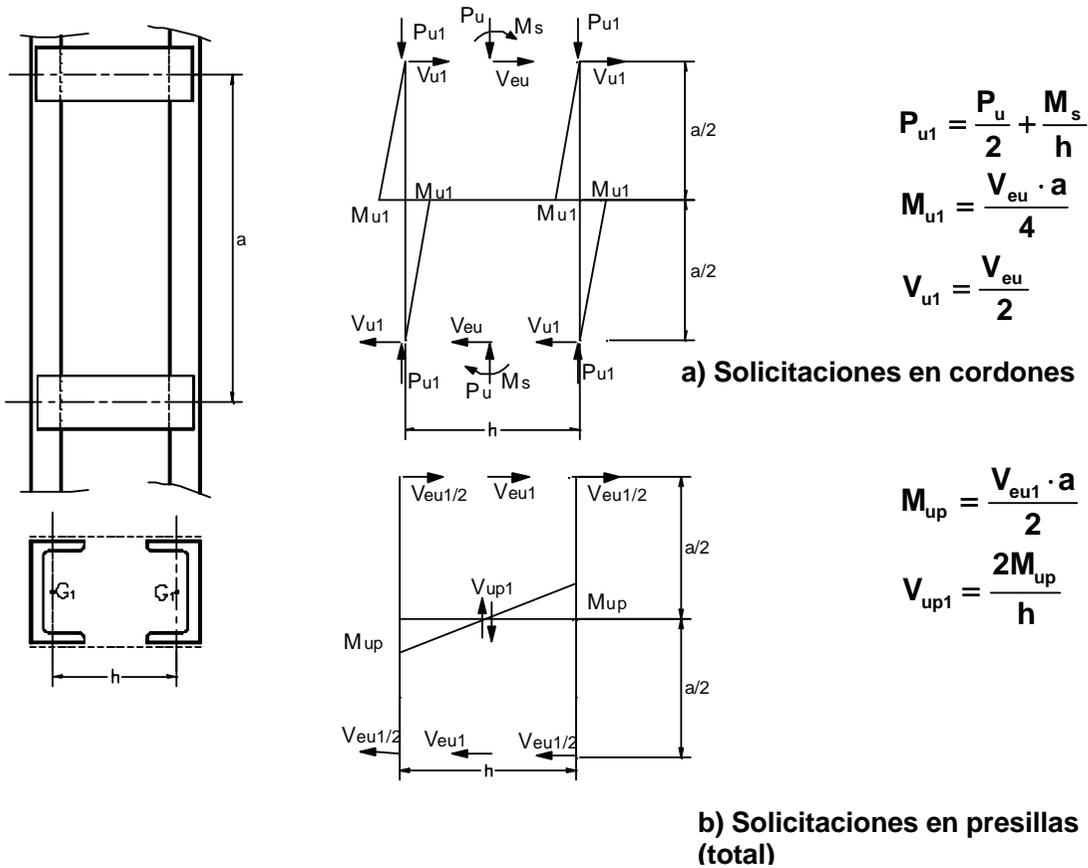


Figura A-E.4-4
Solicitaciones en cordones y presillas

A- E.4.3.- Especificaciones particulares y constructivas

A- E.4.3.1.- Barras armadas del Grupo IV

- (a) En los extremos de la barra armada se dispondrán presillas lo más próximas posibles a dichos extremos. Igualmente se colocarán presillas intermedias en los puntos en que la celosía se interrumpa y en los puntos de unión con otras piezas. Las presillas deberán satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{n_p \cdot l_p}{h} \geq \frac{10 \cdot l_1}{a} \quad (\text{A-E.4-12})(4-53)$$

con n_p , l_p , l_1 definidos en **A-E4.2.2.a**; h y a según Figura **A-E.4-3**.

- (b) Las triangulaciones simples situadas en caras opuestas se dispondrán, siempre que sea posible, en correspondencia (según la Figura **A-E.4.5-a**) y no en oposición (según la Figura **A-E.4.5b**) salvo que la deformación por torsión resultante en las piezas principales sea admisible.
- (c) Si se combinan presillas con celosías dobles (Figura **A-E.4.6.a**) o con celosías simples dispuestas en oposición (Figura **A-E.4.6.b**) se determinarán las solicitaciones en los enlaces resultantes de la continuidad de los componentes principales y se tendrán en cuenta para el dimensionamiento de los enlaces y sus uniones extremas.
- (d) Los enlaces estarán rígidamente unidos a los cordones mediante bulones en uniones de deslizamiento crítico o mediante cordones de soldadura.

- (e) Los ejes de las diagonales y los cordones aproximadamente se cortarán en un punto. Se admiten apartamientos del punto de cruce teórico que no excedan la mitad del ancho de las barras que forman las diagonales.
- (f) Si se realizan empalmes en los cordones, ellos cumplirán las especificaciones de la Sección **J.7.** (Sección 4.10., Página 154)

A- E.4.3.2. Barras Armadas del Grupo V

- (a) En los extremos de la barra armada se dispondrán presillas lo más próximas posibles a dichos extremos. También se colocarán presillas en los puntos intermedios donde existan cargas aplicadas o en los que se disponga un arriostramiento lateral.
- (b) Se colocarán presillas intermedias para dividir la longitud de la pieza, como mínimo en tres tramos. Igualmente, entre puntos lateralmente inmovilizados en el plano de las presillas, deberá haber un mínimo de tres tramos. Siempre que sea posible, las presillas intermedias serán iguales y estarán uniformemente espaciadas a lo largo de la pieza.
- (c) Cuando se dispongan planos paralelos de presillas, las presillas de cada plano se colocarán enfrentadas.
- (d) Si las presillas reciben cargas en su plano provenientes de barras que apoyan sobre la columna armada, para el dimensionado de las presillas y sus uniones, deberán agregarse a las solicitaciones requeridas definidas en la Sección **A-E.4.2.2.b** las solicitaciones requeridas generadas por esas cargas.
- (e) Si se realizan empalmes en los cordones, ellos cumplirán las especificaciones de la Sección **J.7.** (Sección 4.10., Página 154 y Sección 7.4.5., Página 250)

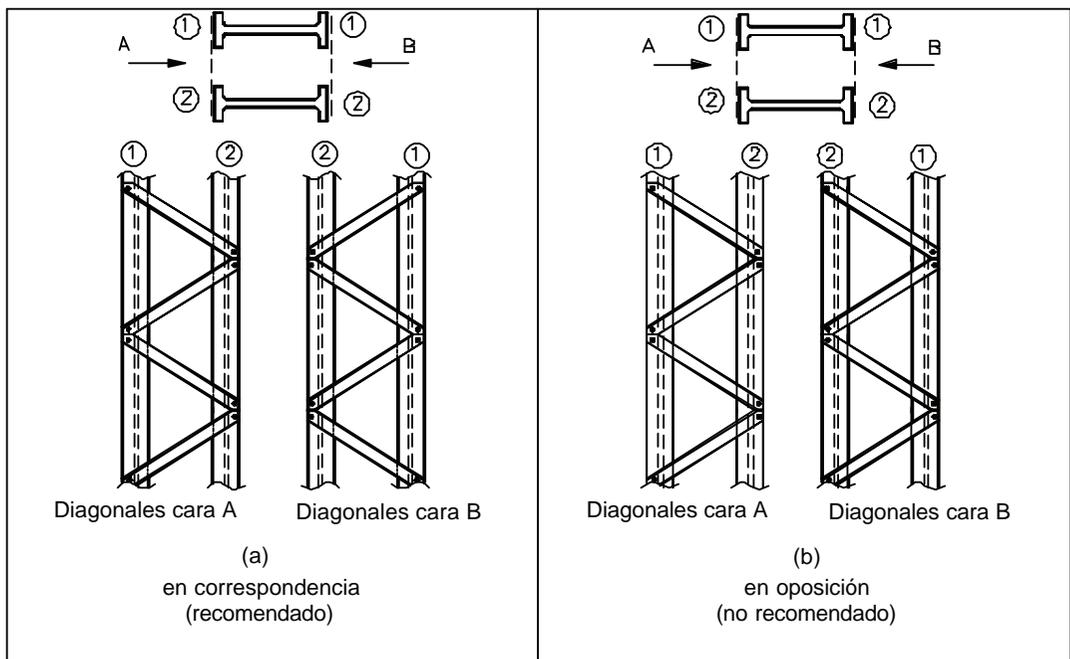


Figura A-E.4-5 Triangulaciones simples

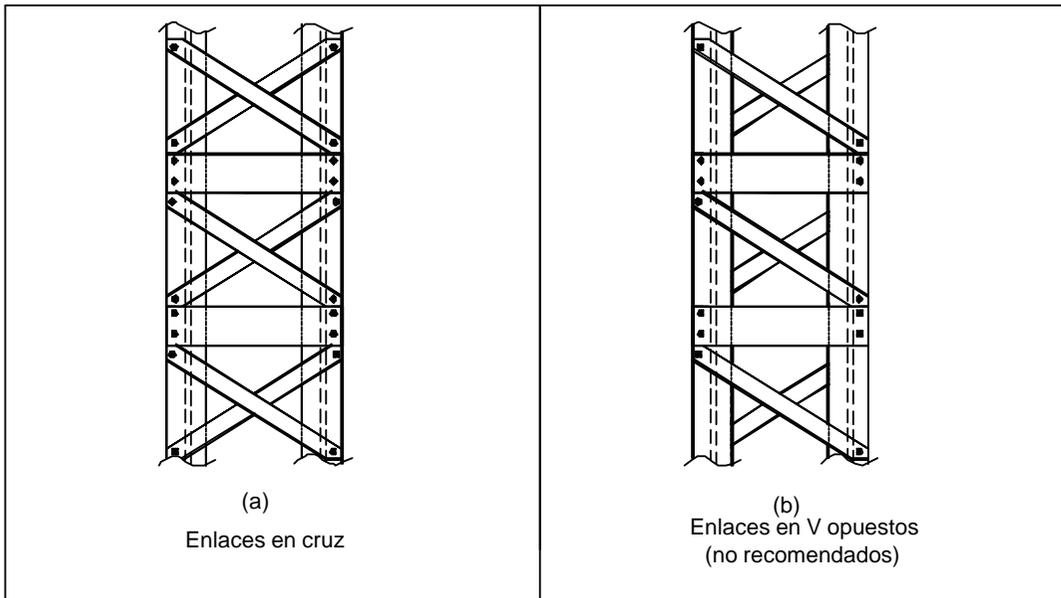


Figura A-E.4-6
Celosías combinadas con presillas

A- E.6.- BARRAS ARMADAS SOMETIDAS A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN

Si la barra armada está sometida a un esfuerzo axial requerido P_u , a un momento flector requerido M_u y a un esfuerzo de corte requerido V_u , se utilizarán para el dimensionamiento y verificación de la barra armada los procedimientos especificados en la Sección **A-E.4** con las siguientes modificaciones y agregados:

(a) Se modifica el Momento M_s dado por las Fórmulas **A-E.4-2** y **A-E.4.8** por la siguiente expresión :

$$M_s = \frac{(P_u \cdot e_o + M_u)}{1 - \frac{P_u}{P_{c,m}}} \quad (\text{A-E.6-1})(4-54)$$

M_u = Mayor valor del momento flexor requerido de primer orden a lo largo de la barra.

- (b) En barras armadas del Grupo **IV** cuando la barra armada tenga eje material y la flexión se produzca **sólo alrededor del eje libre**, la determinación de la Resistencia de diseño local a compresión de la barra P_{d1} se hará con el mayor factor de esbeltez resultante entre el λ_{c1} determinado según la Sección **A-E.4.2.1.** y el λ_c correspondiente al pandeo alrededor del eje material.
- (c) En barras armadas del Grupo **IV** cuando la barra armada tenga eje material y la flexión se produzca **sólo alrededor del eje material**, en la determinación de la Resistencia de diseño a compresión axial P_d del cordón para la verificación especificada en el Capítulo **H** (Fuerza axial y flexión; Capítulo **8**), se considerará la posibilidad de pandeo en ambas direcciones, adoptándose el menor valor resultante. Para el pandeo alrededor del eje libre se adoptará la esbeltez modificada λ_m o la que resulte de la longitud de pandeo local con $kL_1 = a$, la que sea mayor. Para el pandeo alrededor del eje material se adoptará la longitud de pandeo kL correspondiente a esa dirección.

- (d) En barras armadas del Grupo **IV** con los dos ejes libres y cuando la flexión se produzca alrededor de **sólo uno de ellos** (por ejemplo el eje **x**), el esfuerzo axil requerido en cada barra **P_{u1}** será:

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sx}}{n_{1x} \cdot h_x} \cdot (10^2) + \frac{M_{sy}}{n_{1y} \cdot h_y} \cdot (10^2) \quad (\text{A-E.6-2})(4-55)$$

donde **M_{sx}** se determinará con la ecuación **A-E.6-1** (considerando el momento **M_{ux}** y la excentricidad **e_{ox}**) y **M_{sy}** con la ecuación **A-E.4-2** (considerando la excentricidad **e_{oy}**).

- (e) En barras armadas del Grupo **V** cuando la barra tenga eje material y la flexión se produzca **sólo alrededor del eje libre** en la determinación de la Resistencia de diseño local a compresión axil **P_{d1}** para la verificación especificada en el Capítulo **H**, se considerará la posibilidad de pandeo en ambas direcciones, adoptándose el menor valor resultante. Para el pandeo alrededor del eje paralelo al eje libre se adoptará como longitud de pandeo **kL₁ = a**. Para el pandeo alrededor del eje material se adoptará la longitud de pandeo **kL** correspondiente a esa dirección.
- (f) En barras armadas del Grupo **V** cuando la barra armada tenga eje material y la flexión se produzca **sólo alrededor del eje material**, en la determinación de la Resistencia de diseño a compresión axil **P_d** del cordón para la verificación especificada en el Capítulo **H**, se considerará la posibilidad de pandeo en ambas direcciones, adoptándose el menor valor resultante. Para el pandeo alrededor del eje libre se adoptará la esbeltez modificada **λ_m** o la que resulte de la longitud de pandeo local con **kL₁ = a**, la que sea mayor. Para el pandeo alrededor del eje material se adoptará la longitud de pandeo **kL** correspondiente a esa dirección.

- (g) En barras armadas del Grupo **V** con los dos ejes libres y cuando la flexión se produzca alrededor de **sólo uno de ellos** (por ejemplo el eje **x**), el esfuerzo axil requerido en cada barra **P_{u1}** será:

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sx}}{n_{1x} \cdot h_x} \cdot (10^2) + \frac{M_{sy}}{n_{1y} \cdot h_y} \cdot (10^2) \quad (\text{A-E.6-3})(4-56)$$

donde **M_{sx}** se determinará con la ecuación **A-E.6-1** (considerando el momento **M_{ux}** y la excentricidad **e_{ox}**) y **M_{sy}** con la ecuación **A-E.4-8** (considerando la excentricidad **e_{oy}**).

La barra se verificará por el Capítulo **H** sometida a la compresión **P_{u1}** y a los Momentos flexores **M_{u1x}** y **M_{u1y}** resultantes de los esfuerzos de corte **V_{eu}** y **V_{euy}**.

- (h) Se modifica el esfuerzo de corte requerido **V_{eu}** utilizado para el dimensionamiento y verificación: de los enlaces en las barras armadas del **Grupo IV**, y de los cordones y presillas en las barras armadas del **Grupo V**, de la siguiente forma:

- Barras armadas del **Grupo IV**.

La Fórmula **A-E.4-4** se reemplaza por : **V_{eu} = β · P_u + V_u** (A-E.6-4)(4-57)

- Barras armadas del **Grupo V**.

La Fórmula **A-E.4-10** se reemplaza por : **V_{eu} = β₁ · P_u + V_u** (A-E.6-5)(4-58)

La Fórmula **A-E.4-11** se reemplaza por : **V_{eu1} = β₂ · P_u + V_u** (A-E.6-6)(4-59)

V_u = Mayor valor del esfuerzo de corte requerido a lo largo de la barra por las acciones mayoradas.

4.9.- APOYO EXTREMO POR CONTACTO DE BARRAS AXILMENTE COMPRIMIDAS .

En la Sección J.1.4. del Capítulo J del CIRSOC 301-EL se establecen las especificaciones para el apoyo extremo de barras axilmente comprimidas cuando el mismo se realiza por contacto directo.

El dimensionamiento de los elementos auxiliares y de los medios de unión depende de: **(a)** si los extremos de la barra y las superficies de apoyo **están o no mecanizados** para lograr un perfecto apoyo; **(b)** si las barras son verticales o tienen una cierta inclinación

En la Sección citada se establece :

(1) En columnas (**barras verticales** axilmente comprimidas) que apoyan en su extremo por contacto en placas de apoyo u otras barras y cuando **estén mecanizados** los extremos de las columnas y las superficies de apoyo, se deberán colocar medios de unión suficientes para mantener en su posición en forma segura a todos los componentes unidos. Los medios de unión y los elementos auxiliares de la unión serán dimensionados para una fuerza mayor o igual al **2,5 %** de la resistencia axil requerida de la columna actuando en cualquier dirección perpendicular al eje de la misma. (Esto es para tomar los efectos transversales resultantes del pandeo de la barra).

(2) Para el apoyo extremo por contacto de otras barras comprimidas (**no verticales**) con sus extremos y superficies de apoyo **mecanizados**, los medios de unión y los elementos auxiliares de la unión deberán disponerse para mantener a todas las partes componentes alineadas y serán dimensionados para transmitir una fuerza requerida igual al **50%** de la carga axil requerida de la barra comprimida.

(3) En ambos casos anteriores la unión de apoyo deberá dimensionarse para transmitir el **100%** de cualquier fuerza de **tracción u otro tipo de sollicitación requerida** que pueda solicitar a la barra en alguna de las combinaciones de acciones mayoradas.

(4) Cuando los extremos de apoyo de las columnas u otras barras axilmente comprimidas o las superficies de apoyo **no están mecanizadas** los medios de unión y los elementos auxiliares de la unión deberán dimensionarse para transmitir el **100 %** de la resistencia axil requerida de la barra.

4.10.- EMPALME DE COLUMNAS Y BARRAS AXILMENTE COMPRIMIDAS.

No es conveniente realizar un **empalme** de un elemento comprimido en el **tercio central** de su longitud para no afectar la capacidad a pandeo de la barra.

Cuando sea necesario **empalmar** elementos comprimidos es conveniente hacerlo en los **tercios extremos**.

El proyecto y dimensionado del empalme de elementos comprimidos depende de si las secciones en contacto de las barras que se empalman están o no **mecanizadas** para lograr un apoyo perfecto.

El CIRSOC 301-EL en el Capítulo J (Sección J.7.) establece para barras axilmente comprimidas:

(1) Los empalmes deberán asegurar la continuidad de rigidez con respecto a ambos ejes. Esto implica **mantener el momento de inercia en ambas direcciones** a fin de no modificar la deformada de pandeo.

(2) Los cubrejuntas del empalme se dispondrán de manera que las fuerzas que transmitan tengan una distribución similar a la de la fuerza axil en las secciones que se empalman. Esto implica una distribución de cubrejuntas proporcional a las áreas de los elementos de la sección transversal de la barra empalmada.

(3) Los cubrejuntas, demás elementos auxiliares de la unión y los medios de unión, serán dimensionados para transmitir una fuerza mayor o igual al **2,5 %** de la resistencia axil requerida de la barra, actuando en cualquier dirección perpendicular al eje de la barra. Esto es para tomar el efecto

transversal originado por el pandeo de la barra.

(4) Cuando las barras comprimidas tienen sus extremos **mecanizados** para transmitir las fuerzas por contacto, los elementos auxiliares de la unión y los medios de unión deberán disponerse para mantener alineadas las partes componentes y serán dimensionados para transmitir el **50 %** de la fuerza axial requerida de la barra que se empalma.

También deberán transmitir el **100 %** de cualquier fuerza de tracción u otra sollicitación requerida que pueda solicitar a la barra en alguna de las combinaciones de acciones mayoradas.

(5) Cuando las barras comprimidas tienen sus extremos **no mecanizados** para su apoyo, los elementos de empalme y los medios de unión deberán ser colocados de forma tal que mantengan todas las partes alineadas y serán dimensionados para transmitir el **100% de la resistencia axial requerida de la barra** que se empalma.

Como especificación general se puede agregar que si existen **momentos flectores junto a la fuerza axial** el empalme deberá ser dimensionado para la **totalidad del momento, corte y la carga axial requerida.** (Sección 7.4.5., Página 250)

En la **Figura 435** se muestran algunos empalmes típicos de columnas de perfiles laminados, abulonados y soldados. Los empalmes ejecutados en obra son muchas veces abulonados. Cuando se hacen soldados se debe considerar en el proyecto que el operario pueda trabajar en forma cómoda.

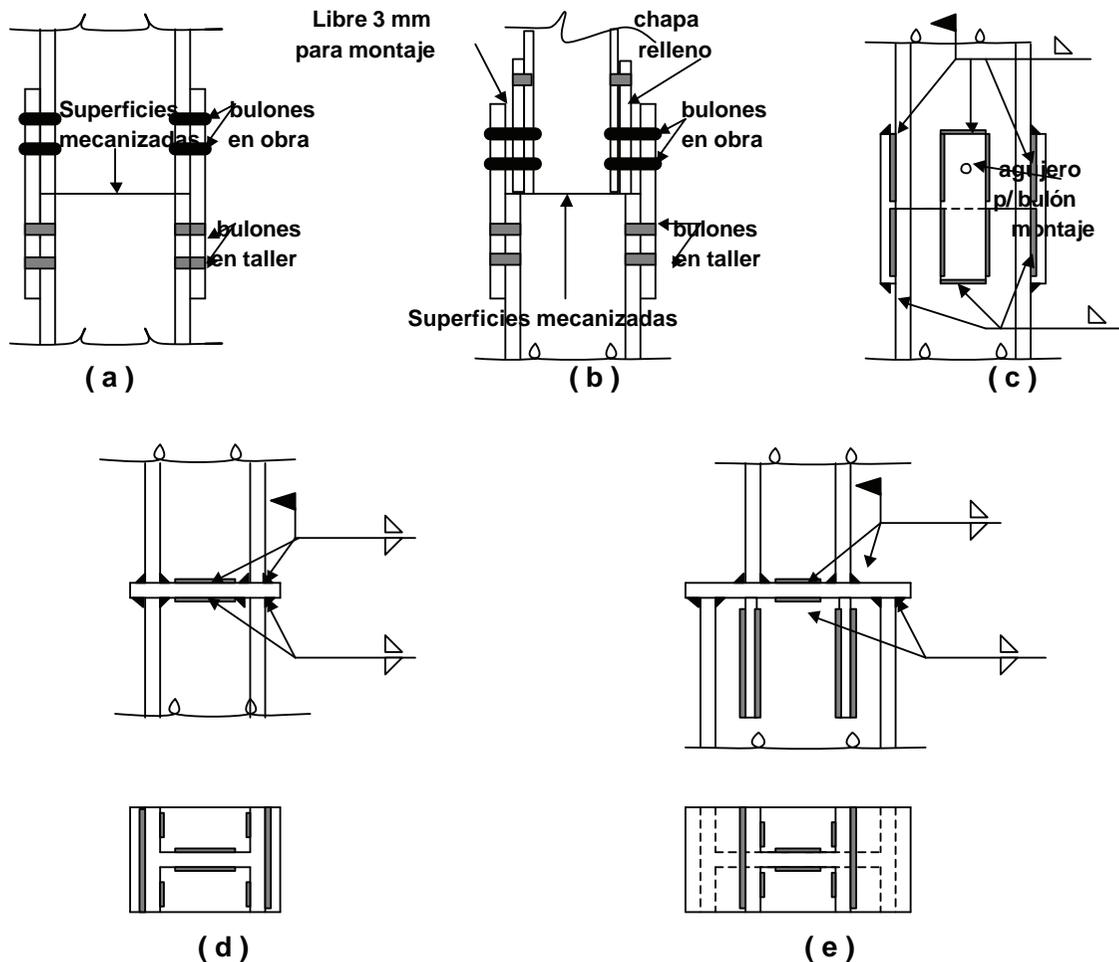


Figura 4-35

El empalme abulonado indicado en **(a)** puede utilizarse para empalmar perfiles de la misma altura. Cuando los perfiles no tienen la misma altura se pueden utilizar chapas de relleno como en **(b)**. En **(c)** se muestra una unión soldada con cubrejuntas en alas y alma. En **(d)** se utiliza una placa soldada en taller al tramo inferior. El tramo superior se suelda en obra a la placa. En **(e)** una solución similar pero con perfiles de altura diferente. En el alma del tramo inferior se colocan rigidizadores para transmitir la carga de las alas del tramo superior. Generalmente es conveniente en los empalmes soldados incluir agujeros para bulones de montaje que aseguren la posición correcta de las partes antes de soldar.

4.11.- COLUMNAS DE SECCION Y/O CARGA VARIABLE

El tratamiento del dimensionado de columnas de sección variable o escalonada sometidas a carga constante o variable y de columnas de sección constante sujetas a cargas de distinta intensidad a lo largo de su altura escapa a los alcances de este libro. En general se busca utilizar las mismas fórmulas de dimensionado que para carga y sección constante pero usando longitudes de columna o cargas equivalentes de manera que la deformada de pandeo de la columna real sea la misma que la columna de sección y/o carga constante y de longitud o carga equivalente. En la bibliografía se pueden encontrar métodos para resolver el problema.

CAPITULO 5

PLACAS SOLICITADAS A COMPRESION Y CORTE.

5.1.- INTRODUCCION.

La mayoría de las secciones utilizadas en estructuras metálicas están formadas por elementos que son placas planas. (Secciones "doble te", C, ángulo simple y doble, "te", cajón, tubos rectangulares y cuadrados). Frente a las solicitaciones de sección producidas por las acciones (esfuerzo normal, esfuerzo de corte, momento flector, momento torsor) estas placas planas resultan solicitadas **en su plano** por tensiones **normales, de corte**, o combinación de ambas. Las placas sometidas a tensiones de compresión y/o corte pueden hacerse **inestables** cuando se alcanza un determinado rango de tensión. Este fenómeno se denomina **pandeo local o abolladura**. También se presenta en secciones formadas por placas curvas (por ejemplo: tubos circulares). A fin de tener una idea conceptual del problema y de su incidencia en el dimensionado de los elementos estructurales, analizaremos brevemente el pandeo de placas planas cargadas en su plano.

5.2.- PANDEO CRÍTICO DE PLACAS PLANAS.

5.2.1.- Pandeo precrítico elástico.

• **Tensiones normales.** Supongamos una placa plana apoyada en sus 4 bordes sometida a una fuerza de compresión constante p_x . (**Figura 5-1**). Además suponemos que :

- (a) El material es isótropo, homogéneo y perfectamente elástico ($E = \text{constante}$) hasta la falla.
- (b) La placa es perfectamente plana (sin imperfecciones).
- (c) Las únicas tensiones en la placa son producidas por la carga externa. (Placa sin tensiones residuales).

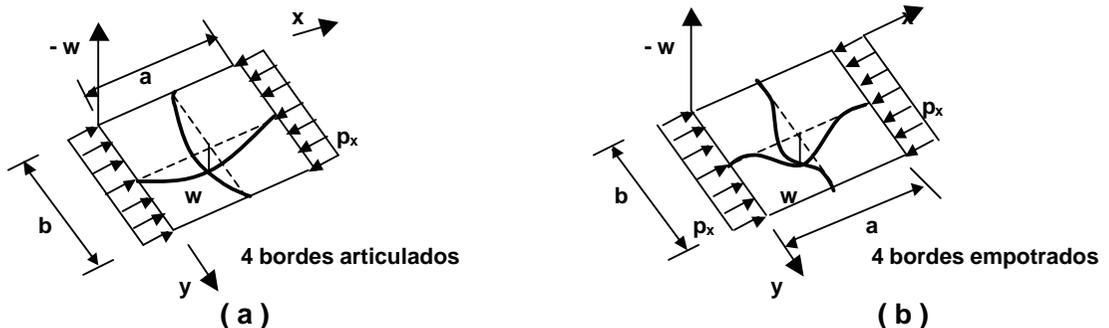


Figura 5-1

Bajo estas condiciones, una perturbación que produzca desplazamientos del plano medio de la placa en dirección w genera momentos flectores externos e internos. El externo por la compresión excéntrica y el interno por la deformada. La situación de equilibrio indiferente que determina la carga crítica de pandeo lleva a la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2 \cdot \frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \cdot \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} = - \frac{p_x}{D} \cdot \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} \quad (5-1)$$

D = rigidez a flexión de la placa (franja de 1cm. de ancho)

$$D = \frac{E \cdot I}{(1 - \mu^2)} = \frac{E \cdot t^3}{12(1 - \mu^2)}$$

p_x = compresión en dirección x por unidad de ancho.
 t = espesor de la placa.
 μ = coeficiente de Poisson en período elástico = 0,3.

La placa al alcanzar la tensión crítica pandeará deformándose con una onda en la dirección y , y una o más ondas en la dirección x , según sean las condiciones de borde y la relación b/a . La tensión crítica de pandeo resulta igual a:

$$F_{ki} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 1,808 \times 10^5 \cdot k \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (\text{en MPa}) \quad (E = 200.000 \text{ MPa}) \quad (5-2)$$

El coeficiente k depende del tipo de restricción de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza y de la relación $\alpha = (a/b)$. Para bordes simplemente apoyados (articulados) la variación de k en función de α y la deformada de pandeo se representan en la **Figura 5-2**.

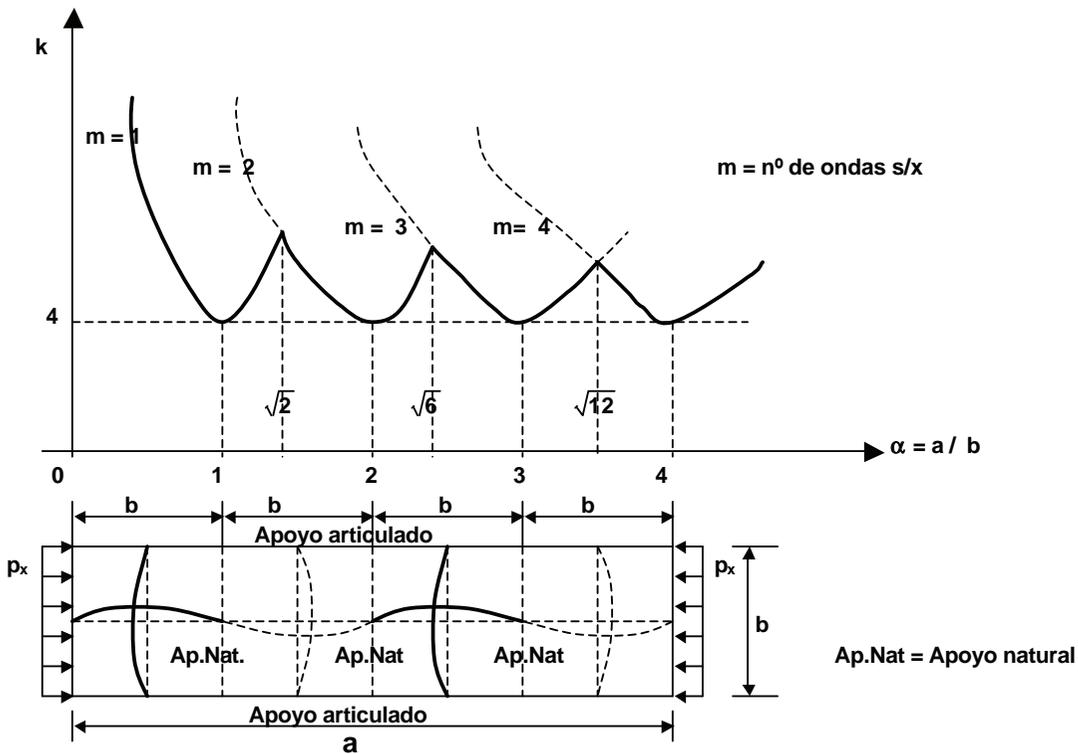


Figura 5-2

Para una sola onda en dirección x el valor mínimo de k ($= 4$) se da para la relación $a/b = 1$. Luego k crece con α hasta que se forma una segunda onda en la placa pandeada y toma nuevamente el valor mínimo para $\alpha = 2$. O sea, la placa pandea (si su longitud a lo permite) con sucesivas ondas en dirección x separadas a una distancia máxima de b . A esa distancia se forman **apoyos naturales** de dirección y .

Para otras condiciones de carga de la placa la **tensión crítica normal** también responde a la **Fórmula (5-2)** donde k depende de: (a) el diagrama de carga; (b) las condiciones de vínculo de los bordes de la placa; (c) la relación α .

Para bordes simplemente apoyados resultan las expresiones generales contenidas en la Tabla de la **Figura 5-3**.

En casos particulares de carga y para distintas condiciones de vínculo de los bordes apoyados, se pueden dar los valores de la Tabla de la **Figura 5-4**.

En la **Figura 5-5** se indican deformadas para distintas situaciones de carga.

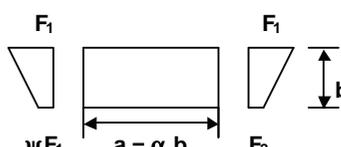
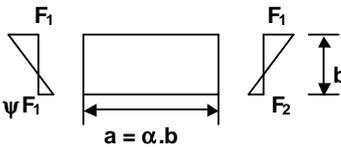
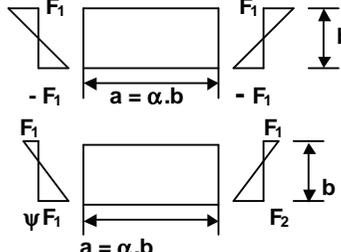
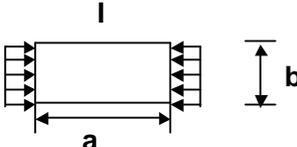
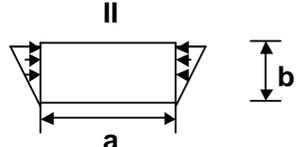
Valores de k (bordes articulados)			
Diagrama de carga		campo de validez	k
Tensiones de compresión		$\alpha \geq 1$	$\frac{8,4}{\psi + 1,1}$
Ley de variación lineal $0 \leq \psi \leq 1$		$\alpha < 1$	$(\alpha + 1/\alpha)^2 \cdot \frac{2,1}{\psi + 1,1}$
Tensiones de compresión y tracción Ley lineal y predominio de compresión $-1 < \psi < 0$			$(1 + \psi)k' - \psi k'' + 10\psi(1 + \psi)$ k' coeficiente para $\psi = 0$ k'' coeficiente para $\psi = -1$
Tensiones de compresión y tracción Ley lineal con iguales valores de borde $\psi = -1$ o predominio de tracción $\psi < -1$		$\alpha \geq 2/3$	23,9
		$\alpha < 2/3$	$15,87 + (1,87 / \alpha^2) + 8,6 \alpha^2$
siendo $\psi = F_2/F_1$			

Figura 5-3

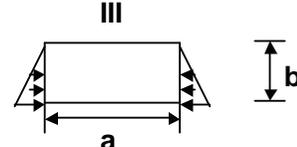
DIAGRAMA DE CARGA



I

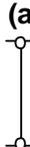


II



III

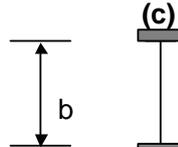
CONDICION DE VINCULO



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

condición vínculo diagrama carga	(a)		(b)		(c)		(d)		(e)
	k	para $\alpha \geq$	k	para $\alpha \geq$	k	para $\alpha \geq$	k	para $\alpha \geq$	k
I	4,00	1,00	5,40	0,79	6,97	0,67	1,28	1,63	0,43
II	7,81	0,98	12,16	0,77	13,56	0,65	6,26	1,58	1,71
III	7,81	0,98	9,89	0,80	13,56	0,65	1,64	1,67	0,57

Figura 5-4

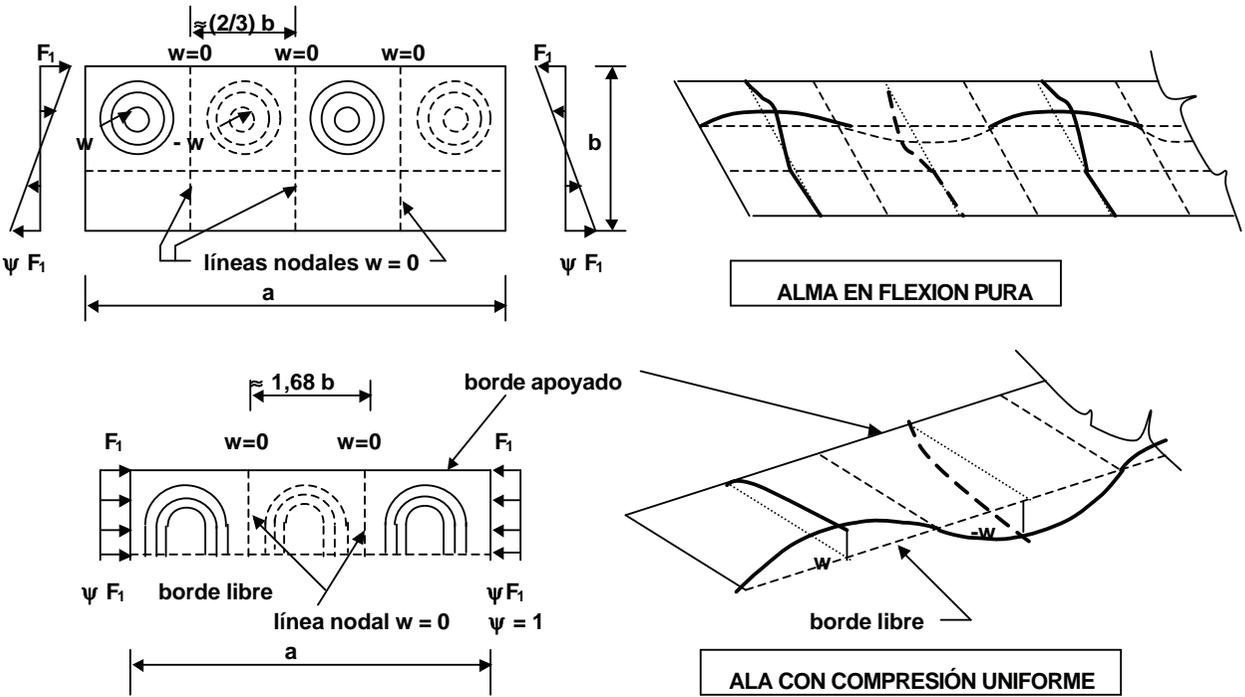


Figura 5-5

En resumen: las placas planas sometidas a **tensiones normales de compresión** en su plano y que cumplen las hipótesis supuestas, pandean a una tensión crítica que depende del diagrama de carga, de la relación de sus lados y de las condiciones de vínculo de sus apoyos. En este último aspecto podemos distinguir dos grandes grupos:

(a) Placas rigidizadas : son aquellas que tienen dos apoyos paralelos a la dirección de la carga. Ejemplo: alma de una sección "doble te" en flexión o en compresión axil; ala de una sección cajón en flexión o en compresión axil.

(b) Placas no rigidizadas: son aquellas que tienen un sólo apoyo paralelo a la dirección de la carga. Ejemplo: ala de una sección "doble te" en flexión o en compresión axil; ala de un ángulo en flexión o en compresión axil.

• **Tensiones tangenciales.** Si tenemos una placa plana sometida únicamente a **tensiones tangenciales** uniformemente distribuidas en sus cuatro bordes de apoyo el efecto tensional es equivalente al de tensiones principales de compresión y tracción que actúan formando un ángulo de 45° con la dirección del cortante. Con las mismas hipótesis vistas para tensiones normales la tensión crítica elástica resulta:

$$\tau_{ki} = k_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \tag{5-3}$$

t_w, h_w = espesor y ancho de la placa respectivamente.

k_1 = factor en función de la relación $\alpha = a / h_w$

resulta aproximadamente **para $\alpha \geq 1$** $k_1 = 5,34 + (4 / \alpha^2)$

para $\alpha < 1$ $k_1 = 4,00 + (5,34 / \alpha^2)$

También puede tomarse con suficiente aproximación (diferencia $\pm 5\%$)

$$\text{para todo valor de } \alpha : \quad k_1 = 5 + (5 / \alpha^2) \quad (5-4)$$

En la **Figura 5-6** se muestra la deformada de una placa sometida sólo a tensiones tangenciales.

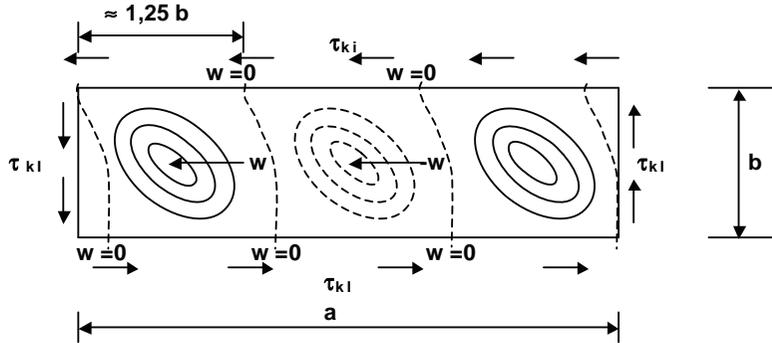


Figura 5-6

- **Tensiones normales y tangenciales simultáneas.** Si la placa está sometida simultáneamente a tensiones normales F y tangenciales τ , la tensión crítica elástica de pandeo bajo la acción combinada y suponiendo válida la teoría de Von Mises (tensión principal $F_c = \sqrt{F^2 + 3\tau^2}$) resulta:

$$F_{cki} = \frac{\sqrt{F^2 + 3\tau^2}}{\frac{(1+\psi)}{4} \cdot \frac{F}{F_{ki}} + \sqrt{\left(\frac{(3-\psi)}{4} \cdot \frac{F}{F_{ki}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{ki}}\right)^2}} \quad (5-5)$$

F_{ki} y τ_{ki} son las tensiones críticas para tensión normal y tensión cortante actuando solas, determinadas por las **Fórmulas (5-2) y (5-3)** respectivamente.

F y τ son las tensiones normal y cortante efectivamente actuantes en la placa.

ψ es la inversa de la relación entre la tensión normal en el borde más comprimido y la del borde opuesto. (ver Tabla de **Figura 5-3**).

Los estudios analíticos y experimentales han demostrado que la interacción tensión normal y cortante en el alma de vigas flexadas, puede despreciarse en general si se cumple :

(a) El esfuerzo cortante requerido es menor que el 60 % de la resistencia de diseño al corte.

y

(b) El momento flector requerido es menor que el 75% del Momento de diseño resistente.

5.2.2.- Pandeo crítico en zona inelástica.

Todas las expresiones anteriores para tensiones críticas suponen el material perfectamente elástico hasta el pandeo. Esto no ocurre en muchos casos en los elementos de las secciones metálicas que funcionan como placas. Superada la tensión de proporcionalidad el módulo de elasticidad disminuye y las expresiones anteriores deben ser corregidas cuando el material se encuentra en zona inelástica. Al respecto existen varias teorías más o menos complejas que se aproximan en mayor o menor medida al comportamiento experimental de los elementos de las secciones metálicas que funcionan como placas. Las distintas reglamentaciones han planteado y plantean diferentes métodos operativos de tipo general o aplicables a situaciones particulares. Los mismos se basan generalmente en teorías simplificadas corroboradas por experiencias, dado que el problema es bastante complejo por la influencia de las tensiones residuales. Se citarán algunas y se plantearán

los métodos operativos al analizar el dimensionado de las piezas axialmente comprimidas (determinación de Q) y flexadas (pandeo local de ala, alma y resistencia de diseño al corte).

Teoría de Bleich: Si tomamos la placa articulada en los 4 bordes vista en el comienzo y cargada con una fuerza de compresión constante p_x (**Figura 5-1 a**) al superarse la tensión de proporcionalidad en dirección x y no existir tensiones en dirección y la placa se hace anisótropa pues el módulo de elasticidad no es el mismo en ambas direcciones. Planteada la condición de equilibrio indiferente y resuelta la ecuación diferencial resulta la misma expresión para la tensión crítica normal de la ecuación (5-2) y de la tensión crítica tangencial de la ecuación (5-3) pero multiplicadas por el factor $\sqrt{E_t/E}$, siendo E_t el módulo tangente.

La norma española EA95 sigue este camino extendido a otras condiciones de carga y vínculos.

La antigua norma alemana DIN 4114 y el Reglamento CIRSOC 301/82 mas conservadoramente multiplican las tensiones críticas elásticas por el factor (E_t/E) cuando aquellas superan la tensión de proporcionalidad fijada en $F_{pr} = 0,8 F_y$. Se da una expresión analítica para E_t .

Teoría de Basler: En placas sometidas a **tensiones tangenciales** se toma para zona inelástica

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pr} \cdot \tau_{ki}} \quad (5-6)$$

con:

$$\text{tensión de proporcionalidad de corte} \quad \tau_{pr} = 0,8 \quad \tau_y = 0,8 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot F_y$$

Esta expresión es tomada por la Especificación AISC-LRFD y por el CIRSOC 301-EL para determinar la resistencia de diseño al corte en almas de vigas flexadas para zona inelástica.

La teoría de Basler da resultados mas conservadores que la de Bleich ($\approx -6\%$) y tensiones críticas algo superiores al criterio adoptado por la DIN 4114 y el Reglamento CIRSOC 301/82.

5.3.- PANDEO POSCRITICO DE PLACAS PLANAS.

En las barras con carga axil, la carga crítica es prácticamente la carga de colapso, pues alcanzada aquella las deformaciones se incrementan sin que haya casi aumento de carga y la columna colapsa. No ocurre lo mismo en el caso de las placas planas, especialmente en las **placas rigidizadas**. Analizaremos cualitativamente el fenómeno en una placa apoyada en sus cuatro bordes, uniformemente comprimida. (**Figura 5-7**).

Al alcanzarse la tensión crítica F_{cr} pandea la fibra central. En esta situación deformada las fibras transversales se traccionan y restringen la deformación de las fibras contiguas a la central permitiéndoles tomar mas carga antes de hacerse inestables. Este efecto es mayor mientras más cercana sea la fibra al apoyo. Las ubicadas sobre los bordes no pueden deformarse según w por lo que podrán alcanzar la tensión de fluencia F_y o la máxima tensión normal que admita el borde apoyado. Recién al alcanzarse esta situación se producirá el colapso de la placa. La carga total que provoca el colapso de la placa es el área encerrada por el diagrama de tensiones por el espesor de la placa y es mayor que la que resulta de multiplicar la tensión crítica por el ancho b y por el espesor t .

$$P_t = t \cdot \int F \cdot db > t \cdot b \cdot F_{cr}$$

Esta **sobrerresistencia poscrítica** de las placas resulta en general importante en las placas rigidizadas. La relación entre la resistencia poscrítica y la precrítica es mayor en la medida que sea menor esta última o sea cuando las placas son muy esbeltas (alta relación b/t), como se grafica en la **Figura 5-8(a)**.

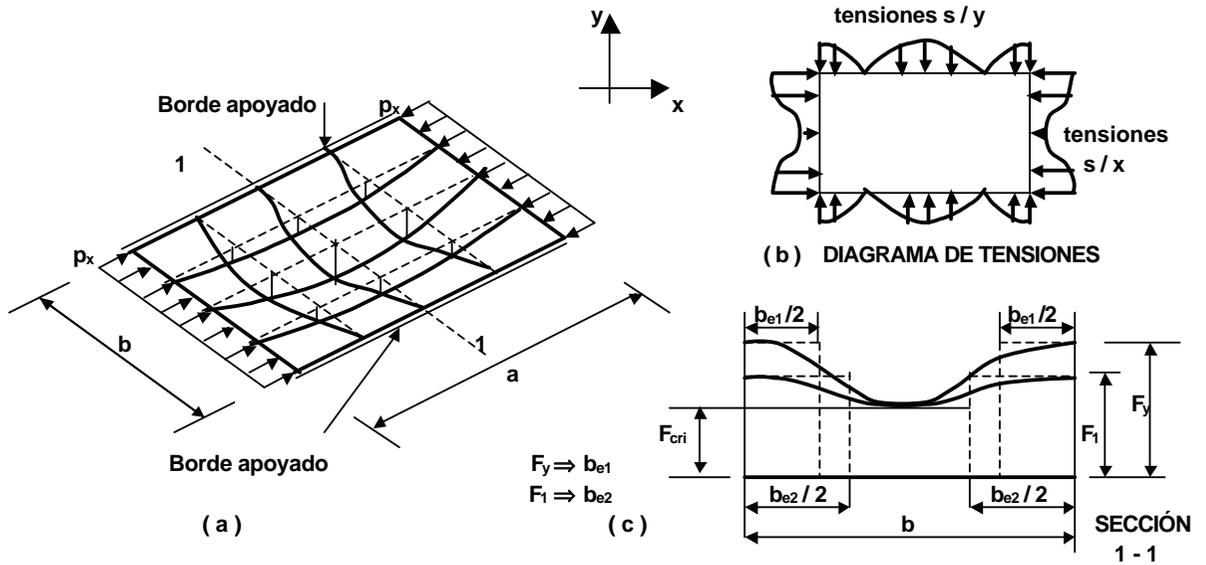


Figura 5-7

Para que la resistencia poscrítica se desarrolle totalmente en las placas esbeltas, es necesario que la fibra central alcance grandes deformaciones lo que es inadmisibles en secciones metálicas de obras civiles pues ello implicaría cambios en la forma seccional, lo que además invalida todas las fórmulas de dimensionado utilizadas. Por ello las reglamentaciones limitan la esbeltez (b/t) de los elementos de las secciones.

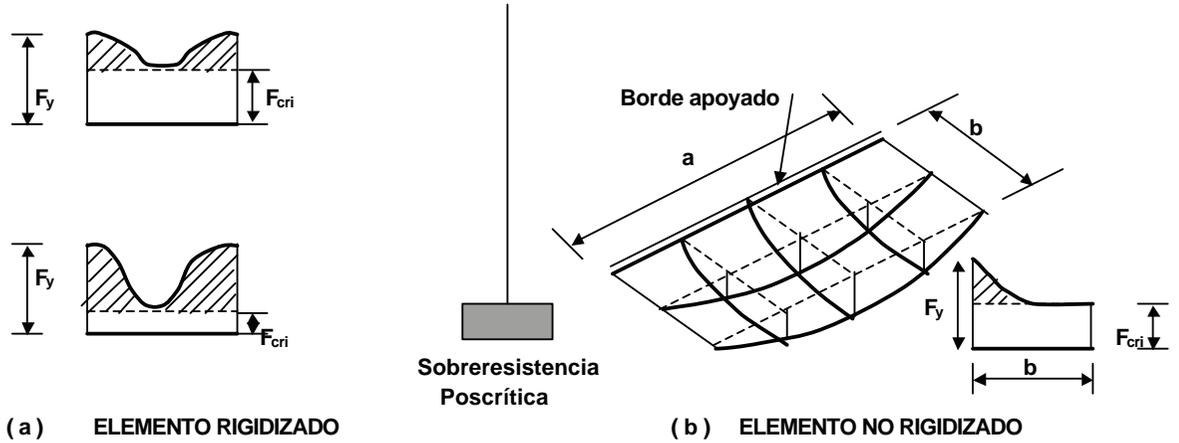


Figura 5-8

En las **placas no rigidizadas**, como podemos apreciar en la **Figura 5-8 (b)**, el efecto poscrítico tiene mucho menor importancia pues al tener un borde libre las fibras transversales prácticamente no limitan las deformación de las longitudinales excepto para las muy cercanas al borde apoyado. Dada la dificultad de utilizar para el dimensionado una distribución de tensiones no uniforme y de determinación compleja (**Figura 5-7 (c)**), en los elementos rigidizados se considera el efecto poscrítico a través del artificio aproximado del **ancho efectivo reducido** b_e debido a Von Karman (1932). Se reemplaza la placa de ancho b por una de ancho b_e sometida a una compresión uniforme F_y o $F_{1máx}$ según corresponda. Se debe cumplir que :

$$P_t = t \cdot \int F \cdot db = t \cdot b_e \cdot F_y$$

$$\text{ó } P_t = t \cdot b_e \cdot F_{1máx}$$

si se puede alcanzar en el borde F_y
siendo $F_{1máx}$ la máxima tensión en el borde.

El concepto de ancho efectivo reducido se utiliza para evaluar la resistencia a pandeo de los elementos de las secciones que funcionan como placas rigidizadas. En algunas reglamentaciones sólo para aquellos sometidos a compresión uniforme (AISC-LRFD 1999, CIRSOC 301-EL); en otras para elementos sometidos a compresión uniforme o variable (EUROCODE 3).

En general la determinación cuantitativa de b_e se basa en las teorías de Von Karman y posterior de Winter, ajustadas por los resultados de ensayos. Se hará una referencia al tema en el estudio de las estructuras de chapa doblada en frío. Mas adelante se darán las expresiones de la AISC-LRFD (1999) adoptadas por el CIRSOC 301-EL.

La resistencia poscrítica de los elementos no rigidizados es en general despreciada aunque en algunos casos se la cuantifica en función de las condiciones de vínculo.

5.4.- ESTADOS LÍMITES SECCIONALES. CLASIFICACION DE SECCIONES.

Según el comportamiento frente al pandeo local las secciones de los elementos estructurales se clasifican en **compactas, no compactas y con elementos esbeltos**. Para definir y clarificar el concepto debemos analizar primero cuales son los estados límites seccionales de los elementos estructurales.

5.4.1.- Estados límites seccionales.

Recordemos los diagramas tensión deformación de los aceros al carbono o de baja aleación. **(Figura 5-9)**. **(a)** es sin tensiones residuales; **(b)** con tensiones residuales referido a la carga exterior; **(c)** esque-mático teórico sin tensiones residuales. ϵ_y es la deformación de fluencia ($\approx 1,15\%$ para $F_y = 235$ MPa). ϵ_p es la deformación al final del período plástico (≈ 10 a 15 veces ϵ_y). ϵ_u es la deformación de rotura ($\approx 25\%$ para $F_y = 235$ MPa).

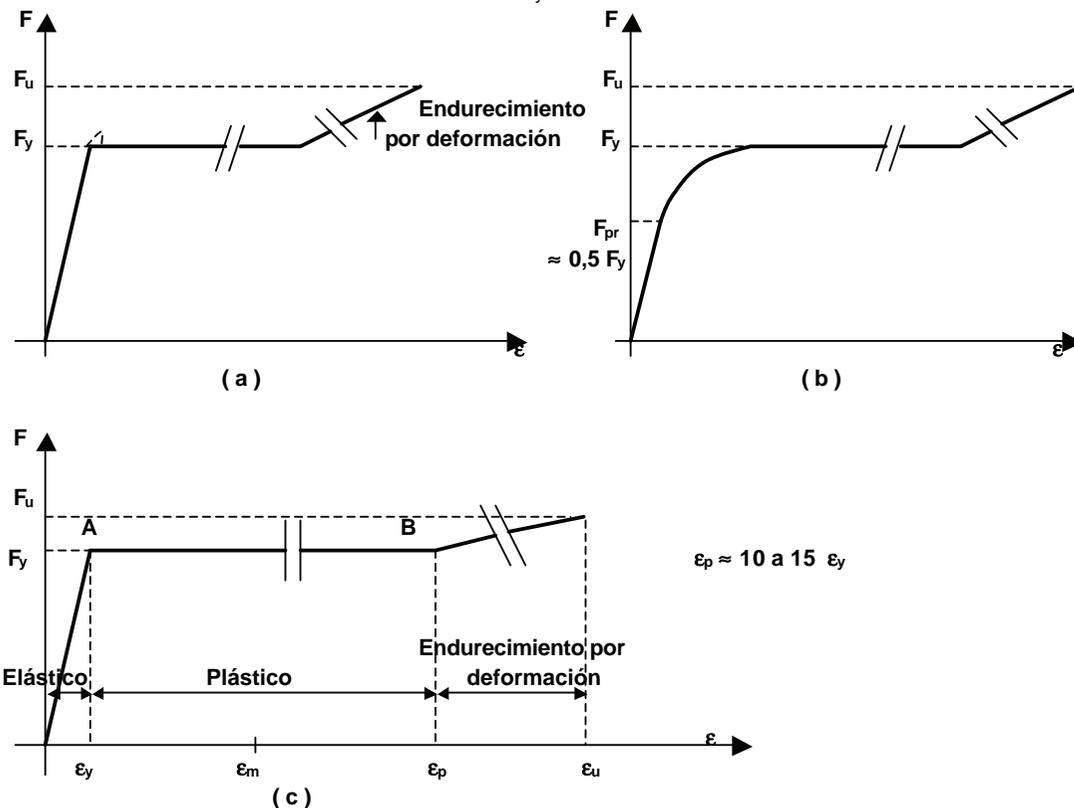


Figura 5-9

Para **tensiones normales** se pueden considerar los siguientes estados límites seccionales:

(1) Cuando al menos **una fibra** alcanza la tensión de fluencia F_y .

En la **Figura 5-10** se representan los diagramas de tensiones normales para flexión pura, compresión axil y flexocompresión.

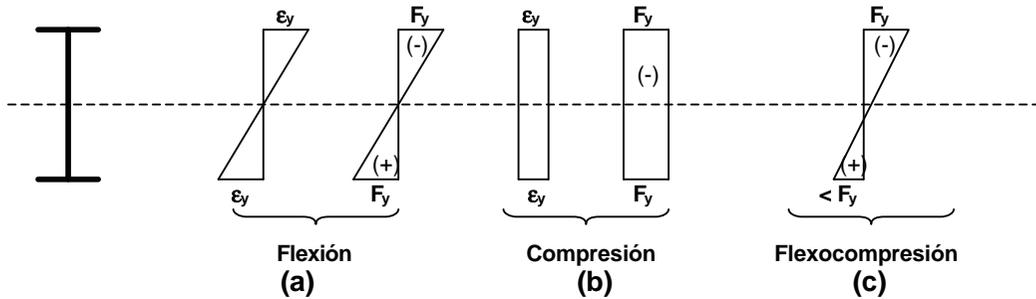


Figura 5-10

- En flexión pura el Momento Flector que produce el estado tensional es $M_E = S \cdot F_y$ (5-7) y referido a tensiones generadas por cargas externas $M_E = S \cdot (F_y - F_r)$ (5-8) siendo:
 - M_E = Momento flector resistente nominal elástico = M_y
 - S = Módulo resistente elástico.
 - F_y = Tensión de fluencia del acero.
 - F_r = Tensión residual.
- En compresión axil se plastifica toda la sección y siendo la suma de las tensiones residuales en la sección igual a cero, la Resistencia nominal a compresión axil $P_n = A_g \cdot F_y$ no depende de las tensiones residuales.

(2) **Toda la sección se plastifica.** En la **Figura 5-11** se representan los diagramas de tensiones normales para flexión pura, compresión axil y flexocompresión.

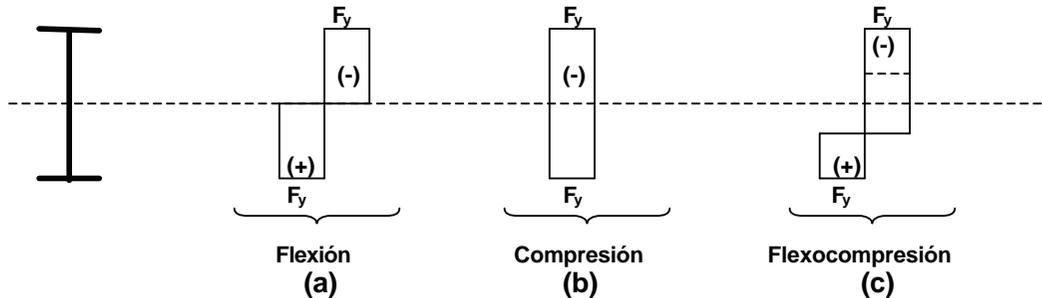


Figura 5-11

- En compresión axil es la misma condición del estado límite anterior. Para alcanzar la plastificación de la sección basta que sea la deformación $\epsilon_m = \epsilon_y$
- En flexión pura el Momento Resistente nominal **Plástico** es: $M_P = Z \cdot F_y$ (5-9)

M_P no depende de las tensiones residuales por ser la suma de éstas igual a cero. El diagrama de la **Figura 5-11 (a)** es teórico. El real es como en la **Figura 5-12**.

Para aproximarse al M_P teórico la sección

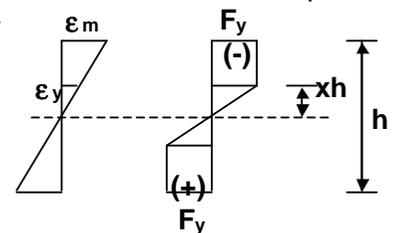


Figura 5-12

debe girar y la deformación $\epsilon_m > \epsilon_y$. Para $x = 1/6$ resulta $\epsilon_m = 3 \epsilon_y$ y el Momento Plástico real es aproximadamente igual al teórico. Se asume que para alcanzar M_P se debe cumplir $\epsilon_m / \epsilon_y = 3$.

Z = Módulo resistente plástico.

En general para **secciones simétricas con respecto a un eje**, Z es el **doble del momento estático de media sección con respecto a dicho eje baricéntrico**. ($Z = 2 Q$)

La relación (Z / S) se denomina factor de forma. Algunos valores de (Z/S) para distintas formas seccionales son:

Rectángulo = **1,5**; Circular maciza = **1,7**; Tubos circulares = **1,2 a 1,4** según relación diámetro-espesor; "doble te" **1,12 a 1,20** según relación área de alas (A_f) a área de almas (A_w); Triángulo = **2,37**.

Si el factor de forma es grande las deformaciones de un elemento flexado en estado de servicio pueden ser grandes y permanentes. Por ello las Especificaciones para la determinación del Momento resistente nominal **limitan la relación (Z / S) a un valor máximo de 1,5** aunque la forma seccional tuviera un mayor factor de forma.

Si las solicitaciones de sección se determinan mediante **análisis plástico**, es necesario que se desarrollen rótulas plásticas hasta que se forme un mecanismo. Para que se desarrollen esas rótulas plásticas la sección debe girar más de lo anteriormente dicho. Para estructuras de edificios y secciones simétricas con respecto al plano de flexión, se considera necesario un giro de 7 a 9 veces el giro correspondiente al desarrollo del momento elástico, o sea debe ser (ϵ_m / ϵ_y) **de 7 a 9**.

Igual capacidad de rotación es necesaria en secciones de estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad para que las mismas tengan una **ductilidad de 3 a 5**.

5.4.2.- Clasificación de secciones.

A partir de lo expuesto en las Secciones anteriores podemos establecer una clasificación de secciones en función de su comportamiento a pandeo local y los límites de relación de esbeltez ancho-espesor que determinan cada clase.

- **Sección compacta:** Una sección es compacta si:
 - Las alas están unidas en forma continua al alma o almas.
 - La relación ancho-espesor de sus elementos comprimidos es **menor o igual** al límite λ_p .

La sección compacta está capacitada para desarrollar el Momento Plástico M_P sin que se produzca el pandeo local en ningún elemento comprimido de la sección. Tiene una capacidad de rotación de por lo menos **3 veces** la rotación elástica.

Para estructuras de edificios, en las que las solicitaciones requeridas se obtengan por análisis global plástico y en aquellas secciones donde se ubican las rótulas plásticas, la relación ancho-espesor de sus elementos comprimidos debe ser **menor o igual** a λ_{pp} . La sección tiene una capacidad de rotación de por lo menos **7 veces** la rotación elástica.

En estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad para desarrollar una ductilidad de 3 a 5, la relación ancho-espesor de los elementos comprimidos de la sección también debe ser **menor o igual** a λ_{pp} en las secciones donde se desarrollen rótulas plásticas.

- **Sección no compacta:** Una sección es no compacta si:
 - Al menos uno de sus elementos comprimidos tiene una relación ancho-espesor **mayor** que λ_p .
 - Todos sus elementos comprimidos tienen una relación ancho-espesor **menor o igual** al límite λ_r .
 Una sección no compacta puede alcanzar la tensión de fluencia en los elementos comprimidos sin que ocurra pandeo local, pero no puede desarrollar el momento plástico.

- **Sección con elementos esbeltos:** Una sección es con elementos esbeltos si:
 - Al menos uno de sus elementos comprimidos tiene una relación ancho-espesor **mayor** que λ_r .

Se caracteriza la clase de sección porque al menos uno de sus elementos comprimidos pandea localmente antes de alcanzar la tensión de fluencia.

El gráfico de la **Figura 5-13** esquematiza la clasificación anterior y los respectivos límites.

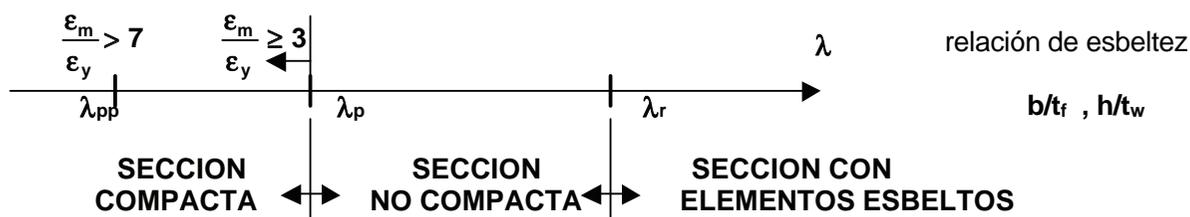


Figura 5-13

LOS LÍMITES λ_{pp} , λ_p y λ_r PARA ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS Y RIGIDIZADOS DE VARIADAS FORMAS SECCIONALES SOMETIDAS A DISTINTAS SOLICITACIONES DE SECCION SON DADOS EN LA Figura 5-15 que reproduce la Tabla B.5-1 del CIRSOC 301-EL . La Tabla transcrita tiene los límites indicados en el Anexo 1 del CIRSOC 301-EL o sea con el valor del módulo **E** ya reemplazado.

La Tabla está basada en la TABLA B.5.1 de las Especificaciones AISC-LRFD 99 y en las Especificaciones para Barras de Angulo único de la AISC-LRFD y fue propuesta por el autor para su inclusión en el CIRSOC 301-EL. Se han separado algunos casos para facilitar la aplicación y agregado situaciones no previstas en las Especificaciones citadas en base al EUROCODE 3. Parte 1-1. Es de hacer notar que, en general, en los casos contemplados por EUROCODE y AISC-LRFD existe prácticamente coincidencia entre ambas Especificaciones.

Para barras sometidas a compresión axil toda la sección llega simultáneamente a fluencia por lo que para la plastificación total de la misma sus elementos deben tener una relación ancho-espesor menor o igual a λ_r , no siendo aplicable el límite λ_p .

Para determinar las dimensiones de los elementos se considera:

- Para elementos **no rigidizados**, o sea vinculados solamente a lo largo de un borde paralelo a la fuerza de compresión, el ancho se determinará de la siguiente forma:

- Alas de secciones "doble te" y "te": el ancho **b** es la mitad del ancho total del ala **b_r**.
- Alas de secciones ángulo y de secciones U (canales) y Z: el ancho **b** es el total de la dimensión nominal del ala.
- Para chapas planas : el ancho **b** es la distancia desde el borde libre hasta la primera fila de bulones o remaches, o hasta el cordón de soldadura.
- Para almas de secciones "te" : el ancho es la altura nominal total **d**.

- Para elementos **rigidizados**, o sea aquellos que están vinculados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, el ancho se determinará como sigue:

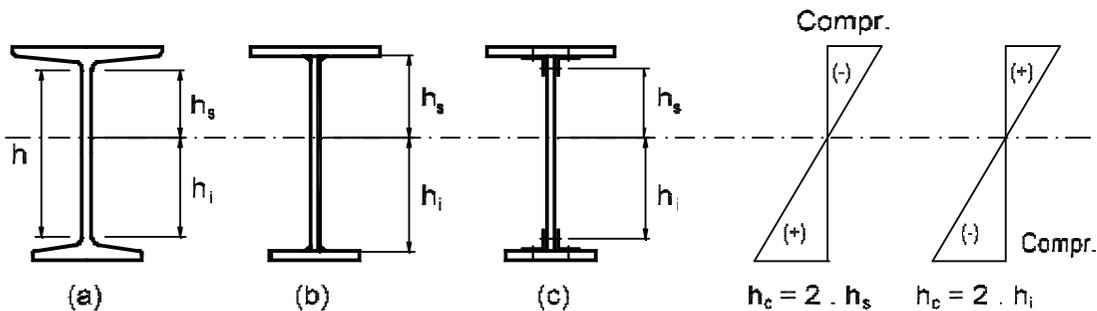
- Para almas de secciones laminadas o conformadas : **h** es la distancia libre entre alas menos los radios de acuerdo entre el alma y cada ala; **h_c** es el doble de la distancia desde el baricentro de la sección a la cara interna del ala comprimida menos el radio de acuerdo entre el alma y el ala. (**Figura 5-14 a**).

(b) Para almas de secciones armadas: h es la distancia entre líneas adyacentes de bulones o remaches en uniones con pasadores, o la distancia libre entre las caras internas de las alas cuando se utiliza soldadura; h_c es el doble de la distancia desde el baricentro de la sección a la línea de bulones o remaches mas próxima correspondiente al ala comprimida, o a la cara interna del ala comprimida cuando se utilizan cordones de soldadura. (**Figura 5-14 b, Figura 5-14 c**)

(c) Para alas o platabandas en secciones armadas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de pasadores (remaches o bulones) o entre cordones de soldadura.

(d) Para alas de secciones tubulares huecas (rectangulares o cuadradas), el ancho b es la distancia libre entre almas menos el radio interno de cada lado. Si no se conoce el radio puede adoptarse b como el ancho total de la sección menos tres veces el espesor.

Para alas de espesor variable en secciones laminadas, se adoptará como espesor el espesor nominal correspondiente a la mitad de la distancia entre el borde libre del ala y la cara correspondiente del alma.



Determinación de h_c
Figura 5.14

5.4.3.- Determinación de los límites λ_p , λ_r .

(a) Determinación de λ_p :

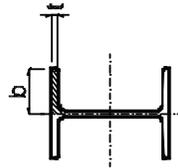
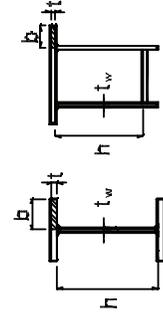
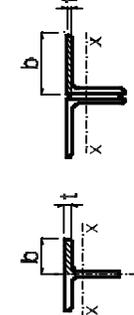
Para desarrollar el momento plástico es necesario que las placas comprimidas se deformen en período plástico. (**ver Figura 5-9(c)**).

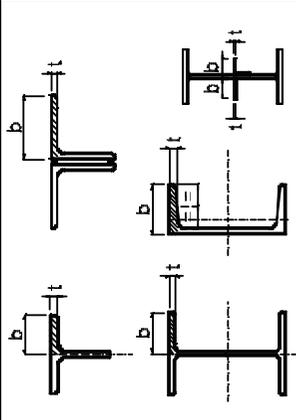
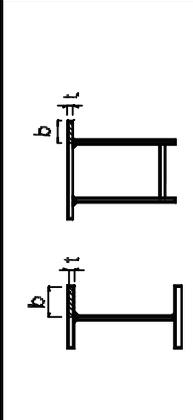
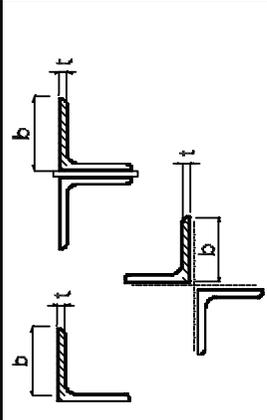
La esbeltez límite será aquella para la cual la tensión crítica de pandeo sea igual a la tensión de fluencia para una deformación determinada ϵ_m . El estudio teórico del pandeo de placas en período plástico se basa en : diagrama tensión deformación del acero como el de la **Figura 5-9 (c)**; las secciones permanecen planas (Ley de Navier); el pandeo se produce bajo carga creciente (1ª teoría de Engeser-Shanley); la plastificación del acero se produce de manera discontinua por bandas de deslizamiento, de modo que el acero o bien es elástico (**Figura 5-9 (c)**, punto A del diagrama) o bien totalmente plástico o estirado (punto B del diagrama); por lo anterior la placa es ortótropa pues tiene distintos módulos E en ambas direcciones.

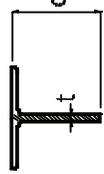
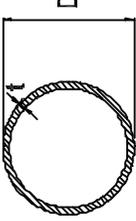
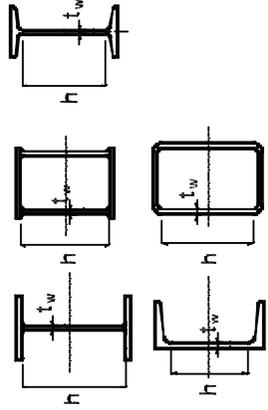
A partir de igualar la tensión crítica a F_y y con ajustes resultantes de ensayos para distintas condiciones de vínculo y cargas se han determinado las expresiones para λ_p y λ_{pp} para elementos planos.

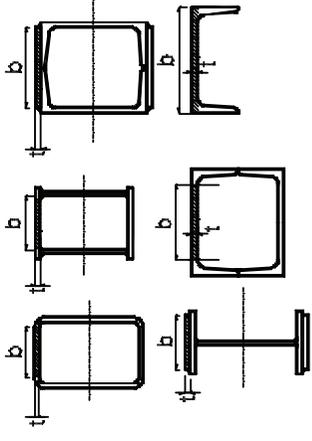
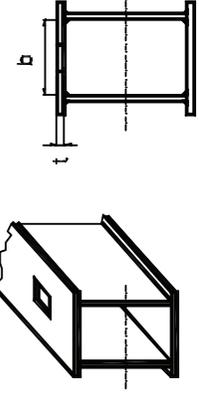
Para tubos circulares se basan en los resultados de ensayos realizados por investigadores norteamericanos (Sherman, Tanavde, Galambos).

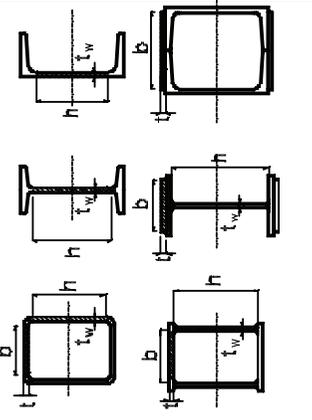
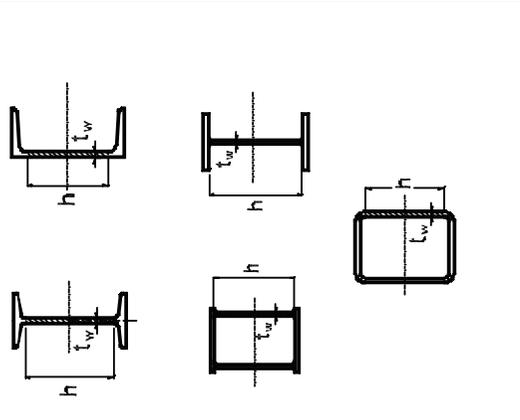
Tabla B.5-1

A) ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS						
Caso	Descripción del Elemento	Elemento	Relación ancho/ espesor	λ_{pp} (i)	λ_p	λ_r
1	Alas de vigas laminadas de perfiles "doble te" y canales sometidas a flexión		b/t	$\frac{135}{\sqrt{F_y}}$ (a)	$\frac{170}{\sqrt{F_y}}$ (b)	$\frac{370}{\sqrt{F_y - 69}}$ (c)
2	Alas de vigas "doble te" soldadas (homogéneas o híbridas) o alas salientes de vigas soldadas, sometidas a flexión .		b/t	$\frac{135}{\sqrt{F_y}}$ (a)	$\frac{170}{\sqrt{F_y}}$ (b)	$\frac{425}{\sqrt{F_y - 114}}$ (c) (d)
3	Alas de perfiles "te" y alas de pares de ángulos en unión continua en flexión en el plano de simetría	 <p style="text-align: center;">x-x: eje de flexión</p>	b/t	$\frac{135}{\sqrt{F_y}}$ (a)	$\frac{170}{\sqrt{F_y}}$ (b)	$\frac{250}{\sqrt{F_y}}$

Caso	Descripción del Elemento	Elemento	Relación ancho/ Espesor	λ_{pp} (i)	λ_{p}	λ_r
4	Alas salientes de pares de ángulos en unión continua, alas de perfiles laminados "doble te" y canales, alas de perfiles "te", todas en compresión axil . Angulos y placas salientes desde vigas o desde elementos comprimidos axialmente		b/t	No aplicable	No aplicable	$\frac{250}{\sqrt{F_y}}$
5	Alas salientes de barras armadas comprimidas axialmente .		b/t	No aplicable	No aplicable	$\frac{285}{\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}}$ (d)
6	Alas de montantes comprimidos de ángulo simple; alas de montantes comprimidos de sección doble ángulo unidos con presillas; en general elementos comprimidos no rigidizados no especificados en casos anteriores.		B/t	No aplicable	No aplicable	$\frac{200}{\sqrt{F_y}}$

Caso	Descripción del Elemento	Elemento	Relación ancho/ Espesor	λ_{pp} (i)	λ_{p}	λ_r
7	Almas de perfiles "te" en compresión axial .		D/t	No aplicable	No aplicable	$\frac{335}{\sqrt{F_y}}$
B) ELEMENTOS RIGIDIZADOS						
8 ^a	Elementos tubulares de sección circular en compresión axial		D/t	No aplicable	No aplicable	$\frac{22000}{F_y}$
8 ^b	Elementos tubulares de sección circular en flexión		D/t	$\frac{9000}{F_y}$	$\frac{14000}{F_y}$	$\frac{62000}{F_y}$
9	Almas comprimidas por flexión (i)		H/t _w	$\frac{1370}{\sqrt{F_y}}$ (l)	$\frac{1680}{\sqrt{F_y}}$ (e) (k)	$\frac{2550}{\sqrt{F_y}}$ (f)

Caso	Descripción del Elemento	Elemento	Relación ancho/ Espesor	λ_{pp} (i)	λ_p	λ_c
10	<p>Alas de cajas rectangulares o cuadradas, y secciones estructurales huecas de espesor uniforme, comprimidas uniformemente por efecto de flexión o flexocompresión. Platabandas y placas diafragma entre líneas de pasadores o soldadura, comprimidas por flexión o flexocompresión. Alma de canales en flexión con plano de carga según eje de simetría</p>		b/t	$420 \frac{\sqrt{F_y}}{\sqrt{F_y}}$	$500 \frac{\sqrt{F_y}}{\sqrt{F_y}}$	$625 \frac{\sqrt{F_y}}{\sqrt{F_y}}$ (perfil tubular) $665 \frac{\sqrt{F_y}}{\sqrt{F_y}}$ (resto de los perfiles)
11	<p>Ancho no apoyado de platabandas o alas perforadas con una sucesión de agujeros de acceso, bajo compresión axial</p>	<p>(g)</p> 	b/t	No aplicable	No aplicable	$830 \frac{\sqrt{F_y}}{\sqrt{F_y}}$

12	<p>Almas bajo compresión axil. Alas de cajas rectangulares o cuadradas, secciones estructurales huecas de espesor uniforme, platabandas y placas diafragma entre líneas de pasadores o soldadura, todas bajo compresión axil. Otros elementos rigidizados (apoyados a lo largo de dos bordes) no especificados anteriormente, uniformemente comprimidos</p>		<p>h/t_w b/t</p>	<p>No aplicable</p>	<p>No aplicable</p>	<p>$\frac{625}{\sqrt{F_y}}$ (ala perfil tubular) $\frac{665}{\sqrt{F_y}}$ (resto de los perfiles) (f)</p>
13	<p>Almas bajo combinación de flexión y compresión</p>		<p>h/t_w</p>	<p>* Para $\frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 0.125$ $\frac{1370}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$ * Para $0.125 \leq \frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 0.33$ $\frac{2140}{\sqrt{F_y}} \left(0.64 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$ * Para $\frac{P_u}{\phi_b P_y} > 0.33$ $\frac{665}{\sqrt{F_y}}$ (l) (h) (k)</p>	<p>* Para $\frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 0.125$ $\frac{1680}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 2.75 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$ * Para $0.125 \leq \frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 0.3$ $\frac{2140}{\sqrt{F_y}} \left(0.64 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$ * Para $\frac{P_u}{\phi_b P_y} > 0.33$ $\frac{665}{\sqrt{F_y}}$ (e) (h) (k)</p>	<p>$\frac{2550}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$ (f)</p>

OBSERVACIONES A LA TABLA B.5-1

- (a) Sólo aplicable a perfiles “doble te” y secciones simétricas con respecto al plano de flexión. Se asume una capacidad de rotación inelástica de **7** veces la rotación elástica.
- (b) Se asume una capacidad de rotación inelástica de **3** veces la rotación elástica.
- (c) F_L = menor valor de $(F_{yf} - F_r)$ ó F_{yw} (MPa)
 F_r = tensión residual de compresión en ala
 = **69 MPa** para secciones laminadas
 = **114 MPa** para secciones soldadas
- (d) $k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$ pero comprendido entre **$0,35 \leq k_c \leq 0,763$**
- (e) Se asume una rotación inelástica de **3** veces la rotación elástica. Aplicable para secciones simétricas con respecto al eje de flexión y para secciones asimétricas con el ala comprimida mayor que el ala traccionada. Para secciones asimétricas con el ala comprimida menor que el ala traccionada se deberá disminuir el límite en forma racional, en función de la profundidad del eje neutro y garantizando que la relación de esbeltez del ala comprimida permita alcanzar en ella la deformación inelástica necesaria para desarrollar el momento plástico en la sección.
- (f) Para secciones con alas desiguales ver Apéndice **B**, Sección **A-B.5.1**
- (g) Adoptar área neta de la placa en el ancho del agujero.
- (h) Se asume un valor máximo de **2** para la relación entre la sección total de las alas y la sección total de las almas. Para valores mayores se deberá estudiar la posición del eje neutro en el alma.
- (i) Para vigas híbridas usar la tensión de fluencia del ala F_{yf} en lugar de F_y .
- (j) Límite para permitir la formación de una rótula plástica; de Sismic Provisión for Structural Steel Buildings de la AISC (Tabla 8-1).
- (k) Para secciones con alas desiguales usar h_c en lugar de h en la comparación con λ_p
- (l) Se asume una rotación inelástica de **7 a 9** veces la rotación elástica. Sólo aplicable a secciones doblemente simétricas.

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada. (MPa)
 F_{yf} = Tensión de fluencia mínima especificada del acero del ala. (MPa)
 P_u = Resistencia axial requerida. (kN)
 P_y = Resistencia nominal de fluencia (kN) = $A_g \cdot F_y \cdot (10^{-1})$

Figura 5-15

La proporción entre carga axil requerida y resistencia de diseño axil de la sección es una medida de la influencia relativa de axil y momento y por ende de la posición del eje neutro que determina si el alma, al plastificarse la sección, queda total o parcialmente comprimida. Esto justifica la utilización de esa proporción para definir los límites en el caso 13 de la Tabla.

En dicho caso 13 se ha introducido una variante con respecto a lo especificado por la AISC-LRFD. En combinación de axil y momento, la posición del eje neutro define la situación del alma en cuanto a estar total o parcialmente comprimida. Dicha posición, además de la relación entre las solicitaciones, depende de la relación de áreas entre alas y alma. En secciones simétricas cuando el área de las alas es el doble del área de almas, el alma queda totalmente comprimida al plastificarse la sección para una relación $P_u / \phi \cdot P_y = 0,33$. Para esa relación estamos pues en el caso 12 y el límite debe ser el mismo.

Para carga axil nula estamos en caso 9. Por lo anterior existe la observación **(h)** en la Tabla. La relación de áreas indicada es satisfecha por prácticamente todos los perfiles laminados y se cumple en los casos comunes de perfiles armados doble te y es menor en las secciones cajón.

Para secciones en flexotracción se pueden tomar para el alma en forma conservadora los límites correspondientes al caso 9. (almas comprimidas en flexión).

(b) Determinación de λ_r :

El límite corresponde a la situación en que se alcanza F_y sin pandeo local **en una fibra** para flexión o flexo-axil o **todas las fibras** en compresión pura.

La placa se encuentra en período elástico (por debajo de la tensión de proporcionalidad) en todos sus puntos. Se parte de la tensión crítica elástica ideal de pandeo (**Fórmula (5-2)**) para placa **isótropa** y con distintas condiciones de vínculo y carga. Efectuando las correcciones para el período inelástico y haciendo $F_{cr} = F_y$ se determinan los respectivos $(b/t)_{lim} = \lambda_r$ con distintos factores k que representan las situaciones de carga y las condiciones de borde.

Para las condiciones de borde se toma en cuenta la interacción ala-alma (empotramiento parcial o arrastre por pandeo) a través de hipótesis verificadas experimentalmente. El factor k_c que aparece en los Casos 2 y 5 (barras armadas) toma en cuenta la rigidez del alma para el semi-empotramiento de las alas y sus valores límites resultan de ensayos.

Veremos algunos casos.

Es de hacer notar que los valores numéricos de la Tabla son en su mayoría transformados de los de la AISC-LRFD y redondeados.

La AISC-LRFD considera el módulo de elasticidad $E = 29000 \text{ ksi}$

El CIRSOC 301-EL $E = 200.000 \text{ MPa}$ valor aproximadamente equivalente ($1 \text{ ksi} \cong 6,9 \text{ MPa}$)

Se adopta asimismo $\mu = 0,3$ por lo que la **Fórmula (5-2)** de partida queda :

$$F_{ki} = 180.800 \cdot k \cdot (t/b)^2 \quad (\text{en Mpa.}) \quad (5-10)$$

- **Casos 1 y 2:** Se considera válida la (5-10) hasta la tensión de fluencia menos la tensión residual. Igualando la (5-10) a $(F_y - F_r)$ resulta:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = \frac{425}{\sqrt{(F_y - F_r)/k}} \quad (5-11)$$

Caso 1: Los valores teóricos de k de **Figura 5-4:**

articulado-libre $k = 0,43$ (Caso l-e) empotrado-libre $k = 1,28$ (l-d)

Se considera para secciones laminadas un semi-empotramiento $k = 0,763$

La (5-11) queda: (con $F_r = 69 \text{ MPa} \cong 690 \text{ Kg/cm}^2$)

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{F_y - 69}}$$

Caso 2: En secciones armadas va la fórmula (5-11) con:

$$F_r = 114 \text{ MPa} (\cong 1140 \text{ kg/cm}^2) \quad y \quad k = k_c$$

k_c mide la rigidez relativa del alma. Su valor máximo es 0,763 con lo que resulta la misma restricción que para laminadas. Aunque teóricamente su valor menor sería el correspondiente a ala articulada (0,43), si el alma es muy delgada no ejerce ninguna restricción y el pandeo de un ala puede arrastrar a la otra con lo cual el giro sería mayor. Por ello puede llegar a tomar el valor 0,35.

- **Casos 3,4,5, 6 y 7:** Con $F_{cr} = F_{ki} = F_y$ de la (5-10) resulta:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = \frac{425}{\sqrt{F_y / k}} \quad (5-12)$$

Para considerar la inelasticidad cuando es superada la tensión de proporcionalidad ($E_t < E$) se puede tomar un factor de reducción $\approx 0,673$ ($E_{t \text{ medio}} \cong 0,45 E$). Además con $k = k_c$ la (5-12) resulta para cada caso :

$$\text{Caso 5:} \quad \lambda_r = \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = \frac{285}{\sqrt{F_y / k_c}} \quad (5-13)$$

Casos 3 y 4 : Se toma el valor $k_c = 0,763$ (Semi-empotramiento)

$$\lambda_r = 250 / \sqrt{F_y}$$

Caso 6: Con $k_c = 0,43$ (articulado) y redondeo experimental

$$\lambda_r = 200 / \sqrt{F_y}$$

Caso 7: Con $k_c = 1,28$ (empotrado) y redondeo experimental

$$\lambda_r = 335 / \sqrt{F_y}$$

- **Caso 10 :** Para este caso los valores teóricos del coeficiente k son:
articulado-articulado $k = 4$; empotrado-empotrado $k = 6,97$

De la expresión corregida por inelasticidad (Ecuación (5-13)) y considerando para la generalidad de los perfiles un $k = 5,44$ ($\cong 50\%$ de la diferencia) resulta:

$$\lambda_r = 665 / \sqrt{F_y}$$

Para perfiles tubulares por la curvatura de la esquina se considera un valor menor $k = 4,80$ ($\cong 25\%$ de la diferencia) y resulta :

$$\lambda_r = 625 / \sqrt{F_y}$$

• **Caso 9** : En las almas por la distribución de tensiones residuales (en el extremo superior son de tracción) es válida la Ecuación (5-12) hasta la fluencia. Los valores extremos de **k** son :

articulado-articulado : **k = 23,9**

empotrado-empotrado : **k = 39,6**

Se considera un semi-empotramiento (≈ 75% de la diferencia) y se adopta **k = 36** con lo que de la Ecuación (5-12) resulta:

$$\lambda_r = 2550 / \sqrt{F_y}$$

Secciones de alas desiguales: El valor de λ_r para almas de los casos 9, 12 y 13 de la Tabla B.5-1 está dado para secciones de doble simetría o sea en el caso de los perfiles “doble te”, cuando tienen las alas iguales ($h/h_c = 1$) (ver observaciones (k) y (f) de Tabla B.5-1). Cuando el ala comprimida **es de menor sección** que el ala traccionada (**Figura 5-16**) las fórmulas de la Tabla **son deficitarias**. En caso contrario resultan conservadoras. En la **Figura 5-16** se muestra la variación de λ_r en función de la compresión axial y del efecto de asimetría de las alas para una sección " doble te".

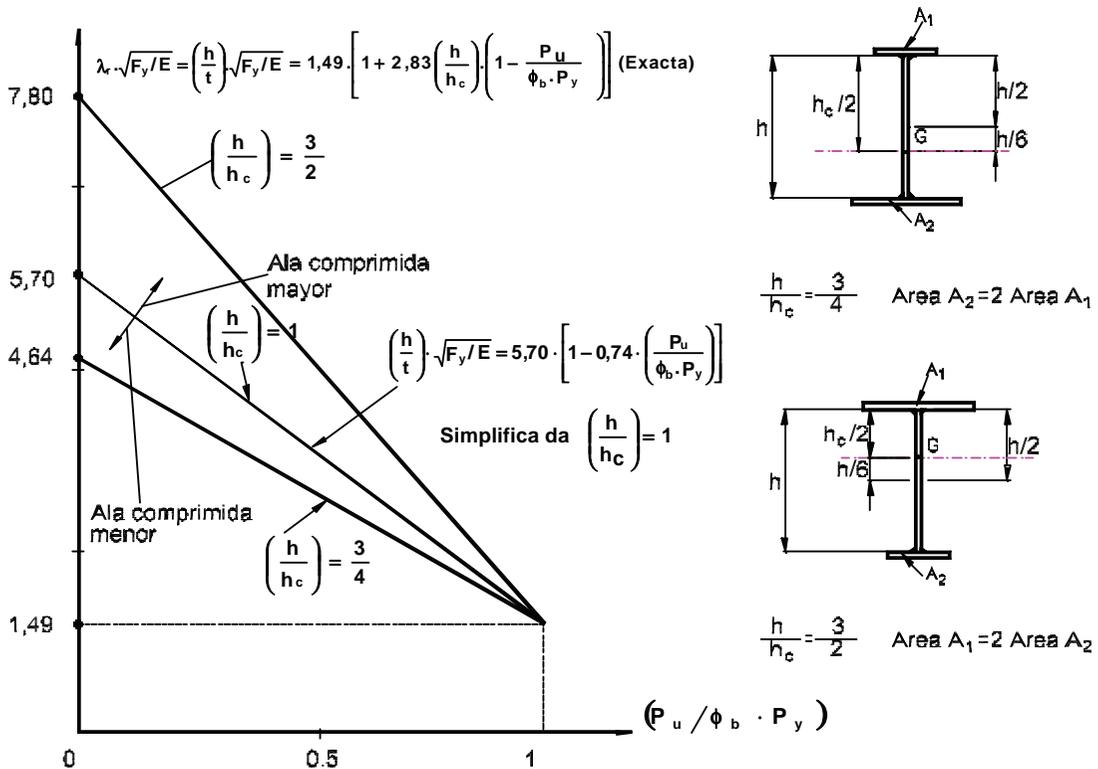


Figura 5-16

Las expresiones mas ajustadas para λ_r están dadas en el Apéndice B, Sección A-B.5.1. del CIRSOC 301-EL, y son las siguientes (reemplazando el valor del módulo **E = 200000 MPa**):

- Para barras con secciones de alas desiguales y **con almas comprimidas por flexión y compresión**, la relación límite ancho-espesor λ_r para el estado límite de pandeo local del alma es:

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} \cdot \left[1 + 2,83 \cdot \left(\frac{h}{h_c}\right) \cdot \left(1 - \frac{P_u}{\phi_b \cdot P_y} \right) \right] \tag{A-B.5-1}(5-14)$$

$$\frac{3}{4} \leq \left(\frac{h}{h_c}\right) \leq \frac{3}{2}$$

- Para barras con secciones de alas desiguales con **almas comprimidas solamente por flexión**, λ_r para el estado límite de pandeo local del alma es:

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}} \cdot \left[1 + 2,83 \cdot \left(\frac{h}{h_c} \right) \right] \quad (\text{A-B.5-2})(5-15)$$

$$\frac{3}{4} \leq \left(\frac{h}{h_c} \right) \leq \frac{3}{2}$$

Los límites de 3/4 como mínimo y 3/2 como máximo para h/h_c se corresponden aproximadamente con los valores **0,1** y **0,9**, mínimo y máximo respectivamente, para la relación I_{yc}/I_y necesaria para que la sección sea considerada "doble te" de simple simetría. Estos son los límites que resultan cuando la relación de área de las alas es **2**. Cuando esa relación es superior a **dos**, conservadoramente se deberá proyectar la barra como de sección "te". I_{yc} es el momento de inercia del ala comprimida con respecto al eje de simetría y I_y es el momento de inercia de la sección total con respecto al mismo eje.

Si el **ala comprimida es mas grande que el ala traccionada** se pueden utilizar conservadoramente las expresiones dadas en la Tabla B.5-1 (Casos 9, 12 o 13 según corresponda).

- **Caso 12:** al ser elementos rigidizados uniformemente comprimidos por la compresión axil es la misma situación que las alas uniformemente comprimidas en flexión o flexo-compresión del Caso 10 por lo que los límites son los mismos.
- **Caso 13:** Se supone una variación lineal entre los casos extremos de flexo-compresión : flexión pura y compresión pura. O sea la fórmula representa la variación lineal entre las expresiones para el Caso 10 (alma comprimida por flexión pura o sea $P_u = 0$) y el Caso 12 (alma en compresión axil, o sea $(P_u / \phi_b P_y) = 1$).
- **almas en flexotracción:** se puede tomar conservadoramente el límite correspondiente a almas en flexión pura . (Caso 9)

EN RESUMEN:

- El pandeo local no gobierna la resistencia a compresión axil de las barras con secciones **COMPACTAS Y NO COMPACTAS**.
- Las secciones **COMPACTAS** pueden desarrollar el momento plástico (M_p) y las secciones **NO COMPACTAS** un momento mayor o igual al Momento elástico (M_y) (pero menor que el Momento plástico) , sin que sean afectadas por el pandeo local.

5.5.- CALCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE PANDEO LOCAL Q PARA SECCIONES CON ELEMENTOS ESBELTOS.

Hemos visto en el **Capítulo 4 (Sección 4-4, Página 109)** que el factor de reducción **Q** es la relación entre la tensión crítica de pandeo local y la tensión de fluencia. De acuerdo a lo visto en el presente Capítulo para que **Q < 1** es necesario que la sección sea con elementos esbeltos, es decir que algún elemento tenga :

$$\lambda > \lambda_r$$

Para la determinación de **Q** seguiremos lo establecido en el CIRSOC 301-EL (Apéndice B, Sección A-B.5.3.).

5.5.1.- Elementos no rigidizados.

La tensión crítica elástica F_{ki} está dada por la fórmula (5-10) en MPa. La expresión es válida con E constante lo que ocurre hasta aproximadamente $0,5 F_y$. En los elementos no rigidizados hemos visto que el efecto poscrítico es poco importante. La especificación considera que dicho efecto equivale a llevar el límite de proporcionalidad a aproximadamente $0,65 F_y$. (Figura 5-17).

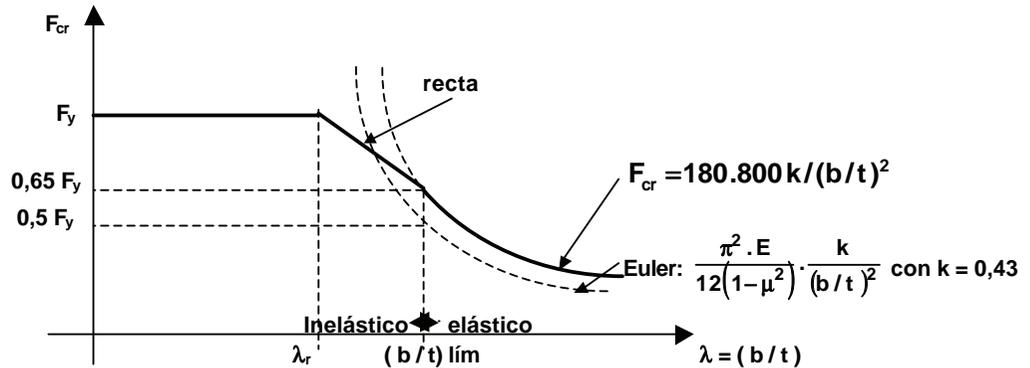


Figura 5-17

Para zona inelástica la especificación considera una variación lineal de la tensión crítica. Resulta pues:

$$\text{en zona elástica} \quad F_{cr} = F_{ki} = 180.800 \cdot k / (b/t)^2 \quad (5-16)$$

en zona inelástica : **variación lineal**

Los valores de k se adoptan para las distintas formas seccionales en función de las restricciones resultantes de la interacción ala-alama.

El factor de reducción para elementos no rigidizados es:

$$Q_s = F_{cr} / F_y \quad (5-17)$$

De la (5-16) , (5-17) y las leyes de variación de las tensiones críticas resultan las siguientes expresiones y los respectivos límites: (CIRSOC 301-EL, Sección A-B.5.3.a.)

(a) Para ángulos simples o dobles unidos en forma discontinua (Caso 6, Tabla B.5-1).

Límite zona elástica: se hace $k = 0,595$ en (5-16) (aproximadamente 20% de diferencia entre 0,43 para articulado-libre y 1,28 de empotrado libre). Resulta : $(b/t)_{\text{lím}} = 407 / \sqrt{F_y}$

Luego:

$$\text{cuando} \quad \frac{200}{\sqrt{F_y}} < \left(\frac{b}{t}\right) < \frac{407}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = 1,34 - 0,0017 \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{F_y} \leq 1 \quad (\text{recta})$$

$$\text{cuando} \quad \left(\frac{b}{t}\right) \geq \frac{407}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = \frac{106.000}{\left[F_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2\right]} \leq 1$$

(b) Para alas de perfiles laminados "doble te", canales y "tes", alas de pares de ángulos en unión continua, ángulos y placas salientes, en compresión axial o flexión (Casos 1, 3 y 4, Tabla B.5-1).

Límite zona elástica : se hace $k = 0,763$ en (5-16) (aproximadamente 40 % de diferencia entre apoyo articulado y empotrado). Resulta: $(b/t)_{lim} = 460 / \sqrt{F_y}$

Luego:

$$\text{Cuando: } \frac{250}{\sqrt{F_y}} < \left(\frac{b}{t}\right) < \frac{460}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = 1,415 - 0,00166 \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{F_y} \leq 1$$

$$\text{cuando: } \left(\frac{b}{t}\right) \geq \frac{460}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = \frac{138.000}{\left[F_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2\right]} \leq 1$$

(c) Alas, ángulos y elementos salientes de elementos armados en compresión o flexión (Casos 2 y 5 , Tabla B.5-1).

Para el límite vale la expresión general (5-16) y para la tensión crítica elástica la fórmula general. Luego: :

$$\text{cuando: } \frac{285}{\sqrt{F_y/k_c}} < \left(\frac{b}{t}\right) < \frac{525}{\sqrt{F_y/k_c}} \quad Q_s = 1,415 - 0,00145 \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{F_y/k_c} \leq 1$$

$$\text{cuando: } \left(\frac{b}{t}\right) \geq \frac{525}{\sqrt{F_y/k_c}} \quad Q_s = \frac{180.650}{\left[F_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2\right]} \cdot k_c \leq 1$$

El coeficiente k_c será calculado como sigue:

(1) Para secciones "doble te"

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad 0,35 \leq k_c \leq 0,763$$

donde:

h = altura del alma. (cm)

t_w = espesor del alma. (cm)

(2) Para otras secciones:

$$k_c = 0,763$$

(d) Almas de secciones " te". (Caso 7, Tabla B.5-1).

Para el límite y la tensión crítica elástica se adoptan los mismos valores que para el caso (b). Luego:

$$\text{cuando: } \frac{335}{\sqrt{F_y}} < \left(\frac{b}{t}\right) < \frac{460}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = 1,908 - 0,00273 \cdot \left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{F_y} \leq 1$$

cuando: $\left(\frac{b}{t}\right) \geq \frac{460}{\sqrt{F_y}}$ $Q_s = \frac{138.000}{\left[F_y \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2\right]} \leq 1$

En todas las expresiones anteriores:

- b** = ancho del elemento comprimido no rigidizado, como se define en la Sección **B.5.1.** (cm)
(Sección 5.4.2., Página 165)
- t** = espesor del elemento no rigidizado. (cm)
- F_y** = tensión de fluencia mínima especificada. (MPa)

5.5.2.- Elementos rigidizados.

Hemos visto en la **Sección 53** que en los elementos rigidizados que pandean localmente la resistencia poscrítica se cuantifica a través del **ancho efectivo reducido b_e**. Si el ancho efectivo reducido de un elemento es menor que el real esto significa que no todo el elemento puede alcanzar la tensión de fluencia o una tensión máxima determinada, menor que aquella. La sección del elemento que alcanza la fluencia o la tensión máxima es entonces (**b_e . t**).

El factor de reducción de una barra con sección transversal formada por elementos rigidizados se puede tomar como la relación entre la sección efectiva (**A_{ef}**) que puede alcanzar la fluencia (o la tensión máxima) y la sección real de la misma. Se designa a dicho factor como **Q_a**.

Luego:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{A_g - \Sigma(b - b_e) \cdot t}{A_g} \quad (5-18)$$

- siendo:
- b** = ancho real del elemento. (cm)
 - b_e** = ancho efectivo reducido. (cm)
 - t** = espesor del elemento. (cm)
 - A_g** = área bruta de toda la sección de la barra. (cm²)
 - A_{ef}** = área efectiva de la sección. (cm²)

La sumatoria Σ se debe extender a todos los elementos rigidizados de la sección transversal.

Determinación del ancho efectivo reducido.

Seguiremos lo dispuesto por el CIRSOC 301-EL en el Apéndice B, Sección A-B.5.3.b. Solamente se dan expresiones para el ancho efectivo de **elementos uniformemente comprimidos**, como alas de secciones cajón flexadas, o cualquier elemento rigidizado en barras axialmente comprimidas.

Según podemos apreciar en la **Figura 57(c)** el ancho efectivo reducido depende de la tensión máxima que se alcance o se pueda alcanzar en los bordes apoyados de la placa. A su vez el estado tensional depende del área de la sección, que depende del ancho efectivo reducido de sus elementos. Por ello el proceso de cálculo del ancho efectivo reducido es **iterativo**.

El Reglamento citado da las siguientes expresiones:

- (a) **Alas de cajas de sección cuadrada o rectangular, de espesor uniforme. (Casos 10 y 12, con esquinas redondeadas, Tabla B.5-1)**

cuando: $\left(\frac{b}{t}\right) \geq \frac{625}{\sqrt{f}}$ $b_e = \frac{855 t}{\sqrt{f}} \cdot \left[1 - \frac{170}{\left(\frac{b}{t}\right) \cdot \sqrt{f}} \right]$ como máximo **b_e = b**

(b) Para otros elementos uniformemente comprimidos. (Casos 10 y 12, Tabla B.5-1).

cuando: $\left(\frac{b}{t}\right) \geq \frac{665}{\sqrt{f}}$ $b_e = \frac{855 t}{\sqrt{f}} \cdot \left[1 - \frac{150}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{f}}\right]$ como máximo $b_e = b$

t = espesor del elemento. (cm)

b = ancho real de un elemento comprimido rigidizado. (cm)

b_e = ancho efectivo reducido. (cm)

f = tensión de compresión elástica calculada en el elemento rigidizado, basada en las **propiedades de la sección** para el dimensionado. (MPa)

Dichas propiedades, como veremos en los capítulos correspondientes, se calculan de la siguiente manera:

- En general se usará **la sección transversal real completa** a excepción del caso que sigue;
 - Para el cálculo del **Momento de inercia (I)** y del **Módulo Resistente Elástico (S)** de la sección en barras **flexadas** se utilizará el **ancho efectivo reducido b_e** de elementos rigidizados uniformemente comprimidos, de manera de obtener las propiedades efectivas de la sección transversal.
 - Para barras axialmente comprimidas se calculará el área bruta A_g y el radio de giro r con la sección transversal real.
- Si la sección transversal contiene elementos **no rigidizados**, la tensión de compresión f para los elementos rigidizados no deberá superar a :
 - $\phi_c \cdot F_{cr}$ con F_{cr} obtenida como se indica en **Secciones 4.6.3 y 4.7.** y tomando $Q = Q_s$ y $\phi_c = 0,85$, para secciones de barras en **compresión axil.**
 - $F_y \cdot Q_s$ para secciones de barras en **flexión.**

EN LAS EXPRESIONES ANTERIORES TODAS LAS TENSIONES SE EXPRESAN EN MPa.

Observación: La diferencia entre las fórmulas para el ancho efectivo reducido de los casos (a) y (b) se relaciona con las condiciones de borde adoptadas para uno y otro. Ambas expresiones se derivan de la teoría de Von Karman modificada por Winter y corregida a partir de los resultados de ensayos.

(c) Para elementos tubulares de sección circular cargados axialmente. (Caso 8a, Tabla B.5-1).

Cuando:

$$\frac{22.000}{F_y} < \left(\frac{D}{t}\right) \leq \frac{90.000}{F_y} \quad Q = Q_a = \frac{7.600}{F_y \cdot (D/t)} + \frac{2}{3}$$

D = diámetro externo. (cm)

t = espesor de pared. (cm)

F_y = tensión de fluencia en MPa.

El límite máximo para la relación D/t en tubos de $(90.000 / F_y)$ surge de ensayos que han mostrado que mas allá de dicho valor la resistencia al pandeo local decrece rápidamente lo que hace absolutamente inconveniente el uso de esas secciones en la construcción de edificios.

- **Observación:**

Para elementos comprimidos con tensión variable, el CIRSOC 301-EL y su base la Especificación AISC-LRFD no contienen expresiones para calcular el ancho efectivo reducido. Solamente consideran el efecto poscrítico bajo esa situación tensional en la determinación de la capacidad de las almas en flexión pero no utilizando el criterio del ancho efectivo reducido. Esto lo veremos en el Capítulo correspondiente. (**Capítulo 7**)

Un método para determinar el ancho efectivo reducido en elementos comprimidos no uniformemente es dado por las "Especificaciones para el proyecto de miembros estructurales de acero conformados en frío" de la American Iron and Steel Institute (AISI) en su versión de 2001, que será base para el Reglamento CIRSOC 303-EL. Esta especificación es compatible con el CIRSOC 301-EL y con la AISC-LRFD. También el EUROCODE 3 da expresiones par el caso citado.

5.5.3.- Cálculo del factor Q.

En una barra sometida a compresión axial, con sección transversal **con elementos esbeltos** (algún elemento con $\lambda > \lambda_r$) y que tenga elementos rigidizados y no rigidizados, la Resistencia nominal a compresión sin pandeo P_n (no hay pandeo global de la barra) es el producto de la mínima tensión crítica de los elementos no rigidizados (Máximo f que puede ser alcanzado) por el área efectiva A_{ef} (área bruta menos diferencia entre ancho real y ancho efectivo de elementos rigidizados por los respectivos espesores). O sea:

$$P_n = F_{cr\text{mín}} \cdot A_{ef} \quad (5-19)$$

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_e) \cdot t$$

de la (5-18)

$$A_{ef} = Q_a \cdot A_g$$

de la (5-17)

$$F_{cr\text{mín}} = Q_s \cdot F_y$$

La (5-19) se puede poner:

$$P_n = (A_g / A_g) \cdot F_{cr\text{mín}} \cdot A_{ef} = (A_{ef} / A_g) \cdot Q_s \cdot F_y \cdot A_g = Q_a \cdot Q_s \cdot F_y \cdot A_g$$

Luego

$$P_n = Q \cdot F_y \cdot A_g \quad (5-20)$$

con

$$Q = Q_s \cdot Q_a \quad (5-21)$$

El factor de reducción Q es el producto del factor de reducción de los elementos no rigidizados y el factor de reducción de los elementos rigidizados de la sección.

Q_s = menor factor de reducción por pandeo local de los **elementos comprimidos no rigidizados** de la sección transversal.

Q_a = factor de reducción por pandeo local de los **elementos comprimidos rigidizados** de la sección transversal.

La resistencia nominal de barras axialmente cargadas con sección con elementos esbeltos, a pandeo flexional, torsional o flexotorsional se obtiene, según hemos visto en la **Secciones 46 y 47.**, reemplazando en las fórmulas correspondientes la tensión de fluencia F_y por ($Q \cdot F_y$).

Si la sección sólo tiene elementos no rigidizados $\rightarrow Q = Q_s \quad (Q_a = 1)$

Si la sección sólo tiene elementos rigidizados $\rightarrow Q = Q_a \quad (Q_s = 1)$

5.6.- APLICACIÓN AL DIMENSIONADO.

La aplicación y cuantificación de los conceptos desarrollados en este Capítulo para la determinación de la resistencia nominal a compresión de barras y de la resistencia nominal a flexión y corte de vigas de alma llena se hace en los **Capítulos 4 y 7** respectivamente. Asimismo en el **Capítulo 7** se desarrolla la rigidización de placas planas que actúan como almas de vigas de alma llena en flexión.

CAPITULO 6

BARRAS SOLICITADAS A TORSION

6.1.- INTRODUCCION.

La torsión en las barras de una estructura metálica aparece cuando el plano de carga no pasa por el centro de corte de la sección transversal de la barra (**Figura 6-1 (a),(c)**), o cuando se aplica un momento torsor a la barra (**Figura 6-1 (b)**). También aparece ligada al fenómeno de inestabilidad de una barra comprimida (Pandeo torsional y flexotorsional; **Capítulo 4**) o flexada (Pandeo lateral; **Capítulo 7**).

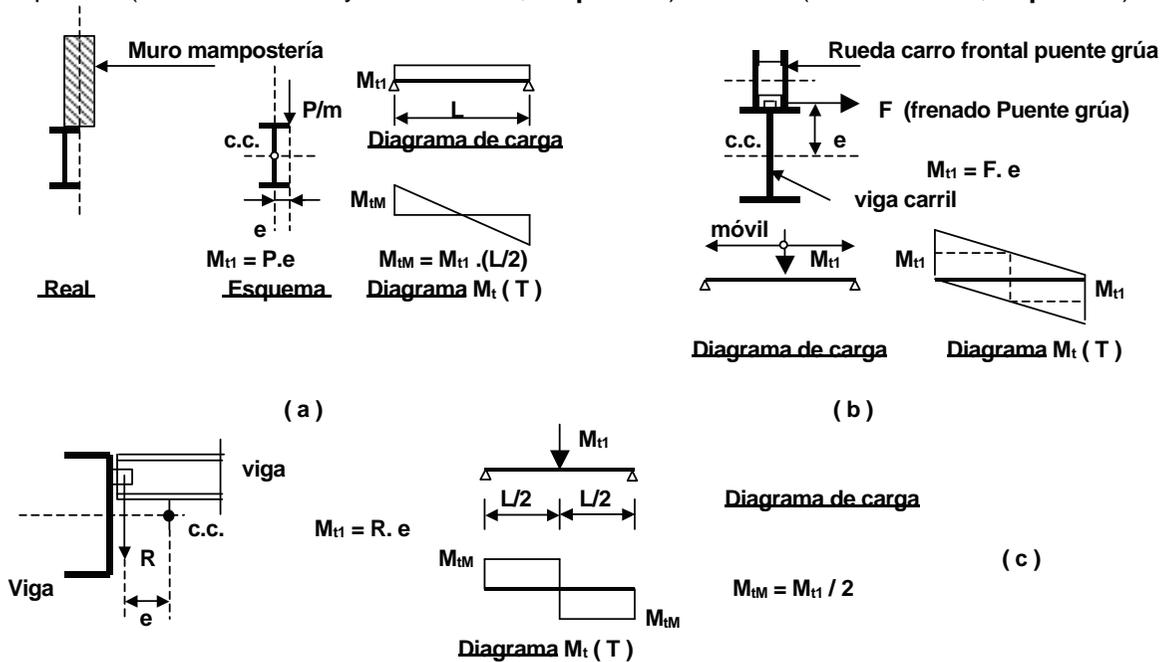


Figura 6-1

El momento torsor exterior aplicado resultante puede ser uniforme a lo largo de la viga (Caso **(a)**) o puntual (Casos **(b)** **(c)**) resultando los diagramas de carga y de momento torsor seccional indicados en la figura.

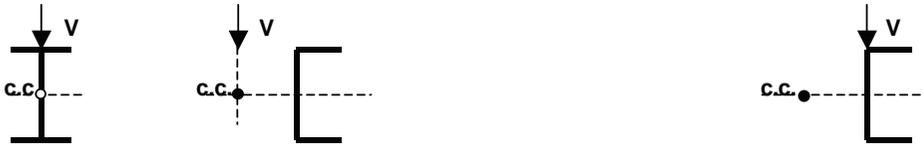
Como veremos mas adelante, el momento torsor produce en la sección tensiones tangenciales solamente o tangenciales y normales, según sean la forma seccional, el diagrama de momentos y la condición de vínculo a la torsión. En general podemos decir que las secciones abiertas (doble te, canales, ángulos) tienen poca capacidad resistente a momento torsor mientras que las secciones cerradas (tubos de sección circular o rectangular, cajones) son mucho mas eficientes frente a dicha sollicitación. Por ello en estructuras formadas por perfiles abiertos **resulta económicamente conveniente evitar la presencia de torsión** con un adecuado diseño del sistema estructural y una correcta elección de las formas seccionales de las vigas y de los tipos de apoyos entre vigas y de éstas a las columnas.

Generalmente la torsión se encuentra combinada con flexión y corte y a veces también con sollicitaciones axiales. **El estado tensional elástico** resultante en las secciones **es la suma de las tensiones debidas a cada una de las sollicitaciones actuando independientemente.**

6.2.- CENTRO DE CORTE.

El centro de corte de una sección es el punto con respecto al cual se produce el equilibrio de los momentos de las tensiones tangenciales internas. Por ello, en una sección sometida a flexión y corte, si la fuerza cortante pasa por el centro de corte no hay torsión en la sección, existiendo sólo flexión. (Figura 6-2 (a)).

Si la fuerza cortante no pasa por el centro de corte aparece un momento torsor solicitando a la sección igual a la fuerza cortante por la distancia entre el plano en que ella actúa y el centro de corte, y la sección queda solicitada simultáneamente a flexión y torsión. (Figura 6-2 (b)).



(a) Flexión sin torsión

(b) Flexión y torsión

Figura 6-2

En las secciones doblemente simétricas o de simetría puntual el **centro de corte coincide con el centro de gravedad.** (Figura 6-3 (a))

En secciones con un eje de simetría el centro de corte se ubica sobre dicho eje. (Figura 6-3 (b)). Cuando son de paredes delgadas resulta bastante sencillo determinar su posición (distancia x_0). Los manuales dan ese valor para los perfiles estándar.

Para secciones canal la distancia $x_0 = E_0 - (t_w / 2)$ siendo:

t_f = espesor medio del ala b = ancho del ala d = altura total del perfil t_w = espesor del alma

$E_0 = (t_f \cdot b^2) / (2 b' \cdot t_f + h \cdot t_w / 3)$ $h = d - t_f$ $b' = b_f - t_w / 2$

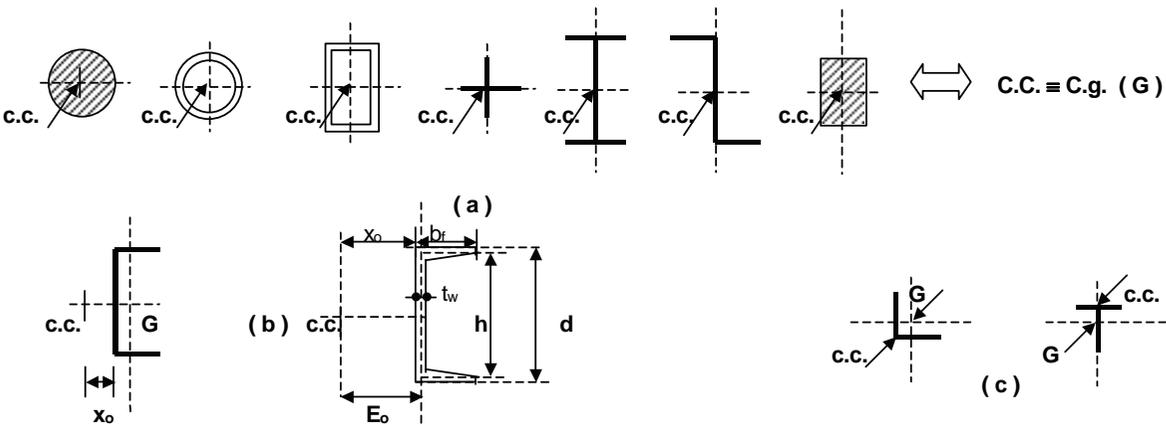


Figura 6-3

Cuando la sección está formada por placas planas delgadas cuyos ejes concurren a un punto, el centro de corte se encuentra en la intersección de esos planos. (Figura 6-3 (c)).

6.3.- TORSIÓN UNIFORME. (Torsión pura o de Saint Venant).

Cuando se somete a una barra prismática de eje recto a un momento torsor las secciones transversales rotan. Según la forma de la sección transversal pueden permanecer planas o alabearse. (Figura 6-4)

En la Figura 6-5 (a) se indican formas seccionales que permanecen planas y en la Figura 6-5 (b) aquellas que alabea.

Consideremos una barra prismática de directriz recta que:

(a) tenga apoyos a torsión que **no restrinjan el alabeo**.

(b) esté solicitada por **dos momentos torsores externos T iguales y opuestos**. (Figura 6-4).

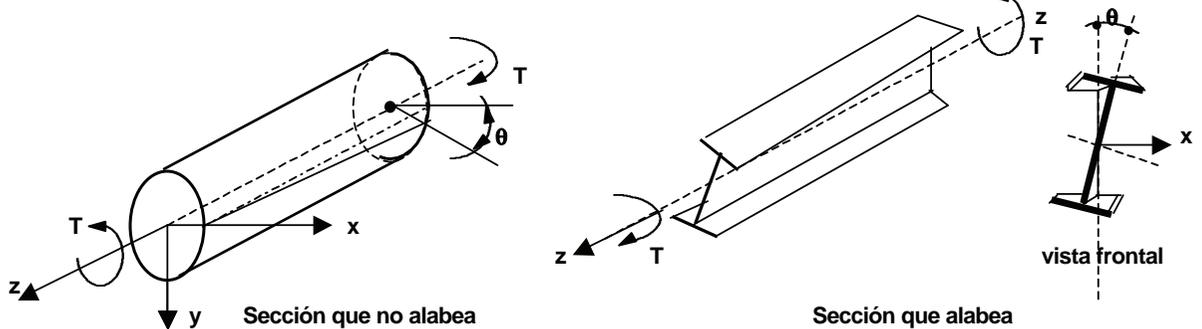


Figura 6-4

En esas condiciones el momento torsor T es constante en toda la longitud de la barra, y si la forma seccional alabea, **el alabeo es el mismo en todas las secciones transversales**. Las fibras longitudinales se deforman según una hélice de paso constante y conservan prácticamente su longitud inicial. Por lo tanto las únicas tensiones que se generan en la barra son **tensiones tangenciales**.

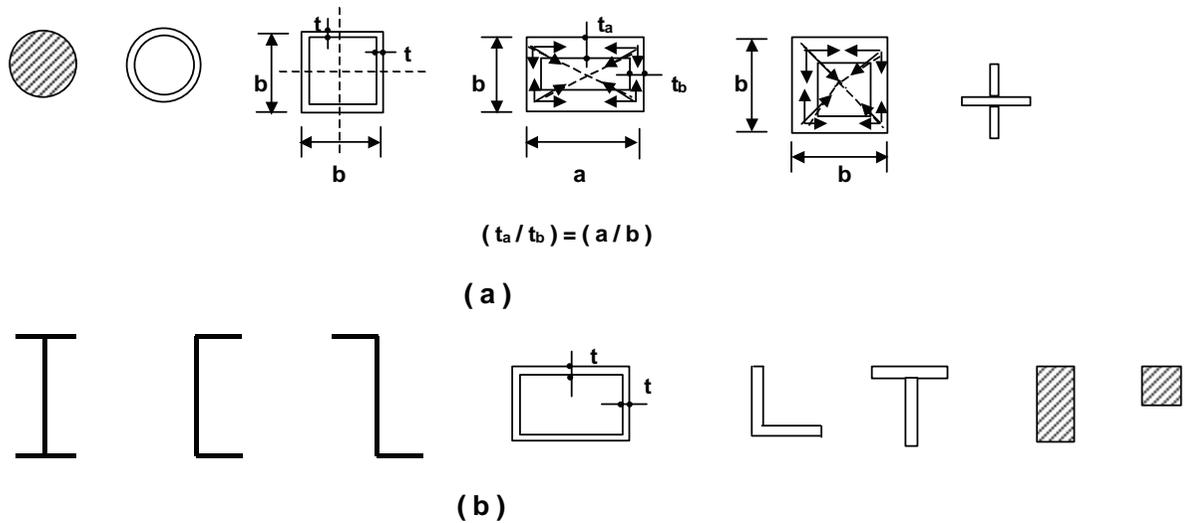


Figura 6-5

Este tipo de sollicitación se designa como **torsión uniforme, pura o de Saint Venant**.

La deformación de la barra en torsión se mide por el ángulo de rotación θ de una sección ubicada a una distancia z del origen (considerado generalmente en el apoyo izquierdo). La rotación por unidad de longitud se denomina **ángulo específico de torsión θ'** y es:

$$\theta' = \frac{d\theta}{dz}$$

En materiales elásticos que cumplen la ley de Hooke resulta:

$$\theta' = \frac{T}{G \cdot J} \quad (6-1)$$

T = Momento torsor

G = Módulo de elasticidad transversal. Para el acero = 77.200 Mpa \approx 800.000 Kg/cm²

J = Módulo de torsión de la sección (cm⁴, mm⁴)

El producto **G.J** representa la rigidez a torsión y es comparable con el producto **E.I** para la flexión. Para los perfiles metálicos de sección **abierta** mas frecuentemente utilizados (**E.I / G.J**) varía entre 200 y 600 lo que indica que el efecto de un momento torsor débil puede ser muy peligroso para esas secciones metálicas por lo que deben tomarse las disposiciones adecuadas según se indicó en la Sección 6-1. Ejemplo:

Perfil doble te PN160 (E.Ix/ G.J) = 455

Perfil doble te PN300 (E.Ix/ G.J) = 551

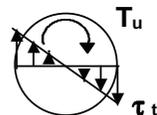
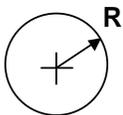
No ocurre lo mismo para los perfiles de **sección cerrada**.

Por ejemplo: Tubo cuadrado 90x90x4 (en mm) (E.I / G.J) = 1,75

Los ejemplos anteriores corroboran lo dicho en la introducción referido a la mayor eficiencia frente a torsión de las secciones cerradas en relación a las abiertas.

La máxima tensión tangencial por torsión uniforme (τ_t) que se produce en una sección sometida a un momento torsor T_u (momento torsor requerido resultante de la combinación mas desfavorable de acciones mayoradas) depende de la forma seccional y de un parámetro característico de la misma. Se dan a continuación las expresiones de **J**, τ_t y los diagramas de tensiones tangenciales para las formas seccionales más comunes.

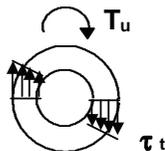
(1) Sección circular maciza.



$$J = \frac{\pi \cdot R^4}{2}$$

$$\tau_t = \frac{T_u \cdot R}{J}$$

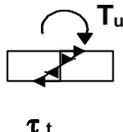
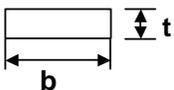
(2) Sección anular. (tubo circular)



$$J = \frac{\pi \cdot (R_o^4 - R_i^4)}{2}$$

$$\tau_t = \frac{T_u \cdot R_o}{J}$$

(3) Sección rectangular maciza



(b/t) ≥ 10

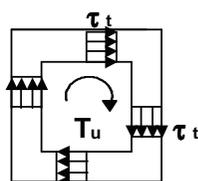
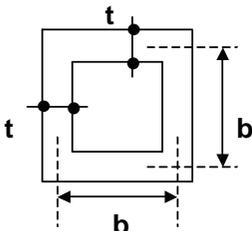
$$J = \frac{b \cdot t^3}{3}$$

(b/t) < 10

$$J = \left(\frac{1}{3} - 0,2 \frac{t}{b} \right) \cdot b \cdot t^3$$

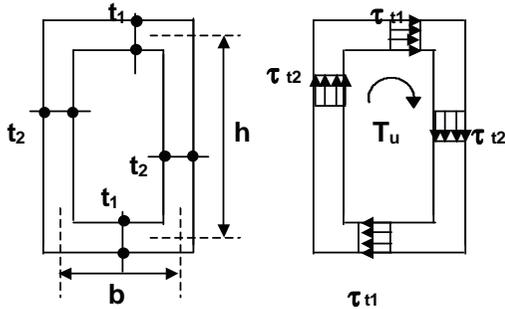
$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \tau_t = \frac{T_u \cdot t}{J}$$

(4) Cajón cuadrado de espesor constante y de pared delgada (tubo cuadrado). (b/t ≥ 10)



$$J = t \cdot b^3$$

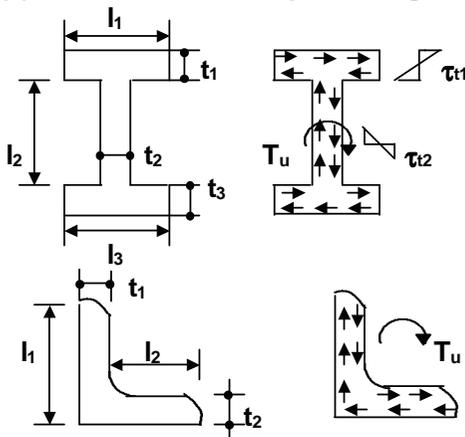
$$\tau_t = \frac{T_u}{2 \cdot b^2 \cdot t}$$

(5) Cajón rectangular de pared delgada. ($b/t \geq 10$)

$$J = \frac{2 \cdot (b \cdot h)^2}{(b/t_1) + (h/t_2)}$$

$$\tau_t = \frac{T_u}{2 \cdot b \cdot h \cdot t}$$

$$t = t_1 \text{ ó } t_2$$

(6) Perfiles abiertos de pared delgada. (doble te, canal, te, ángulo, zeta)

$$J = \frac{1}{3} \cdot \sum (l_i \cdot t_i^3)$$

en perfiles laminados corrección por curvatura de ángulos (aproximadamente)

$$J_r = \eta \cdot J$$

L	C	T	I
$\eta = 0,99$	1,12	1,12	1,3

$$\tau_t = \frac{T_u \cdot t_i}{J}$$

máximo para t_i máximo

En el **ejemplo** siguiente se verá la distinta eficiencia frente a torsión de los perfiles cerrados y abiertos.

Supongamos un $T_u = 0,2 \text{ Tm.} = 2 \text{ kN.cm}$

$F_y = 235 \text{ MPa} \approx 2400 \text{ kg/cm}^2$

Tomemos dos secciones de igual área o sea del **mismo peso por metro**

(a) tubo rectangular 80x140x4

$$b = 76 \text{ mm} = 7,6 \text{ cm} \quad h = 136 \text{ mm} = 13,6 \text{ cm} \quad A = 18,25 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{T_u}{2 \cdot b \cdot h \cdot t} = \frac{2 \cdot 10^3}{2 \cdot 7,6 \cdot 13,6 \cdot 0,4} = 24,2 \text{ MPa}$$

(b) Perfil doble te PN140.

$$\text{de tabla: } J = 3,56 \text{ cm}^4 \quad t_f = 0,86 \text{ cm} \quad A = 18,2 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{T_u \cdot t_{\text{máx}}}{J} = \frac{2 \cdot 0,86 \cdot 10^3}{3,56} = 483,2 \text{ MPa}$$

La tensión en el caso (b) es 20 veces mayor que en el (a) y supera en mucho la tensión de fluencia a corte.

$$(\tau_y = (F_y / \sqrt{3}) = (235 / \sqrt{3}) < 483,2 \text{ MPa})$$

6.4.- TORSIÓN NO UNIFORME . (Torsión por alabeo)

Supongamos tener una barra prismática **cuya forma seccional alabea**.

Si (a) En alguna sección de la barra (por ejemplo en el apoyo) está **restringido el alabeo**,
 ó (b) El Momento torsor **no es constante** a lo largo de la barra,
 entonces el alabeo de las secciones de la barra **no es el mismo** y se producen deformaciones relativas en sentido longitudinal (cambia la distancia entre puntos correspondientes de dos secciones que no alabean lo mismo) por lo que aparecen **tensiones normales** y las correspondientes **tensiones tangenciales** que son **adicionales** a las de Saint Venant. Para visualizar el fenómeno supongamos una viga doble te empotrada. (**Figura 6-6(a)**). En la sección de empotramiento está impedido el alabeo. Al aplicar el momento torsor T (en este caso constante a lo largo de la viga) la deformación es la indicada en la **Figura 6-6(b)**.

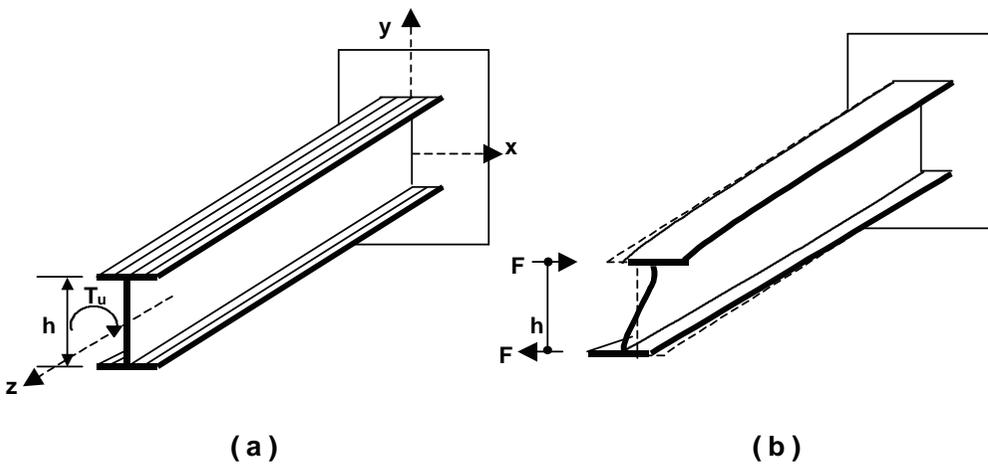
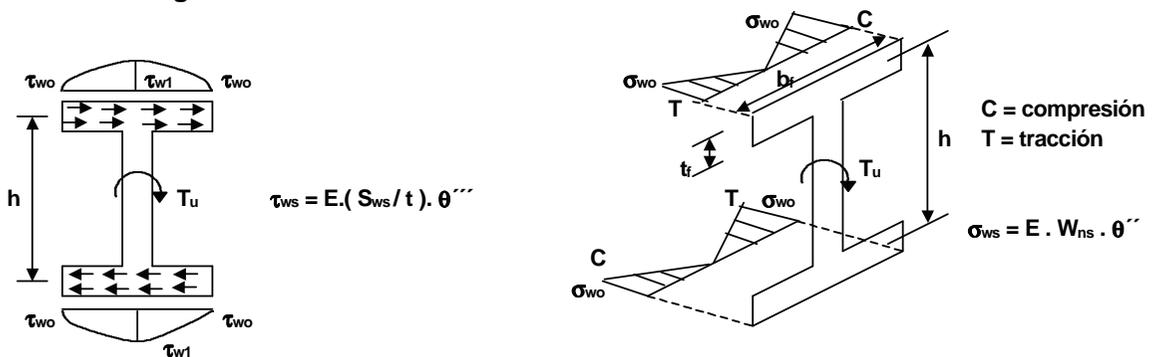


Figura 6-6

La sección del extremo libre alabea libremente y la del apoyo no alabea. Esto produce una deformación de las alas que se comportan como si estuvieran sometidas a una flexión en su plano por efecto de una fuerza F. En este caso el alma no resulta afectada prácticamente pues la flexión se produce alrededor del eje de simetría . Así la torsión por alabeo produce en las alas tensiones normales y de corte que se representan en la **Figura 6-7**.



τ_{ws} = tensión de corte en el punto s de la sección transversal σ_{ws} = tensión normal en el punto s de la sección trans.

**Tensiones de corte
por alabeo impedido**

**Tensiones normales
por alabeo impedido**

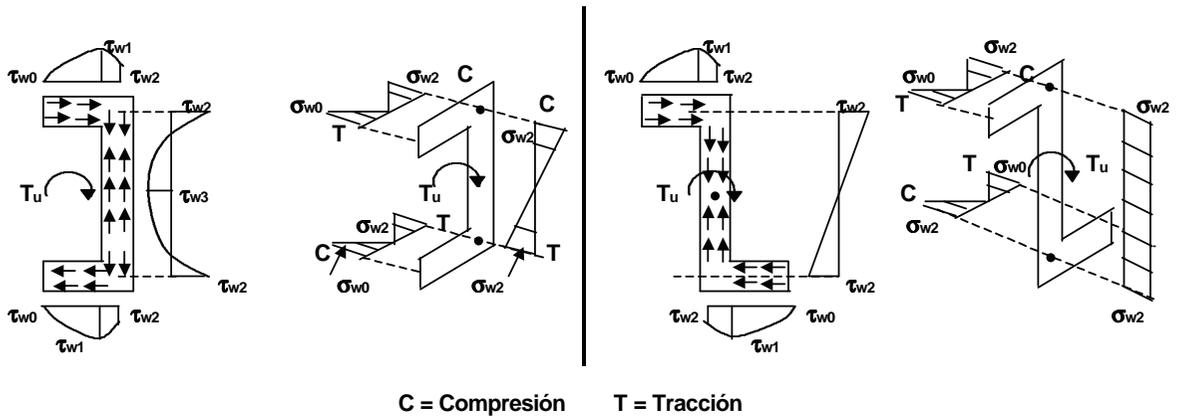
Figura 6-7

Las tensiones τ son máximas en el punto 1 (τ_{w1}). Las tensiones σ son máximas en el punto o. Para su cálculo son necesarios los valores de los parámetros S_w y W_n en los puntos respectivos. Para el perfil “doble te” esos valores son:

$$S_{w1} = (h \cdot b_f^2 \cdot t_f) / 16$$

$$W_{no} = h \cdot b_f / 4 \quad (6-2)$$

Para perfiles **C** y **Z** las tensiones resultantes tienen la distribución indicada en la **Figura 6-8**.



tensiones de corte tensiones normales tensiones de corte tensiones normales
Perfil C Perfil Z

Figura 6-8

Las tensiones resultantes de la torsión por alabeo son importantes en los perfiles arriba indicados (**I**, **C**, **Z**).

- En los perfiles **ángulo** y **te laminados normalizados** puede ser en general despreciada su influencia y considerar solamente las tensiones tangenciales de la torsión pura.
- En secciones **cerradas de pared delgada** puede despreciarse el efecto de la torsión no uniforme y considerar únicamente las tensiones debidas a la torsión pura.
- En los perfiles **I**, **C** y **Z** se obtienen los valores de tensión por las siguientes expresiones:

- Tensión tangencial en el punto **s** debida al alabeo : (en MPa)

$$\tau_{ws} = \frac{E \cdot S_{ws} \cdot \theta'''}{t} \quad (6-3)$$

E = Módulo de elasticidad longitudinal. (para acero $E = 200.000$ MPa)

S_{ws} = Momento estático de alabeo para el punto **s**. (cm^4)

θ''' = Derivada tercera del ángulo de rotación con respecto a **z**. (cm^{-3}). (ver **Figura 6-6**)

t = espesor del elemento. (cm)

- Tensión normal en **s** debida al alabeo: (en MPa)

$$\sigma_{ws} = E \cdot W_{ns} \cdot \theta'' \quad (6-4)$$

W_{ns} = función normalizada de alabeo en el punto **s**. (cm^2)

θ'' = derivada segunda del ángulo de rotación con respecto al eje **z**. (cm^{-2})(ver **Figura 6-6**)

Los valores de **S_{ws}** y **W_{ns}** dependen de la forma seccional y el punto **s** de la sección correspondiente.

- Para el perfil **doble te** y en los puntos destacados son:

$$W_{n0} = \frac{h \cdot b_f}{4} \quad S_{w0} = \frac{h \cdot b_f^2 \cdot t_f}{16} \quad h = d - t_f \quad (6-5)$$

d = altura total del perfil. (cm)

b_f, t_f = ancho total y espesor del ala del perfil respectivamente. (cm)

En los manuales de perfiles se pueden encontrar estos valores calculados para los perfiles normalizados.

- para los perfiles **C** y **Z** se pueden encontrar en los manuales fórmulas generales y valores particulares para los perfiles normalizados.

Los valores de θ'' y θ''' dependen del diagrama de carga de momento torsor de la viga, de sus condiciones de vínculo y de un parámetro a llamado **constante de flexión por torsión** que da una aproximación gruesa de la distancia a lo largo de la viga, desde la sección restringida al alabeo, a la que se disipa el efecto de restricción y sólo queda torsión pura. Es : (cm)

$$a = \sqrt{\frac{E \cdot C_w}{G \cdot J}} \cong 1,61 \sqrt{\frac{C_w}{J}} \quad (6-6)$$

C_w = Módulo de alabeo de la sección transversal. (cm⁶)

- Para el perfil **doble te** su expresión es:

$$C_w = \frac{I_y \cdot h^2}{4} \quad (6-7)$$

I_y = momento del inercia con respecto al eje débil y (cm⁴)

- Para el perfil **C**: $C_w = \frac{h^2 \cdot b_f^2 \cdot t_f \cdot (b_f - 3E_0)}{6} + E_0^2 \cdot I_x$

I_x = momento de inercia con respecto al eje fuerte x (cm⁴)

Parámetros restantes ver **Figura 6-3 (b)** Página 186.

- Para el perfil **ángulo de alas iguales**: $C_w = \frac{t^3}{36} (2h_1^3)$ siendo h_1 = lado del ángulo b – (espesor t)/2

- Para el perfil **"te"**: $C_w = \frac{t_f^3 \cdot b_f^3}{144} + \frac{t_w^3 \cdot h^3}{36}$

siendo : t_f, b_f = espesor y ancho del ala (cm) t_w = espesor del alma (cm) h = altura del perfil (cm)

- Para perfil **Z** se encuentra su expresión en los manuales.

Los valores de θ'' y θ''' se pueden encontrar para los casos más comunes de diagramas de carga y vínculos en la publicación **Guía de diseño Nº 9 "Análisis Torsional de miembros estructurales de acero" de la AISC. (1997)**. En dicha publicación también se hallan las fórmulas citadas anteriormente.

Para **vigas cortas de sección doble te** ($L/a < 0,5$ para vigas en voladizo; $L/a < 1$ para vigas simplemente apoyadas; $L/a < 2$ para vigas continuas de tramos iguales) la torsión por alabeo (cuando existe, según la dicho en el primer párrafo de esta **sección 6-4**) es totalmente dominante y simplificada se pueden obtener las tensiones tangenciales y normales generadas por ella con el siguiente procedimiento simplificado: el momento torsor externo es equilibrado por dos fuerzas **F** (ver **Figura 6-6 (b)**) actuando en las alas a la distancia h . Estas fuerzas producen la flexión de las alas y las tensiones normales y tangenciales resultan de dicha flexión.

Así para una viga en voladizo (**Figura 6-9**) con un momento torsor T_u aplicado en el extremo

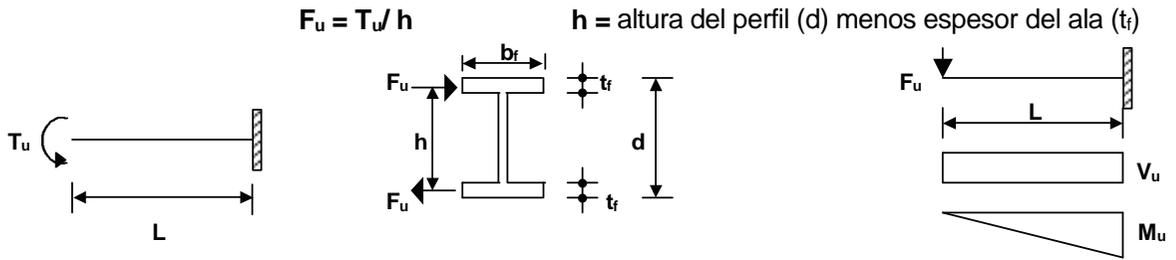


Figura 6-9

En sección de apoyo del ala:

$$M_u = F_u \cdot L \text{ (KN.m)}$$

$$\sigma = (M_u / S_f) \cdot 10^3 \text{ (MPa)} \quad \text{con } S_f = t_f \cdot b_f^2 / 6 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$V_u = F_u \text{ (kN)}$$

$$\tau = 1,5 V_u / (b_f \cdot t_f) \text{ (MPa)}$$

6.5.- TORSIÓN MIXTA.

En general, en una viga sometida a torsión, el momento externo en una sección es equilibrado por las tensiones originadas por la torsión pura y las originadas por la torsión no uniforme. Las primeras están presentes siempre y las segundas cuando la forma seccional alabea y, o bien existe alguna restricción al alabeo en alguna sección o el momento torsor es variable a lo largo de la viga. Cuando existen los dos tipos de torsión decimos que hay **torsión mixta**.

En una sección:

$$T_u = T_t + T_w \tag{6-8}$$

T_u = **Momento torsor requerido** en la sección obtenido de la combinación de acciones mayoradas mas desfavorable.

T_t = Momento interior producido por las tensiones tangenciales de la torsión pura.

T_w = Momento interior producido por las tensiones debidas a la torsión no uniforme.

La proporción de momento torsor equilibrado por cada tipo de torsión varía a lo largo de la viga y está en función del diagrama de carga de torsión, de las condiciones de vínculo y de la forma y dimensiones de la sección. Las expresiones cuantitativas de la ecuación (6-8) pueden encontrarse en la publicación de la AISC citada. El efecto de la torsión no uniforme está en función del módulo de alabeo C_w .

Cualitativamente, por ejemplo para una viga empotrada en voladizo y de sección doble te, sometida a un momento torsor constante, la variación responde aproximadamente al esquema indicado en la **Figura 6-10**.

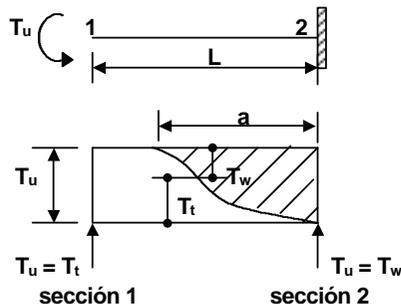


Figura 6-10

Obtenidas para cada sección las proporciones de cada tipo de torsión, se calculan con las expresiones correspondientes las **tensiones elásticas** en cada punto de la sección, sumando sus efectos con los signos correspondientes, obteniendo así la máxima tensión elástica de corte f_{uv} y la máxima tensión elástica normal f_{un} debidas a la torsión **actuando sola**.

Cualitativamente en la **Figura 6-11** se muestra lo dicho para una sección **doble te**.

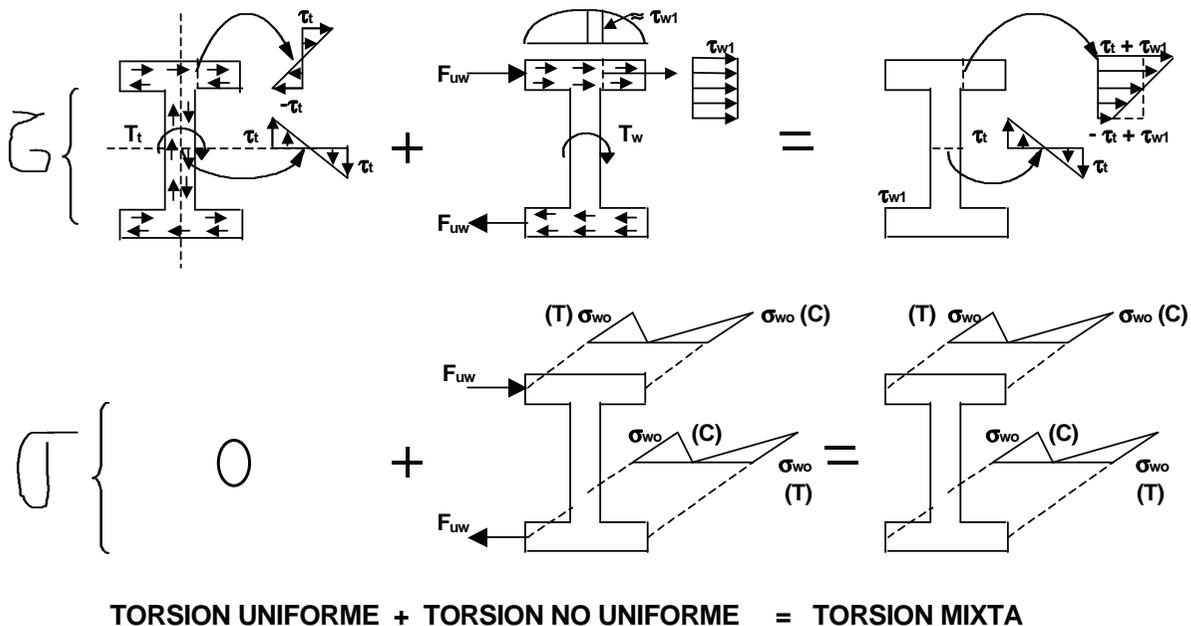


Figura 6-11

6.6.- TORSIÓN COMBINADA CON FLEXION.

Muy raramente en las estructuras metálicas la torsión se presenta sola. Mas generalmente lo hace combinada con flexión y corte. La flexión puede ser simétrica (flexión en el plano de simetría) o disimétrica. También en muchos casos puede existir simultáneamente un esfuerzo axial. Existen pues en los distintos puntos de la sección transversal considerada, tensiones tangenciales y normales elásticas debidas a las diferentes sollicitaciones de sección que pueden ser sumadas en sus efectos con los signos correspondientes, mientras la sección se mantenga en régimen elástico.

Así para la sección solicitada por los efectos de las acciones mayoradas:

(a) la tensión máxima de corte f_{uv} es:

$$f_{uv} = \tau_{ubx} \pm \tau_{uby} \pm \tau_{ut} \pm \tau_{uw} \quad (6-9)$$

(b) la tensión máxima normal f_{un} es :

$$f_{un} = \sigma_{uc} \pm \sigma_{ubx} \pm \sigma_{uby} \pm \sigma_{uw} \quad (6-10)$$

± tiene el significado de suma algebraica sumando con su signo los efectos que tengan el mismo sentido.

τ_{ubx} , τ_{uby} , σ_{ubx} , σ_{uby} son respectivamente las tensiones elásticas de corte y normales en los planos principales (x , y , ejes principales de inercia) generadas por los esfuerzos de corte y momentos requeridos resultantes de la combinación de acciones mas desfavorable.

σ_{uc} es la tensión elástica normal generada por la fuerza axil requerida.

τ_{ut} es la tensión de corte elástica generada por la torsión uniforme.

τ_{uw} , σ_{uw} son la tensión tangencial y normal respectivamente generada por la torsión no uniforme. De acuerdo a lo dicho pueden ser despreciadas en los perfiles **ángulo y tes normalizados** y en las secciones cerradas de pared delgada; y son nulos en todas las secciones (incluyendo las **I, C y Z**) cuando el alabeo no está restringido y el momento torsor es constante a lo largo de la barra.

6.7.- VERIFICACIÓN PARA ESTADOS LIMITES ULTIMOS.

El CIRSOC 301-EL, siguiendo a la Especificación AISC-LRFD (1999) establece lo siguiente en la Sección **H.2.** del Capítulo H:

“La resistencia de diseño de la barra $\phi \cdot F_y$ (MPa), expresada en términos de tensión, deberá ser mayor o igual a la resistencia requerida, expresada en términos de tensión normal f_{un} , o tensión de corte f_{uv} , determinadas ambas mediante análisis global y seccional elástico cuando la estructura está sometida a las acciones mayoradas.

(a) Para el estado límite de plastificación bajo tensiones normales:

$$\begin{aligned} f_{un} &\leq \phi \cdot F_y & (H.2-1)(6-11) \\ \phi &= 0,90 \end{aligned}$$

(b) Para el estado límite de plastificación bajo tensiones de corte:

$$\begin{aligned} f_{uv} &\leq 0,6 \phi \cdot F_y & (H.2-2)(6-12) \\ \phi &= 0,90 \end{aligned}$$

(c) Para el estado límite de pandeo:

$$\begin{aligned} f_{un} \text{ ó } f_{uv} &\leq \phi_c \cdot F_{cr} \text{ el que resulte aplicable} & (H.2-3)(6-13) \\ \phi_c &= 0,85 \end{aligned}$$

Se permiten algunas plastificaciones locales restringidas, adyacentes a áreas que permanezcan elásticas.”

F_{cr} es la tensión crítica normal de pandeo global o local vista en los **Capítulos 4 y 5.**

τ_{cr} es la tensión crítica de pandeo local por corte a la cual nos referimos en los **Capítulos 4 y 7.**

Para la determinación de las solicitaciones de sección requeridas **se deberán considerar los efectos de segundo orden** cuando los mismos sean significativos.

Es de hacer notar que en las vigas o vigas-columna de sección **I, C o Z** no arriostradas y sometidas a **torsión y flexión disimétrica**, el efecto de la torsión por alabeo resulta amplificado cuando la tensión elástica por torsión se aproxima a la tensión crítica elástica de pandeo lateral a la que haremos referencia en el **Capítulo 7.** En ese caso, si el desplazamiento lateral y el giro del punto de aplicación de la carga no se restringen, los efectos de la flexión alrededor del eje menor y de la torsión por alabeo se amplifican significativamente. La publicación de la AISC referida (Guía de diseño N° 9) da una expresión para mayorar σ_{uby} y σ_{uw} para tomar ese efecto en consideración.

6.8.- VERIFICACIÓN PARA ESTADOS LIMITES DE SERVICIO.

Se verificará que el giro debido a la torsión producido por la combinación de cargas en servicio no afecte los elementos unidos a la viga. Los valores límites dependen del tipo y la condición de estos elementos y no se pueden dar valores de carácter general, debiéndose utilizar el criterio profesional.

CAPITULO 7

BARRAS SOLICITADAS A FLEXION Y A CORTE.

7.1.- GENERALIDADES.

En general una barra se denomina viga cuando está cargada normalmente a su eje. (Figura 7-1).

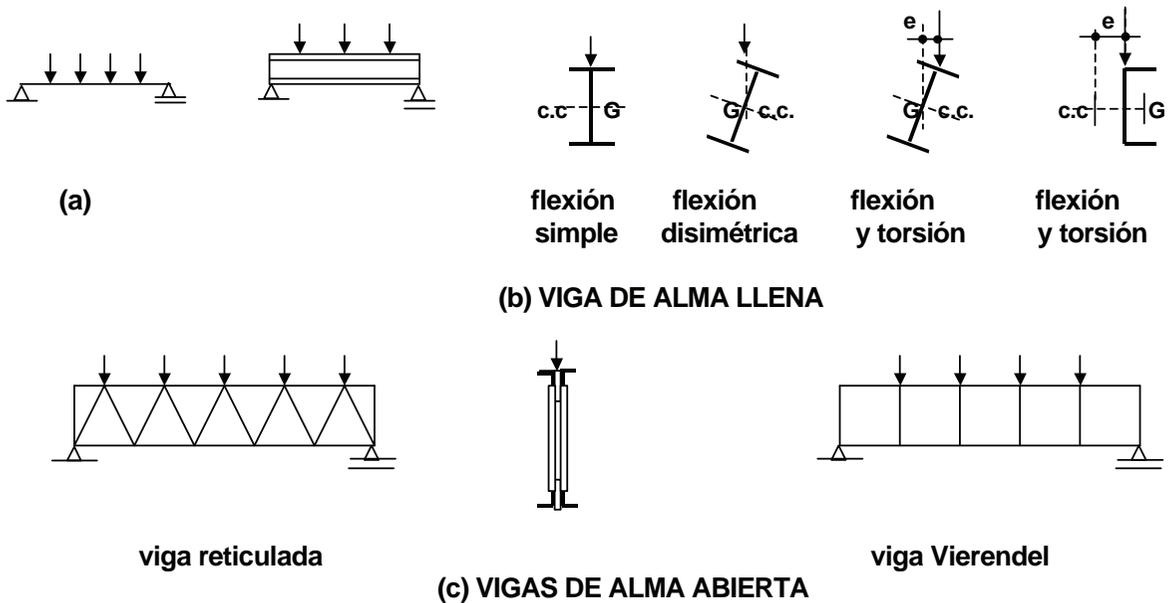


Figura 6-1

Las vigas pueden ser de alma llena o alma abierta. En este último caso pueden ser de alma triangulada (viga reticulada) o de alma aporticada (Viga tipo Vierendeel).

En las **vigas de alma llena** las secciones quedan sometidas a solicitaciones de flexión y de corte. La flexión puede ser simple (el plano de carga pasa por el centro de corte y es paralelo a un eje principal de inercia), disimétrica (el plano de carga pasa por el centro de corte pero no es paralelo a un eje principal de inercia), o acompañada por torsión (el plano de carga no pasa por el centro de corte de la sección transversal).

En las **vigas reticuladas** las barras quedan sometidas fundamentalmente a fuerza axil que puede estar acompañada de flexión. En las **vigas Vierendeel** las barras quedan sometidas a fuerza axil y flexión.

En las estructuras metálicas se utilizan todos los tipos mencionados de vigas. Como hemos dicho muchas veces conjuntamente con la flexión existe un esfuerzo axil por lo que los elementos de alma llena o las barras de los reticulados quedan sometidos a solicitaciones de flexo-compresión o flexo-tracción. En este **Capítulo 7** se verá el dimensionado y verificación de vigas sometidas a flexión y a corte, y en el **Capítulo 8** se estudiará la solicitación a flexo-axil. Se seguirán las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-EL que sigue en general a la Especificación AISC-LRFD (1999). Las especificaciones para flexión y corte están contenidas en los Capítulos F, G, H y K, y en los Apéndices F y G del CIRSOC 301-EL.

7.2.- VIGAS DE ALMA LLENA. GENERALIDADES.

Las vigas de alma llena pueden ser : (a) **perfiles laminados** (en el CIRSOC 301-EL se designan como vigas) ; (b) con **secciones armadas** con placas, o placas y perfiles laminados, unidas por soldadura (lo mas común) o por bulones.(en el CIRSOC 301-EL se designan como **vigas armadas**). Cuando el alma de las vigas armadas es esbelta (o sea si $h/t_w > \lambda_r$, siendo h la altura del alma y t_w su espesor) se denominan **vigas armadas de alma esbelta** (plate girders) y tienen un tratamiento particularizado en las especificaciones.

Las formas seccionales mas aptas para la flexión simple deben tener la mayor cantidad de material alejado del centro de gravedad. (**Figura 7-2 (a)**). Así, por ejemplo perfiles laminados **I** y **C** para la flexión alrededor de x-x, tubo rectangular, secciones armadas **I** (doble te) o cajón rectangular. Cuando la flexión es disimétrica la forma seccional mas apta es la que tenga momentos de inercia según cada eje, aproximadamente proporcionales a los momentos flectores requeridos. Por ello los perfiles laminados **I** y **C** no son en general aptos para esta sollicitación y sí los son los tubos o cajones.

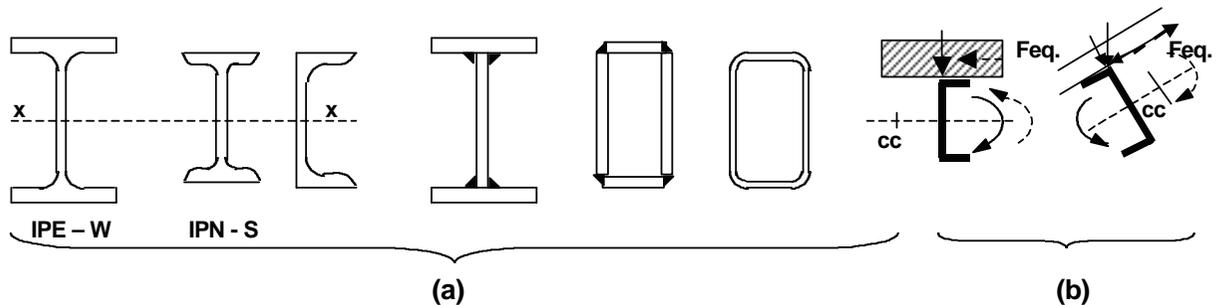


Figura 7-2

Resulta más económica la utilización de perfiles laminados que de secciones armadas por el consumo de mano de obra y medios de unión en estas últimas. Sin embargo es necesario recurrir a las secciones armadas cuando los perfiles laminados disponibles en el mercado no alcanzan a proveer la resistencia de diseño a flexión necesaria.

En los perfiles **C** cuando el plano de flexión no pasa por el centro de corte (caso mas común) aparece una torsión acompañando a la flexión, excepto que se disponga de algún otro elemento estructural que pueda equilibrar aquella. Por ejemplo la losa de H^oA^o en un entrepiso o el plano de la chapa de techo bajo determinadas condiciones de rigidización en los techos de galpones o naves. (**Figura 7-2 (b)**). Obviamente la acción resultante en el plano equilibrante debe ser tomada por el sistema estructural y llevada al suelo.

• Cálculo de los parámetros seccionales.

El Momento de inercia (**I**), el Módulo Resistente Plástico (**Z**), el Módulo Resistente Elástico (**S**) y el Momento Estático (**Q**) se calculan con la **sección bruta** (sección total) excepto en los siguientes casos:

(a) Alas traccionadas con agujeros para bulones y remaches.

. Se deducirán los agujeros si:

$$0,75 F_u \cdot A_{fn} < 0,9 F_y \cdot A_{fg} \quad (7-1)$$

siendo

A_{fn} = área neta del ala traccionada. (ver **Sección 3.3**, Página 80)

A_{fg} = área bruta del ala traccionada. (ver **Sección 3.2**, Página 80)

Los parámetros de la sección se calculan con el área efectiva del ala traccionada A_{fe}

$$A_{fe} = (5/6) \cdot (F_u / F_y) \cdot A_{fn} \quad (7-2)$$

. **No se deducirán** los agujeros si

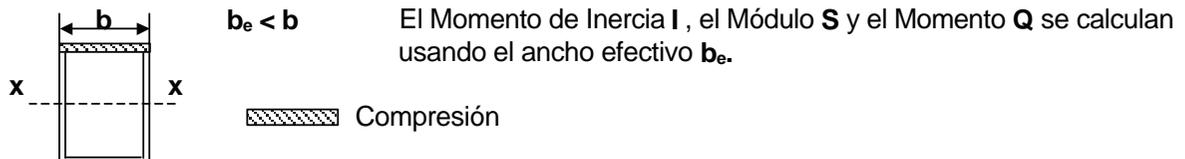
$$0,75 F_u \cdot A_{fn} \geq 0,9 F_y \cdot A_{fg} \quad (7-3)$$

Los parámetros de la sección **se calculan con la sección bruta**.

La especificación anterior tiene los fundamentos indicados en la **Sección 3.5** (Página 85) referidos a la posibilidad de desarrollar la tensión de rotura F_u en las secciones traccionadas con agujeros, por la despreciable deformación resultante en relación a la deformación total de la barra.

El factor (5/6) es la relación entre los factores de resistencia ϕ_t para los estados límites de rotura del área neta (0,75) y fluencia de la sección bruta (0,90).

(b) En secciones con elementos esbeltos rigidizados COMPRIMIDOS con ancho efectivo b_e menor que el ancho real b . (ver **Sección 5.5.2.**, Página 181).



7.3.- COMPORTAMIENTO DE VIGAS Y VIGAS ARMADAS DE ALMA LLENA EN FLEXION SIMPLE.

Analizaremos la flexión simple en vigas y vigas armadas **con un eje de simetría**. Para que exista flexión simple el plano de carga debe contener al centro de corte y ser paralelo a un eje principal de inercia, o bien la viga debe tener restricciones a la torsión en los puntos de aplicación de las cargas y en los apoyos. La flexión de los **perfiles ángulo** se analizará por separado, pues presentan algunas particularidades en su comportamiento en las condiciones comunes de su utilización en las estructuras.

7.3.1.- Estados límites últimos.

Los estados límites últimos para la flexión simple, o sea aquellos que al ser superados producen el colapso de la viga o viga armada, son:

- (A) Por acción del Momento Flector:**
- (1) Plastificación.
 - (2) Pandeo lateral - torsional.
 - (3) Pandeo local del ala.(PLF).
 - (4) Pandeo local del alma.(PLW).
- (B) Por acción del esfuerzo de corte:**
- (1) Plastificación del alma.
 - (2) Pandeo local del alma.
- (C) Por acción de cargas concentradas:**
- (1) Flexión local del ala.
 - (2) Aplastamiento del alma.(Fluencia)
 - (3) Pandeo localizado del alma. (web crippling).
 - (4) Pandeo lateral del alma.
 - (5) Pandeo por compresión del alma.

Para cada estado límite resulta una **Resistencia de Diseño R_d** siendo ϕ el factor de resistencia y R_n la **Resistencia Nominal** correspondiente.

$$R_d = \phi \cdot R_n$$

7.3.2.- Estados límites últimos por acción del Momento Flector.

7.3.2.(a).- Plastificación.

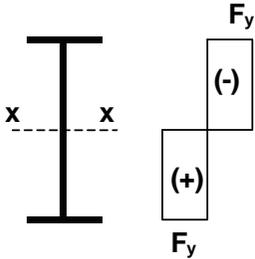


Figura 7-3

Hemos visto en el Capítulo 5 (**Sección 5.4.1.(2)**, Página 165) que cuando la sección se plastifica resulta el diagrama de la **Figura 7-3** para las tensiones normales y se desarrolla el **Momento Plástico M_p** . La Resistencia de diseño a flexión M_c resulta entonces:

$$M_d = \phi_b \cdot M_n \quad \phi_b = 0,9$$

$$M_n = M_p = Z \cdot F_y \leq 1,5 M_y \tag{7-4}$$

siendo:

$$M_y = \text{Momento Elástico} = S \cdot F_y$$

La condición indicada en la Ecuación (7-4) es para evitar que en estado de servicio se produzcan deformaciones plásticas, pues existen formas seccionales cuyo factor de forma Z/S es mayor que 1,5 según vimos en el Capítulo 5 (**Sección 5.4.1.(2)**). Además con los factores de carga y de resistencia adoptados los momentos flectores en servicio no superan a los resultantes de acciones mayoradas divididos por 1,5.

La fórmula (7-4) expresada en las unidades del CIRSOC 301-EL toma la forma:

$$M_p \text{ (KNm)} = Z \text{ (cm}^3\text{)} \cdot F_y \text{ (Mpa)} \cdot 10^{-3} \tag{7-4a}$$

La condición para que se alcance la plastificación de la sección es que ella sea **COMPACTA**, o sea que todos sus elementos comprimidos tengan una relación ancho-espesor menor o igual a λ_p y con alas y alma unidos en forma continua (ver Capítulo 5 , **Sección 5.4.2**, Página 166).

7.3.2.(b).- Pandeo lateral - torsional.

La cabeza comprimida de una viga flexada puede presentar problemas de inestabilidad. Para visualizar el fenómeno consideremos la viga de la **Figura 7-4** sometida a un momento flector constante M_u en el plano $y-z$, y por lo tanto, flexando alrededor del eje $x-x$ de mayor momento de inercia (eje fuerte).

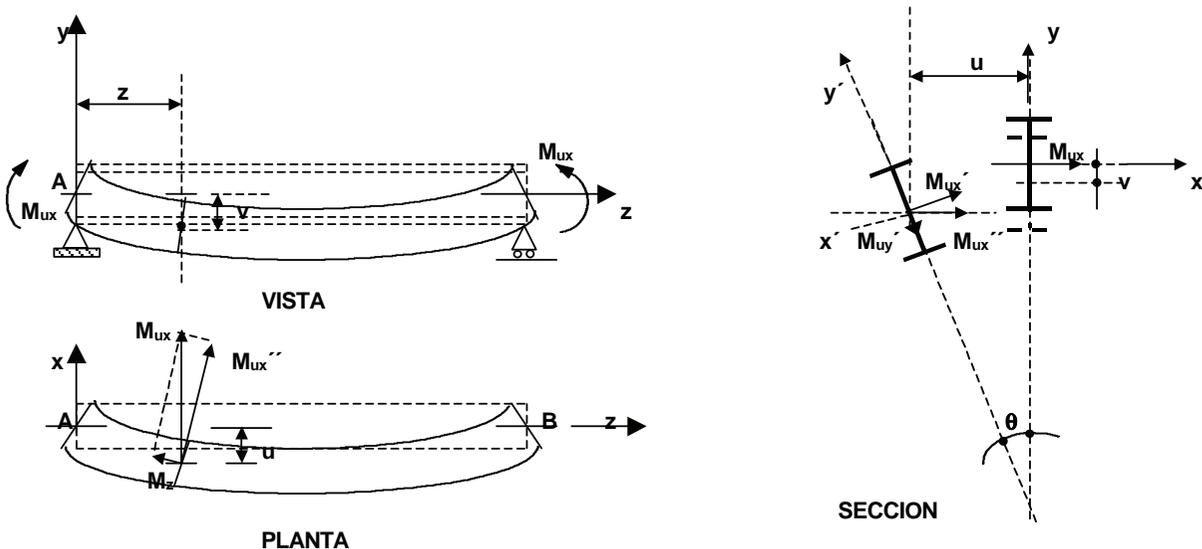


Figura 7-4

Los apoyos tienen las siguientes restricciones: (a) para los desplazamientos según z e y , uno es fijo y el otro móvil sólo según z ; (b) no pueden desplazarse según x ; (c) no pueden girar alrededor de z y lo pueden hacer libremente alrededor de los otros dos ejes; (d) no presentan restricción al alabeo de las secciones. La cabeza comprimida, entre los apoyos (puntos fijos a desplazamiento según x ubicados a la distancia L_b), cuando se alcanza un cierto valor de la tensión normal, trata de pandear como columna alrededor de y , desplazándose según x que es la dirección débil y en la que puede hacerlo. La cabeza traccionada, que tiende a volver a la posición recta, se opone a ese desplazamiento, por lo que la sección debe girar para compatibilizar ambas situaciones. Esto genera una torsión. Como las deformaciones reales son pequeñas se puede suponer que las cargas externas (M_u) se mantienen actuando en el plano $y-z$. En la **Figura 7-4** observamos como se descompone el vector momento de M_u . Así vemos que la sección, al producirse el pandeo lateral, queda sometida a un M_{ux} (flexión alrededor de x , eje fuerte), a un M_{uy} (flexión alrededor de y , eje débil) y a un momento torsor M_z . El momento torsor es variable a lo largo de la viga, por lo que si la forma seccional alabea, existe torsión mixta.

La sección queda sometida a tensiones normales y de corte originadas por los tres momentos. Esas tensiones resultan mayores que las que produciría el momento flector M_u , por lo que disminuye la capacidad a flexión de la sección alrededor de x .

El momento flector alrededor de x que produce el inicio del pandeo lateral (situación de equilibrio indiferente) se denomina **Momento Crítico de pandeo lateral** y es el momento nominal para el estado límite de pandeo lateral.

De acuerdo al análisis del fenómeno realizado, vemos que **el pandeo lateral no puede producirse para flexiones externas alrededor del eje débil**, o sea el estado límite de pandeo lateral no existe cuando el momento flector externo produce flexiones alrededor del eje débil.

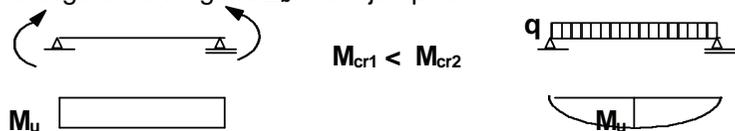
El **Momento Crítico de pandeo lateral** depende de varios factores:

(a) Material. Intervienen los módulos E y G .

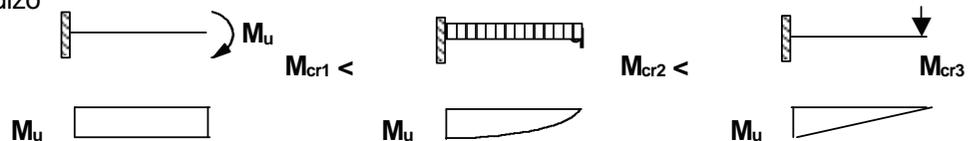
(b) Forma y dimensiones de la sección. Intervienen los parámetros de la sección relacionados con la resistencia a flexión alrededor de ambos ejes y a la torsión. ($I_x, I_y, S_x, S_y, J, C_w, A$, etc.)

(c) Diagrama de momentos flectores. Según el diagrama la cabeza comprimida tendrá una variación distinta de su estado tensional a lo largo de la longitud L_b . Por ejemplo:

. Viga simplemente apoyada



. Viga en voladizo



(d) La posición de la carga con respecto al centro de corte de la sección (Posición 2).



Estando en 1 la carga aumenta el torsor. En 3 lo disminuye.

(e) Restricciones al giro y al alabeo en los apoyos.

(f) Distancia entre puntos fijos a pandeo lateral. Es decir la distancia entre puntos de la viga que no pueden desplazarse lateralmente. Se denomina **Longitud no arriostrada L_b** .

A igualdad de los restantes factores enunciados la variación de L_b puede definir tres situaciones en lo referido al **Momento crítico de pandeo lateral M_n** . (Figura 7-5)

(1) Si $L_b \leq L_p$ Se alcanza la plastificación total de la sección sin que se produzca el pandeo lateral.

$$M_n = M_p = Z \cdot F_y \quad (\text{Momento plástico}) \quad (7-5)$$

(2) Si $L_p < L_b \leq L_r$ El momento crítico produce tensiones de zona inelástica (E no constante). Se supone una variación lineal en esta zona del Momento Crítico para simplificar el complejo análisis exacto.

(3) Si $L_b > L_r$ El Momento crítico produce tensiones máximas dentro del campo elástico o sea que $E = \text{constante}$. El Momento crítico se calcula con las ecuaciones elásticas correspondientes a cada forma seccional. La tensión máxima en la sección para que se cumpla la hipótesis para el límite $L_b = L_r$ depende de la forma seccional.

$$\text{Momento elástico} \quad M_n = S_x \cdot F_{\max} \quad (7-6)$$

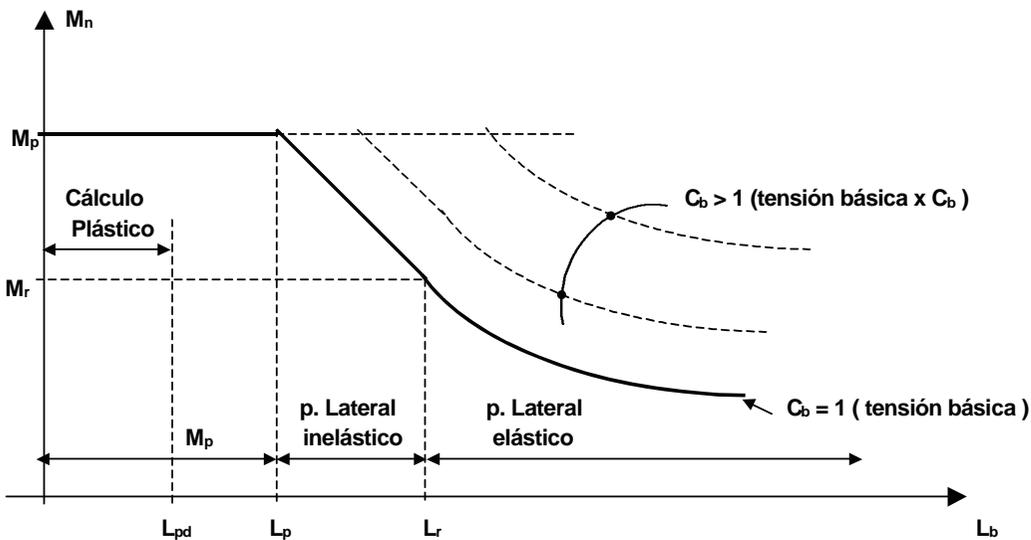


Figura 7-5

- **Resistencia de diseño a pandeo lateral-torsional.**

En base a lo anteriormente expuesto y a partir del desarrollo de las fórmulas elásticas y comprobaciones experimentales, el Reglamento CIRSOC 301-EL (Sección F.1.2.) basado en la Especificación AISC-LRFD, establece lo siguiente:

* **Resistencia de Diseño:** $R_d = \phi_b \cdot M_n$ $\phi_b = 0,9$

La Resistencia nominal (Momento crítico) M_n está en función de la forma seccional, de la longitud lateralmente no arriostrada de la viga L_b , de las longitudes no arriostradas límites L_p y L_r y de la posición de la carga con respecto al centro de corte de la sección.

• Resistencia Nominal a pandeo lateral-torsional

El CIRSOC 301-EL establece resistencias nominales y longitudes no arriostradas límites para las formas seccionales mas comunes y para cargas aplicadas en el centro de corte de la sección o en el ala inferior, y en el ala superior. Las fórmulas básicas para zona elástica y las correspondientes a zona inelástica resultan de considerar la carga actuando en el **centro de corte de la sección**. Su validez con fines prácticos puede extenderse a cargas actuando en el alma para vigas doblemente simétricas y canales. Para cargas actuando en el **ala inferior** el efecto estabilizador que aquellas producen incrementa el momento crítico, por lo que los valores resultantes para cargas aplicadas en el centro de corte son conservadoras.

Para cargas actuando en el **ala superior** de secciones doblemente simétricas o canales la resistencia nominal disminuye. La Especificación AISC-LRFD no explicita esta situación excepto en los Comentarios donde indica que para secciones doble te doblemente simétricas y canales puede obtenerse el momento crítico elástico haciendo $X_2 = 0$ en la Fórmula (7-10) que se verá mas adelante. Sin embargo se comprueba que utilizando las fórmulas exactas para zona elástica (Eurocode 3, Anexo F, y H. Resk, XVI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural) los valores obtenidos con $X_2 = 0$ resultan deficitarios. Los valores exactos se ubican en aproximadamente en el **90%** de aquellos. Por ello en el CIRSOC 301-EL para secciones doblemente simétricas y canales con carga actuando en el ala superior se ha corrido toda la curva de la **Figura 7-5** aproximadamente al **90 %** de la correspondiente a cargas actuando en el centro de corte. Esto se refleja en las expresiones del Momento crítico elástico y de las longitudes límites L_p y L_r .

Cuando la carga está aplicada por **encima del ala superior** (por ejemplo en la mayoría de las vigas carril de puentes grúas) el momento crítico disminuye. En este caso el CIRSOC 301-EL establece que se debe realizar un análisis que considere la influencia de la distancia del punto de aplicación de la carga al centro de corte de la sección. Este caso lo analizaremos mas adelante.

También veremos mas adelante el caso de secciones **doble te simplemente simétricas** no cubiertas por el CIRSOC 301-EL.

Las expresiones para M_{cr} se han obtenido para vigas con apoyos articulados. Si los apoyos no son articulados sino con restricciones, el momento crítico aumenta. Hay desarrollados métodos para vigas continuas que determinan una longitud no arriostrada efectiva $k.L_b$ para utilizar las fórmulas anteriores. Sin embargo con la utilización del factor de corrección por momento flector C_b (que se explica mas adelante) se puede no tomar en cuenta dicho mejoramiento lo que resulta conservador.

La longitud no arriostrada L_b se debe tomar entre puntos fijos a desplazamiento lateral y NO entre puntos de momento nulo.

Para **vigas en voladizo L_b** se tomará **como el doble** de la luz del voladizo si el extremo libre **no esta arriostrado** lateralmente. Si lo está se tomará la luz del voladizo.

En función de lo dicho anteriormente el CIRSOC 301-EL establece los siguientes Momentos Nominales a pandeo lateral-torsional:

(A) Secciones doblemente simétricas (I , H , \square) y canales (C) con $L_b \leq L_p$

$$(\text{kN.m}) M_n = Z (\text{cm}^3) \cdot F_y (\text{MPa}) \cdot (10)^{-3} = M_p \quad (7-7)$$

(B) Secciones doblemente simétricas (I , H , \square) y canales (C) con $L_p < L_b \leq L_r$
(variación lineal)

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (7-8)$$

donde:

* Para doble te (I) doblemente simétricas y canales (**C**)

$$(kN.m) M_r = F_L (MPa) \cdot S_x (cm^3) \cdot (10)^{-3}$$

siendo :

F_L el menor valor de (a) $(F_{yf} - F_r)$ ó (b) F_{yw} (máxima tensión en el ala en campo elástico)

* Para secciones rectangulares macizas (\blacksquare) y cajones (\square)

$$M_r = F_{yf} \cdot S_x \cdot (10)^{-3}$$

F_{yf} = tensión de fluencia del acero del ala. (MPa)

F_{yw} = tensión de fluencia del acero del alma. (MPa)

F_r = tensión residual. (MPa)

S_x = módulo elástico referido al eje fuerte. (cm^3)

C_b = factor de corrección por diagrama de momento flector.

(C) Secciones doblemente simétricas y canales con $L_b > L_r$

$$M_n = M_{cr} \leq M_p \quad M_{cr} = \text{momento crítico elástico}$$

(C1) Secciones doble te (I) doblemente simétricas y canales (C)

(a) Para cargas aplicadas en el alma o en el ala inferior de la viga:

$$M_{cr} = (10^{-3}) \cdot C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J + \left(\frac{\pi \cdot E}{L_b} \right)^2 \cdot I_y \cdot C_w} = \quad (7-9)$$

$$= \frac{(10^{-3}) \cdot C_b \cdot S_x \cdot X_1 \cdot \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 \left(L_b / r_y \right)^2}} \quad (7-10)$$

donde:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} \quad (MPa) \quad (7-11)$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2 \quad (MPa)^2 \quad (7-12)$$

S_x = módulo resistente elástico de la sección con respecto al eje principal de mayor inercia. (cm^3)

E = módulo de elasticidad longitudinal del acero. (200.000 MPa)

G = módulo de elasticidad transversal del acero. (77.200 MPa)

F_L = el menor valor de $(F_{yf} - F_r)$ ó F_{yw} . (MPa)

F_r = tensión residual de compresión en ala = **69** MPa para secciones laminadas; **114** MPa para secciones soldadas.

F_{yf} = tensión de fluencia del acero del ala. (MPa)

F_{yw} = tensión de fluencia del acero del alma. (MPa)

I_y = momento de inercia de la sección con respecto al eje principal de menor inercia. (cm^4)

C_w = módulo de alabeo de la sección. (cm^6)

A = área de la sección transversal. (cm^2)

J = módulo de torsión. (cm^4)

r_y = radio de giro de la sección con respecto al eje principal de menor inercia. (cm)

(b) Para cargas aplicadas en el ala superior de la viga (0,9 de (7-10) con $X_2 = 0$):

$$M_{cr} = \frac{1,28(10)^{-3} \cdot C_b \cdot S_x \cdot X_1}{L_b / r_y} \quad (7-10a)$$

(C 2) Secciones rectangulares macizas (■) y cajones (□):

(a) Para cargas aplicadas en el alma o en el ala inferior de la viga:

$$M_{cr} = \frac{400 \cdot C_b}{L_b / r_y} \sqrt{J \cdot A} \quad (7-13)$$

(b) Para cargas aplicadas en el ala superior de la viga (0,9 de (7-13)):

$$M_{cr} = \frac{360 \cdot C_b}{L_b / r_y} \sqrt{J \cdot A} \quad (7-13a)$$

• Factor de corrección por diagrama del momento flector.

Las fórmulas elásticas para el momento crítico son deducidas para una viga cargada con momento flector uniforme. Si el diagrama de momentos en la longitud no arriostrada no es uniforme, el momento crítico aumenta y se utiliza para corregir los valores obtenidos un factor C_b mayor o igual a 1.

El CIRSOC 301-EL establece cuando están lateralmente arriostrados los extremos del segmento de viga considerado (de longitud L_b).

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \geq 1 \quad (7-14)$$

donde:

M_{\max} = valor absoluto del máximo momento flector en el segmento no arriostrado. (kN.m)

M_A = valor absoluto del momento flector en la sección ubicada a un cuarto de la luz del segmento no arriostrado. (kN.m)

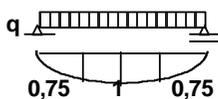
M_B = valor absoluto del momento flector en la sección ubicada a la mitad de la luz del segmento no arriostrado. (kN.m)

M_C = valor absoluto del momento flector en la sección ubicada a tres cuartos de la luz del segmento no arriostrado. (kN.m)

Se permite adoptar conservadoramente un valor $C_b = 1$ para todos los casos de diagramas de momento flector.

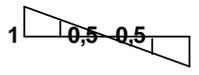
Para vigas en voladizo, cuando el extremo libre no esté lateralmente arriostrado, se deberá tomar $C_b = 1$ para todos los casos, cualquiera sea el diagrama de momento flector en el voladizo.

Ejemplos: Viga simplemente apoyada



curvatura simple

$$C_b = \frac{12,5 \times 1}{2,5 \times 1 + 3 \times 0,75 + 4 \times 1 + 3 \times 0,75} = 1,14$$



curvatura doble

$$C_b = \frac{12,5 \times 1}{2,5 \times 1 + 3 \times 0,5 + 4 \times 0 + 3 \times 0,5} = 2,27$$

(D) Secciones tes (T) y doble ángulo en contacto continuo () cargadas en el plano de simetría

$$M_n = M_{cr} = \frac{(10^{-3}) \cdot \pi \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (7-15)$$

donde:

$M_n \leq 1,5 M_y$ para almas traccionadas por la flexión.

$M_n \leq 1,0 M_y$ para almas comprimidas por la flexión.

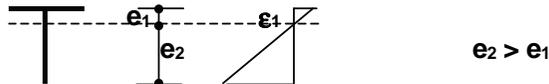
$$B = \pm 2,3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \cdot \sqrt{I_y / J}$$

Para el cálculo de **B** el signo positivo se aplica cuando el alma está traccionada, y el signo negativo cuando el alma está comprimida. Si la punta del alma está comprimida en alguna sección de la viga a lo largo de la longitud no arriostrada se deberá usar signo negativo para el cálculo de **B**.

d = altura total de la sección (cm).

La ecuación (7-15) es una expresión simplificada para $C_b = 1$ de la compleja expresión del momento crítico elástico para vigas de simple simetría. La resistencia a pandeo lateral de un perfil te con el alma comprimida es la cuarta parte de la resistencia del perfil cuando el alma está traccionada. Por ello se debe prestar atención al diagrama de momentos en el tramo no arriostrado. Si el diagrama cambia de signo (doble curvatura), aunque sea en un pequeño tramo, se deberá tomar conservadoramente la peor condición que es alma comprimida. Se deberá prestar atención al proyecto de las uniones extremas de estos perfiles pues, si por la rigidez de la unión, se producen momentos de signo contrario en los extremos cambiará en esa zona la condición tensional del alma.

La limitación del valor máximo de M_n se relaciona con la distinta deformación posible de los extremos de la sección.



(E) Otras secciones de simple simetría.

En la Tabla AF.1-1 del Apéndice F (ver Sección 7.3.2.(e)., Página 217) se dan las expresiones para el Momento crítico y la tensión crítica de pandeo lateral así como para los límites de longitud no arriostrada.

(F) Secciones de doble simetría con $I_x = I_y$ (tubos cuadrados y circulares).

No es aplicable el estado límite de pandeo lateral - torsional por la igualdad de momentos de inercia en ambas direcciones.

• **Determinación de las longitudes no arriostradas límites.**

(1) L_p

Se han determinado para las distintas formas seccionales mediante ensayos y con cargas aplicadas en el centro de corte. Se obtienen para la viga sometida a momento flector uniforme lo que corresponde a $C_b = 1$. Si observamos la **Figura 7-5** vemos que sólo en ese caso tiene L_p un significado físico.

Para cargas aplicadas en el ala superior se ha tomado aproximadamente el **90%** de la correspondiente a cargas aplicadas en el centro de corte.

(a) Para secciones doble te doblemente simétricas (incluso híbridas) y canales (C)

(1) Para cargas aplicadas en el alma o en el ala inferior de la viga (cm) $L_p = \frac{788 \cdot r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (7-16)$

F_{yf} = tensión de fluencia del acero del ala. (MPa)
 r_y = radio de giro de la sección respecto del eje débil.(cm)

$$(2) \text{ Para cargas aplicadas en el ala superior de la viga: (cm) } L_p = \frac{709 \cdot r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (7-16a)$$

(b) Para barras rectangulares macizas y secciones cajón.

(1) Para cargas aplicadas en el alma o en el ala inferior de la viga:

$$(cm) \quad L_p = \frac{26 \cdot r_y}{M_p} \sqrt{J \cdot A} \quad (7-17)$$

M_p en kN.m; J en cm^4 ; A en cm^2 ; r_y en cm

(2) Para cargas aplicadas en el ala superior de la viga:

$$(cm) \quad L_p = \frac{23,5 \cdot r_y}{M_p} \sqrt{J \cdot A} \quad (7-17a)$$

(2) L_{pd}

Cuando las solicitaciones de sección se determinan por **análisis global plástico** las longitudes no arriostradas adyacentes a la ubicación de una rótula plástica deben ser menores que los valores dados anteriormente para L_p , pues se debe permitir la formación de la rótula (poder tener un giro tal que $\varepsilon_m/\varepsilon_e$ sea mayor que 3). Además en la ubicación de la rótula plástica se deberá colocar un arriostramiento para desplazamiento lateral. Se ha determinado experimentalmente:

(a) Para secciones doble te doble y simplemente simétricas, con el área del ala comprimida mayor o igual al área del ala traccionada (incluyendo vigas híbridas) y cargadas en el plano del alma.

$$L_{pd} = \frac{[24.000 + 15.200(M_1/M_2)]}{F_y} \cdot r_y \quad (7-18)$$

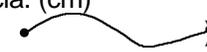
donde:

F_y = tensión de fluencia mínima especificada para el acero del ala comprimida. (MPa)

M_1 = menor momento flexor en un extremo del segmento no arriostrado considerado. (kN.m)

M_2 = mayor momento flexor en un extremo del segmento no arriostrado considerado. (kN.m)

r_y = radio de giro de la sección con respecto al eje principal de menor inercia. (cm)

M_1 / M_2 = se tomará positivo cuando los momentos producen doble curvatura ()
 y negativo cuando producen simple curvatura. ()

Para zonas de alta sismicidad o vigas que necesiten una mayor rotación ($\varepsilon_m/\varepsilon_e$ de 7 a 9) se adopta un valor menor:

$$(cm) \quad L_{pd} = \frac{17.200}{F_y} \cdot r_y \quad (7-19)$$

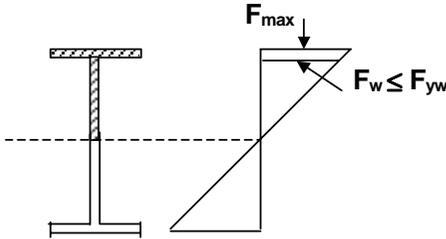
F_y en MPa, r_y en cm

(b) Para barras rectangulares macizas y secciones cajón simétricas.

$$L_{pd} = \frac{[34.000 + 20.000(M_1/M_2)]}{F_y} r_y \geq \frac{20.000}{F_y} r_y$$

(3) L_r

L_r es la longitud no arriostrada L_b que corresponde al límite de validez de las expresiones elásticas del Momento crítico M_{cr} .



Cuando $L_b = L_r$ es

$$M_{cr} = M_r = S_x \cdot F_{max} \cdot (10)^{-3} \quad (7-20)$$

- En secciones **doble te** doblemente simétricas y **C**:

$F_{max} = F_L$ siendo F_L el menor valor de

(a) $F_{yf} - F_r$ ó (b) F_{yw}

- En secciones rectangulares macizas o cajones:

$$F_{max} = F_{yf}$$

Igualando las fórmulas del momento crítico (7-10)(7-10a) y (7-13)(7-13a) para cada tipo de sección, al M_r obtenido de la ecuación (7-20) y para $C_b = 1$, se despeja el valor de $L_b = L_r$. De allí resulta:

(a) Para secciones **doble te** doblemente simétricas y canales (C)

(1) Para cargas aplicadas en el alma o en el ala inferior de la viga:

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_L^2}} \quad (7-21)$$

con las unidades ya indicadas y con X_1 y X_2 según ecuaciones (7-11) y (7-12) respectivamente.

(2) Para cargas aplicadas en el ala superior de la viga:

$$L_r = 1,28 \frac{r_y \cdot X_1}{F_L} \quad (7-21a)$$

(b) Para barras rectangulares macizas y secciones cajón

(1) Para cargas aplicadas en el alma o en el ala inferior de la viga:

$$L_r = \frac{400 \cdot r_y}{M_r} \sqrt{J \cdot A} \quad (7-22)$$

(2) Para cargas aplicadas en el ala superior de la viga:

$$L_r = \frac{360 \cdot r_y}{M_r} \sqrt{J \cdot A} \quad (7-22a)$$

con las unidades ya indicadas y $M_r = F_{yf} \cdot S_x \cdot (10)^{-3}$.

- **Arriostramiento de vigas para pandeo lateral torsional.**

Para asegurar que la cabeza comprimida de una viga esté arriostrada a pandeo lateral en forma continua debe garantizarse que la unión genere efectivamente las fuerzas necesarias. Así si tenemos una losa de $H^\circ A^\circ$ apoyando sobre una viga metálica el rozamiento puede no ser suficiente si la carga vertical no es importante o si el entrepiso soporta cargas vibratorias. En esos casos es conveniente que

existan pasadores que aseguren la unión continua. Por ejemplo “pelos” de Fe. redondo soldados a la viga e incorporados con unión húmeda a la losa. (Figura 7-6)

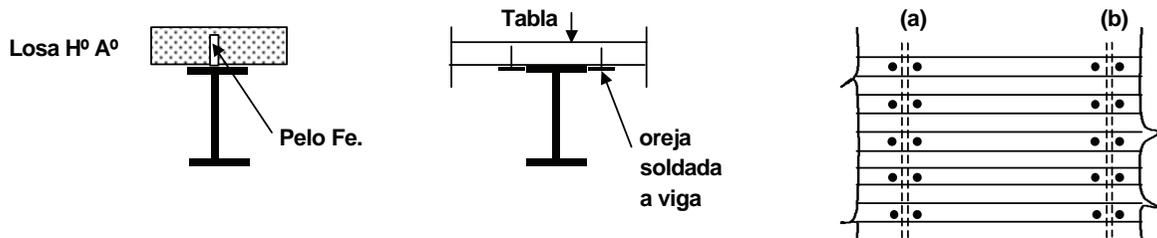


Figura 7-6

Si es un entrepiso de madera se atornillará la viga al entablonado. Si se hace como se indica en la Figura 7-6 el plano horizontal es capaz de transmitir fuerzas en su plano pues las uniones pueden funcionar como nudos rígidos.

En ambos casos el plano horizontal de rigidización debe estar unido a planos verticales que lleven al suelo las fuerzas generadas por la rigidización de la cabeza comprimida de la viga.

En el caso de un techo o entrepiso de chapa apoyado sobre correas o vigas secundarias es despreciable la rigidización que puede realizar el plano de la chapa salvo que se tomen disposiciones especiales para la unión de las chapas a las correas. Incluso en este caso el muy posible juego que el tiempo y las acciones de viento producen en las uniones hace aconsejable tomar otros recaudos para asegurar el arriostramiento a pandeo lateral. Las correas o vigas secundarias por sí solas no rigidizan el plano sino que es necesario con diagonales crear vigas en el plano que tomen las cargas generadas en los puntos fijos a pandeo lateral de la viga. (Figura 7-7). Estas vigas horizontales deben estar unidas a su vez a planos verticales que lleven al suelo las fuerzas.

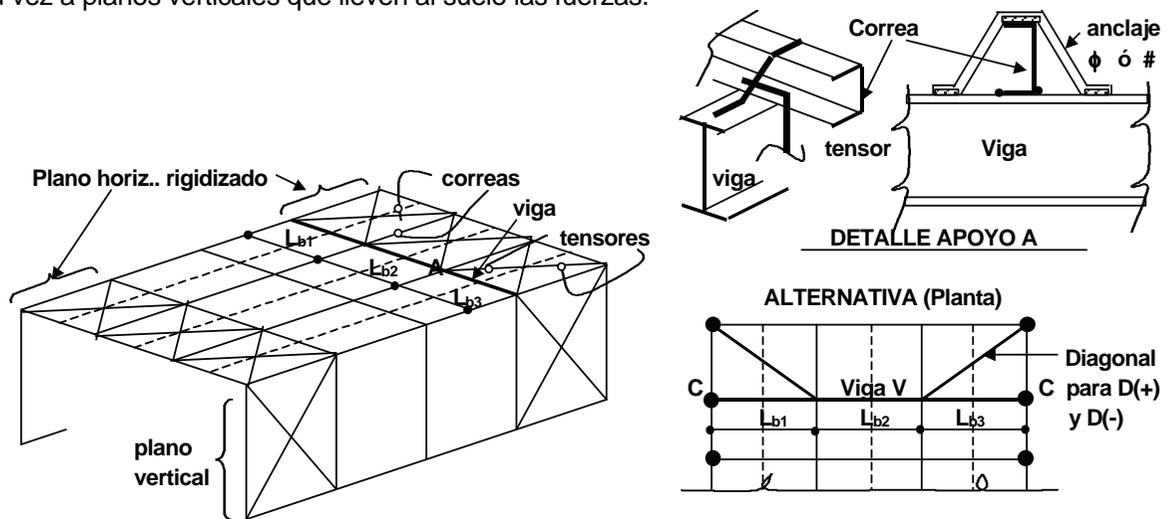


Figura 7-7

Como las fuerzas generadas son en ambos sentidos para evitar diagonales comprimidas lo mejor es utilizar cruces de San Andrés con tensores. La fuerza que se genera en los nudos es del orden del 2% de la máxima fuerza en la cabeza comprimida de la viga.

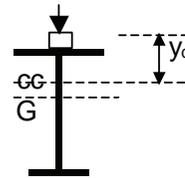
Como criterio de proyecto económico conviene que la viga desarrolle su momento plástico por lo que resulta apropiado que la longitud no arriostada no supere el valor L_p (o el que resulte necesario según el diagrama de momentos) siendo en general poco gravoso el aumento de tensores diagonales que puede resultar necesario.

Las secciones abiertas por su baja resistencia a torsión conducen a valores de L_p bajos mientras que las secciones cerradas presentan un buen comportamiento a pandeo lateral con L_p grandes. El arriostramiento debe materializarse efectivamente en la cabeza comprimida. De lo contrario no sirve. Cuando puede haber inversión de momento según la combinación de carga (por ej. correas de techos livianos por acción del viento) es necesario garantizar que ambos cordones queden arriostrados.

Cuando las correas apoyan sobre la cara superior de las vigas principales debe garantizarse que la correa tenga restringido el giro alrededor de su eje longitudinal. (CIRSOC 301-EL Sección B.6.) para poder desarrollar su resistencia a pandeo lateral. (Figura 7-7, Detalle Apoyo A)

• **Cargas aplicadas por encima del ala superior de la viga**

Para cargas aplicadas por encima del ala superior de la viga el Momento Crítico de pandeo lateral disminuye. Es el caso de una viga carril de puente grúa donde la carga de rueda que produce la flexión se ubica en la cabeza del riel, a una distancia y_c del eje que contiene al centro de corte de la sección.(cc)



En el Anexo F del Eurocode 3 se dan las expresiones para el **Momento Crítico elástico** para algunos casos. En lo que sigue se dan algunas de esas expresiones

-- **Para viga doble te simplemente simétrica** (alas desiguales)

Para apoyos articulados y sin restricción al alabeo

$$M_{cr} = \frac{C_1 \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(L_b)^2} \cdot \left\{ \left[\frac{C_w}{I_y} + \frac{L_b^2 \cdot G \cdot J}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y} + (C_2 \cdot y_c - C_3 \cdot y_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot y_c - C_3 \cdot y_j) \right\} \cdot (10)^{-3} \tag{7-100}$$

dónde:

y_c = distancia entre el punto de aplicación de la carga y centro de corte (cm.)
positiva para cargas gravitatorias aplicadas por encima del centro de corte.

y_j = positiva cuando el ala mayor está comprimida (cm)

= $0,8 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot h_s / 2$ si $\beta_f > 0,50$

= $1,0 \cdot (2 \cdot \beta_f - 1) \cdot h_s / 2$ si $\beta_f < 0,50$

h_s = distancia entre los centros de esfuerzos de corte de las alas

$$\beta_f = \frac{I_{yc}}{I_{yc} + I_{yt}}$$

I_{yc} = Momento de inercia de la sección del ala solicitada a compresión con respecto al eje débil de la viga.

I_{yt} = Momento de inercia de la sección del ala solicitada a tracción con respecto al eje débil de la viga.

$$C_w = \beta_f \cdot (1 - \beta_f) \cdot I_y \cdot h_s^2$$

C_1, C_2, C_3 : coeficientes que dependen de las condiciones de carga y apoyo. Por ej.: para $k=1$ y $k_w=1$.

Diagrama de carga	Diagrama de momentos	C_1	C_2	C_3
		1,132	0,459	0,525
		1,365	0,553	1,73
		1,046	0,430	1,12

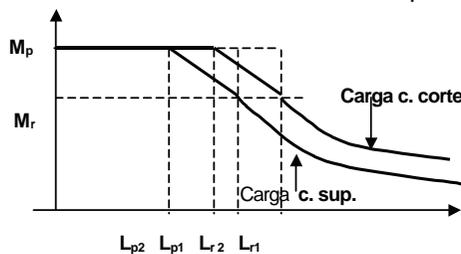
– Para vigas de doble simetría de sección constante (doble te , cajón)

Para apoyos articulados y de alabeo libre:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \left\{ \left[\frac{C_w}{I_y} + \frac{L_b^2 \cdot G \cdot J}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y} + (C_2 \cdot y_c)^2 \right]^{0.5} - C_2 \cdot y_c \right\} \cdot (10)^3 \quad (7-101)$$

Cuando el Momento Crítico elástico se hace igual a M_r resulta $L_b = L_r$ según se vio en Fórmula (7-20). De las expresiones anteriores se puede así obtener el L_r correspondiente a carga por encima del ala superior (L_{r1}) haciendo $M_{cr} = M_r$

Para cubrir la **zona inelástica** en forma aproximada **puede trasladarse la recta en la misma relación** que exista entre los L_r resultantes del momento crítico elástico dado para carga actuando por encima del ala superior (L_{r2}) y el del momento crítico elástico para cargas actuando en el centro de corte (L_{r1}). (ver Figura). Para ello se obtiene el L_p correspondiente a carga en el ala superior (L_{p2}) multiplicando por la relación citada el valor de L_p para carga en el centro de corte (L_{p1}) y con los valores obtenidos se aplica la Fórmula (7-8) para obtener el Momento nominal para zona inelástica. Dicha fórmula se puede hacer extensiva a secciones doble te de simple simetría.



7.3.2.(c).- Pandeo local del ala (PLF).

Las alas de las vigas en flexión simple son placas comprimidas que pueden pandear localmente si es superada la tensión crítica correspondiente. En el **Capítulo 5** hemos visto que la tensión crítica normal elástica de una placa comprimida venía dada por la fórmula (5-2) que con los valores adoptados para E y μ resultaba en la fórmula (5-10)

$$F_{ki} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 1,808 \times 10^5 \cdot k \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 180.800 \frac{k}{\lambda^2} \quad (\text{en MPa}) \quad (7-23)$$

siendo $\lambda = b/t$ la relación ancho-espesor o relación de esbeltez local. La expresión es válida mientras E es constante.

Vimos asimismo en la **Sección 5.4.2.** (Página 166) que una sección flexada podía desarrollar el momento plástico M_p si era compacta lo que ocurría si todos los elementos comprimidos de su sección transversal (en particular el ala) tenían una relación de esbeltez local menor que λ_p . Si los elementos comprimidos de su sección transversal (en particular el ala comprimida) tienen una relación de esbeltez local mayor que λ_r no se alcanza la tensión de fluencia en ese elemento ya que antes pandea localmente. La tensión que puede desarrollar es la tensión crítica elástica dada por la Ecuación (7-23). Los límites λ_p y λ_r para alas en flexión para las distintas formas seccionales se dan en la **Tabla B.5-1.** (Páginas 169 a 174).

Vimos también en el **Capítulo 5** que para elementos rigidizados (por ejemplo alas de cajones en flexión) el efecto poscrítico aumenta la tensión crítica de pandeo local y que dicho efecto puede cuanti-

ficarse con la utilización del ancho efectivo b_e menor o igual al ancho real b . Para elementos no rigidizados (como alas de doble te y canales en flexión) el efecto poscrítico es prácticamente despreciable.

En base a lo anterior se plantea el siguiente procedimiento para obtener el Momento Nominal para el **estado límite de pandeo local del ala** en función de la relación de esbeltez local del ala (b / t) (ver **Figura 7-8**).

El CIRSOC 301-EL lo presenta en el Apéndice F, Sección A-F.1. (ver Página 217)

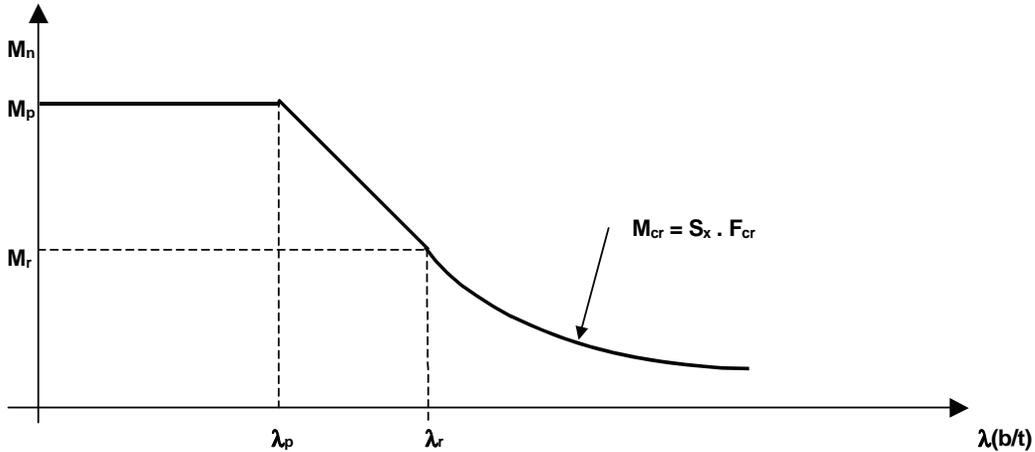


Figura 7-8

- Para $\lambda \leq \lambda_p$

$$M_n = M_p$$

- Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \cdot \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \tag{7-24}$$

- Para $\lambda > \lambda_r$

$$M_n = M_{cr} = S \cdot F_{cr} \cdot (10)^{-3} \leq M_p \tag{7-25}$$

M_n en kN.m; S en cm^3 ; F_{cr} en MPa

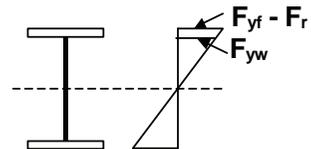
Los valores de λ_p y λ_r se obtienen de la **Tabla B.5-1**

Las expresiones para M_r y F_{cr} dependen de la forma seccional.

(a) **Para secciones doble te de simple y doble simetría y canales (C) en flexión alrededor del eje mayor. (incluye vigas híbridas).**

$$M_r = F_L \cdot S_x \cdot (10)^{-3}$$

con F_L el menor valor de $(F_{yf} - F_r)$ ó F_{yw} (tensión de fluencia del alma)



Para secciones soldadas: (MPa) $F_{cr} = 180.000 (k_c / \lambda^2)$ con $k_c = 4 / \sqrt{h / t_w}$ $0,35 \leq k_c \leq 0,763$

Para secciones laminadas la expresión anterior con $k_c = 0,763$

$$(MPa) F_{cr} = 138.000 / \lambda^2 \tag{7-26}$$

(b) Para secciones cajón simétricas cargadas en un plano de simetría.

$$M_r = F_y \cdot S_{\text{eff}} \cdot (10)^{-3}$$

siendo S_{eff} el módulo elástico para la sección efectiva con el ala comprimida con el ancho efectivo b_e según Capítulo 5, **Sección 5.5.2.**, Página 181). Esto es porque en los bordes del ala se puede alcanzar el F_y pues las tensiones residuales son de tracción.

$$F_{\text{cr}} = F_y \cdot (S_{\text{eff}}/S_x)$$

(c) Para tubos circulares.

Por vía experimental se obtuvo para $\lambda > \lambda_r$ (MPa) $F_{\text{cr}} = \frac{66.000}{D/t}$

siendo: $\lambda_r = 62.000 / F_y$ (MPa) (Caso 8b, Tabla B.5-1)

por lo que en lugar de la fórmula (7-25) se debe tomar para $\lambda > \lambda_r$

$$(kN.m) \quad M_n = \left(\frac{4.200}{D/t} + F_y \right) \cdot S \cdot (10)^{-3} \quad (7-27)$$

reemplazando en la (7-27) el valor de λ_r resulta :

$$M_r = 1,0677 F_y \cdot S \cdot (10)^{-3}$$

F_y en MPa; S en cm^3 ; M_r en kN.m

La relación de esbeltez: $\lambda = D/t$ siendo D = diámetro exterior (cm); t = espesor de pared.(cm)

Se limita la relación D/t debiendo ser $D/t < 90.000 / F_y$ con F_y en MPa

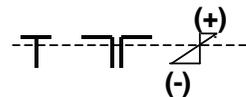
(d) Para secciones doble te de simple y doble simetría y canales (C) que flexan alrededor del eje débil.

$M_r = F_y \cdot S_y \cdot (10)^{-3}$ siendo las restantes expresiones iguales que para la flexión alrededor del eje fuerte.

(e) Para tes y ángulos dobles unidos en forma continua. (T )

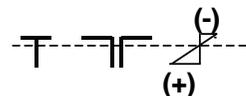
Pueden darse dos situaciones:

(a) el alma de la te o doble ángulo está comprimida :



Prácticamente nunca está arriostrada lateralmente en forma continua sino a intervalos L_b por lo que siempre manda el estado límite de pandeo lateral (Caso D - **Fórmula (7-15)**, Página 206)

(b) Las alas están comprimidas



En este caso $M_r = F_y \cdot S_x \cdot (10)^{-3}$

y para $\lambda > \lambda_r$ la tensión crítica F_{cr} se obtiene por la fórmula para perfiles laminados doble te (**Fórmula (7-26)**). La esbeltez límite λ_r corresponde al Caso 3 de la **Tabla B.5-1**. (

En estos perfiles (prácticamente sólo se usan laminados) la relación **Z/S** es siempre mayor que 1,5 por lo que se debe considerar la limitación del momento máximo a **1,5 M_y** en estado límite de plastificación (Sección 7.3.2.(a). - **Fórmula (7-4)**, Página 200) condición de plastificación que nunca es alcanzada.

7.3.2.(d).- Pandeo local del alma. (PLW)

Este estado límite es aplicable en almas de **perfiles doble te de simple o doble simetría, canales y cajones** en flexión simple.

El alma de una viga flexada, según sea la relación de esbeltez local del alma $\lambda_w = h/t_w$ (h = altura del alma; t_w = espesor del alma), puede:

- (a) plastificarse totalmente sin pandear localmente y por ende permitir el desarrollo del Momento Plástico;
- (b) plastificarse parcialmente;
- (c) sólo alcanzar en su extremo comprimido la tensión de fluencia sin pandear localmente y por lo tanto permitir el desarrollo del Momento elástico;
- (d) pandear localmente con una tensión crítica menor a la de fluencia del acero del alma.

Siendo el alma un **elemento rigidizado** (apoyado en las alas) el efecto poscrítico (**Capítulo 5; Sección 5-3**) tiene importancia en la tensión crítica de pandeo local. El efecto será mayor mientras las alas produzcan un mayor empotramiento del alma. Se puede cuantificar el efecto poscrítico en función de la relación de áreas del alma ($A_w = h \cdot t_w$) y del ala comprimida (A_f). A medida que la relación (A_w/A_f) disminuye aumenta el efecto poscrítico pues el alma se empotra más en las alas y a medida que la relación aumenta disminuye el efecto. La existencia de efecto poscrítico queda limitada a la relación $A_w/A_f \leq 10$ pues superada esta relación prácticamente no se produce apoyo transversal en las fibras longitudinales y por ende efecto poscrítico.

En la **Figura 7-9** se grafica la variación de (M_n / M_y) o sea Momento resistente nominal a flexión y Momento elástico, en función de la relación de esbeltez local del alma, para un perfil **doble te..**

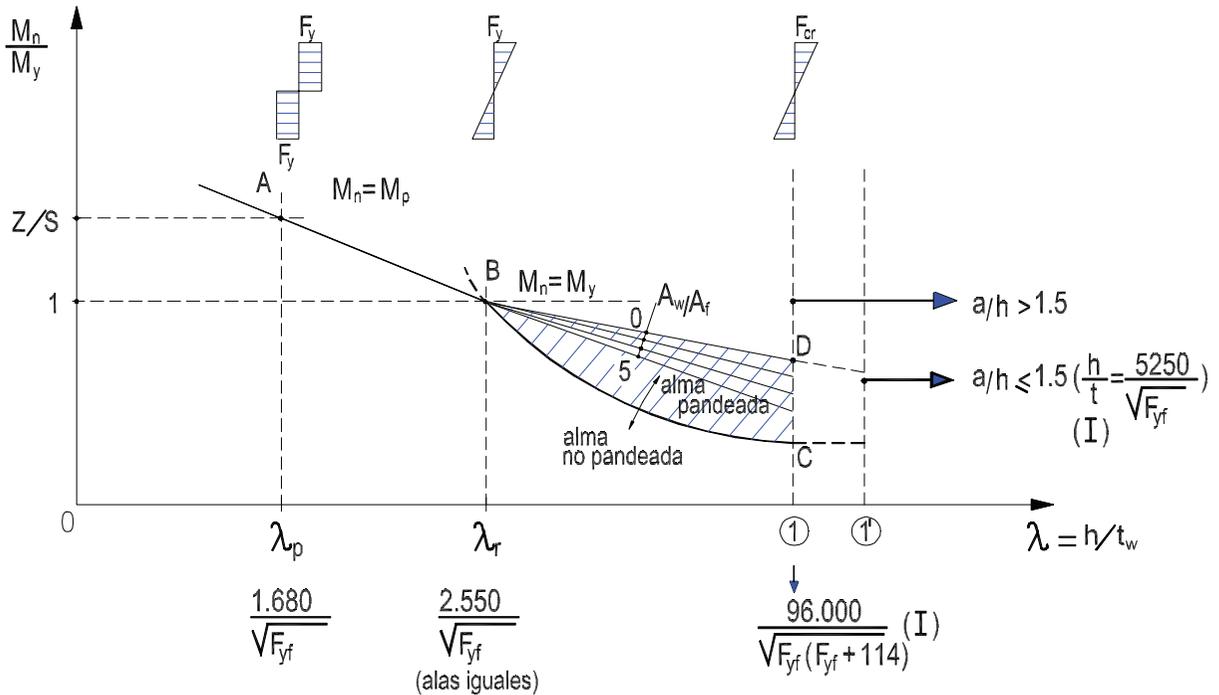


Figura 7-9

Los límites λ_p y λ_r corresponden al **Caso 9 de la Tabla B.5-1** con la variación para el segundo en el caso de alas desiguales dada en el Capítulo 5 (Página 177).

Los límites están referidos a la tensión de fluencia del ala pues ella es la determinante en el extremo del alma.

- Si $\lambda \leq \lambda_p$
$$M_n = M_p$$

- Si $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \cdot \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (7-28)$$

Se supone en zona inelástica variación lineal. La tensión máxima elástica en borde comprimido del alma se supone igual a la tensión de fluencia del alma F_{yw} o a la tensión de fluencia del ala F_{yf} (la que sea menor) en razón de la distribución de tensiones residuales en las almas. (ver análisis caso 9 de **Tabla B.5-1**; Capítulo 5, Página 177). F_{yf} puede ser mayor a F_{yw} en vigas híbridas donde se utiliza en el ala acero de mayor resistencia que el del alma. Se puede calcular el momento M_r (en límite de zonas elástica-inelástica) en relación a F_{yf} afectándolo con un factor R_e que toma en cuenta la relación con la tensión del alma F_{yw} y el grado de empotramiento del alma en el ala, medido por la relación a_r entre el área del alma y el área del ala comprimida.

$$M_r = R_e \cdot F_{yf} \cdot S_x \cdot (10)^{-3} \quad (7-29)$$

Cuando $F_{yf} = F_{yw}$ resulta $R_e = 1$

Esto es siempre y cuando el ala alcance la tensión de fluencia. Si esto no ocurre la tensión máxima para λ_r será la tensión crítica del ala para los estados límites de pandeo lateral torsional o pandeo local del ala.

$$M_r = F_{cr1} \cdot S_x \cdot (10)^{-3}$$

siendo F_{cr1} la tensión crítica del ala.

Cuando esto ocurre el estado límite determinante es el pandeo local del ala por lo que la expresión anterior no es usada operativamente por el Reglamento CIRSOC 301-EL.

- Si $\lambda > \lambda_r$ (alma esbelta)

La ecuación de la tensión crítica sin efecto poscrítico es (de Capítulo 5; **Fórmula (5-10)**, Página 175, para $k = 35,9$)

$$F_{cr} = 6.500.000 / \lambda^2 \quad (\text{MPa})$$

Para considerar el efecto poscrítico de acuerdo a trabajos de Basler (1961) se ha propuesto una variación lineal entre los puntos **B** y **D** de la curva con la siguiente expresión :

$$F_{crw} = R_{PG} \cdot F_{crf} \quad (7-30a)$$

$$\text{con } R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1.200 + 300 a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - \frac{2.550}{\sqrt{F_{crf}}} \right) \leq 1 \quad (7-30b)$$

donde el λ_r del alma (caso 9 = $2550 / \sqrt{F_y}$) es calculado en función de F_{crf} (**tensión crítica del ala**) que quedará determinada por los estados límites de pandeo lateral torsional o pandeo local del ala, el que sea menor. h_c es la altura definida en la **Sección 5.4.2.** (Página 168); para secciones doblemente simétricas es la altura del alma.

$$a_r = (A_w / A_f) \leq 10$$

A_f es el área del ala comprimida.

A_w es el área del alma o de las almas si es una sección cajón

Para $\lambda = \lambda_r$ resulta $R_{PG} = 1$.

El Momento nominal será:

$$M_n = F_{crw} \cdot S_{xc} \cdot (10)^{-3} \quad (7-31)$$

con S_{xc} = módulo resistente elástico referido al ala comprimida. (cm³)

- Límites de esbeltez del alma.

Existen dos límites para la esbeltez máxima del alma.

(a) Límites ① y ①' (ver Figura 7-9)

Por la curvatura de una viga flexada, las fuerzas de compresión y tracción en las alas producen una componente según el plano del alma (Figura 7-10)

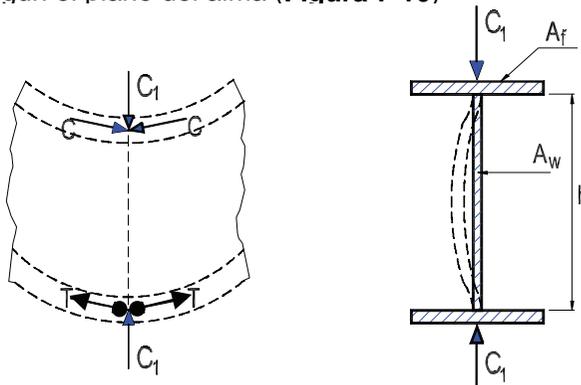


Figura 7-10

Estas fuerzas de compresión pueden producir el pandeo del alma como columna si se supera la tensión crítica. La fuerza actuante por unidad de área del alma está en función del área del ala. Considerando válida la expresión elástica de Euler (con restricción a la deformación lateral a través de μ) para el pandeo de la columna del alma y la influencia de las tensiones residuales del alma (114 MPa para secciones soldadas), se llega a la siguiente expresión para la relación de esbeltez límite para que no se produzca el pandeo vertical del alma: (Salmon-Johnson, Steel Structures, Página 656)

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{96.000}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf} + 114)}} \quad (F_{yf} \text{ en MPa}) \quad (7-32)$$

Se consideran secciones soldadas porque no existen secciones laminadas con esa esbeltez.

Si se colocan rigidizadores transversales (ver estados límites por acción del esfuerzo de corte, **Sección 7.3.3**) separados a la distancia a tal que $a/h \leq 1,5$ es decir que estén relativamente próximos, aumenta la capacidad del alma a compresión pues los rigidizadores otorgan un apoyo paralelo a la fuerza. Por ello la Fórmula (7-32) es válida para $(a/h) > 1,5$.

Si $(a/h) \leq 1,5$ vale el siguiente límite:

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{5.250}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (F_{yf} \text{ en MPa}) \quad (7-33)$$

Las Fórmulas (7-32) y (7-33) han sido determinadas para una relación de áreas ($A_w/A_f \geq 0,5$) y para alma simple (viga doble te o canal), siendo en este caso:

$A_w = (h \cdot t_w)$ el área de una sola alma. (cm²)

A_f = el área del ala comprimida o traccionada la que sea mayor. (cm²)

Si (A_w/A_f) < 0,5 se pueden multiplicar por $\sqrt{2 \cdot A_w / A_f}$

Para **almas dobles** (secciones cajón) se pueden tomar los límites que resultan de las (7-32) y (7-33) multiplicados por 1,4 .

(b) Límite económico.

Veremos en la Sección siguiente que por resultar muy bajas las tensiones críticas tangenciales se establece que :

$$h/t_w \leq 260$$

Además con esbelteces mayores se podrían producir en las almas deformaciones no previstas durante el transporte, manipuleo y montaje de las vigas.

7.3.2.(e). Tabla A-F.1-1. del CIRSOC 301-EL.

En la Tabla A-F.1-1 del Apéndice F del Reglamento CIRSOC 301-EL se presenta un sumario tabulado de las ecuaciones aplicables para determinar el Momento Nominal a flexión y de los límites de esbeltez local, para distintas formas seccionales y para los Estados Límites Últimos .

Las ecuaciones resultan de lo indicado en las Secciones anteriores y están incluidas las formas seccionales mas comunes utilizadas para flexión en las estructuras metálicas.

En las páginas siguientes se transcribe la Tabla A-F.1.1.

El factor R_e incluido en la fórmula del M_r para pandeo local del alma en canales y vigas doble te vale 1 para vigas homogéneas (vigas con alas y alma con acero de igual calidad) y tiene una expresión dada en el Apéndice F para vigas híbridas, o sea vigas en las que el acero de las alas y el alma tienen distinta calidad.

$$R_e = \frac{12 + a_r (3m - m^3)}{12 + 2a_r} \leq 1$$

m = relación entre la tensión de fluencia del alma y la tensión de fluencia del ala o la tensión crítica del ala F_{cr1}

TABLA A-F1.1
Parámetros Nominales de Resistencia

Sección	Momento Plástico MP	Estado Límite De Pandeo	Momento Límite De Pandeo Mr	Tensión Crítica Fcr	Parámetros de Esbelteces		Limitaciones
					λ	λ_r	
Canales v vias de secciones doble "te" de simple v doble simetría (incluyendo vias híbridas) que flexan respecto al eje mayor "x". [a]	$F_y Z_x (10^3)$ [b]	Pandeo lateral torsional de barras de doble simetría y canales.	$F_L S_x (10^3)$	$\frac{C_b \cdot X_1 \cdot \sqrt{2}}{\lambda} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 \cdot \lambda^2}}$	L_b r_y	λ_r	Aplicable a barras de secciones doble "te" si $h/t_w \leq \lambda_r$. Cuando $h/t_w > \lambda_r$ Ver Apéndice G
		Pandeo lateral torsional de barras de simetría simple	$F_L S_x (10^3) \leq F_y S_x (10^3)$	[e]	L_b r_{yc}	Valor de λ_r para el cual $M_{cr} (C_b=1) = M_r$.	
		Pandeo Local del Ala	$F_L S_x (10^3)$	[f]	b t	[g]	
Canales v barras de secciones doble "te" de simple v doble simetría que flexan respecto al eje menor "y". [a]	$F_y Z_y (10^3)$	Pandeo Local del Alma	$R_e F_y S_x (10^3)$	No Aplicable	b t_w	λ_r como se define en la Sección B.5.1	
		Pandeo Local del Ala	$F_y S_y (10^3)$	$\frac{138000}{\lambda^2}$	b t	$\frac{370}{\sqrt{F_c}}$	ninguna

Unidades	
S	en cm ³
I	en cm ⁴
Z	en cm ³
J	en cm ⁴
M	en kN.m
L	en cm
F	en MPa
X ₁	en MPa
X ₂	en (MPa) ²
C _w	en cm ⁶

[f] $F_{cr} = 138000 \frac{\lambda^2}{\lambda^2}$ para secciones laminadas.
 $F_{cr} = 180000 \frac{\lambda^2}{\lambda^2} k_c$ para secciones soldadas
donde $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ y $0.35 \leq k_c \leq 0.763$
[g] $\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{F_L}}$ para secciones laminadas
 $\lambda_r = \frac{425}{\sqrt{(F_L/k_c)}}$ para secciones soldadas

NOTA : Pandeo Lateral Torsional se aplica solamente para flexión respecto al eje de mayor momento de inercia. Fórmulas para cargas en alma y ala inferior. Para cargas en ala superior ver Sección F.1.2.

[a] Excluyendo ángulos dobles en contacto continuo y "te".

[b] Calculado para una distribución de tensiones totalmente plástica para secciones híbridas.

$$[c] X_1 = \frac{\delta}{S_x} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot G \cdot J \cdot A}{2}} \quad X_2 = 4 \cdot \frac{C_w}{I_y} \cdot \left(\frac{S_x}{G \cdot J} \right)^2$$

$$[d] \lambda_r = \frac{F_L}{S_x} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 \cdot F_L^2}}$$

$$[e] F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_{xc}} \quad \text{donde} \quad M_{cr} = \frac{393}{L_b} \cdot C_b \cdot \sqrt{I_y \cdot J} \cdot [B_1 + \sqrt{(1 + B_2 + B_1^2)}] \leq M_p$$

donde

$$B_1 = 2.25 \cdot [2 \cdot (I_{yc} I_x) - 1] \cdot (h/L_b) \cdot \sqrt{(I_y/J)} \quad B_2 = 25 \cdot (1 - I_{yc}/I_y) \cdot (I_{yc}/J) \cdot (h/L_b)^2$$

$$C_b = 1.0 \text{ si } (I_{yc}/I_x) < 0.1 \quad \text{ó} \quad (I_{yc}/I_y) \geq 0.9$$

TABLA A-F1.1 (continuación)

Parámetros Nominales de Resistencia

Sección	Momento Plástico M_p	Estado Límite de Pandeo	Momento Límite De Pandeo M_r	Tensión Crítica F_{cr}	Parámetros de Esbelteces		Limitaciones	
					λ_c	λ_r		
Secciones simétricas sólidas, excepto barras rectangulares, flexadas respecto a su eje de mayor inercia.	$F_y Z_x (10^{-3})$	No aplicable	No aplicable	No aplicable	No aplicable	No aplicable	No aplicable	
Barra rectangulares sólidas flexadas respecto a su eje de mayor inercia.	$F_y Z_x (10^{-3})$	Pandeo lateral torsional	$F_y S_x (10^{-3})$	$\frac{393 \cdot C_b \cdot \sqrt{J \cdot A}}{\lambda \cdot S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{26 \sqrt{J \cdot A}}{M_p}$	$\frac{393 \cdot \sqrt{J \cdot A}}{M_r}$	Ninguna
Secciones cañón simétricas cargadas en un plano de simetría.	$F_y Z_x (10^{-3})$	Pandeo lateral torsional	$F_y S_{eff} (10^{-3})$	$\frac{393 \cdot C_b \cdot \sqrt{J \cdot A}}{\lambda \cdot S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{26 \sqrt{J \cdot A}}{M_p}$	$\frac{393 \sqrt{J \cdot A}}{M_t}$	Aplicable si $\frac{h}{t_w} \leq \frac{2550}{\sqrt{F_y}}$
		Pandeo local del ala	$F_y S_{eff} (10^{-3})$	$\frac{S_{eff} \cdot F_y}{S_x} [1]$	$\frac{b}{t}$	$\frac{500}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{625}{\sqrt{F_y}}$ p. tubular $\frac{665}{\sqrt{F_y}}$ rest. perfiles	Ninguna
Tubos Circulares	$F_y Z (10^{-3})$	Pandeo local del alma	Similar al caso de secciones I	Similar al caso de secciones I	Similar al caso de secciones I	Similar al caso de secciones I	Similar al caso de secciones I	Similar al caso de secciones I
		Pandeo lateral torsional	No aplicable.	No aplicable.	No aplicable.	No aplicable.	No aplicable.	No aplicable.
		Pandeo local del ala	$M_n = \left(\frac{4200}{D/t} + F_y \right) S_x (10^{-3})$ [h] $M_r = M_n$ para $D/t \leq \lambda_r$	$\frac{66000}{D/t}$	$\frac{D}{t}$	$\frac{14200}{F_y}$	$\frac{62000}{F_y}$	$\frac{D}{t} < \frac{90000}{F_y}$
Pandeo local del alma	No aplicable.	No aplicable.	No aplicable.	No aplicable.	No aplicable.	No aplicable.	No aplicable.	

[1] Esta ecuación es para utilizarse en lugar de la Ecuación A-F1-4.

[h] S_{eff} es el módulo resistente elástico de la sección efectiva para la sección con el ala comprimida de ancho b_c definido en el Apéndice B.5.3.b.

7.3.3.- Estados límites últimos por acción del esfuerzo de corte. (Flexión alrededor del eje fuerte)

7.3.3.(a). Generalidades

En esta sección analizaremos el comportamiento de vigas y vigas armadas de simple y doble simetría (secciones doble te, canales, cajones, tes y doble ángulos unidos en forma continua) sujetos a esfuerzo de corte en el plano del alma, proveniente de la flexión alrededor del eje fuerte.

La Resistencia de diseño al corte es: $R_d = \phi_v \cdot V_n$ $\phi_v = 0,9$

La resistencia nominal al corte V_n depende de la esbeltez del alma (o almas) y de la presencia o no en ella (ellas) de rigidizadores transversales. Los rigidizadores transversales se colocan sólo en las vigas armadas, pues en las laminadas en general no son necesarios por la baja esbeltez del alma, excepto como rigidizadores de fuerza en casos especiales.

Los rigidizadores transversales de alma (Figura 7-12) pueden cumplir dos funciones en las vigas armadas.

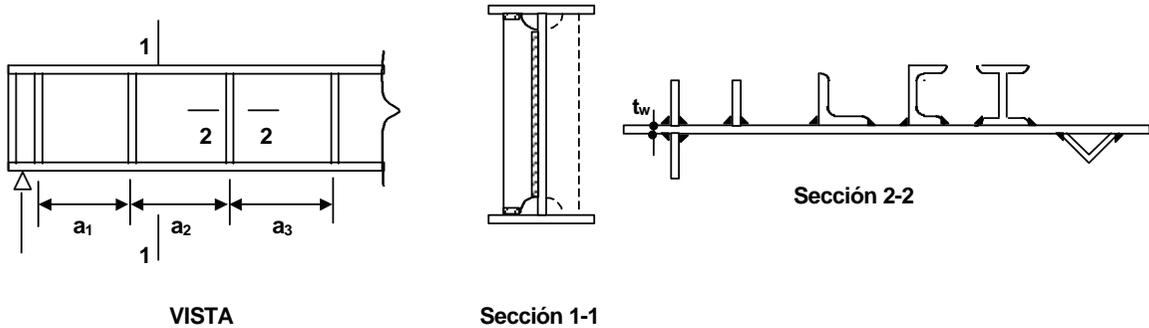


Figura 7-12

- (a) Transferir cargas concentradas al alma de la viga o distribuirlas en la altura de aquella. En este caso cumplen la función de rigidizadores de fuerza.
- (b) Dotar a la placa del alma de apoyos transversales que modifiquen la deformada natural de pandeo, fundamentalmente frente a la acción de tensiones tangenciales, (ver Capítulo 5. Figuras 5-5 y 5-6, Páginas 160,161) de manera de aumentar su carga crítica de pandeo al disminuir la relación α . Además la presencia de rigidizadores transversales puede determinar la configuración de un nuevo mecanismo resistente a corte cuando la placa ya ha pandeado, tal que el mismo aumente la carga de colapso mas allá de la carga crítica de pandeo.

En una sección sometida a un esfuerzo de corte V (kN) la máxima tensión elástica de corte se puede obtener según la teoría de la flexión por la expresión de Jouraski:

$$(\text{MPa}) \quad \tau_{\max} = \frac{V \cdot Q}{b \cdot I} \cdot 10 \quad (7-34)$$

Q = momento estático con respecto al eje neutro de la parte de la sección por encima de aquél. (cm³)

b = ancho de la sección. (cm)

I = momento de inercia de la sección con respecto al eje neutro. (cm⁴)

En las secciones utilizadas en estructuras metálicas, tanto laminadas como armadas, el esfuerzo de corte es tomado esencialmente por el o las almas. La tensión máxima de corte se puede obtener simplificada por :

$$(\text{MPa}) \quad \tau_{\max} = V \cdot 10 / h \cdot t_w \quad (7-35)$$

t_w = espesor del alma o suma de espesores de las almas. (cm)

h = altura del alma. Es de hacer notar que si bien en perfiles laminados puede tomarse la altura total del perfil (d) como altura del alma, la utilización de la altura h definida en la Tabla **B.5-1** conduce a resultados mas ajustados en la aplicación de la fórmula.(cm)

La utilización de la fórmula **(7-35)** da resultados similares a la exacta **(7-34)** dependiendo de la relación de áreas de alma y alas.

Se aproxima más al bajar dicha relación. En perfiles laminados I y C normales (S y C) la utilización del h arriba mencionado da una muy buena aproximación. **(Figura 7-13)**.

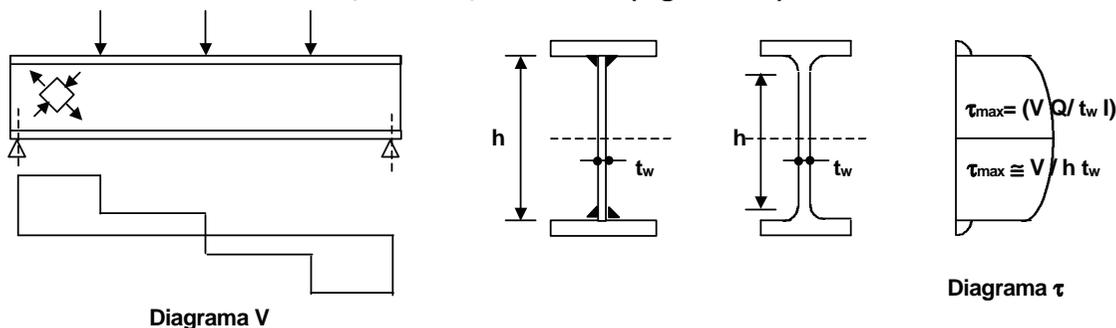


Figura 7-13

7.3.3.(b).- Tensiones tangenciales críticas .

La Resistencia Nominal a corte (V_n) depende de la **tensión crítica** (τ_{cr}) correspondiente al estado límite último considerado. Como se dijo en la Página 199 el alma puede plastificarse (Estado Límite de Plastificación del alma) o pandear antes de alcanzar la tensión de fluencia a corte (Estado límite de pandeo local del alma). Ello ocurrirá en función de la relación de esbeltez del alma, de la presencia o no de rigidizadores y de la separación de éstos cuando existan.

Si definimos el coeficiente C_v como la relación entre la tensión crítica a corte (τ_{cr}) y la tensión de fluencia a corte (τ_y), podemos graficar su variación en función de la esbeltez del alma (h / t_w). **(Figura 7-14)**.

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \quad \tau_y = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot F_y \cong 0,6 F_y \text{ según la teoría de Von Mises}$$

En función de la esbeltez del alma tenemos tres zonas:

- zona **plástica** : se alcanza la plastificación del alma.
- zona **inelástica**: la placa pandea sin alcanzar la fluencia pero la tensión crítica de pandeo supera la de proporcionalidad y el módulo E no es constante.
- Zona **elástica**: la placa pandea y la tensión crítica se encuentra por debajo de la de proporcionalidad por lo que se encuentra en régimen elástico.

- **Zona elástica.**

De acuerdo a lo visto en el Capítulo **5 (Fórmula 5-3)** (Página 160) y con los valores adoptados para E y μ en la **Fórmula (5-10)** la tensión tangencial crítica de pandeo en el alma de una viga es

$$(\text{MPa}) \quad \tau_{ki} = k_v \cdot \frac{180.800}{(h/t_w)^2} \quad (7-36)$$

de **Fórmula (5-4)** el coeficiente de abolladura $k_1 = k_v = 5 + (5 / \alpha^2)$

siendo $\alpha = a/h$

a = distancia entre rigidizadores transversales extremos del paño. (cm)
h = altura del alma.(cm)

Si el alma no tiene rigidizadores transversales $\alpha = \infty \Rightarrow k_v = 5$
 y la **Fórmula (7-36)** queda redondeando:

$$\text{(MPa)} \quad \tau_{ki} = \frac{904.000}{(h/t_w)^2} \quad (7-37)$$

Las Fórmulas **(7-36)** y **(7-37)** son válidas en zona elástica o sea con **E = constante**

El factor **C_v** cuando existen rigidizadores transversales resulta:

$$C_v = \frac{\tau_{ki}}{\tau_y} = k_v \cdot \frac{180.800}{(h/t_w)^2} \cdot \frac{1}{0,6F_y} = k_v \cdot \frac{302.000}{(h/t_w)^2 \cdot F_y} \quad (7-38)$$

Si el alma no tiene rigidizadores transversales $k_v = 5$ y resulta:

$$C_v = \frac{\tau_{ki}}{\tau_y} = \frac{1.510.000}{(h/t_w)^2 \cdot F_y} \quad (7-39)$$

• **En zona inelástica:** hemos visto en Capítulo 5; Sección 5.2.2; Fórmula (5-6) (Página 162) que según la teoría de Basler :

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_p \cdot \tau_{ki}} \quad (7-40)$$

siendo la tensión de proporcionalidad $\tau_p = 0,8 \tau_y$ (7-40a)

Además según la teoría de Von Mises la **tensión de corte de fluencia** $\tau_y \cong 0,6 F_y$ (7-41)

Reemplazando en la (7-40) las (7-36) (7-40a) y (7-41) resulta:

$$\text{(MPa)} \quad \tau_{cr} = \frac{295}{(h/t_w)} \cdot \sqrt{k_v} \cdot \sqrt{F_y} \quad (7-42)$$

El factor **C_v** resulta cuando existen rigidizadores transversales:

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{492}{(h/t_w)} \cdot \sqrt{k_v / F_y} \quad (7-43)$$

Si el alma no tiene rigidizadores transversales $k_v = 5$ y la (7-43) queda:

$$C_v = \frac{1.100}{(h/t_w)} \cdot \frac{1}{\sqrt{F_y}} \quad (7-44)$$

• **En zona plástica:**

Se alcanza la tensión de fluencia $\tau_{cr} = \tau_y = 0,6 F_y$

El coeficiente **C_v** es $C_v = 1$

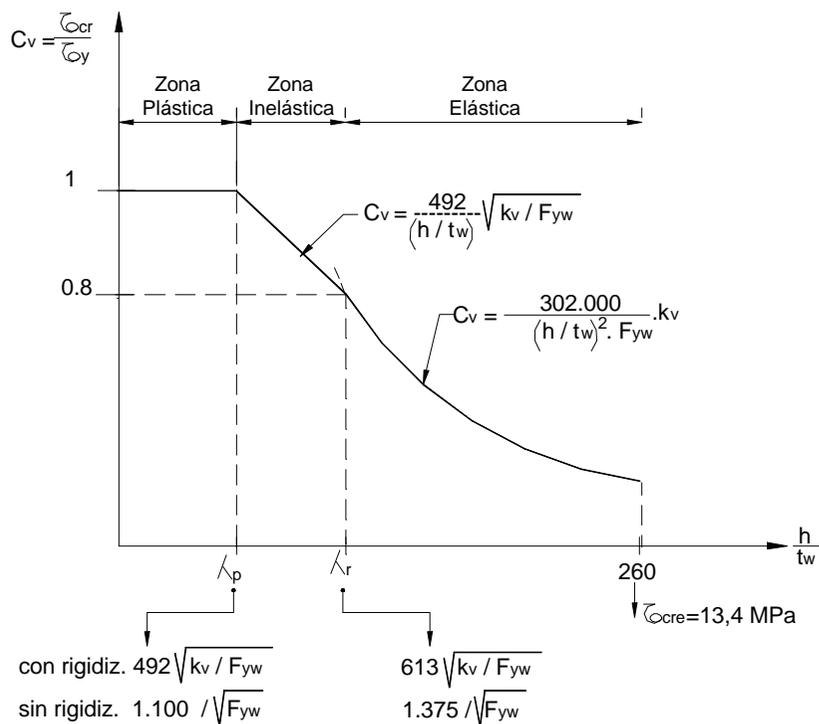


Figura 7-14

- Los límites de las zonas se obtienen de la siguiente forma:

λ_p :

En Fórmulas (7-43) y (7-44) para $C_v = 1$ resulta:

$$(h/t_w)_{lim} = 492 \cdot \sqrt{k_v / F_y} \quad \text{para almas con rigidizadores} \quad (7-45)$$

$$(h/t_w)_{lim} = 1100 / \sqrt{F_y} \quad \text{para almas sin rigidizadores} \quad (7-46)$$

(F_y en MPa)

λ_r :

En Fórmulas (7-38) y (7-39) para $C_v = 0,8$ resulta:

$$(h/t_w)_{lim} = 613 \cdot \sqrt{k_v / F_y} \quad \text{para almas con rigidizadores} \quad (7-47)$$

$$(h/t_w)_{lim} = 1375 / \sqrt{F_y} \quad \text{para almas sin rigidizadores} \quad (7-48)$$

(F_y en MPa)

El límite de máxima esbeltez del alma $\lambda = 260$ responde a que para él la tensión crítica es muy pequeña (de **Fórmula 7-37** resulta la tensión crítica de 13,4 MPa) por lo que económicamente no resulta aceptable superar dicho límite.

7.3.3.(c).- Resistencia nominal a corte con Alma (almas) SIN rigidizadores.

La resistencia nominal V_n (kN) es en general $V_n = \tau_{cr} \cdot A_w \cdot (10)^{-1} = C_v \cdot \tau_y \cdot A_w \cdot (10)^{-1}$ (7-49)

siendo :

τ_{cr} = tensión crítica tangencial (MPa)

A_w = área del alma (cm^2)

$A_w = d \cdot t_w$ en perfiles laminados con d = altura total de la sección transversal; t_w = espesor del alma

$A_w = \Sigma (h \cdot t_w)$ en secciones armadas con h = altura del alma (cm) t_w = espesor del alma

Luego, cuando no hay rigidizadores transversales en el alma, y con los límites de zonas y para los valores de tensión crítica tangencial obtenidos en la sección anterior resulta la expresión de la (7-49):

- Zona plástica $(h/t_w) \leq 1100/\sqrt{F_{yw}}$ (de (7-46))

$$(kN) \quad V_n = \tau_y \cdot A_w \cdot (10)^{-1} = 0,6 F_{yw} \cdot A_w \cdot (10)^{-1} \quad (7-50)$$

- Zona inelástica $1100/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \leq 1375/\sqrt{F_{yw}}$ (de (7-48))

de (7-44) $(kN) \quad V_n = \frac{0,6 \cdot F_{yw} \cdot A_w \cdot (1.100/\sqrt{F_{yw}})(10^{-1})}{(h/t_w)}$ (7-51)

- Zona elástica $\frac{1.375}{\sqrt{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \leq 260$

$$(kN) \quad V_n = \frac{90.400 \cdot A_w}{(h/t_w)^2} \quad (7-52)$$

7.3.3.(d).- Resistencia nominal a corte con Alma (almas) CON rigidizadores. (Sin acción de campo a tracción).

La colocación de rigidizadores transversales separados a la distancia a aumentan el k_v y por ende la tensión crítica de corte, tanto en zona elástica como en zona inelástica. (Ver expresiones de C_v en Figura 7-14 y fórmulas (7-38) y (7-43)).

Para que sean efectivos su separación no debe exceder un determinado valor que depende de la altura del alma, pues al hacerse la placa del alma muy rectangular los apoyos transversales no inciden sobre el pandeo de la diagonal, siendo peor esta situación si el alma es muy esbelta.

Se especifica como condición para que los rigidizadores sean efectivos:

$$(a/h) \leq \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \leq 3 \quad (7-53)$$

Si la relación (a/h) supera los límites indicados se tomará: $k_v = 5$ (alma sin rigidizadores)

La (7-53) lleva a que si $(h/t_w) < 150$ a puede ser $3h$ para ser efectivo el rigidizador, y si es mayor, a deberá ser menor a $3h$.

No es necesario colocar rigidizadores si:

(a) $h/t_w \leq 1100/\sqrt{F_y}$ pues en ese caso el alma sin rigidizadores alcanza a plastificarse. (Fórm. 7-46).

(b) Si el corte **requerido** es **menor o igual** a la resistencia de **diseño** a corte del alma **sin rigidizadores**.

$V_u \leq \phi_v \cdot V_n$ con V_n obtenido por las **Fórmulas (7-50), (7-50) o (7-51)** según corresponda.

La **Resistencia nominal** $V_n = \tau_{cr} \cdot A_w$ puede darse en función de $C_v = \tau_{cr} / \tau_y$

$$(kN) \quad V_n = C_v \cdot \tau_y \cdot A_w = 0,6 F_y \cdot A_w \cdot C_v \cdot (10)^{-1} \quad \text{con } F_y \text{ (MPa)} ; A_w \text{ (cm}^2\text{)} \quad (7-54)$$

Luego:

- **Zona plástica** $h/t_w \leq 492 \cdot \sqrt{k_v / F_y}$ de (7-45)

$$C_v = 1 \quad (kN) \quad V_n = 0,6 F_y \cdot A_w \cdot (10)^{-1} \quad (7-55)$$

- **Zona inelástica** $492 \cdot \sqrt{k_v / F_y} < h/t_w \leq 613 \cdot \sqrt{k_v / F_y}$ de (7-47)

$$C_v \text{ según Fórmula (7-43)} \quad (kN) \quad V_n = 0,6 F_y \cdot A_w \cdot \frac{492}{(h/t_w)} \cdot \sqrt{k_v / F_y} \cdot (10)^{-1} \quad (7-56)$$

- **Zona elástica** $613 \cdot \sqrt{k_v / F_y} < h/t_w \leq 260$

$$C_v \text{ según Fórmula (7-38)} \quad (kN) \quad V_n = \frac{18.200}{(h/t_w)^2} \cdot k_v \cdot A_w \quad (7-57)$$

Los rigidizadores deben tener la rigidez necesaria a flexión como para que resulten un apoyo fijo en relación a la deformación de la placa del alma fuera del plano cuando ésta pandea.

La relación γ_0 entre la rigidez flexional del rigidizador ($E \cdot I_{st}$) y la de la placa $E \cdot a \cdot t_w^3 / 12(1 - \mu^2)$ fue propuesta por Bleich como:

$$\gamma_0 = \frac{\text{rigidez rigidizador}}{\text{rigidez de la placa}} = 4 \cdot \left[\frac{7}{(a/h)^2} - 5 \right]$$

Despejando y redondeando los factores numéricos la mínima rigidez del rigidizador necesaria resulta :

$$I_{st} \geq a \cdot t_w^3 \cdot j \quad \text{con } j = \frac{2,5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0,5 \quad (7-58)$$

De la observación de la (7-58) se desprende que hay una rigidez mínima necesaria del rigidizador (para $j = 0,5$) válida para $(a/h) \geq 1$. Para relaciones de $(a/h) < 1$ aumenta la rigidez necesaria. (ver Capítulo 5, Figura 5-6 y Fórmula (5-3), Páginas 160,161).

El momento de inercia del rigidizador será tomado con respecto al eje del alma si los rigidizadores son simétricos con respecto a ella.

Si son asimétricos el momento de inercia será tomado con respecto a la cara del alma en contacto con el rigidizador.



Los rigidizadores deben estar soldados al **ala comprimida** de la viga tanto para transmitir la acción que el alma produce sobre ellos como para evitar la tendencia a elevación del ala por torsión (esto último en secciones doble te).

(Figura 7-15).

Si **no son** rigidizadores de fuerza que deban transmitir cargas concentradas o reacciones de apoyo, **no** es necesario que se unan al ala traccionada.

Si son rigidizadores de fuerza **deben unirse** en **casos** en que corresponda según veremos en los estados límites por acción de cargas concentradas. (Sección 7.3.5., Página 231).

La unión soldada de los rigidizadores con el alma deberá terminar a una distancia del borde de la soldadura ala traccionada-alma que sea mayor o igual a $4 t_w$ y menor o igual a $6 t_w$.

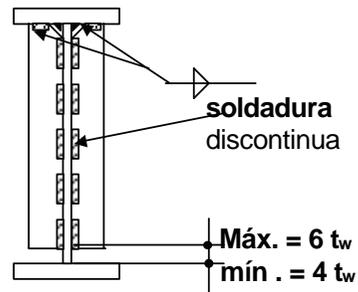


Figura 7-15

Si se une un arriostramiento a pandeo lateral al rigidizador la unión entre él y el ala comprimida deberá transmitir el **2%** de la fuerza total que va por el ala.

Si la unión rigidizador-alma se hace con bulones su separación máxima será de 30 cm. Si se usan cordones discontinuos de soldadura la separación libre entre ellos será menor o igual a $16 t_w$ ó 25 cm.

7.3.3.(e).- Resistencia nominal a corte con Alma CON RIGIDIZADORES CON ACCION DEL CAMPO A TRACCION.

En el alma de una viga armada dotada de apropiados rigidizadores transversales existen en realidad dos mecanismos para tomar la fuerza cortante. (Figura 7-16)

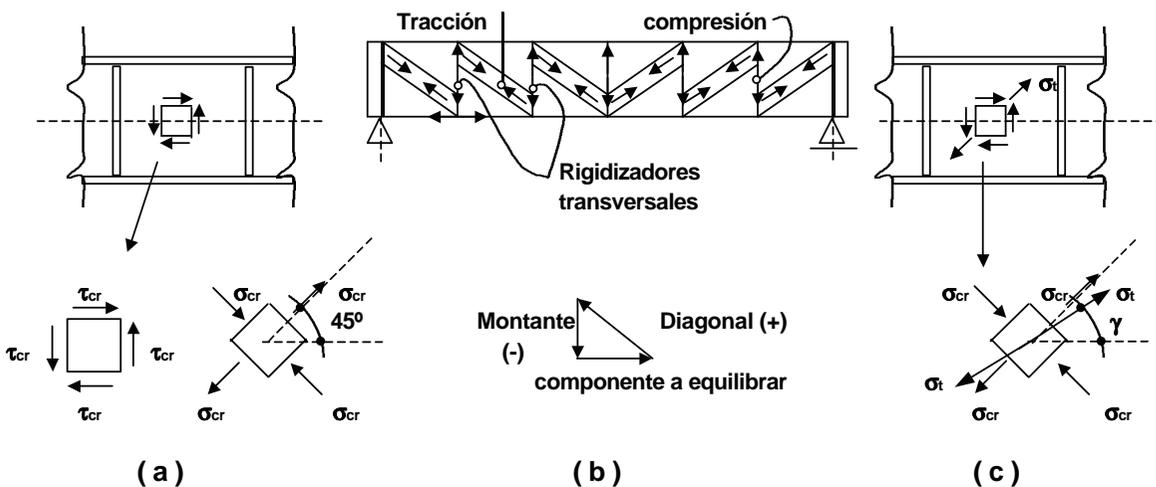


Figura 7-16

El **primero (a)** es el que hemos visto equilibrando el corte a través de las tensiones principales que pueden alcanzar el máximo valor σ_{cr} en el instante en que se inicia el pandeo. El **segundo (b)** equilibra la fuerza cortante con el mecanismo de una viga reticulada con diagonales traccionadas y montantes comprimidos. Se designa como **acción del campo a tracción**. La capacidad resistente del alma es la suma de las que proveen los dos mecanismos y el estado tensional último es el indicado en (c).

Por ello la Resistencia Nominal a corte la podemos expresar :

$$V_n = V_{np} + V_{nr} \quad (7-59)$$

V_{np} = Resistencia Nominal de la placa del alma por tensiones principales definida por su resistencia crítica a pandeo. (kN)

V_{nr} = Resistencia Nominal de la placa de alma debida al funcionamiento como viga reticulada. (kN)

Para que se desarrolle la segunda es necesario que la primera haya sido alcanzada o sea que la placa comience a pandear.

La dirección de σ_t no coincide en general con la dirección a 45° que tiene la tensión principal por lo que en estricto no se podrían sumar ambas tensiones. Sin embargo la hipótesis de colinealidad simplifica la resolución del problema y está del lado de la seguridad. Basler ha demostrado que las diferencias no superan el 10%.

Por otra parte, como en general las alas tienen una muy pequeña rigidez vertical y están utilizando casi toda su resistencia tensional para tomar la flexión, la acción del campo a tracción se debe desarrollar en una banda diagonal del alma de manera que se pueda transferir la componente vertical al rigidizador. A través de un modelo simplificado, desarrollado teóricamente y corroborado con ensayos debido a Basler y considerando válida la teoría de Von Mises se llega a la expresión siguiente para la resistencia nominal total a corte dada por la **Fórmula (7-59)**:

$$V_n = 0,6 \cdot A_w \cdot F_{yw} \cdot \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1,15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \cdot (10^{-1}) \quad (7-60)$$

donde:

A_w = área del alma. (cm²)

F_{yw} = tensión de fluencia del acero del alma. (MPa)

C_v = relación entre la tensión "crítica" del alma según la teoría de pandeo lineal y la tensión de fluencia por corte del acero del alma.

Para zona Plástica $C_v = 1$ (h/t_w)_{lim} según **Fórmula (7-45)**

Para zona inelástica C_v según **Fórmula (7-43)**

Para zona elástica C_v según **Fórmula (7-38)**

El primer término de la **(7-60)** es la resistencia nominal de la placa y el segundo el aporte de la acción del campo a tracción.

No se permite el uso de la acción del campo a tracción en los casos siguientes:

(a) En **paneles extremos** de vigas armadas de cualquier tipo pues la componente horizontal de la fuerza de tracción diagonal no tiene con quien equilibrarse. En los restantes paneles las componentes de paneles contiguos se equilibran.

(b) En **todos los paneles de vigas híbridas** . La distinta tensión de fluencia de ala y alma lleva a distintos estados de deformación que dificultan el análisis del problema.

(c) Cuando la relación a/h excede los límites indicados en la **Fórmula (7-53)**. La proporción de los lados del paño en relación a su esbeltez no garantiza la formación del mecanismo de viga reticulada.

Los **rigidizadores transversales** cuando se desarrolla la acción del campo a tracción cumplen dos funciones simultáneas: **(1)** la función de apoyo de la placa del alma frente a su deformación fuera del plano (para lo cual necesitan rigidez a flexión); **(2)** la función de montante de la viga reticulada (para lo cual necesitan sección para resistir la compresión a que resultan sometidos).

Por ello los rigidizadores transversales cuando se desarrolla la acción del campo a tracción deben satisfacer (CIRSOC 301-EL, Apéndice G, Sección A-G.4.):

(a) El momento de inercia $I_{st} \geq a \cdot t_w^3 \cdot j$ con j según Fórmula (7-58)

(b) El área del rigidizador A_{st} (cm²) debe ser:

$$A_{st} \geq \frac{F_{yw}}{F_{yst}} \left[0,15D \cdot h \cdot t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} - 18 \cdot t_w^2 \right] \geq 0 \quad (7-61)$$

donde:

F_{yst} = tensión de fluencia especificada del acero del rigidizador. (MPa)

$D = 1,0$ para rigidizadores simétricos ambos lados del alma.

$= 1,8$ para rigidizadores simples de perfil ángulo.

$= 2,4$ para rigidizadores simples de una chapa plana. (planchuela)

Coficiente C_v , y Resistencia Nominal V_n (kN) ya definidos

V_u = corte requerido en la sección de ubicación del rigidizador. (kN)

En esta expresión se incorpora la colaboración a compresión de una porción del alma de longitud $9 t_w$ a cada lado del rigidizador.

Los rigidizadores **deberán unirse a las alas comprimidas y traccionadas** con las especificaciones dadas anteriormente. Según Basler la unión entre alma y rigidizador deberá transmitir una fuerza f_{nv} por unidad de longitud en la dirección de la altura h del rigidizador.

$$(\text{kN/cm}) \quad f_{nv} = (10)^{-1} \cdot h \cdot \sqrt{\left(\frac{F_y}{409} \right)^3}$$

con F_y en MPa, h en cm

7.3.3.(f).- Interacción de flexión y corte en el alma.

En la mayoría de los casos la resistencia nominal a momento flector no está influenciada por la presencia del corte y tampoco la resistencia nominal a corte es influenciada por el momento flector. Esto es porque la resistencia a momento está provista fundamentalmente por las alas y la resistencia a corte por las almas. Sin embargo cuando en una misma sección o panel coexisten altas resistencias requeridas a momento y corte, y se alcanza la plastificación de alas y alma, la parte del alma adyacente a las alas no aporta para la resistencia a corte y la parte central del alma no aporta a la resistencia a momento.

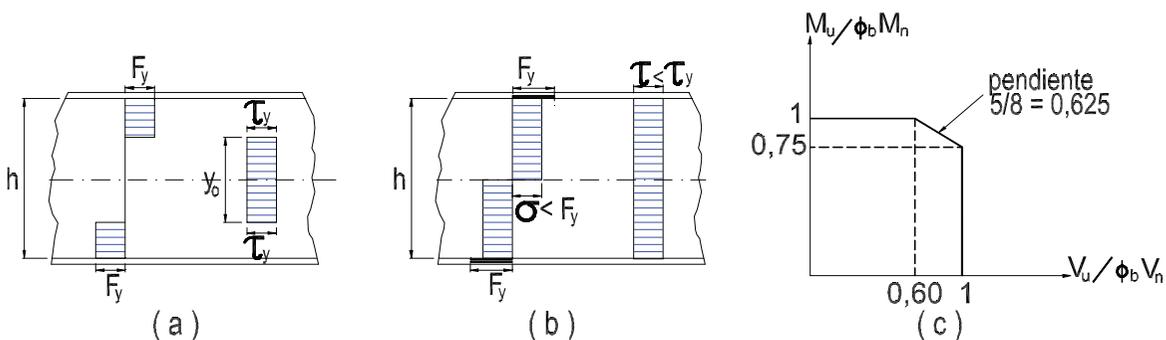


Figura 7-17

Esta situación queda reflejada en la **Figura 7-17** donde en:

(a) se indica un modelo simplificado del problema y en (b) uno más exacto. La disminución relativa de resistencia a momento y a corte depende de la relación entre área del alma y área del ala. A partir del desarrollo del modelo simplificado y para una relación máxima de área del alma sobre área del ala igual a 2 ($A_w / A_f \leq 2$) resulta la curva de interacción de la **Figura 7-17 (c)**.

De ella se deduce que existe interacción entre momento y corte cuando

$$\begin{aligned} 0,6 \phi_v \cdot V_n \leq V_u \leq \phi_v \cdot V_n & \quad (\phi_v = 0,9) \\ \text{y} \\ 0,75 \phi_b \cdot M_n \leq M_u \leq \phi_b \cdot M_n & \quad (\phi_b = 0,9) \end{aligned}$$

Si los esfuerzos requeridos de momento flector (M_u) y corte (V_u) superan los límites indicados se debe satisfacer el siguiente criterio adicional de interacción:

$$\frac{M_u}{\phi M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi V_n} \leq 1,375 \quad (7-62)$$

donde:

M_n = resistencia nominal a flexión de la viga armada determinada según Sección 7.3.2. (kN.m)

V_n = resistencia nominal a corte determinada según Sección 7.3.3. (kN)

M_u = momento flexor requerido. (kN.m)

V_u = esfuerzo de corte requerido. (kN)

$\phi = 0,90$

La interacción tiene importancia en las vigas en que el esfuerzo de corte requerido es importante en relación al de diseño por lo que el cumplimiento de la ecuación (7-62) debe verificarse en aquellas vigas armadas que están proyectadas para desarrollar la acción del campo a tracción o sea toda con toda la capacidad para tomar solicitaciones de corte.

7.3.3. (g).- Rigidizadores longitudinales.

Además de los rigidizadores transversales vistos en la sección anterior se pueden colocar en las almas de las vigas armadas rigidizadores longitudinales, combinados con transversales, como muestra la **Figura 7-18**. Estos rigidizadores resultan muy efectivos cuando tienen la rigidez suficiente pues reducen la altura b de la placa y la altura h_w del paño del alma. (ver Capítulo 5, Fórmulas (5-2) en Página 158, y (5-3) en Página 160. En la **Figura 7-18** se observa como la presencia de estos rigidizadores modifica la deformada de pandeo del alma.

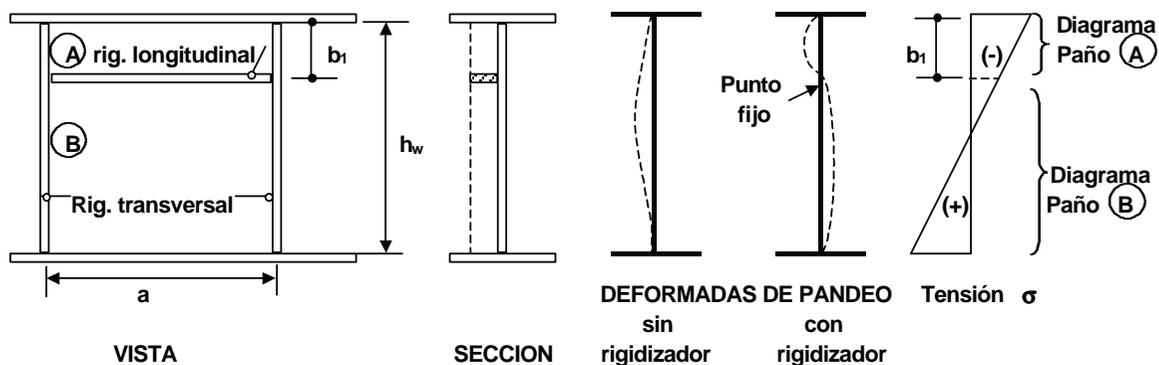


Figura 7-18

Generalmente se colocan de un sólo lado. Para ser mas efectivos para aumentar la tensión normal crítica de pandeo es conveniente colocarlos a una distancia del ala comprimida igual a 1/5 de la altura del alma. Observando el diagrama de tensiones normales en régimen elástico se deduce fácilmente la razón de lo anterior. Para su mayor efectividad para aumentar la tensión tangencial crítica la ubicación más conveniente es a la mitad de la altura del alma. (ver **Figura 7-13**, Página 221).

Prácticamente no se usan en vigas armadas para estructuras de edificios pues en el rango de alturas y esbelteces de almas de esas vigas la resistencia de diseño a corte con acción del campo a tracción con rigidizadores transversales y la resistencia a flexión del alma en pandeo poscrítico resultan suficientes y su incorporación es en general antieconómica por el mayor consumo de mano de obra que requieren. Por ello la Especificación AISC-LRFD y el CIRSOC 301-EL para estructuras de edificios no los consideran.

En vigas armadas para puentes, con fuertes cargas concentradas y gran altura de vigas, su utilización puede ser conveniente para lograr almas más esbeltas y un proyecto de la viga globalmente más económico. La especificación AASHTO-LRFD (Para puentes carreteros) establece el momento de inercia y el área mínimos que deben tener, como asimismo su posición en combinación con los rigidizadores transversales.

7.3.4.- Estados límites últimos por acción del esfuerzo de corte. (Flexión alrededor del eje débil, secciones rectangulares, tubos circulares, y secciones asimétricas).

Cuando la flexión se produce alrededor del eje débil en secciones doble te, C o tes, o en el caso de secciones rectangulares o tubos circulares, la tensión elástica máxima de corte resultante del Esfuerzo de Corte Requerido (V_u)(kN) puede obtenerse por la fórmula de Jouraski (**Fórmula (7-34)**, Página 220)

$$\text{(MPa)} \quad f_{uv} = \tau_{u_{max}} = \frac{V_u \cdot Q}{b \cdot I} \cdot 10$$

esta máxima tensión de corte no debe superar la tensión tangencial de fluencia τ_y o la tensión crítica de pandeo τ_{cr} cuando éste sea posible, afectadas por el respectivo factor de resistencia, para que en el alma no se supere el estado límite correspondiente. Por ello el CIRSOC 301-EL en la Sección H.2. establece:

- (a) Para el estado límite de plastificación bajo tensiones de corte:

$$f_{uv} \leq 0,6 \phi \cdot F_y \quad \phi = 0,90 \quad (7-63)$$

- (b) Para el estado límite de pandeo:

$$f_{uv} \leq \phi_c \cdot F_{cr} \quad \phi_c = 0,85 \quad (7-64)$$

Las tensiones deben ser determinadas mediante análisis global y seccional elástico con la estructura sometida a las acciones mayoradas.

- En secciones doble te la distribución de tensiones corresponde a una sección rectangular. En canales según la **Figura 7-19**.

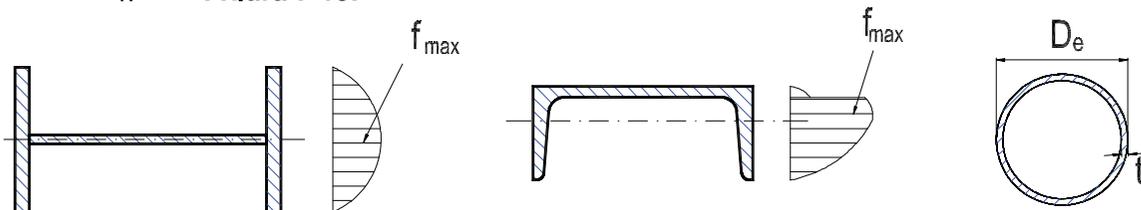


Figura 7-19

- En secciones rectangulares $f_{uv} = \tau_{max} = 1,5 \cdot 10 \cdot V_u / A$ $A = \text{área de la sección (cm}^2 = b \cdot t)$

- En tubos de sección circular y pared delgada resulta

$$f_{uv} = \tau_{max} = (10) \cdot V_u / 0,5 A \quad A = \text{área de la sección (cm}^2\text{)} = (D_e - t) \cdot \pi \cdot t$$

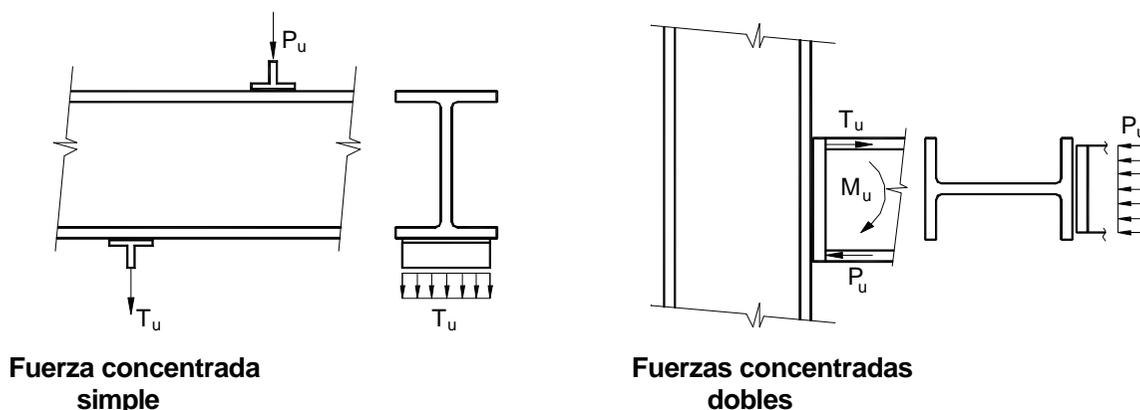
- **En cajones de sección rectangular y cuadrada** el análisis de los estados límites por acción del esfuerzo de corte **en ambas direcciones** se realiza de igual modo y con las mismas especificaciones de la **Sección 7.3.3**.

7.3.5.- Estados límites últimos por acción de CARGAS CONCENTRADAS.

Las Resistencias de diseño para los estados límites últimos derivados de la acción de cargas concentradas aplicadas en alas y almas de vigas y vigas armadas, se especifican en el Capítulo K del CIRSOC 301-EL.

Se establece que las especificaciones serán aplicadas cuando actúen fuerzas concentradas simples y/o fuerzas concentradas dobles, según se indica en cada Sección.

Una fuerza concentrada simple es de tracción o compresión. Fuerzas concentradas dobles son las que forman una cupla actuando sobre el mismo lado de la barra, siendo una de tracción y la otra de compresión. (**Figura 7-20**)



Fuerza concentrada simple

Fuerzas concentradas dobles

Figura 7-20

Los estados límites analizados son

(a) Flexión local del ala. (CIRSOC 301-EL, Sección K.1.2.)

Cuando se aplican en el ala fuerzas de tracción a través de una placa soldada a la misma la falta de rigidez del ala puede provocar su deformación y la consiguiente concentración de tensiones en la unión soldada ala-alma en el punto de proyección del alma. (**Figura 7-21**)

El modelo del que resulta la ecuación de diseño fue desarrollado originalmente para la componente de tracción de una fuerza concentrada doble en uniones de momento viga-columna, pero es también aplicable a fuerzas concentradas simples como por ejemplo la transmitida al ala inferior de una viga por un colgante traccionado unido al ala por una placa soldada transversal al alma de la viga.

El modelo considera la parte del ala afectada por la introducción de la carga, la que es aplicada según una línea de carga. La longitud efectiva del ala para la flexión local es $12 t_f$ (Graham, 1959).

Se supone así la formación de líneas de influencia en el ala a $6 t_f$ a cada lado del punto de aplicación de la fuerza concentrada. Asimismo se supone que la placa está empotrada en sus extremos, lo que requiere un adicional de $4 t_f$ en cada sentido, y por lo tanto una longitud total de $10 t_f$ a cada lado de la fuerza concentrada para desarrollar el total de la resistencia nominal. Una parte de la fuerza es transmitida directamente al alma y la otra debe pasar por flexión del ala funcionando como dos placas flexadas, una a cada lado del alma. Del desarrollo teórico del modelo y de su ajuste mediante ensayos

resulta la resistencia nominal R_n (kN):

$$R_n = 0,625 t_f^2 F_{yf}$$

t_f = espesor del ala (cm)

F_{yf} = tensión de fluencia del acero del ala (Mpa)

Se deberá verificar que la fuerza concentrada F_u $F_u \leq \phi \cdot R_n$ con $\phi = 0,9$ (7-65)

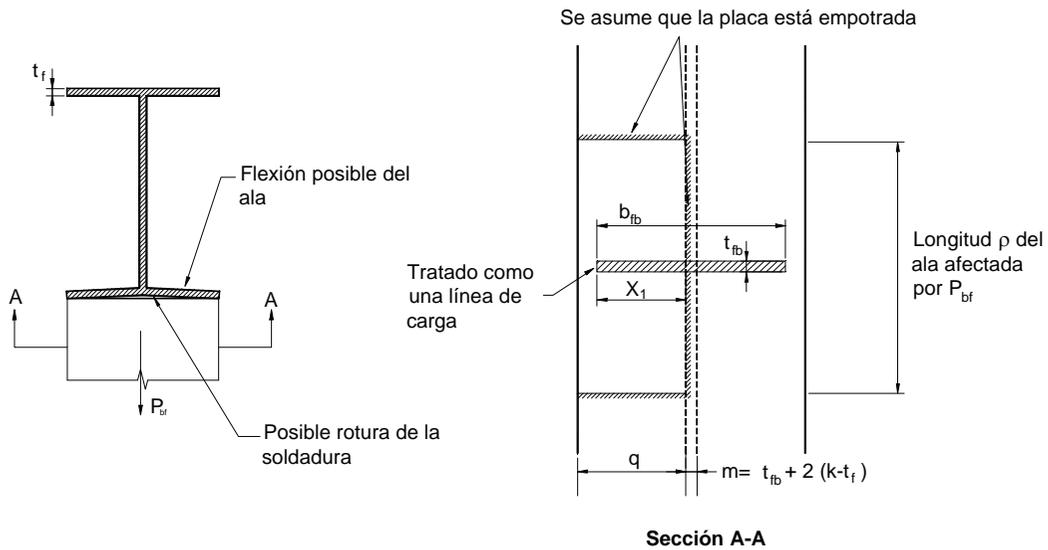
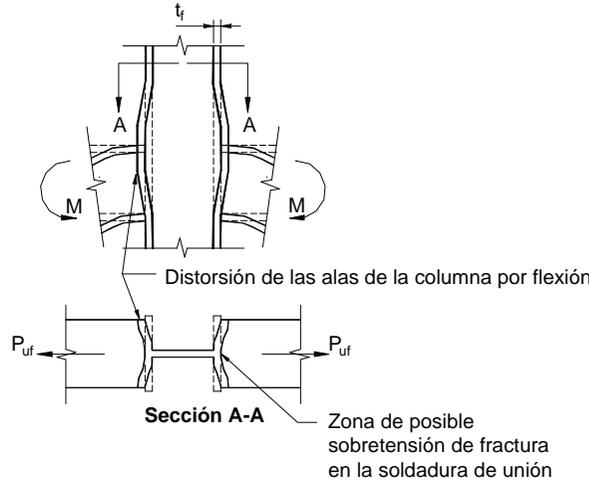


Figura 7-21
Flexión local del ala

No existiendo investigaciones aplicables se ha tomado una reducción del **50%** en la resistencia nominal cuando la fuerza está aplicada a una distancia del extremo de la barra menor a **10 t_f** (Figura 7-22)

Para que se produzca la flexión del ala, la carga lineal transversal al alma debe tener una cierta longitud, pues en caso contrario pasa directamente al alma. Por ello, si la longitud de carga es menor a **0,15 b** no hay prácticamente flexión del ala y el estado límite no es aplicable.

Si la ecuación (7-65) no es satisfecha se deberán colocar un par de rigidizadores transversales en la posición de la fuerza para transmitirla al alma. Estos rigidizadores deberán ser soldados al ala cargada y deberán llegar por lo menos hasta la mitad de la altura del alma. Sus uniones con al ala cargada y con el alma es conveniente que transmitan la totalidad de la fuerza aunque el Reglamento exige transmitir sólo la parte de fuerza que le corresponde al rigidizador, descontando la que pasa directamente al alma.

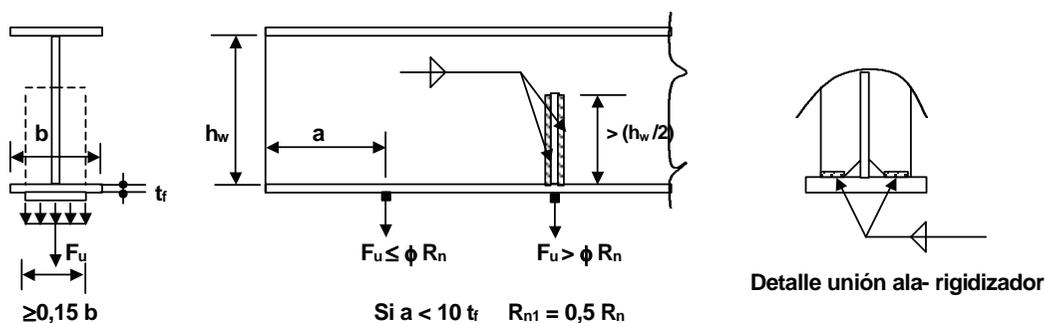


Figura 7-22

(b) Aplastamiento del alma (Fluencia local del alma). (CIRSOC 301-EL, Sección K.1.3.)

Cuando se aplica una **fuerza concentrada simple de tracción o de compresión** en el ala (distribuida en la longitud **N** a lo largo del eje de la viga) ella se transmite al alma comprimiéndola o traccionándola. (Figura 7-23). La pendiente con que se distribuye la fuerza en el alma puede ser tomada como 1:2,5 según experiencias realizadas. Si la carga está aplicada en el extremo de la viga (por ejemplo reacción de apoyo) la distribución de la misma se realiza en un sólo sentido. En la sección de encuentro entre alma y ala (ubicada a una distancia **k** del borde superior del ala y de espesor **t_w**) puede alcanzarse como límite la tensión de fluencia del material del alma.(**F_w**)

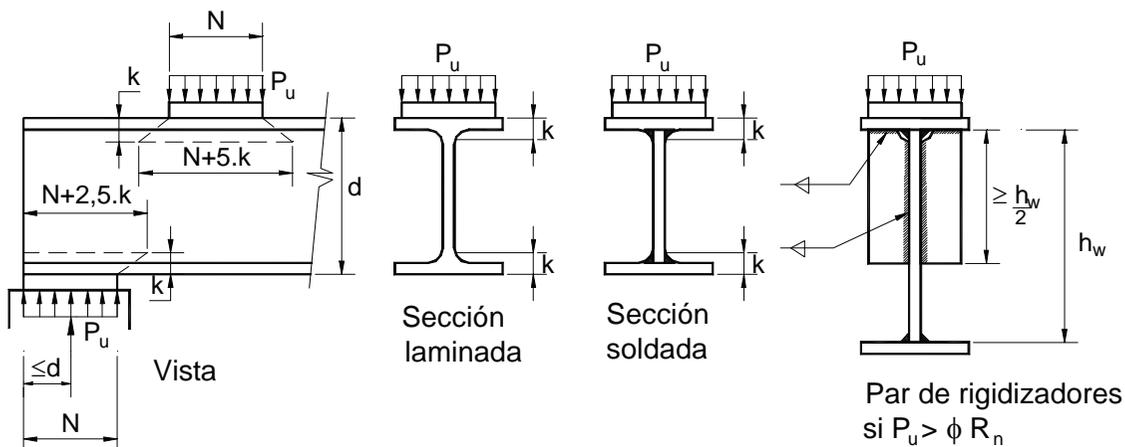


Figura 7-23

Tomando como factor de resistencia $\phi = 1$ resultan las siguientes condiciones para el estado límite:

- (a) Cuando la fuerza concentrada requerida se aplica a una distancia del extremo de la barra mayor que la altura **d** de la barra:

$$F_u \leq 1 \cdot R_n = (5 \cdot k + N) \cdot F_{yw} \cdot t_w \cdot (10^{-1}) \tag{7-66}$$

- (b) Cuando la fuerza concentrada requerida se aplica a una distancia del extremo de la barra menor o igual a la altura **d** de la barra:

$$F_u \leq 1 \cdot R_n = (2,5 \cdot k + N) \cdot F_{yw} \cdot t_w \cdot (10^{-1}) \tag{7-67}$$

En las Ecuaciones (7-66) y (7-67) se definen los términos según lo siguiente:

F_{yw} = tensión de fluencia mínima del acero del alma.(MPa)

N = longitud de carga de la fuerza concentrada.(mayor o igual a k para la reacción de apoyo de la viga).(cm)

k = distancia desde la cara externa del ala al inicio del alma. (Ver **Figura 7-23**).(cm)

t_w = espesor del alma. (cm)

Si no son satisfechas las (7-67) o (7-68) se deberá colocar en la posición de la fuerza un par de **rigidizadores de fuerza** que vayan del ala cargada hasta por lo menos la mitad de la altura del alma. La unión soldada del rigidizador al alma debe transmitir la totalidad de la fuerza. El rigidizador debe estar soldado al ala cargada y la unión debe resistir la fuerza transmitida. También se pueden colocar chapas de refuerzo.

(c) Pandeo localizado del alma (web crippling). (CIRSOC 301-EL, Sección K.1.4.)

La introducción de una **fuerza concentrada simple de compresión** puede producir el pandeo local del alma si ésta es muy esbelta. (**Figura 7-24**). A partir de investigaciones realizadas por Roberts se define la resistencia nominal para este estado límite. Se ha visto que si la carga se ubica cercana al apoyo y la misma se distribuye en una longitud N mayor en relación a la altura de la viga, mejora el comportamiento a pandeo. Si la resistencia del alma es superada se puede colocar un **par** o solamente **un rigidizador de fuerza**, que llegue por lo menos hasta la mitad del alma pues la zona sensible a pandeo es la cercana al ala cargada. Se debe soldar el rigidizador al ala y al alma de manera de transmitir la totalidad de la carga.

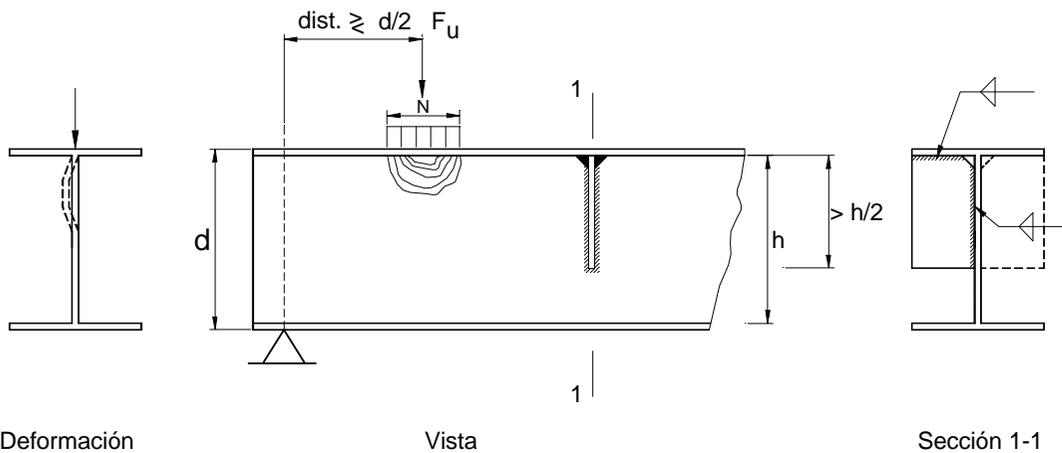


Figura 7-24
Pandeo localizado del alma

Se debe cumplir

$$F_u \leq \phi \cdot R_n$$

con: $\phi = 0,75$

La resistencia nominal R_n (k.N) será determinada según lo siguiente:

(a) Cuando la fuerza concentrada requerida de compresión se aplica a una distancia del extremo de la barra mayor o igual a $d/2$, siendo d la altura de la barra :

$$R_n = 35,8 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{d} \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \quad (7-68)$$

- (b) Cuando la fuerza concentrada requerida de compresión se aplica a una distancia del extremo de la barra menor a $d/2$:

Para $N/d \leq 0,2$

$$R_n = 17,9 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{d} \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \quad (7-69)$$

Para $N/d > 0,2$

$$R_n = 17,9 \cdot t_w^2 \cdot \left[1 + \left(\frac{4 \cdot N}{d} - 0,2 \right) \cdot \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \cdot \sqrt{\frac{F_{yw} \cdot t_f}{t_w}} \quad (7-70)$$

En las Ecuaciones (7-68), (7-69) y (7-70) valen las definiciones siguientes:

N = longitud de carga de la fuerza concentrada. (cm)

d = altura total de la barra. (cm)

t_f = espesor del ala. (cm)

t_w = espesor del alma. (cm)

F_{yw} = tensión de fluencia del acero del alma. (MPa)

- (d) **Pandeo lateral del alma.** (CIRSOC 301-EL, Sección K.1.5.)

Cuando se aplica una **fuerza concentrada simple de compresión** en un ala, la compresión se va transmitiendo por corte en la altura del alma hasta anularse al llegar al ala opuesta. La franja del alma queda así comprimida con una carga variable pudiendo por ello pandear. Si el ala opuesta (traccionada) no tiene, en la sección de aplicación de la fuerza, restricción al desplazamiento lateral excepto por la rigidez del alma, la capacidad frente a pandeo baja. Lo mismo ocurre si en el ala donde se aplica la carga no existe restricción al giro. (Figura 7-25).

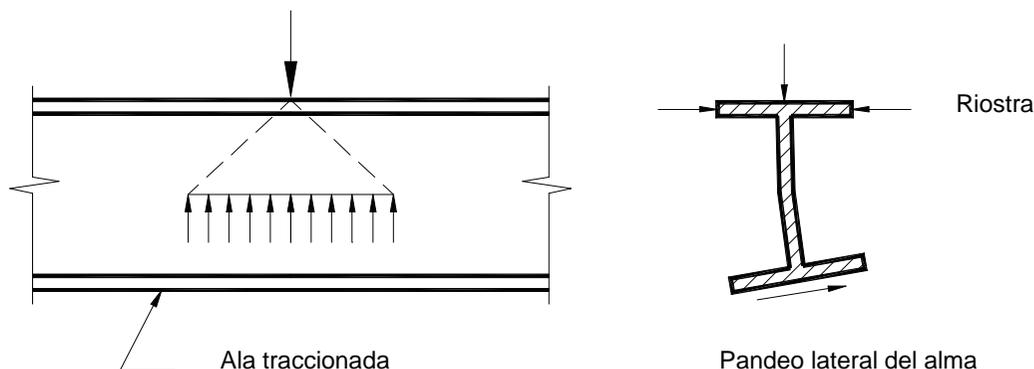


Figura 7-25

La fuerza requerida F_u (kN) aplicada debe cumplir

$$F_u \leq \phi \cdot R_n \quad \text{con } \phi = 0,85$$

La Resistencia nominal R_n (kN) será determinada según lo siguiente:

- (a) Cuando el ala comprimida **tiene impedida su rotación** :

$$\text{Para } (h/t_w)/(L/b_f) \leq 2,3 \quad R_n = \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \left[1 + 0,4 \cdot \left(\frac{h/t_w}{L/b_f} \right)^3 \right] \cdot (10^{-1}) \quad (7-71)$$

Para $(h/t_w)/(L/b_f) > 2.3$ el estado límite de pandeo lateral del alma no es aplicable.

Cuando la Resistencia requerida en el alma es mayor a $\phi \cdot R_n$ deberá adoptarse alguna de las siguientes disposiciones: (Figura 7-26)

(1) Disponer un apoyo lateral local en el ala traccionada en la sección de aplicación de la fuerza, que evite su desplazamiento. Puede suponerse que la riostra lateral debe tomar el 1% de la carga aplicada.

(2) Colocar un par de rigidizadores transversales o una chapa de refuerzo en las adyacencias de la sección de aplicación de la fuerza, que deberán extenderse desde el ala comprimida cargada hasta por lo menos la mitad de la altura del alma. De esta manera se aumenta la rigidez del alma.

Cuando sea necesario colocar rigidizadores transversales estos apoyarán en o serán soldados al ala cargada, de manera de transmitir la parte de fuerza que le corresponde al rigidizador. La unión soldada entre los rigidizadores transversales y el alma será dimensionada para transmitir la fuerza que corresponde al rigidizador.

Cuando se coloquen chapas de refuerzo ellas serán dimensionadas para tomar la totalidad de la fuerza concentrada aplicada.

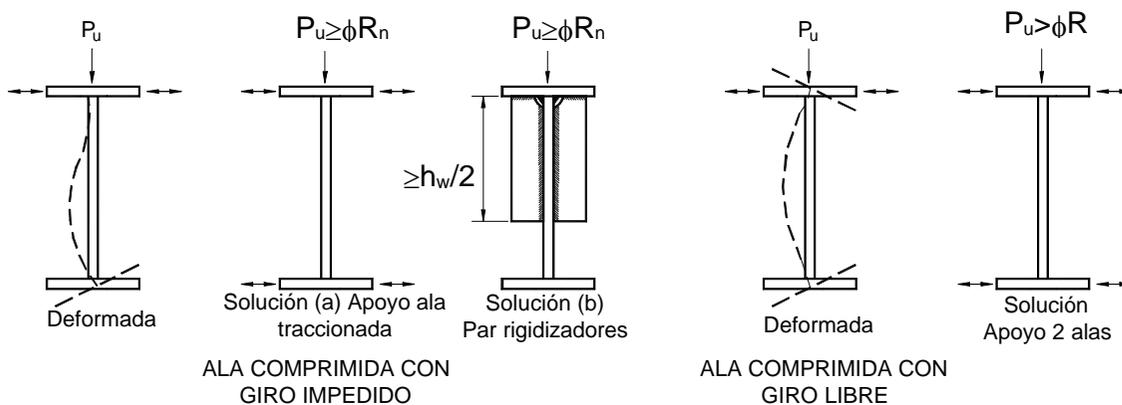


Figura 7-26

(b) Cuando el ala comprimida gira libremente (no hay restricción al giro):

$$\text{Para } (h/t_w)/(L/b_f) \leq 1,7 \quad R_n = \frac{C_r \cdot t_w^3 \cdot t_f}{h^2} \left[0,4 \cdot \left(\frac{h/t_w}{L/b_f} \right)^3 \right] \cdot (10^{-1}) \quad (7-72)$$

Para $(h/t_w)/(L/b_f) > 1,7$ el estado límite de pandeo lateral del alma no es aplicable.

Cuando la Resistencia requerida en el alma es mayor a $\phi \cdot R_n$ deberá disponerse en **ambas alas** una rigidización lateral en la sección de aplicación de la fuerza concentrada. (ver Figura 7-26). En este caso los rigidizadores transversales no son efectivos. Se puede suponer que la riostra lateral debe tomar el 1% de la carga aplicada.

En las Ecuaciones (7-71) y (7-72) valen las siguientes definiciones:

b_f = ancho del ala. (cm)

t_w = espesor del alma. (cm)

t_f = espesor del ala. (cm)

h = para secciones laminadas: distancia libre entre alas menos los radios de acuerdo entre alas y alma; para secciones armadas abulonadas: distancia entre líneas de bulones; para secciones armadas soldadas: distancia libre entre alas.

$C_r = 6,62 \times 10^6$, cuando $M_u < M_y$ en la sección de aplicación de la fuerza concentrada. (MPa)

$= 3,31 \times 10^6$, cuando $M_u \geq M_y$ en la sección de aplicación de la fuerza concentrada. (MPa)

M_u = momento flector requerido en la sección de aplicación de la carga. (kN.m)

M_y = momento elástico de la sección correspondiente a la aplicación de la carga. (kN.m)
 L = longitud lateralmente no arriostrada mas larga, medida a lo largo de cualquiera de las alas, adyacente a la sección de aplicación de la fuerza concentrada. (cm) (ver **Figura 7-27**)

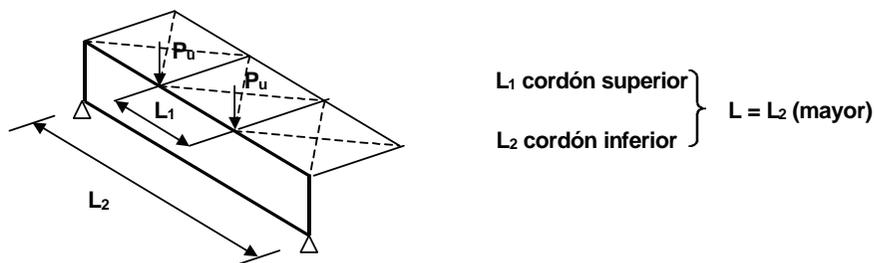


Figura 7-27

(e) Pandeo por compresión del alma. (CIRSOC 301-EL, Sección K.1.6.)

Cuando se aplican dos fuerzas de compresión iguales y colineales en ambas alas puede producirse el pandeo del alma si ésta es demasiado esbelta. (**Figura 7-28**). Por ello el estado límite es aplicable cuando actúan un **par de fuerzas concentradas simples de compresión** o las **componentes de compresión de un par de fuerzas concentradas dobles**, aplicadas en ambas alas de una barra y actuando en la misma sección. Esta situación se da por ejemplo sobre una columna unida por uniones de momento a una viga continua. La fuerza requerida deberá cumplir la siguiente ecuación:

$$F_u \leq \phi \cdot R_n \quad \text{con } \phi = 0,9$$

La Resistencia nominal R_n (kN) es:

$$R_n = \frac{1.075 \cdot t_w^3 \cdot \sqrt{F_{yw}}}{h} \tag{7-73}$$

Cuando el par de fuerzas de compresión son aplicadas en una sección ubicada a una distancia del extremo de la barra menor a $d/2$ la Resistencia nominal R_n será reducida a un **50%**.

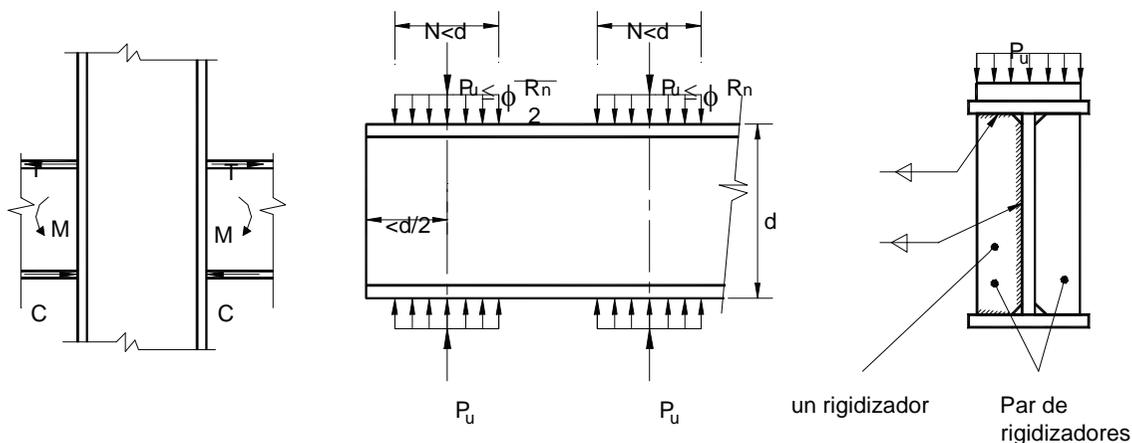


Figura 7-28
Pandeo por compresión del alma

La ecuación (7-73) es aplicable cuando $N/d \leq 1$. Para cargas aplicadas sobre mayor longitud se deberá verificar el alma como una columna de acuerdo a lo dicho en el **Capítulo 4**.

La aplicación de la ecuación (7-73) para una fuerza concentrada simple de compresión actuando en una sola ala de una columna (trasmitida por la unión extrema de una viga) estando ambas alas impedidas de desplazarse lateralmente y girar, es conservadora, por lo dicho de la distribución por corte de una sola carga en la altura del alma. (ver **Figura 7-25**). Por ello puede usarse para verificar el alma de columnas unidas a vigas por un solo lado.

Cuando la Resistencia requerida sea mayor a $\phi \cdot R_n$, en las adyacencias de la sección de aplicación de las fuerzas de compresión, se deberá colocar **un rigidizador transversal simple, un par de rigidizadores transversales** o una chapa de refuerzo extendidas en **toda la altura del alma**.

Cuando sean necesarios rigidizadores transversales éstos se apoyarán en o serán soldados a las alas cargadas de manera de transmitir la parte de fuerza que le corresponde al rigidizador.

La unión soldada entre los rigidizadores transversales y el alma será dimensionada para transmitir la parte de fuerza que le corresponde al rigidizador de la porción de la carga aplicada que no sea transmitida directamente al alma..

(f) Rigidizadores de fuerza.

Donde sean necesarios rigidizadores de fuerza según lo planteado en las secciones anteriores, éstos deberán ser proyectados para resistir la fuerza requerida actuante, funcionando como columna de acuerdo a lo indicado en el **Capítulo 4**. Se considerarán los siguientes parámetros:

La sección transversal será la del rigidizador único o la del par de rigidizadores, mas una franja del alma de ancho igual a $25 \cdot t_w$ para rigidizadores intermedios y $12 \cdot t_w$ para rigidizadores ubicados en los extremos de la viga. (**Figura 7-29**).

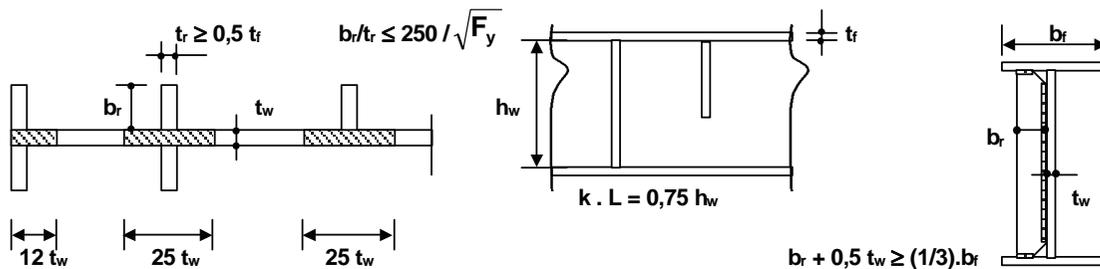


Figura 7-29

La longitud de pandeo se tomará $k \cdot L = 0,75 h_w$ (h_w altura del alma).

La relación ancho-espesor del rigidizador será $(b_r / t_r) \leq 250 / \sqrt{F_y}$ (F_y en MPa)

El espesor del rigidizador t_r será mayor o igual a $0,5 t_r$ (espesor del ala o de la placa que transfiera la fuerza).

(El ancho del rigidizador b_r) + $(0,5 t_w)$ será mayor o igual a $(1/3)$ del ancho del ala b_r (o el ancho de la placa que transmita la fuerza).

Las uniones soldadas del rigidizador al ala o al alma deberán transmitir el total de la fuerza que toma el rigidizador.

Cuando el rigidizador sea necesario para desarrollar la acción del campo a tracción, el área necesaria (según la ecuación (7-61)) se adicionará a la correspondiente a la carga concentrada como columna.

7.3.6.- Vigas de alma llena de altura variable.

Las vigas de alma llena de altura variable son utilizadas con el objeto de que su resistencia nominal a momento se adapte a la variación del diagrama de momentos flectores requeridos. **(Figura 7-30 (a)(b))**. Esto se logra manteniendo la sección de las alas y haciendo variar la altura del alma. Esta variación por razones constructivas es generalmente lineal.

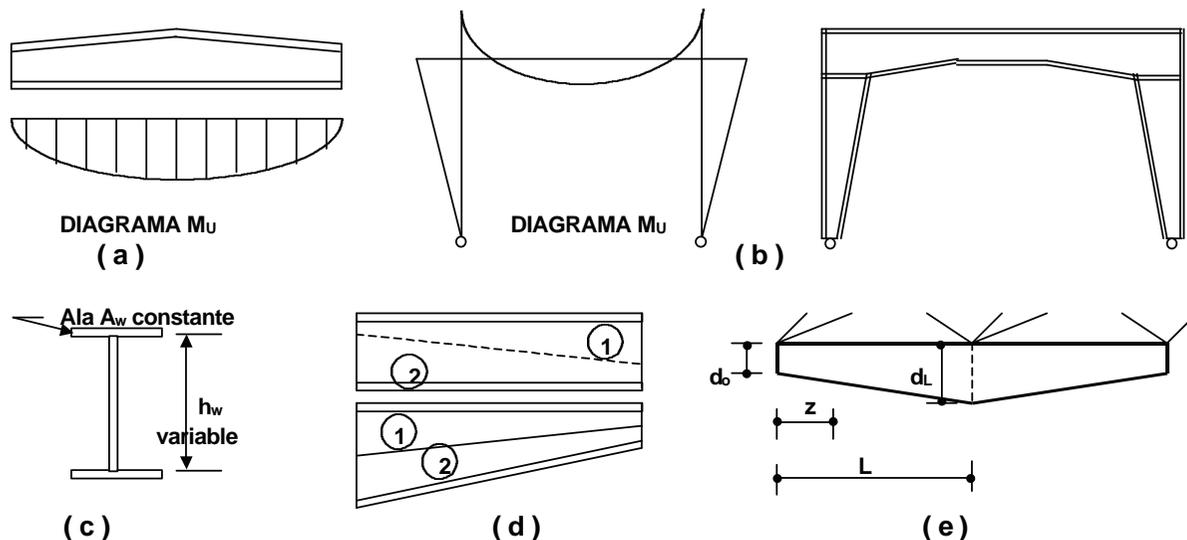


Figura 7-30

La fabricación puede hacerse: **(a)** por la unión de chapas de ala de sección constante y chapas de alma de altura variable, soldadas en forma continua para que se pueda desarrollar el momento plástico. (ver Capítulo 5, Sección 5.4.2., Página 166) **(Figura 7-27 (c))**;

(b) Por corte y unión de perfiles laminados. **(Figura 7-27 (d))**.

La elección de un método u otro depende de la tecnología disponible y del costo relativo de material y mano de obra.

El Reglamento CIRSOC 301 EL y la Especificación AISC-LRFD, especifican en el Apéndice F, Sección A-F.3., la manera de obtener el momento nominal para vigas de alma llena de altura variable de las siguientes características:

- (1)** La sección debe tener por lo menos un eje de simetría, perpendicular al plano de flexión.
- (2)** Las alas deberán ser de sección semejante y área constante.
- (3)** La altura d deberá variar linealmente según:

$$d = d_o \cdot (1 + \gamma \cdot z/L)$$

d_o = menor altura de la viga en el segmento no arriostrado lateralmente.

d_L = mayor altura de la viga en el segmento no arriostrado lateralmente.

$\gamma = (d_L - d_o)/d_o$ menor o igual a $0,268(L/d_o)$ ó 6 el que sea menor.

z = distancia desde la sección de altura d hasta el extremo de menor altura de la viga.

L = longitud no arriostrada del tramo medido entre centros de gravedad de los elementos de arriostramiento.

Se supone que las secciones de menor y mayor altura son puntos fijos para pandeo lateral.

Para los estados límites de plastificación, pandeo local de ala y de alma se usan los mismos procedimientos que para vigas de altura constante. Para el estado límite de pandeo lateral-torsional se reemplaza la viga de altura variable por una de altura constante igual a su menor altura, pero con una longitud no arriostrada equivalente. Para los estados límites derivados del corte valen las mismas especificaciones que para vigas de altura constante, pero **no se puede utilizar la acción del campo a tracción**. Para los estados límites derivados de la acción de cargas concentradas se procede igual que para altura constante.

7.3.7.- Vigas de perfiles ángulo simple. (perfiles laminados).

7.3.7.1.- Generalidades.

Nos ocuparemos sólo de la flexión de los perfiles ángulo de **alas iguales**, pues son casi los únicos de utilización en nuestro medio. La especificación AISC-LRFD para barras de ángulo simple y el Reglamento CIRSOC 301-EL contemplan también el caso de los ángulos de alas desiguales. En el CIRSOC 301-EL las especificaciones se dan en el Capítulo F, Sección F.5.

Las resistencias nominales a momento flector se definen para los tres estados límites de falla posibles :

- (a) Pandeo local del ala comprimida.
- (b) Plastificación del ala traccionada o comprimida.
- (c) Pandeo lateral torsional.

Cuando en un ángulo sujeto a flexión con **el plano de carga paralelo a un eje geométrico**, el ala comprimida no tiene ninguna restricción al desplazamiento lateral, la flexión produce deformaciones según los dos ejes geométricos del ángulo. (**Figura 7-32 (a)**). Las puntas de las alas quedan con tensiones del mismo signo.

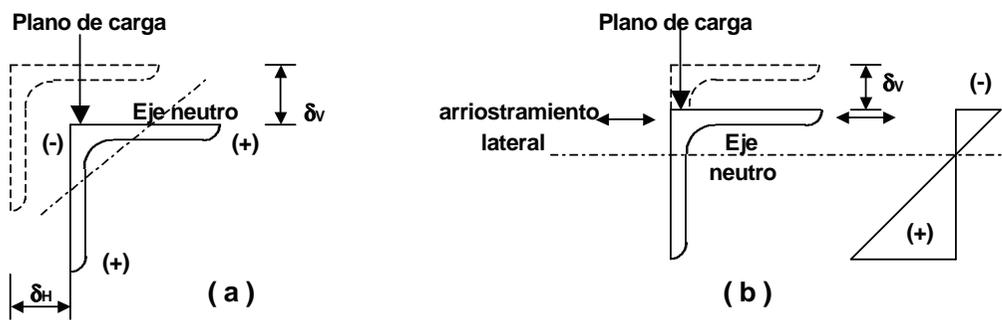


Figura 7-32

Cuando está restringido el desplazamiento lateral del ala comprimida (**Figura 7-32 (b)**) la flexión se produce alrededor de un sólo eje geométrico y las puntas de las alas quedan con tensiones de distinto signo. Siendo el módulo elástico **S** de distinto valor para ambas puntas, debe analizarse adecuadamente el estado tensional resultante, sobre todo cuando existe simultáneamente un esfuerzo axial.

El Reglamento plantea un tratamiento simplificado de los ángulos de alas iguales sometidos a **flexión no restringida alrededor de los ejes geométricos** (caso muy común en la práctica) a fin de hacer más sencilla su resolución. La resolución exacta implicaría considerar las componentes de flexión según ambos ejes principales. Un análisis detallado del tema puede ser consultado en los Comentarios al Reglamento CIRSOC 301-EL, Capítulo F, Sección F.5.

Cuando la flexión se produce alrededor de los ejes principales se debe considerar el sentido de las tensiones que corresponda a cada punta de las alas para combinarlas adecuadamente.

7.3.7.2.- Resistencia de diseño a momento flector:

Es $R_d = \phi_b \cdot M_n$ con $\phi_b = 0,9$ y $M_n =$ Resistencia nominal mínima

La **resistencia nominal** para cada estado límite se determina como sigue:

(a) Pandeo local del ala comprimida.

Corresponde a los casos en que se comprime la punta de un ala o toda el ala:



Según la relación de esbeltez del ala comprimida puede alcanzarse el momento plástico (sección compacta), o no desarrollarse totalmente aquél (sección no compacta), o producirse el pandeo local alcanzando como límite el momento elástico (sección esbelta). Los límites λ_p y λ_r definen las distintas zonas.

Se toma $\lambda_p = 240 / \sqrt{F_y}$ $\lambda_r = 407 / \sqrt{F_y}$

Estos límites son distintos de los correspondientes al caso en que todo el ángulo tenga compresión uniforme y por lo tanto el ala, y que fueron utilizados en especificaciones AISC-LRFD anteriores a 1999. Los ahora adoptados son mas representativos de la situación que se produce en la flexión. Generalmente las tensiones de compresión por flexión son variables a lo largo del ala lo que permite el uso de límites mayores que para la tensión uniforme. Aún en el caso de flexión alrededor del eje geométrico que produce tensión uniforme en el ala, por la influencia del ala traccionada los límites son mayores a los de compresión uniforme en toda la sección. Los adoptados resultan conservadores lo que se ha probado por su comparación con los resultados obtenidos de los ensayos realizados por Earls y Galambos (1997).

La transición entre la zona de pandeo local y la plastificación total se supone lineal. (Figura 7-33).

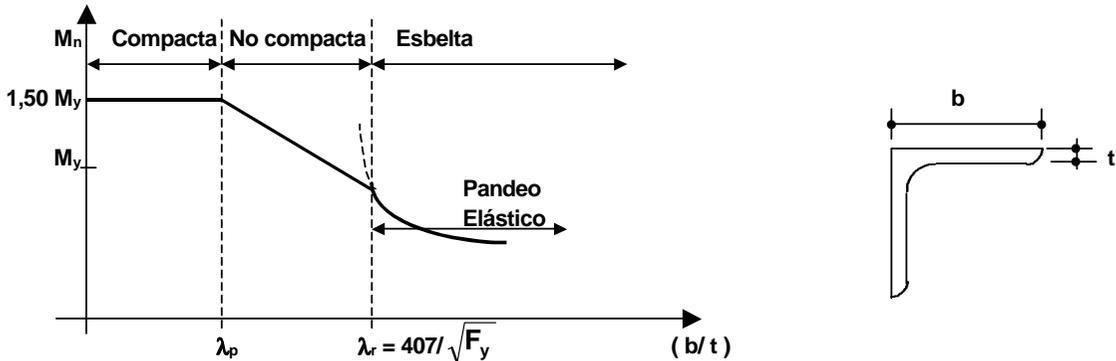


Figura 7-33

La resistencia en plastificación total es limitada a **1,50 My**. O sea se toma un factor de forma máximo de **1,50**. El límite adoptado es menor al momento plástico de un ángulo en flexión alrededor de cualquier eje por lo que estas especificaciones son aplicables a todas las condiciones de flexión. En la Especificación AISC-LRFD de 1993 se tomaba un factor de 1,25 que resultó ser muy conservador. Trabajos de investigación recientes (Earls y Galambos, 1997) han mostrado que el factor **1,5** representa un valor límite mejor que permite limitar en servicio las deformaciones de la barra y las distorsiones de la sección que serían inadmisibles con un factor de forma mayor.

El pandeo local se considera a través del factor de reducción $Q = Q_s$ (Capítulo 5. Sección 5.5.1. Caso (a), Página 179) aplicado sobre la tensión de fluencia para la zona elástica, de manera que la máxima tensión de compresión posible en el ala es $(Q \cdot F_y)$. La expresión para el factor Q para zona de pandeo elástico fue vista en el **Capítulo 5, Sección 5.5.1.(a)**, Página 179. Luego:

- Cuando: $\frac{b}{t} \leq \frac{240}{\sqrt{F_y}}$ $M_n = 1,50 \cdot F_y \cdot S_c \cdot (10^{-3})$ (7-74)

$$\bullet \text{ Cuando: } \frac{240}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} \leq \frac{407}{\sqrt{F_y}} \quad M_n = F_y \cdot S_c \cdot (10^{-3}) \cdot \left[1,50 - 0,93 \left(\frac{b/t}{240/\sqrt{F_y}} - 1 \right) \right] \quad (7-75)$$

$$\bullet \text{ Cuando: } \frac{b}{t} > \frac{407}{\sqrt{F_y}} \quad M_n = 1,34 Q_s \cdot F_y \cdot S_c \cdot (10^{-3}) \quad (7-76)$$

donde:

M_n = resistencia nominal a flexión. (kN.m)

b = ancho total del ala del ángulo con la punta comprimida. (cm)

t = espesor del ala del ángulo con la punta comprimida. (cm)

S_c = módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta comprimida. (cm³)

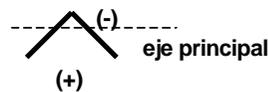
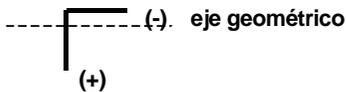
F_y = tensión de fluencia mínima especificada. (MPa)

Q_s = factor de reducción para ángulos simples para zona de pandeo elástico

$$\text{Para } \left(\frac{b}{t} \right) \geq \frac{407}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = \frac{106.000}{\left[F_y \cdot \left(\frac{b}{t} \right)^2 \right]} \leq 1$$

(b) Plastificación del ala traccionada.

Este estado límite corresponde al caso en que la punta del ala está en tracción.



Como en el caso anterior se limita el Momento Nominal a **1,50** veces el Momento Elástico con respecto al eje de flexión

$$M_n = 1,50 \cdot F_y \cdot S_t \cdot (10^{-3}) \quad (7-77)$$

S_t = Módulo elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta traccionada. (Si es menor que el correspondiente a la punta comprimida). (cm³)

(c) Pandeo lateral torsional.

A partir de investigaciones teórico experimentales realizadas en Australia se dan las siguientes expresiones para el Momento Nominal:

$$\text{Cuando: } M_{ob} \leq M_y \quad M_n = [0,92 - 0,17 M_{ob}/M_y] \cdot M_{ob} \quad (7-78)$$

$$\text{Cuando: } M_{ob} > M_y \quad M_n = [1,92 - 1,17 \sqrt{M_y/M_{ob}}] \cdot M_y \leq 1,50 M_y \quad (7-79)$$

donde:

M_y = Momento elástico de la sección relativo al eje de flexión y que se obtiene con el menor S de la sección. (kN.m)

M_{ob} = Momento elástico de pandeo lateral torsional que se obtiene como se ve más adelante según la flexión sea alrededor de **ejes geométricos** o **ejes principales**. (kN.m)

7.3.7.3.- Flexión alrededor de ejes geométricos.

(1) Si la viga está **arriostrada lateralmente en toda su longitud**, el Momento Nominal será el menor de los correspondientes a plastificación (Fórmula (7-77)) o a pandeo del ala comprimida (Fórmulas (7-74) a (7-76) según corresponda) con el módulo elástico correspondiente relativo al eje de flexión geométrico.

(2) Si la viga de ángulo simple de **alas iguales** está arriostrada a pandeo lateral **sólo en la sección de máximo momento** el Momento Nominal será el menor de los correspondientes a los tres estados límites con las siguientes consideraciones:

- El módulo elástico usado en las (7-74) a (7-76) para pandeo local de ala comprimida ó en la fórmula (7-77) para plastificación de ala traccionada, será el relativo al eje geométrico.
- En las fórmulas (7-78) y (7-79) para pandeo lateral-torsional se usará $M'_{ob} = 1,25 M_{ob}$ con M_{ob} obtenido de la ecuación (7-80).

(3) Si la viga de ángulo simple de alas iguales **no está arriostrada lateralmente** el Momento Nominal será el menor de los correspondientes a los tres estados límites considerando solamente la flexión alrededor del eje geométrico pero con las siguientes consideraciones:

- En las Fórmulas (7-74) a (7-79) se utilizará un **módulo elástico S'** igual a **0,80** del módulo elástico real **S** relativo al eje geométrico de flexión.
- Cuando la máxima compresión está en la punta del ala del ángulo el M_n se obtendrá con las Fórmulas (7-74) a (7-76) según corresponda o las Fórmulas (7-78) ó (7-79) en las que el M_{ob} a utilizar en será:

$$M_{ob} = \frac{132 \cdot b^4 \cdot t \cdot C_b}{L^2} \left[\sqrt{1 + 0,78(L \cdot t/b^2)^2} - 1 \right] \quad (7-80)$$

siendo:

M_{ob} = momento elástico de pandeo lateral-torsional. (kN.m)

L = longitud sin arriostramiento lateral. (cm)

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 1,5 \quad (7-81)$$

El factor C_b tiene el mismo significado visto en la **Sección 7.3.2.(b)**, (Página 204), o sea para corregir la tensión elástica para diagramas de momento que difieran del diagrama uniforme, pero en este caso se limita su valor máximo a **1,5** para representar conservadoramente la envolvente mas baja de los casos de flexión con momento no uniforme.

$M_{máx}$ = valor absoluto del máximo momento flector en el segmento no arriostrado. (kN.m)

M_A = valor absoluto del momento flector en la sección ubicada a un cuarto de la luz del segmento no arriostrado. (kN.m)

M_B = valor absoluto del momento flector en la sección ubicada a la mitad de la luz del segmento no arriostrado. (kN.m)

M_C = valor absoluto del momento flector en la sección ubicada a tres cuartos de la luz del segmento no arriostrado. (kN.m)

- Cuando la máxima tracción esté en la punta del ala del ángulo el M_n se determinará con la Fórmula (7-77) ó las Fórmulas (7-78) ó (7-79) en las que el M_{ob} a utilizar será el dado por la Fórmula (7-80) pero reemplazando -1 por $+1$.

7.3.7.4.- Flexión alrededor de ejes principales.

En la flexión de un ángulo de alas iguales alrededor de los ejes principales puede el eje de flexión ser el de mayor o el de menor momento de inercia.

(1) Flexión alrededor del eje de mayor inercia.

El momento nominal mas pequeño puede resultar del estado límite de pandeo local del ala o del de

pandeo lateral. En el primer caso se aplican las Fórmulas (7-74) a (7-76) según corresponda con S_c relativo al eje principal mayor. En el segundo caso se aplicarán las Fórmulas (7-78) o (7-79) con:

$$M_{ob} = C_b \cdot \frac{92 b^2 \cdot t^2}{L} \quad (7-82)$$

Los parámetros ya definidos con las unidades siguientes:

M_{ob} (kN.m); b , t , L (cm)

(2) Flexión alrededor del eje de menor inercia.

Según vemos en la figura el momento nominal quedará determinado por el estado límite de pandeo local cuando las alas estén comprimidas (Fórmulas (7-74) a (7-76)) o por el estado límite de plastificación cuando las alas estén traccionadas (Fórmula (7-77)).

El estado límite de pandeo lateral no es aplicable porque la flexión se produce alrededor del eje de menor inercia.

7.3.7.5.- Estado límite por acción del esfuerzo de corte.

En estos perfiles laminados de alas iguales es muy raro que se produzca la falla por corte.

La falla se producirá si se supera el estado límite de plastificación por corte. Lo mismo que para el corte en flexión alrededor del eje débil visto en la **Sección 7.3.4.** (Página 230) la **tensión elástica máxima de corte requerida** (debida a la combinación crítica de cargas mayoradas) deberá cumplir:

$$\tau_{maxu} \leq 0,6 \phi_v \cdot F_y \quad \text{con } \phi_v = 0,9 \quad (7-83)$$

La tensión tangencial τ_{maxu} se determinará por Jouraski para la acción del esfuerzo de corte.

Si existiera torsión la tensión máxima será la máxima suma de las debidas a corte y torsión en algún punto de la sección.

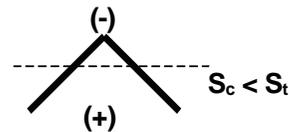
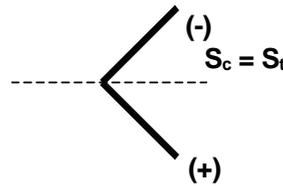
7.4.- PROYECTO DE VIGAS Y VIGAS ARMADAS DE ALMA LLENA.

7.4.1.- Generalidades.

Recordemos que llamamos **vigas** a las barras sometidas a flexión y corte formadas por **perfiles laminados** y **vigas armadas** a las formadas por la unión de perfiles y/o chapas mediante bulones o cordones de soldadura que tienen el alma no esbelta. ($h/t_w \leq \lambda_r$). Ese límite para almas comprimidas por flexión corresponde al caso 9 de la **Tabla B.5-1** (Capítulo 5, Página 171) y en el caso de tubos de sección circular al caso 8b de dicha Tabla. Mas adelante nos ocuparemos de las **vigas armadas de alma esbelta** que son aquellas en que el límite de esbeltez del alma λ_r es superado.

En general la viga o viga armada debe tener una dimensión tal que :

(a) Bajo la acción de las máximas solicitaciones requeridas (momento flector, esfuerzo de corte, cargas concentradas, reacciones de apoyo) obtenidas desde la combinación para estados últimos mas desfavorable de acciones mayoradas, **no sea superado ningún estado límite último** de los indicados en **7.3.1** (Página 199)



(b) Bajo las solicitaciones obtenidas desde la combinación para estados de servicio mas desfavorable las deformaciones no superen a las admisibles. Para las vigas de alma llena la deformación significativa es la debida al momento flector siendo la debida al corte despreciable prácticamente.

En el diseño de la estructura se debe garantizar:

(a) que los apoyos tengan impedido el giro alrededor de un eje longitudinal de la viga. (CIRSOC 301-EL, Capítulo B, Sección B.6.)

(b) que en las secciones intermedias que sean puntos fijos para pandeo lateral exista el sistema de arriostramiento que pueda tomar las fuerzas que en esos puntos se generan por el pandeo impedido. (CIRSOC 301-EL, Capítulo C, Sección C.2.)

(c) que los apoyos reales tengan un comportamiento similar al de los supuestos en el modelo de cálculo. (CIRSOC 301-EL, Secciones B.9., C.1.1., J.1.)

Como hemos visto la resistencia de la sección frente a flexión y a corte depende en primer lugar de la relación de esbelteces de sus elementos componentes, por lo que dicha relación es el primer factor a considerar.

7.4.2.- Vigas de perfiles laminados.

En general, y para luces bajas y medias, son la solución más económica siempre que exista disponibilidad de los perfiles necesarios.

La sección mas apta es la **doble te**. En la **C** si el plano de carga no pasa por el centro de corte hay torsión. Los **T** y **L** son muy poco eficientes, en especial este último. Los elementos planos de la sección transversal de los perfiles laminados tienen en general un relación de esbeltez local λ menor o igual a λ_p , por lo que son secciones compactas (Capítulo 5 . **Sección 5.4.2.**). Sin embargo en cada caso conviene hacer la verificación en base a la **Tabla B.5-1**. Por lo anterior el Momento Nominal para los estados límites de plastificación, pandeo local de ala y pandeo local de alma es el Momento Plástico : $M_p \leq 1,5 M_y$ (ver **Secciones 7.3.2.(a), 7.3.2.(c), 7.3.2.(d), y 7.3.7.**).

Para el estado límite de pandeo lateral el momento nominal va a depender de L_b y el diagrama de momento. (**Sección 7.3.2.(b)**)

Para el corte se deberá analizar si se alcanza el esfuerzo de corte de plastificación según la esbeltez del alma, dado que en general no se utilizan rigidizadores. (Fórmulas **(7-46), (7-50)**).

En el **dimensionado de perfiles laminados** generalmente es el momento flector requerido el que determina la sección necesaria y muy raramente existen problemas de corte.

El proceso de dimensionado no es directo excepto que el perfil esté lateralmente arriostrado en toda su longitud y sea compacto.

- Si el perfil es de sección compacta y está lateralmente arriostrado en toda su longitud se determina el Momento Nominal necesario (kN.m) haciendo $M_u = M_d$ resulta

:

$$M_{n,nec} = M_u / \phi_b \quad M_u = \text{momento requerido (kN.m)}$$

Luego de Ecuación **(7-4a)**(página 200) $(\text{cm}^3) Z_{nec} = (M_{n,nec} / F_y) \cdot 10^3$ si $Z/S \leq 1,5$

$$\text{ó} \quad (\text{cm}^3) S_{nec} = (M_{n,nec} / 1,5 F_y) \cdot 10^3 \quad \text{si } Z/S > 1,5$$

(F_y en MPa.)

Con el módulo plástico Z_{nec} o el módulo elástico S_{nec} **necesarios** se busca el perfil más pequeño que tenga módulos iguales o superiores a los necesarios.

Luego se verifican:

(a) el estado límite de corte (**Sección 7.3.3**) (Página 220).

(b) con las reacciones de apoyo y eventuales cargas concentradas los estados límites de cargas

concentradas (**Sección 7.3.5**) (Página 231).

- Si el perfil de sección compacta no está lateralmente arriostrado en toda su longitud, para perfiles **doble te, C o cajón**, a partir de los parámetros del perfil obtenido en el paso anterior (**J** y **A**) con las ecuaciones **(7-16)**, **(7-16a)** ó **(7-17)**, **(7-17a)** según corresponda, se obtiene la máxima distancia entre arriostamientos L_p para que se pueda desarrollar el momento plástico si el diagrama de momentos es uniforme. Para otros diagramas de momentos con la ecuación **(7-8)** se puede determinar el máximo L_b para desarrollar el Momento Plástico. Si la máxima distancia no arriostrada determinada es posible de materializar, el dimensionado queda terminado. Si no es así habrá que adoptar una sección mayor y proceder por tanteos siendo determinante en éste caso el estado límite de pandeo lateral (**Sección 7.3.2.b**).

Para otras formas seccionales (tes, doble ángulo en contacto continuo, ángulos simples) si el perfil no está arriostrado lateralmente en toda su longitud, hay que proceder por tanteos para obtener el perfil laminado que desarrolle el Momento Nominal M_{nrec} determinado.

- Si la sección fuera no compacta (caso muy poco probable en perfiles laminados) esté o no lateralmente arriostrada en toda su longitud, hay que proceder por tanteos a determinar la sección necesaria a partir de los momentos nominales de los estados límites de pandeo local de ala o de alma, o el de pandeo lateral si correspondiera.

7.4.3.- Vigas de perfiles laminados con platabandas.

Cuando el diagrama de momentos no es uniforme a lo largo de una viga, la utilización de un perfil de un módulo plástico Z necesario determinado para la sección de máximo momento flector, puede no ser económico sobre todo si la viga es de cierta longitud, pues en la mayoría de las secciones está sobrando material. En ese caso puede ser mas conveniente utilizar un perfil laminado mas chico que cubra las necesidades de una parte del diagrama y para la zona de máximos momentos reforzarlo con el agregado de platabandas soldadas o abulonadas al perfil. (**Figura 7-34**)

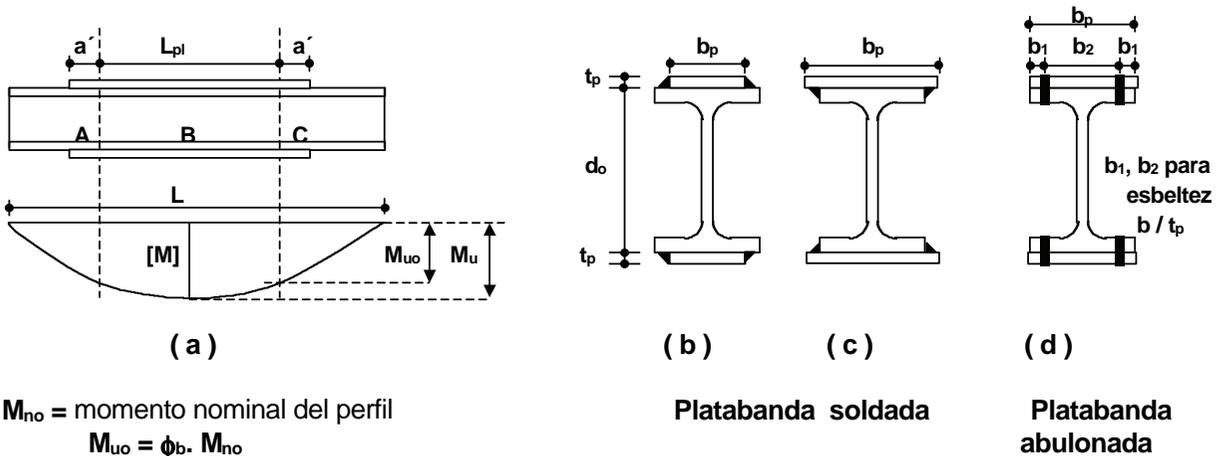


Figura 7-34

Vamos a suponer que los arriostramientos para pandeo lateral se encuentran a una distancia menor o igual a L_p o a la necesaria para desarrollar el momento plástico y que la sección del perfil es compacta. Es de hacer notar que el agregado de platabandas tiene sentido práctico sólo cuando se cumplen las condiciones antedichas.

Para que en la sección (perfil + platabanda) se pueda desarrollar el momento plástico es necesario que en la platabanda $(b_p / t_p) \leq \lambda_p$ (Caso 10; Tabla **B.5-1**. $\leq 500 / \sqrt{F_y}$). Con ello tenemos la máxima relación ancho-espesor posible de la platabanda.

Para tener el mínimo volumen de ala se puede seguir aproximadamente el siguiente criterio:

- Variación lineal de momento
- Variación parabólica de momento



$$L_{pl} = L/2 \quad \text{con } A_{fp} / A_{fo} \approx 1$$

$$L_{pl} = (2/3)L \quad \text{con } A_{fp} / A_{fo} \approx 0,8$$

Siendo: L_{pl} = longitud de platabanda. L = luz de la viga
 A_{fp} = área de la platabanda A_{fo} = área del ala del perfil

Se determina el perfil necesario (Z_o) para el momento M_{uo} correspondiente a la sección A , como vimos en la sección anterior.

Para la sección perfil + platabanda debe ser $(\text{cm}^3) Z_{nec} = (M_u / \phi_b \cdot F_y) \cdot 10^3$ (7-84)

Si la sección es abulonada se deberán tener en cuenta las ecuaciones (7-1) ó (7-3) por si es necesaria una reducción de la sección por los agujeros.

Siendo: $Z_{nec} = Z_o + Z_p$ se obtiene la parte del módulo plástico que aporta la platabanda Z_p

$$Z_p = Z_{nec} - Z_o = 2 A_p \cdot [(d + t_p) / 2] \quad (7-85)$$

de (7-85) se obtiene el área de la platabanda necesaria A_p y siendo $\lambda_{pl} = (b_p / t_p)$ se puede poner:

$$A_p = b_p \cdot t_p = \lambda_{pl} \cdot t_p^2 = b_p^2 / \lambda_{pl} \quad (7-86)$$

de la ecuación (7-86) se puede despejar el espesor o el ancho de la platabanda en función de la relación de esbeltez que se fija con la condición de que se desarrolle el momento plástico.

En el CIRSOC 301-EL, Capítulo B, Sección B.10. se establecen las especificaciones para las vigas y vigas armadas con platabandas.

En platabandas soldadas el ancho no tiene limitaciones excepto en un caso como el indicado en (c) de la Figura 7-34 donde la parte volada queda limitada en función de la relación de esbeltez límite. El espesor tiene que compatibilizarse con el del ala del perfil para la unión soldada.

Para platabandas abulonadas el ancho queda prácticamente determinado por el gramil del perfil y el diámetro de los bulones (Figura 7-34 (d)). El área total de platabandas no puede superar el 70% del área total de las alas del perfil.

La unión entre perfil y platabanda deberá ser continua para que la sección sea compacta. Esta unión continua deberá extenderse hasta la sección en que el momento flector requerido sea igual al Momento Elástico $M_y = (S_{total} \cdot F_y) \cdot 10^{-3}$ (S_{total} = módulo elástico de perfil + platabanda). La unión deberá transmitir la fuerza rasante por unidad de longitud ($V_u \cdot Q_p / I_t$) (kN/cm) siendo Q_p (cm^3) el momento estático de la platabanda con respecto al eje neutro e (I_t) (cm^4) el momento de inercia de la sección completa. Las uniones abulonadas deberán cumplir con las máximas separaciones permitidas para elementos en compresión o en tracción. (ver Capítulo 2).

Las platabandas deben extenderse mas allá de los puntos teóricos necesarios en una longitud a' .

(ver Figura 7-34 y Figura 7-35).

En el punto teórico la platabanda está sometida a una fuerza:

$$(\text{kN}) P = \sigma_{mp} \cdot A_p \cdot (10)^{-1} \quad \text{siendo} \quad (\text{MPa}) \sigma_{mp} = M_{uA} \cdot (d + t) (10)^3 / 2 \cdot I_t \quad (\text{Figura 7-35 (a)}).$$

Esa fuerza debe ser transmitida por los medios de unión en la longitud a' .

- **La unión abulonada** debe ser del **tipo de deslizamiento crítico** para asegurar que no haya deslizamiento relativo entre el perfil y la platabanda. La longitud a' será la necesaria para alojar los bulones necesarios para transmitir P .

- Para **unión soldada** los cordones deberán transmitir **P** y como mínimo se deberá cumplir lo indicado en la **Figura 7-35 (b)**.

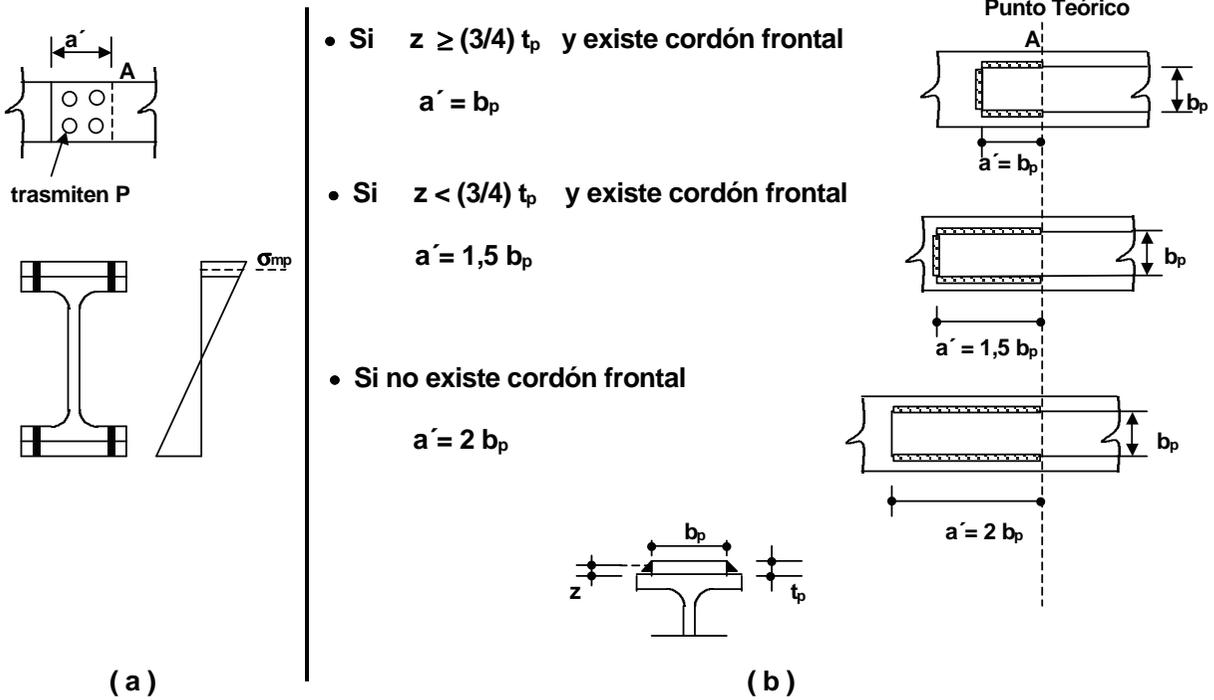


Figura 7-35

7.4.4.- Vigas armadas.

Cuando los momentos flectores son importantes los perfiles laminados disponibles pueden no ser suficientes aún con el agregado de platabandas. Además el alma de los perfiles laminados es poco esbelta y como colabora poco en el Momento Nominal, para un mejor aprovechamiento del material puede convenir aumentar la esbeltez del alma. Así las alas, que mas aportan para el Momento Nominal, se encontrarán mas separadas y el alma pesará relativamente menos. Se generan así las **vigas armadas** por unión de placas con soldadura o bulones. Las formas seccionales mas comunes de vigas armadas son las de la **Figura 7-36**. Si la esbeltez del alma es mayor a λ_r se llaman vigas armadas de alma esbelta y tienen un tratamiento especial en las especificaciones, tratamiento que en realidad sólo difiere formalmente del caso general. En esta sección se analizan de las vigas armadas.

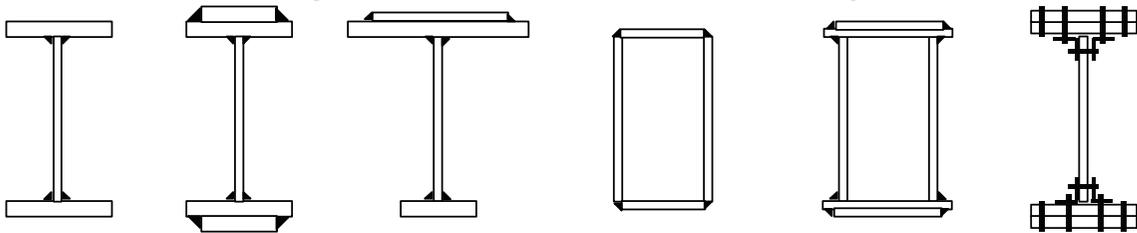


Figura 7-36

En el proyecto de una viga armada se deberá considerar:

- (1) Adecuados módulos **S** o **Z** para generar el Momento Nominal necesario.
- (2) Esbeltez local de las placas de ala y alma para definir las tensiones críticas normales.
- (3) Arriostramientos necesarios para pandeo lateral.
- (4) Esbeltez local del alma y eventuales rigidizadores transversales a fin de generar el esfuerzo de corte nominal necesario.
- (5) Control de estados límites por acción de cargas concentradas.
- (6) Adecuada rigidez a flexión para no superar las deformaciones admisibles en servicio.

Generalmente la sección es doblemente simétrica aunque a veces para mejorar el comportamiento frente a pandeo lateral se pueden usar secciones doble te de simple simetría.

Si el momento flector varía apreciablemente a lo largo de la viga es conveniente partir de una sección base (ala y almas) que cubra una parte del momento, e ir agregando platabandas para cubrir momentos crecientes.. Se pueden usar los criterios dados para perfiles con platabandas para tener el mínimo volumen de ala. El número de platabandas agregadas a la sección base no es conveniente que sea mayor de tres. En secciones abulonadas el área total de platabandas no debe exceder el **70%** del total del área del ala. (CIRSOC 301-EL, Sección B.10.)

- Para iniciar el diseño de la sección se puede determinar aproximadamente la **altura del alma** con los siguientes criterios y expresiones deducidas a partir de un mínimo consumo de material:

(1) Si se parte de una esbeltez $\lambda_w = h/t_w$ deseada

$$h = \sqrt[3]{3 M_u \cdot \lambda_w / 1,8 \cdot f} \quad (\text{en unidades compatibles})$$

M_u = momento requerido máximo.

f = tensión promedio del ala, cuando la fibra mas alejada del eje neutro está sometida a la tensión crítica F_{cr} .

La tensión crítica en el extremo del ala ($\leq F_y$) estará determinada según cual sea el estado límite predominante según **Sección 7.3.1.(A)** y será calculada según corresponda de acuerdo a las **Secciones 7.3.2.(a), 7.3.2.(b), 7.3.2.(c) ó 7.3.2.(d)**. con las fórmulas de la tensión crítica o desde las fórmulas de los momentos nominales. Será el proyectista quien fije el criterio de diseñar una sección que alcance a desarrollar el momento plástico o no, en función de las distancias entre arriostramientos laterales y de la esbeltez local dadas a las alas y al alma. En general resulta más económico llegar a desarrollar M_p pero a veces por condiciones de rigidez flexional quedan determinadas alas con esbeltez menor a λ_p .

Para **vigas armadas** (alma no esbelta) el alma alcanza la tensión F_y (ver fórmulas **(7-30a)** y **(7-30b)**) y no hay pandeo local del alma por tensiones normales.

El **espesor del alma** resulta de la esbeltez local elegida.

(2) Si se parte de un espesor de alma mínimo t_w por razones de disponibilidad comercial, o por seguridad contra la corrosión :

$$h = \sqrt{3,33 M_u / f \cdot t_w} \quad (\text{en unidades compatibles})$$

En este caso habrá que controlar la esbeltez del alma h/t_w .

- Obtenidas las dimensiones del alma se pueden determinar las **dimensiones de las alas**.

Para ello se determinará el **Z** o el **S** necesario de la sección total según se desarrolle o no el momento plástico, lo cual estará definido por las esbelteces locales de las alas o el alma y las condiciones de arriostramiento lateral. Para ello se usarán las fórmulas derivadas de las expresiones del momento nominal para los estados límites correspondientes. Si se usan platabandas se utilizarán los progresivos momentos requeridos en las secciones correspondientes. Las platabandas se prolongarán mas allá del punto teórico de igual manera a lo visto para perfiles laminados.

El ancho del ala para secciones doble te (b_f) puede tomarse entre 0,25 y 0,30 de la altura del alma determinada por las fórmulas anteriores.

El espesor del ala resulta del criterio elegido para la relación de esbeltez λ_f (menor o mayor a λ_p).

- Definida la sección se verificará que no sean superados los estados límites para flexión, corte y cargas concentradas con las expresiones vistas. Si es necesario se dimensionarán los rigidizadores transversales. También se verificará en estado de servicio la deformación de la viga.

- Las uniones entre alas y alma y entre ala y platabandas deberán transmitir la fuerza rasante por unidad de longitud originada por la flexión y determinada por la fórmula de Jouraski. **Serán continuas** en las zonas de la viga donde la sección sea compacta y se desarrolle el momento plástico. (Capítulo 5, **Sección 5.4.2.**, Página 166). Conviene extender la unión continua hasta las secciones donde sólo sea necesario desarrollar el momento elástico M_y . A partir de dichas secciones las uniones pueden ser discontinuas. Para los cordones de soldadura de filete o penetración parcial que unan los elementos componentes de la viga armada **no es necesario** considerar las tensiones de tracción o compresión paralelos al eje de los cordones y originados por el momento flector. (CIRSOC 301-EL, Tabla J.2-5, Observación (e)) La unión ala y alma deberá también ser proyectada para transmitir las cargas aplicadas sobre el ala excepto para las cargas concentradas que se transmitan por rigidizadores de fuerza.
- Cuando sea necesario realizar **empalmes** los mismos se proyectarán con el procedimiento que se indica mas adelante.

7.4.5. Empalmes de vigas y vigas armadas.

En muchos casos es necesario realizar empalmes entre partes de una viga o viga armada para obtener la longitud total de la misma. Esto ocurre porque :

(a) la longitud comercial disponible de perfiles (6m, 12m) y chapas casi nunca coincide con la longitud de la viga. (b) Los medios de transporte disponibles para llevar la viga del taller a la obra limitan el largo del tramo posible de transportar.

Los empalmes pueden ser soldados o abulonados. En general es más conveniente realizar los empalmes soldados en taller por las mejores condiciones de trabajo. Si se deben ejecutar en obra serán proyectados para permitir una cómoda posición del operario a fin de garantizar una buena unión soldada. Los empalmes abulonados son en general más aptos para ejecutar en obra.

Siendo el empalme una sección con una menor confiabilidad que el resto por la presencia de uniones no es conveniente realizarla en la sección de máximo momento o en la de máximo corte.

El CIRSOC 301-EL en el Capítulo J, Sección J.7. establece que en general la unión (medios de unión y cubrejuntas si los hubiera) debe ser **dimensionada para resistir las sollicitaciones resultantes del momento flector y esfuerzo de corte requeridos en la sección**. Además agrega a esa condición que resista por lo menos el **50%** de **las resistencias requeridas a flexión y a corte de la barra** (perfil o viga armada) que se empalma. Esta exigencia puede ser mayor que la primera si el empalme se realiza en una sección de bajo momento y/o corte. La exigencia se justifica para evitar empalmes muy débiles que pueden ser peligrosos frente a un cambio de las condiciones de carga previstas, fundamentalmente una modificación de la posición de la misma .

Si la viga **no tiene arriostamiento continuo para pandeo lateral** se deberá **colocar una riostra lateral en la sección de empalme** o proyectar el empalme **con igual momento de inercia con respecto al eje débil** que la viga.

- Los **perfiles laminados** pueden ser empalmados por:

(1) unión soldada a tope en la misma sección, siendo conveniente que sea de penetración completa para evitar excentricidades (**Figura 7-37(a)**). En este caso, la unión debe desarrollar las resistencias de diseño totales de la menor de las secciones empalmadas;

(2) unión soldada a tope con alas y alma empalmadas en distintas secciones (**Figura 7-37(b)**) con igual exigencia que la anterior;

(3) unión soldada a tope con un cubrejunta en el ala traccionada (**Figura 7-37(c)**) preferible a la primera y con las mismas exigencias;

(4) uniones soldadas o abulonadas con cubrejuntas de alas y alma (**Figura 7-37 (d)**).

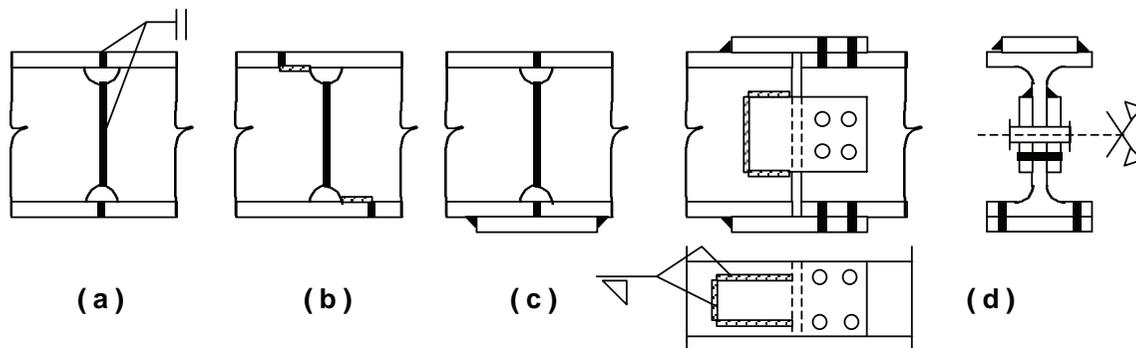


Figura 7-37

En el Capítulo J, Sección J.7. del CIRSOC 301-EL se establece también que, en los empalmes con cubrejuntas, éstos se dispondrán de manera que las fuerzas que transmitan tengan una distribución similar a la de las fuerzas internas en las secciones que se empalman.

Por ello en los empalmes con cubrejuntas el momento debe ser transmitido por los cubrejuntas de alas y alma y el corte sólo por el cubrejunta de alma. Los cubrejuntas de ala transmitirán la parte de momento requerido que toman las alas de la sección del perfil (M_{uf}). Los cubrejuntas de alma la parte de momento requerido que toma el alma o almas (M_{uw}).

La distribución del momento entre alas y alma va a depender de si la sección está plastificada o en régimen elástico bajo la acción del momento requerido. En el primer caso los momentos se distribuyen en función de la parte que aportan alas y almas al módulo plástico Z . En el segundo caso, que es el más común por estar el empalme generalmente algo alejado de la sección de máximo momento, la distribución se hace en función de la parte que aportan alas (I_f) y alma (I_w) al momento de inercia de la sección transversal (I) (Figura 7-38)

$$I = I_f + I_w$$

En esta situación (kN.m) $M_{uf} = (M_u \cdot I_f) / (I_f + I_w)$ (kN.m) $M_{uw} = (M_u \cdot I_w) / (I_f + I_w)$

La fuerza de tracción o compresión que debe transmitir el cubrejunta de ala, (P_f (kN)) será aproximadamente:

$$P_f = (10)^2 \cdot M_{uf} / d \quad d = \text{altura del perfil (cm)}$$

Con esa fuerza se dimensiona el cubrejunta a tracción y compresión según lo visto en los **Capítulos 3 y 4** respectivamente. La unión cubrejuntas-ala se dimensionará según lo visto en el **Capítulo 2**.

Los cubrejuntas de alma deberán dimensionarse con una doble condición.

(a) su momento de inercia (I_{cw}) con respecto al eje neutro debe tener con respecto al momento de inercia de los cubrejuntas de ala (I_{cf}) referido al mismo eje, la misma relación que los momentos de inercia de alma y ala del perfil a empalmar. O sea

$$I_{cw} = I_{cf} \cdot (I_w / I_f) \quad \text{siendo } I_{cf} = A_{cf} \cdot (d + t_{cf})^2 / 2$$

A_{cf} = área del cubrejunta de ala. (cm²) t_{cf} = espesor del cubrejunta de ala. (cm)

(b) los cubrejuntas y la unión deberán resistir el momento requerido que viene por el alma M_{uw} y todo el esfuerzo de corte requerido en la sección V_u .

El dimensionado de los cubrejuntas de alma a flexión se hará como sección rectangular maciza según lo visto en este Capítulo. El dimensionado de la unión sometida a flexión y corte se hará según vimos en el **Capítulo 2**.

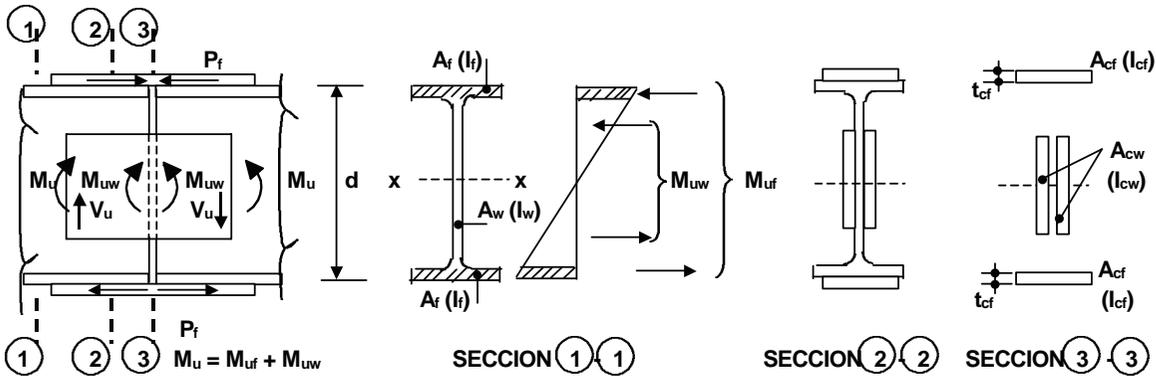


Figura 7-38

- Para los **empalmes de secciones de vigas armadas** se seguirá el mismo criterio visto para el empalme de perfiles laminados.

Los empalmes soldados (o eventualmente abulonados) de las chapas de alas y almas ejecutados en taller **no se harán** en la misma sección. En los empalmes soldados hechos en obra se tratará si fuera posible de no hacer coincidir en la misma sección el empalme de alas y almas. En los empalmes abulonados ejecutados en obra debe generalmente por razones prácticas hacerse coincidir en una misma sección el empalme de alas y alma

7.5.- PROYECTO DE VIGAS ARMADAS DE ALMA ESBELTA.

7.5.1.- Generalidades.

Las vigas armadas de alma esbelta son vigas armadas en las que la esbeltez local del alma supera el límite λ_r . Se utilizan para momentos flectores importantes que exigen gran altura de viga. A efectos de disminuir el peso del alma se le da gran esbeltez y para evitar su pandeo por acción de las tensiones tangenciales se colocan rigidizadores transversales. Para que tengan ventaja en la relación capacidad de momento / peso por metro deben tener áreas de alas importantes. Al superarse λ_r , en el borde comprimido del alma no se alcanza la tensión de fluencia por lo que disminuye la tensión máxima en el ala comprimida. Ello se refleja a través del factor $R_{PG} < 1$ (ver **Fórmulas 7-30a** y **7-30b**) y el material del ala queda algo desaprovechado. Esto se puede compensar con un ala traccionada algo menor que el ala comprimida para que sea la plastificación del ala traccionada el estado límite dominante, pues aumenta el λ_r (ver **Fórmula 5-15; Capítulo 5, Página 178**), el R_{PG} y el módulo elástico del ala comprimida (S_{xc}), aunque disminuye el módulo elástico del ala traccionada (S_{xt}).

En estas vigas aumenta el consumo de mano de obra por la colocación de rigidizadores, necesarios a excepción que sea muy bajo el corte y que no haya cargas concentradas, por lo que la conveniencia económica de su utilización debe ser bien estudiada. Para edificios no es demasiado conveniente su uso. En casos de grandes luces y cargas, como en puentes, sí puede resultar económica su utilización, pero para lograr que el alma comprimida desarrolle la tensión de fluencia resulta conveniente colocar también rigidizadores longitudinales en los paños de máximo momento.

Limitaciones de esbeltez del alma.

De acuerdo a lo dicho en la **Sección 7.3.2.(d)** y **Fórmulas (7-32)** y **(7-33)** (Página 216), siendo a la distancia entre rigidizadores transversales:

$$(a) \text{ Para } a/h \leq 1,5 \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{5.250}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (F_{yf} \text{ en MPa})$$

$$(b) \text{ Para } a/h > 1,5 \quad \frac{h}{t_w} \leq \frac{96.000}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf} + 114)}} \quad (F_{yf} \text{ en MPa})$$

$$(c) \text{ Para almas sin rigidizadores} \quad h/t_w \leq 260$$

7.5.2.- Resistencias de diseño a flexión, a corte y a cargas concentradas.

(1) Resistencia de diseño a flexión. El CIRSOC 301-EL en el Apéndice G, Sección A-G.2. determina la Resistencia de Diseño a flexión sólo para vigas doble te (alma simple) doble o simplemente simétricas. Se puede, con los mismos fundamentos, establecer la correspondiente a secciones cajón, pero la utilización de esta forma seccional con almas esbeltas es económicamente poco recomendable razón por la cual no se la incluye en el Reglamento ni en la Especificación base AISC-LRFD .

La Resistencia de Diseño a flexión es: (kN.m) $R_d = \phi_b \cdot M_n$ $\phi_b = 0,9$

El Momento Nominal M_n (kN.m) es el **menor valor** de los estados límites de **plastificación del ala traccionada** o **pandeo del ala comprimida**.

El estado límite de **pandeo del alma comprimida** no es analizado separadamente pues el mismo está considerado en el factor R_{PG} utilizado para determinar la tensión crítica del ala..

El **pandeo del ala comprimida** puede producirse por **pandeo local del ala** o por **pandeo lateral-torsional**.

Las fórmulas de aplicación se deducen de lo expresado en este Capítulo en las Secciones **7.3.2.(a)**., **7.3.2.(b)**., **7.3.2.(c)**. y **7.3.2.(d)**. El pandeo lateral tiene un tratamiento simplificado que se describe mas adelante.

- **Plastificación del ala traccionada.**

$$M_n = R_e \cdot S_{xt} \cdot F_{yt} \cdot (10)^{-3} \quad (7-87)$$

S_{xt} = módulo elástico de la sección referido al ala **traccionada**. (cm³)

F_{yt} = tensión de fluencia del ala traccionada. (MPa)

R_e = factor de viga híbrida. = 1 para vigas homogéneas.

Este estado límite sólo puede ser determinante en vigas doble te de simple simetría con el ala traccionada de menor área que el ala comprimida pues en este caso S_{xt} es menor que S_{xc} .

- **Pandeo del ala comprimida.**

$$M_n = R_e \cdot S_{xc} \cdot R_{PG} \cdot F_{cr} \cdot (10)^{-3} \quad (7-88)$$

S_{xc} = módulo elástico de la sección referido al ala **comprimida**. (cm³)

$$R_{PG} = 1 - \frac{a_r}{1.200 + 300 a_r} \left(\frac{h_c}{t_w} - \frac{2.550}{\sqrt{F_{crf}}} \right) \leq 1 \quad (7-89)$$

(Ver Sección **7.3.2.(d)**. **Fórmula (7-30b)**)

h_c = doble de la distancia desde el baricentro de la sección a la cara interna del ala comprimida cuando la unión ala-alma es soldada y a la línea de bulones más próxima correspondiente al ala comprimida cuando ala y alma se unen con bulones. (Ver **Figura 5-14**). En doble te de doble simetría $h_c = h$ (h = altura del alma). (cm)

a_r = área del alma (A_w) dividida por área del ala comprimida (A_f) (≤ 10)
 F_{cr} = tensión crítica de compresión del acero del ala. (MPa)

La tensión crítica de compresión en el ala depende de si el estado límite es el pandeo lateral o el pandeo local del ala. Para cada uno de ellos están definidos los parámetros de esbeltez. (ver Secciones 7.3.2.(b). y 7.3.2.(c).). Según la relación de esbeltez se alcanza la plastificación del ala, estamos en zona inelástica o en zona elástica. (ver **Figura 7-5**, **Figuras 7-8 y 7-9**).

La relación de esbeltez para el estado límite de pandeo local es $\lambda = b/t_f$ y para pandeo lateral $\lambda = L_b/r_y$

Se puede expresar en general:

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_p \quad F_{cr} = F_{yf} \quad (7-90)$$

$$\text{Para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad F_{cr} = C_b \cdot F_{yf} \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq F_{yf} \quad (7-91)$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_r : \quad F_{cr} = \frac{C_{PG}}{\lambda^2} \quad (7-92)$$

Los parámetros de esbelteces y los factores C_b y C_{PG} serán los que corresponden a cada estado límite. Se tomará para incluir en la fórmula (7-88) el menor valor de tensión crítica de los obtenidos para ambos estados límites.

(a) Para estado límite de pandeo lateral- torsional.

Para estas vigas el CIRSOC 301-EL en la Sección A-G.2., analiza el pandeo lateral con un modelo simplificado que resulta conservador. Se considera la cabeza comprimida de la viga (formada por el ala comprimida y 1/3 de la altura comprimida del alma) como una columna de luz de pandeo igual a la distancia entre puntos de arriostramiento L_b y biarticulada. (**Figura 7-39**)

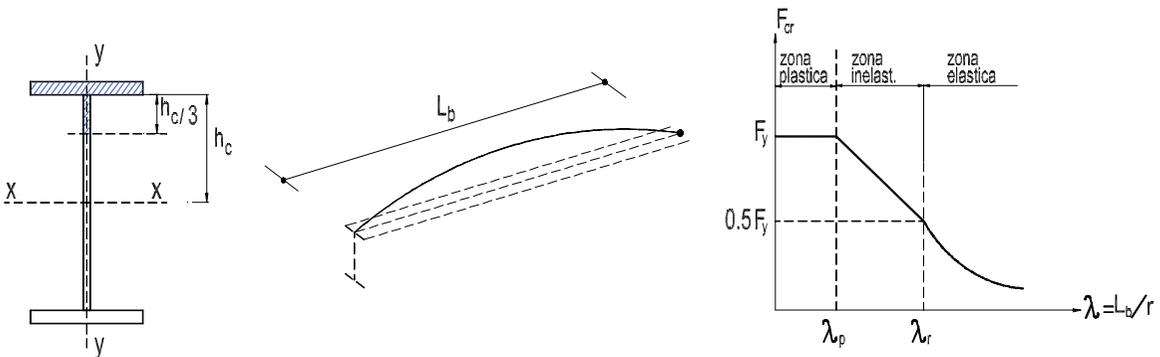


Figura 7-39

Se supone la viga sometida a momento uniforme. Las tensiones críticas para otros diagramas de momento se obtienen corrigiendo con el factor C_b (ver 7.3.2.(b)., **Fórmula (7-14)**, Página 205).

Para la esbeltez de la columna se considera el radio de giro con respecto a y - y de la cabeza comprimida antes descrita (r_T).

Se supone válida la carga crítica de Euler para la zona elástica y un límite de validez de zona elástica hasta que la tensión crítica de pandeo es igual a $0,5 F_y$.

En zona inelástica se considera variación lineal de la tensión crítica. La longitud no arriostrada límite para alcanzar F_y es la que corresponde a secciones doble te según **Fórmula (7-16)**. La longitud no arriostrada límite para zona elástica resulta de la igualación de la tensión crítica elástica al valor límite de $0,5 F_y$. Luego los valores a utilizar en las **Fórmulas (7-90), (7-91), (7-92)** según corresponda son:

$$\lambda = L_b / r_T \quad \lambda_p = L_p / r_T = \frac{788}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (F_{yf} \text{ en Mpa})$$

Para zona elástica: (MPa) $F_{cr} = C_b \cdot \pi^2 \cdot E / \lambda^2 = 1.970.000 C_b / \lambda^2$ (con $E = 200.000 \text{ MPa}$)

$$\lambda_r = \frac{1.985}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (F_{yf} \text{ en MPa}) \quad (\text{de } F_{cr} = 0,5 F_{yf} = 1.970.000 / \lambda_r^2)$$

(MPa) $C_{PG} = 1.970.000 C_b$ (de la expresión de F_{cr} para zona elástica).

C_b se obtiene de **Fórmula (7-14)**

(b) Para estado límite de pandeo local de ala.

La esbeltez local del ala λ es la mitad del ancho del ala (b_f) sobre el espesor del ala (t_f).

La esbeltez límite para alcanzar la plastificación del ala se obtiene de la Tabla **B.5-1 Caso 2**.

El ala se considera en régimen elástico hasta una tensión crítica de $0,5 F_y$. La tensión crítica elástica de pandeo local (de Capítulo 5; **Fórmula (5-10)**, Página 175) es redondeando $F_{cr} = 180.650 \cdot k / \lambda^2$. Según vimos en el Capítulo 5 el factor k mide la rigidez relativa del alma con respecto al ala. Vimos asimismo que para secciones doble te variaba entre 0,763 y 0,35. La esbeltez límite λ_r resultará cuando en la fórmula anterior la tensión crítica F_{cr} sea igual a $0,5 F_y$.

El diagrama de momentos flectores no incide sobre la tensión crítica de pandeo local del ala por lo ella es independiente de C_b o equivalentemente $C_b = 1$.

En base a lo anterior los valores a utilizar en las **Fórmulas (7-90), (7-91), (7-92)** según corresponda son:

$$\lambda = b_f / 2 \cdot t_f$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_{yf}}}$$

En zona elástica: (MPa) $F_{cr} = 180.650 \cdot k / \lambda^2$

$$\lambda_r = \frac{604}{\sqrt{F_{yf} / k_c}} \quad (\text{resulta de } F_{cr} = 0,5 F_y = 180.650 \cdot k / \lambda_r^2)$$

$$C_{PG} = 180.650 \cdot k_c \quad (\text{MPa}) \quad k_c = \frac{4}{\sqrt{h / t_w}} \quad 0,35 \leq k_c \leq 0,763$$

$$C_b = 1$$

(2) Resistencia de diseño al corte.

Vale todo lo dicho para vigas armadas en la **Sección 7.3.3**. para la flexión alrededor del eje fuerte y en la **Sección 7.3.4**. para la flexión alrededor del eje débil.

En estas vigas de alma esbelta, cuando el alma está provista de los adecuados rigidizadores transversales, la consideración de la acción del campo a tracción aumenta notablemente la resistencia nominal a corte.

(3) Resistencia de diseño para acción de cargas concentradas.

Vale todo lo dicho para vigas y vigas armadas. (Sección **7.3.5.**, Página 231)

7.6.- FLEXION DISIMETRICA.

7.6.1. Resistencia de diseño a flexión.

Cuando el plano de flexión no contiene a uno de los ejes principales de la sección tenemos flexión disimétrica. Esta situación se da por ejemplo en una correa de cubierta inclinada por acción de las cargas gravitatorias o en vigas carril de puentes grúas bajo las acciones gravitatorias y de frenado del puente grúa. (Figura 7-40). En ambos casos la flexión está combinada con torsión, en el primero por no pasar el plano de carga por el centro de corte, y en el segundo por existir un momento torsor aplicado.

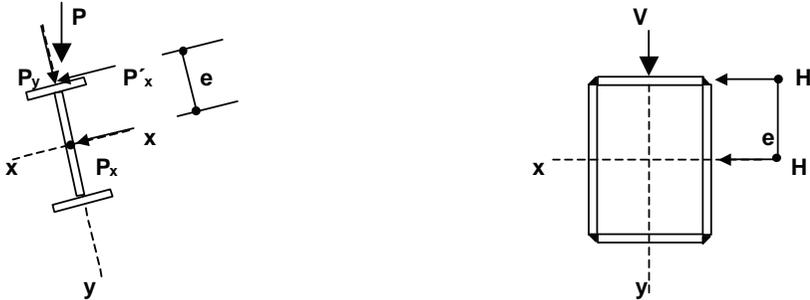


Figura 7-40

La resistencia nominal de una sección sometida a flexión disimétrica no es fácilmente determinable. Depende de la forma y dimensiones de la sección, de las intensidades relativas de los momentos según ambos ejes y de las condiciones de arriostramiento lateral. Mientras la sección está en régimen elástico vale para la máxima tensión normal f_n por efecto de los momentos requeridos

$$f_n = (M_{ux} / S_x + M_{uy} / S_y)$$

La condición límite de plastificación en un punto de la sección resulta:

$$M_{ux}/S_x + M_{uy}/S_y \leq F_y \quad \text{ó} \quad M_{ux}/S_x \cdot F_y + M_{uy}/S_y \cdot F_y \leq 1 \quad (7-93)$$

$S_x \cdot F_y$ es el momento nominal elástico con respecto a x .

$S_y \cdot F_y$ es igual al momento nominal elástico con respecto a y si la sección es de doble simetría y es igual o mayor al momento nominal elástico con respecto a y si la sección es de simple simetría.

Si la sección es compacta, dependiendo de la intensidad relativa de los momentos, puede comenzar la plastificación según una dirección o la otra. Además cuando la viga no está lateralmente arriostrada en toda su longitud puede ser determinante el pandeo lateral para la flexión alrededor del eje fuerte, el que resulta influenciado por la flexión en la otra dirección. Por todo ello la determinación exacta de la resistencia nominal es bastante compleja y muy difícil de generalizar en una expresión para las distintas formas seccionales y los diversos estados límites.

Una fórmula de interacción que resulta **conservadora cuando no hay torsión** se obtiene colocando en los denominadores de la fórmula (7-93) la Resistencia de Diseño para la flexión alrededor de cada eje ($\phi_b \cdot M_n$). Resulta así la fórmula de interacción adoptada por el CIRSOC 301-EL (Capítulo H) para **secciones de doble y simple simetría sujetas sólo a flexión disimétrica**

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \leq 1 \quad (7-94)$$

Para secciones sometidas a **flexión disimétrica y torsión** resulta conservador quedarse dentro del régimen elástico y definir el estado límite por la plastificación de un punto de la sección o por la tensión crítica de pandeo local o de pandeo lateral, la que sea menor. Así deberá ser:

(a) Para el estado límite de plastificación:

$$f_{un} \leq \phi \cdot F_y \quad \text{con } \phi = 0,9 \quad (7-95)$$

(b) Para el estado límite de pandeo local o pandeo lateral

$$f_{un} \leq \phi \cdot F_{cr} \quad \text{con } \phi = 0,85 \quad (7-96)$$

F_{cr} = es la tensión crítica de pandeo local o lateral, la que resulte aplicable, y obtenida para cada forma seccional. (MPa)

f_{un} = suma de tensiones elásticas normales debidas a la flexión y a la torsión. Se deberán sumar en cada punto con su signo y tomar el mayor valor de tracción y compresión para la comparación de cada estado límite. (MPa)

7.6.2. Resistencia de diseño al corte.

Por simplicidad se consideran las tensiones elásticas debidas a la flexión y a la torsión si la hubiera, debiendo sumarse todas las tensiones con su signo. Se obtiene en algún punto la máxima suma de tensiones tangenciales f_{uv} por acción de los esfuerzos de corte requeridos y momento torsor requerido. Debe cumplirse:

(a) Para el estado límite de plastificación bajo tensiones de corte

$$f_{uv} \leq 0,6 \cdot \phi_v \cdot F_y \quad \text{con } \phi_v = 0,9 \quad (7-97)$$

(b) Para el estado límite de pandeo por tensiones tangenciales.

$$f_{uv} \leq \phi_v \cdot \tau_{cr} \quad \text{con } \phi_v = 0,9 \quad (7-98)$$

τ_{cr} = tensión crítica tangencial. (MPa)

7.7.- DEFORMACIONES.

Se verificarán las deformaciones en estado de servicio o sea con la combinación de servicio mas desfavorable. (ver Capítulo 1, **Sección 1.4.3.4.**, Página 27). Las deformaciones de la viga deberán ser menores que las admisibles.

En vigas de alma llena se considerarán las deformaciones resultantes de la acción del momento flector despreciándose las provenientes de la acción del corte. Para flexión disimétrica se compondrán vectorialmente las deformaciones en ambos planos de flexión.

Para el cálculo se supondrá la viga en régimen elástico por lo que son válidas las fórmulas elásticas para flechas.

Se podrá dar una contraflecha a las vigas y vigas armadas para lo que, en la mayoría de los casos, resulta necesario disponer de la tecnología de fabricación adecuada. En general, la contraflecha conviene que no supere la deformación debida a la carga permanente.

7.8.- VIGAS RETICULADAS PLANAS .

7.8.1.- Generalidades.

Hemos visto en las vigas de alma llena que el momento nominal resulta fundamentalmente del aporte resistente de las alas, siendo en general muy pequeña la colaboración del alma , y también que es el alma la que provee la resistencia nominal al corte.

Luego, cuando la sollicitación dominante es el momento flector, para disminuir el consumo de material se aligera el alma reemplazando la chapa llena por una malla de barras articuladas (triangulación interiormente isostática) que resultan sometidas a esfuerzos axiales por acción del corte. (**Figura 7-41**).

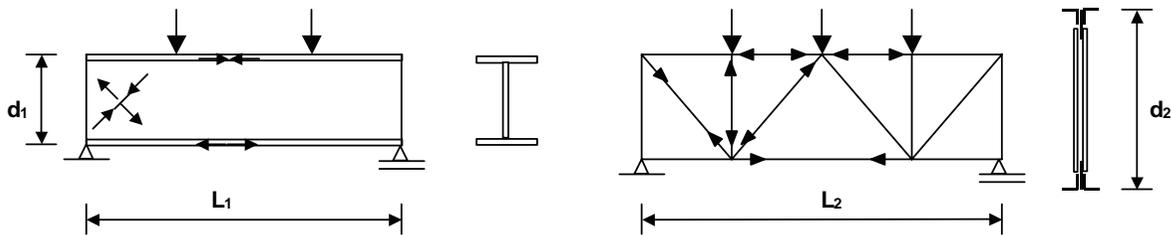


Figura 7-41

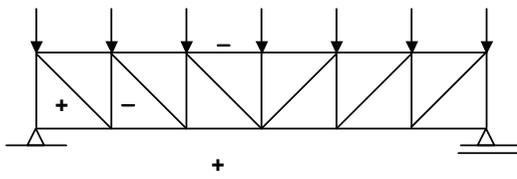
El momento flector es resistido por las barras de los cordones sometidas también a esfuerzos axiales, siempre que las cargas estén aplicadas en los nudos del reticulado. La mayor distancia entre los cordones no aumenta sustancialmente el peso, por lo que con el uso de vigas reticuladas se logra en general un menor consumo de material para salvar luces grandes y cuando no existen cargas concentradas importantes. Como contraparte el consumo de mano de obra, de medios de unión y de piezas auxiliares (por ejemplo chapas de nudo) aumenta, por lo que el proyectista debe realizar en cada caso un balance económico para definir la conveniencia económica del uso de vigas reticuladas o de alma llena. Existen además otros factores como pendientes de techo, expresión arquitectónica, esquema estructural, disponibilidad de altura, proceso de montaje etc. que pueden definir el uso de uno u otro tipo de viga.

Suponemos que el lector conoce la resolución de las vigas reticuladas. Para que las barras resulten sólo con esfuerzos axiales las cargas deben estar aplicadas en los nudos; la malla debe ser triangulada; debe cumplirse entre el número de barras (m) y el número de nudos (n) la relación $m = 2n - 3$ y los nudos deben ser articulados. En esas condiciones el reticulado es **interiormente isostático** y los esfuerzos axiales se obtienen por las ecuaciones de la estática, conocidas las cargas en los nudos y las reacciones de apoyo. Métodos de uso manual como el Ritter o el Cremona permiten encontrar dichos esfuerzos. Si las cargas no están aplicadas en los nudos o los nudos no son articulaciones aparecen también en las barras momentos flectores. Si el número de barras es superabundante el reticulado se hace interiormente hiperestático y ya no es resoluble por los métodos simples de la estática. Sobre todo ello volveremos más adelante.

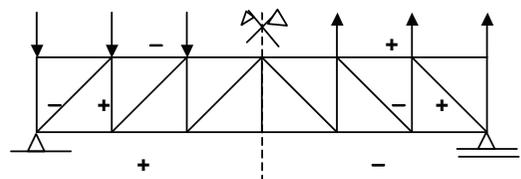
7.8.2.- Tipos de reticulados.

Algunos tipos de reticulados mas usuales se indican en la **Figura 7-42**. En general el diseño busca :

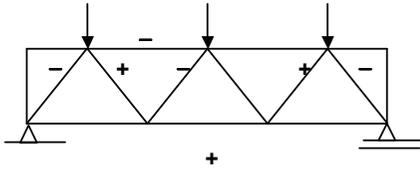
- (a) hacer mas corta la longitud de pandeo en el plano de los elementos comprimidos o eliminarlos del alma .
- (b) sistematizar la ejecución de nudos buscando la mayor cantidad de nudos iguales, una fácil unión entre barras con ángulos adecuados y si hay chapas de nudo que sean lo mas pequeñas posibles. Para ello conviene que el ángulo entre diagonales y cordones esté comprendido entre 45° y 60° .
- (c) que los nudos , si se suponen articulados , se comporten lo mas aproximadamente posible al modelo con lo que se evitan momentos flectores en las barras y se logra una mayor eficiencia del material. Este punto se ampliará mas adelante.



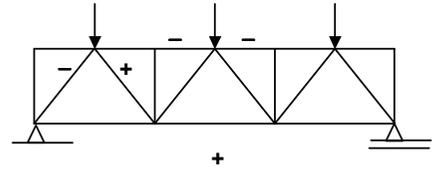
(a) PRATT



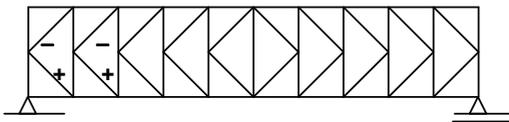
(b) HOWE



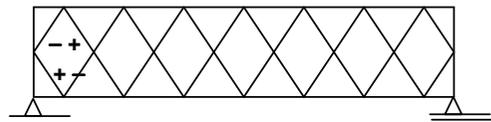
(c) WARREN



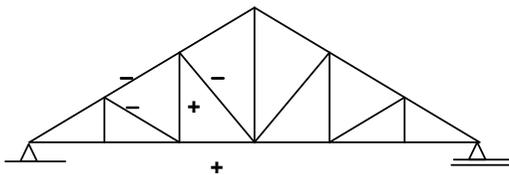
(d) WARREN CON MONTANTE



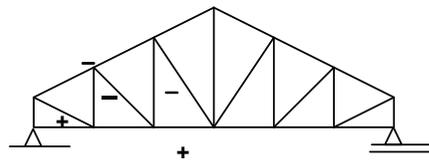
(e) K



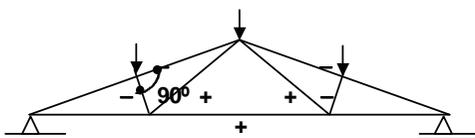
(f) ROMBO



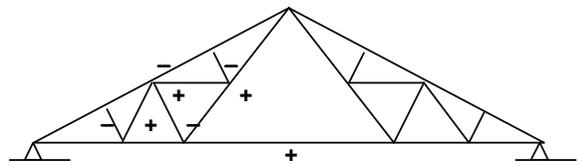
(g) INGLESA



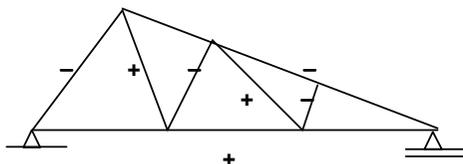
(h) INGLESA con montante extremo



(i) POLONCEAU (Belga)



(j) POLONCEAU DOBLE



(k) DIENTE DE SIERRA

Figura 7-42

En la **Pratt (a)** con cargas hacia abajo las diagonales (mas largas) resultan traccionadas y los montantes (más cortos) comprimidos por lo que es apta para cargas gravitatorias. En la **Howe (b)** se produce lo contrario por lo que es apta cuando los esfuerzos determinantes son hacia arriba; por ejemplo cuando la succión del viento supera las cargas gravitatorias. La **Warren (c)** al carecer de montantes tiene menor consumo de material en el alma pero tiene diagonales largas comprimidas y cordón comprimido largo. Es apta para cargas y luces pequeñas. Para mayores luces se puede acortar la luz de pandeo en el plano del cordón comprimido incorporando algunos montantes como se indica en **(d)**.

Para luces grandes la altura de la viga aumenta y para no tener diagonales comprimidas largas y disminuir la longitud de pandeo en el plano de montantes y cordones resultan aptos los tipos **Rombo (f)** y **K (e)**.

Los tipos de reticulados señalados, al tener altura constante, resultan con esfuerzos de intensidad variable en los cordones para diagramas de momentos no uniformes. Como por razones constructivas los cordones mantienen su sección constante o casi constante, existe un desaprovechamiento del material de los mismos. Para diagramas de carga uniforme (caso normal en cubiertas) se diseñan vigas cuya altura sigue aproximadamente la variación del diagrama de momentos flectores de manera de tener en los cordones esfuerzos de similar magnitud lo que permite un mejor aprovechamiento del material. Además facilitan el escurrimiento del agua. La tipo **inglesa (g)** tiene el inconveniente que todas las barras del alma tienen distinta longitud y todos sus ángulos de entrada a los nudos son diferentes lo que complica la fabricación. Además si la pendiente es menor que 30° el nudo de apoyo tiene un diseño complicado y si hay chapa de nudo, esta resulta muy grande. Para evitar este problema se puede utilizar con **montante extremo (h)** También hay diagonales largas comprimidas. En la tipo **Polonceau o Belga (i) (j)** las barras centrales entran al cordón superior a 90° . Hay nudos de geometría repetida y barras de alma de igual longitud lo que permite una sistematización en la fabricación. Además las barras comprimidas del alma son de poca longitud. La tipo **diente de sierra (k)** se utiliza para cubiertas donde se necesita una iluminación cenital lateralizada. Con el diseño indicado en la figura (diagonales a 90° con respecto al cordón comprimido) se logran diagonales comprimidas cortas y nudos sencillos.

7.8.3.- Aplicaciones de las vigas reticuladas.

Se utilizan como vigas de cubiertas de naves industriales (**Figura 7-43**), tanto simplemente apoyadas **(a) (b)** como continuas **(c)**; como pies y travesaños de pórticos **(d)**; como vigas principales de puentes peatonales **(e)**, camineros o ferroviarios; como planos horizontales **(f)** y verticales **(g a j)** para tomar fuerzas horizontales generadas por acciones exteriores (viento o sismo) o por el arriostramiento de elementos comprimidos o flexados. En este último caso además de los tipos vistos, es muy utilizado el reticulado llamado " Cruz de San Andrés " **(g)**. En estricto es interiormente hiperestático pero las diagonales tienen muy poca rigidez a flexión, por lo que al ser comprimidas pandean y por ello sólo son capaces de tomar tracciones. Luego, de hecho, el sistema es interiormente isostático pues según el sentido de la carga horizontal trabajan solamente los montantes y las diagonales traccionadas.

7.8.4.- Resistencia requerida de las barras.

- Las hipótesis básicas para que un reticulado funcione realmente como **plano** son :
 - (1)** Los ejes de las barras que forman el reticulado (cordones, diagonales y montantes) se ubican en el plano medio de la viga.
 - (2)** las cargas exteriores están contenidas en dicho plano medio de la viga.

Si alguna de estas hipótesis no se cumple hay torsión.

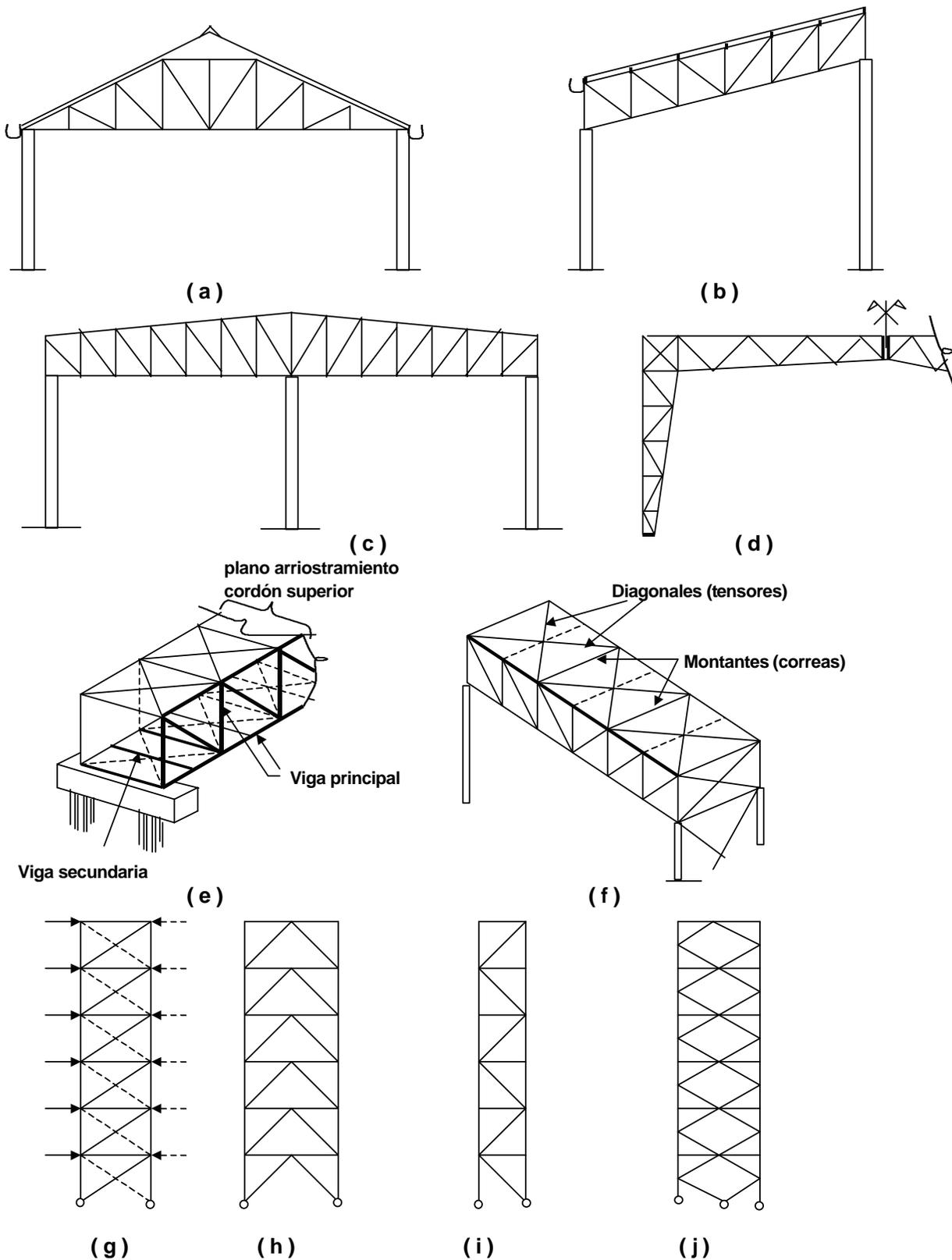


Figura 7-43

- Para que las barras **sólo tengan esfuerzos axiales** se debe cumplir:

- (1) Las fuerzas se aplican en los nudos.
- (2) Los ejes de las barras que concurren a un nudo se cortan en un punto.
- (3) Los centros de gravedad de los medios de unión que unen cartelas o chapas de nudo con barras deben coincidir con los ejes de gravedad de las barras.
- (4) Los nudos funcionen como articulaciones. Los nudos reales no son articulaciones que permiten el libre giro de las barras concurrentes, pero en los casos comunes y con un correcto diseño, esta hipótesis se cumple con bastante aproximación. Para que ello ocurra la esbeltez de las barras del alma no debe ser baja (mínimo 75 a 80) y los ángulos entre diagonales y cordones estar comprendidos entre 40° y 60° . Con ello tenemos nudos no demasiado grandes ni rígidos y si observamos una deformada como la de la **Figura 7-44**, vemos que, si las barras son esbeltas, el giro necesario se produce con un pequeño momento, por lo que para el dimensionado puede despreciarse su efecto y suponerlas sometidas sólo a fuerza axial.

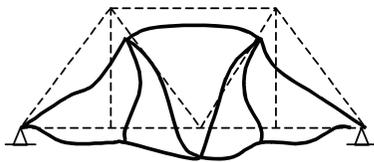


Figura 7-44

Si existen cargas aplicadas en los tramos de los cordones (no se cumple hipótesis (1)), en general puede despreciarse el momento que se trasmite a las barras del alma. Los cordones en general son más rígidos que las barras del alma y además la mayoría de las veces las cargas en tramos adyacentes de cordones son iguales por lo que el cordón funciona como una viga continua. (**Figura 7-45 (a)**).

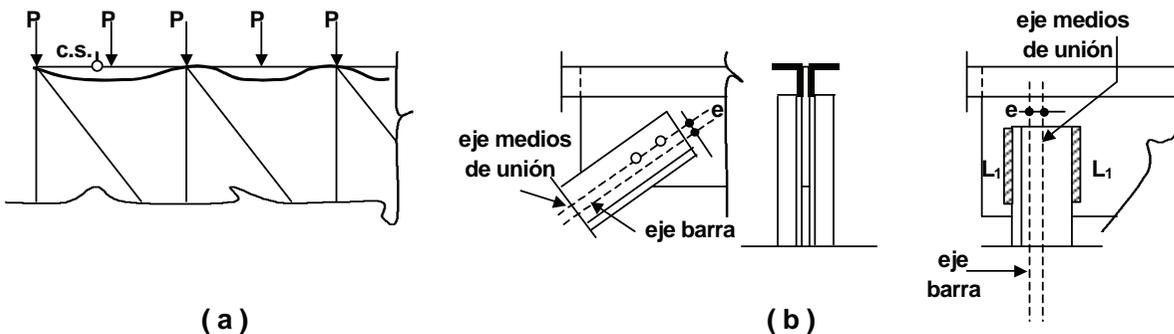


Figura 7-45

Si no se cumple totalmente la condición (3) y la excentricidad generada por los medios de unión es pequeña pueden despreciarse las tensiones secundarias producidas por el momento si la esbeltez de diagonales y montantes es suficiente. En general puede considerarse pequeña la excentricidad cuando el momento flector desarrollado es menor o igual al 20% de la menor Resistencia de diseño a flexión de las barras concurrentes. En el caso particular de angulares que se unen a la chapa de nudo (**Figura 7-45 (b)**) se puede considerar ese efecto a través del factor de longitud efectiva k según vimos en Capítulo 4 (**Figura 4-21**, Caso 3, Observación 3, Página 120).

Si los ejes de las barras que concurren a un nudo no se cortan en un punto (**Figura 7-46**) y la excentricidad es pequeña (del orden del radio de giro de la barra) aparece un momento en el nudo que en forma simplificada puede distribuirse entre las barras concurrentes al nudo en función de su relación momento de inercia-longitud de la barra (I/L). Las barras serán dimensionadas con la fuerza axial

resultante de la hipótesis de reticulado isostático y con el momento resultante de la excentricidad.

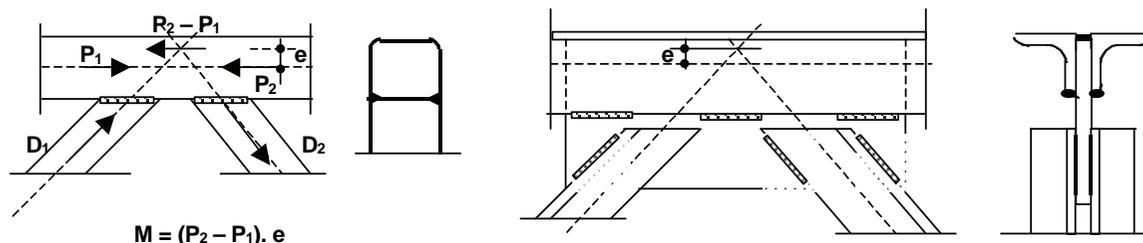


Figura 7-46

Debe tenerse especial cuidado en la consideración del comportamiento real de los apoyos (fijos o móviles) pues si no responden al modelo considerado en el cálculo (viga exteriormente isostática o hiperestática) resultan en las barras esfuerzos distintos a los calculados. En vigas reticuladas apoyadas en columnas (**Figura 7-43 (a),(b),(c)**) hay que considerar la estructura en su conjunto a fin de compatibilizar los corrimientos horizontales de los apoyos con los desplazamientos de las cabezas de las columnas. Así por ejemplo en el caso **(a)** si las columnas son iguales y tienen poca rigidez flexional relativa los apoyos de la viga se comportarán uno como fijo y el otro como móvil y la viga será simplemente apoyada. Si las columnas son relativamente muy rígidas podrán comportarse ambos apoyos como fijos y existirá una reacción horizontal que comprimirá el cordón inferior.

Si se cumplen las condiciones para que la viga sea interiormente isostática y se determinan correctamente las reacciones de vínculo los esfuerzos axiales de las barras se pueden obtener manualmente, por ejemplo, por el Método de Ritter. Lo más conveniente es obtenerlos desde un modelo del conjunto de la estructura con un programa de resolución de estructuras planas.

- Si no se cumplen las condiciones para que el reticulado sea interiormente isostático se tendrán que tomar los nudos rígidos y calcularse las solicitaciones en las barras con un programa de resolución de estructuras planas. Las barras resultarán solicitadas a fuerza axial y momento lo que lleva en general a barras más robustas y a mayor consumo de material y peso de la estructura.

7.8.5.- Criterios constructivos y formas seccionales de barras.

- Los cordones generalmente son pasantes y a ellos se unen los montantes y las diagonales. Se usa para los cordones una misma sección base en toda su longitud. A veces, si la forma seccional lo permite, se aumenta la sección base con platabandas en las barras más solicitadas. Si es necesario empalmar los cordones, éstos se empalman directamente y no a través de la chapa de nudo para que ésta no resulte sobresolicitada.

- Las diagonales y montantes se unen a los cordones indirectamente a través de chapas de nudo o directamente. La elección de una forma u otra de unión a veces depende y a veces queda determinada por la forma y dimensiones de las barras.

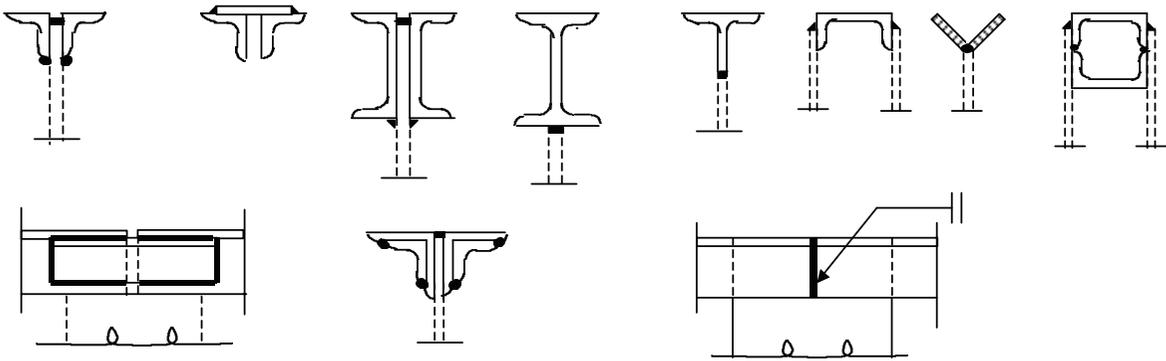
- Cuando se usa **chapa de nudo** las formas seccionales más comunes se indican en la **Figura 7-47** donde también se representa aquella en línea punteada.

- La elección de una forma seccional u otra depende entre otros factores de :

(a) si el cordón recibe fuerzas en puntos intermedios a través del apoyo de correas con lo que queda también flexionado. **(b)** de la relación entre la longitud de pandeo en el plano y fuera del plano y el necesario radio de giro resultante en cada dirección.

Para mejorar el comportamiento a compresión se unen las barras individuales con presillas intermedias formando columnas armadas del Grupo II.

CORDONES



DIAGONALES Y MONTANTES

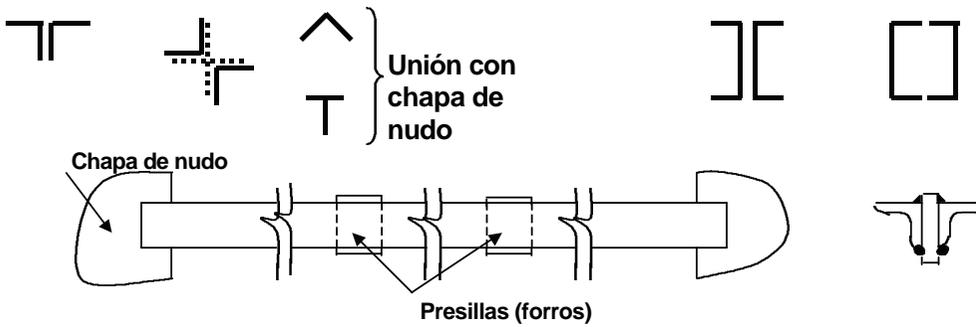


Figura 7-47

- Cuando se unen directamente las barras del alma a los cordones las formas seccionales mas utilizadas son las de la **Figura 7-48**.

Se pueden conformar secciones rectangulares o cuadradas con la unión de perfiles **C** soldados formando columnas de **Grupo I** o **Grupo II**. Se deben analizar los anchos de las barras que se unen para realizar una unión soldada efectiva.

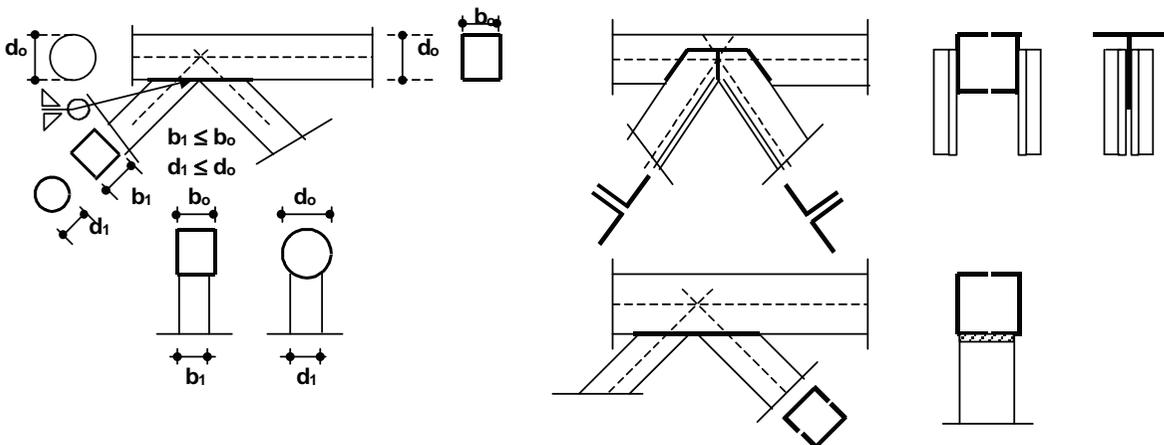


Figura 7-48

7.8.6.- Resistencia de diseño de las barras.

Las barras serán dimensionadas según el tipo de sollicitación que reciban. Las traccionadas según lo dicho en el Capítulo 3; las comprimidas según el Capítulo 4; las sollicitadas a flexo-axil según el Capítulo 8. Para las barras comprimidas o flexocomprimidas es fundamental la **longitud de pandeo en el plano o fuera del plano**.

Se determinará según se indica en el Capítulo 4, Sección 4.5.2., Página 119.

Debe garantizarse con el sistema de arriostramiento que los puntos considerados fijos para el pandeo fuera del plano, lo sean efectivamente. Se debe considerar la posibilidad de que con diferentes combinaciones de acciones cambie el signo del esfuerzo axial. Por ejemplo en vigas de cubiertas livianas es muy común que para la combinación sobrecarga útil (base) con peso propio resulte comprimido el cordón superior y para la combinación viento (base) con peso propio esté comprimido el cordón inferior. Si tenemos un plano de arriostramiento en el faldón, éste es apto para limitar la longitud de pandeo para la primera combinación pero inútil en la segunda para el cordón inferior, resultando éste con una longitud de pandeo L_{p1} . (Figura 7-49).

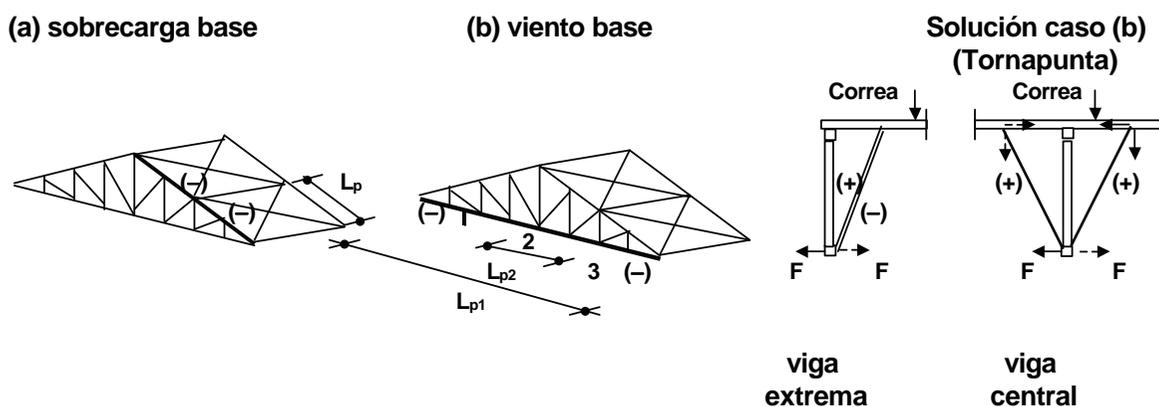


Figura 7-49

Para reducir la longitud de pandeo del cordón inferior a L_{p2} se debe colocar:

(1) otro plano de arriostramiento para el cordón inferior ó (2) una solución más económica proyectando un par de tornapuntas en los nudos 1,2 y 3. Cuando el cordón inferior trata de pandear los tornapuntas resultan traccionados transmitiendo la fuerza a las correas que resultan flexadas. La componente horizontal la toma el arriostramiento del cordón superior. Cuando tenemos un conjunto de vigas paralelas el tornapunta de la viga extrema debe ser apto para tracción y compresión. La fuerza F se puede tomar como el 2% de la compresión del cordón.

Es necesario en el proceso de transporte cuidar que no se produzca la deformación fuera del plano de la viga, dada la poca rigidez en esa dirección que normalmente poseen las vigas reticuladas planas.

Asimismo en el proceso de montaje se debe asegurar que no se produzca el pandeo lateral de la viga hasta que esté realizado el sistema de arriostramiento lateral.

7.8.7.- Nudos.

Si la **unión** entre las barras es **directa** se deberán dimensionar las uniones soldadas con las sollicitaciones requeridas de tracción, compresión y/o corte correspondientes según lo visto en el Capítulo 2.

Para uniones **directas** entre **tubos de sección rectangular, cuadrada o circular** se deberán verificar **además los estados límites de plastificación del cordón, punzonado, pandeo local de las paredes del cordón**. Estas verificaciones escapan al alcance de esta publicación pero se debe **advertir** al lector que en la mayoría de los casos **esos estados límites son los que determinan la resistencia de diseño de la unión**. Pueden encontrarse los procedimientos de verificación en el Reglamento CIRSOC 302-EL, la " Guía de diseño para nudos de perfiles rectangulares (RHS) y para nudos de perfiles tubulares circulares (CHS) bajo cargas predominantemente estáticas " editado por el Comité Internacional para el Desarrollo y el Estudio de la Construcción Tubular.(CIDECT) Edición 1996, versión en español; o en Eurocode 3, Anexo K; o en AISC Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections, 1997

Cuando la unión se hace a través de una **chapa de nudo** se deberán dimensionar los medios de unión y la chapa de nudo para resistir las solicitaciones requeridas.

Para los **medios de unión** se aplica lo dicho en el **Capítulo 2**.

Para la **chapa de nudo** valen las siguientes especificaciones: (CIRSOC 301-EL, Capítulo J, Sección J.5.)

La resistencia de diseño $\phi \cdot R_n$ (kN) será mayor o igual que la Resistencia Requerida para cada estado límite. La Resistencia Nominal R_n (kN) y los factores de resistencia ϕ serán los apropiados para la geometría y tipo de carga.

- Para la **fluencia por corte**

$$R_n = 0,60 \cdot A_g \cdot F_y \cdot (10)^{-1} \quad \phi = 0,9 \quad A_g = \text{área bruta a corte. (cm}^2\text{)}$$

- Para **compresión** se deberá analizar si corresponde el estado límite de pandeo o plastificación, según la esbeltez de la chapa de nudo.

La distribución de la fuerza transmitida por la barra se puede hacer en forma aproximada según la **Figura 7-50**.

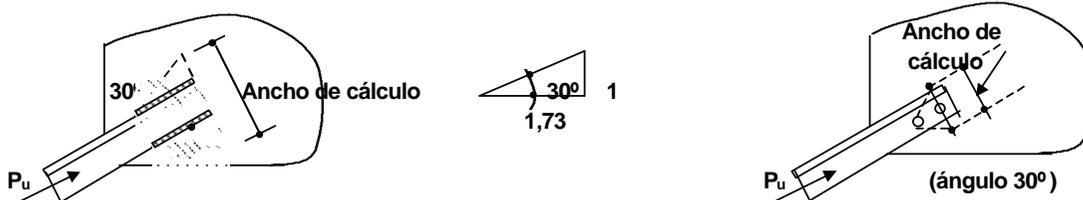


Figura 7-50

- Para chapas sometidas a fuerzas de **tracción** la resistencia de diseño será el menor valor de la correspondiente a los estados límites de fluencia del área bruta (A_g), rotura del área neta (A_n) o rotura por bloque de corte.

Para **fluencia por tracción:** $R_n = A_g \cdot F_y \cdot (10)^{-1} \quad \phi = 0,9$

Para **rotura por tracción** $R_n = A_n \cdot F_u \cdot (10)^{-1} \quad \phi = 0,75$

Siendo $A_n =$ Area neta a tracción de la chapa. (cm²) $A_n \leq 0,85 A_g$ (ver Página 84, punto (3))

Para **rotura de bloque de corte** se aplica lo visto en la **Sección 3.6.** del **Capítulo 3**, Página 86.

La distribución de la fuerza transmitida por la barra y la posición de los anchos brutos y netos se puede determinar considerando un ángulo de distribución de **30°** con respecto al eje de la barra similar al caso de **compresión**. Para uniones abulonadas el ancho neto se tomará en el eje del primer bulón.

En los siguientes ejemplos se indican las solicitaciones requeridas para cada elemento y las verificaciones necesarias.

Ejemplo 1: (Figura 7-51)

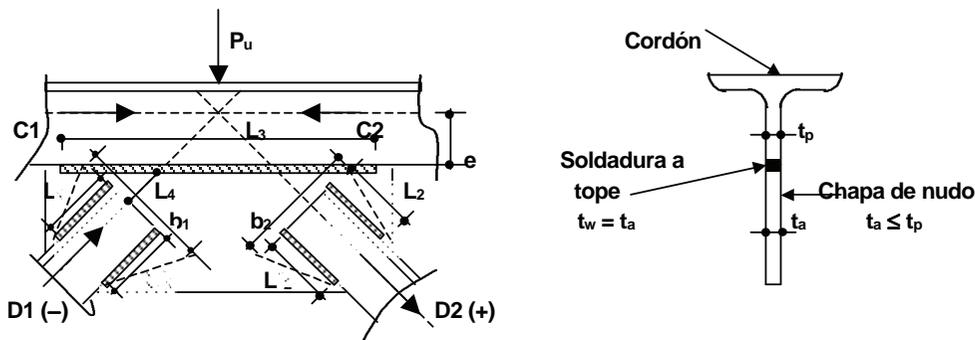


Figura 7-51

- Unión **D1** y **D2** con chapa de nudo. Con soldadura de filete.

Con la fuerza requerida se determinan las longitudes L_1, L'_1 y L_2, L'_2 de los cordones de soldadura de filete según el Capítulo 2. Se permite en este caso que $L_1 = L'_1$ y $L_2 = L'_2$. Puede ser necesario un cordón transversal.

- Unión chapa de nudo con cordón. Con **soldadura a tope con penetración completa**. El espesor de la chapa de nudo $t_a \leq t_p$ = espesor del alma del perfil del cordón.

La unión debe transmitir :

$$M_u = (C2 - C1) \cdot e$$

$$N_u = P_u$$

$$V_u = C2 - C1$$

La máxima tensión normal en el área efectiva de soldadura A_w es

$$f_{nw} = M_u / S_w + N_u / A_w \quad \text{con} \quad S_w = L_3^2 \cdot t_w / 6 ; \quad A_w = L_3 \cdot t_w$$

debe ser $f_{nw} \leq 0,9 F_y$ (Tabla J.2.5 de CIRSOC 301-EL .Capítulo 2. **Figura 2-33**)

La máxima tensión de corte en el área efectiva es:

$$f_{vw} = 1,5 V_u / A_w \quad \text{y debe ser} \leq 0,65 \times 0,60 \cdot F_E \quad (\text{Tabla J.2-5})$$

- Chapa de nudo.

Para D2 verificar fluencia por tracción con área = $b_2 \cdot t_a$
y verificar bloque de corte.

Para D1 si $L_4 / (0,30 \cdot t_a) \leq 30$ se verificará fluencia por compresión ya que no hay pandeo. Si la relación es mayor se verificará el estado límite de pandeo de la columna de ancho b_1 y longitud de pandeo L_4 .

Ejemplo 2: (Figura 7-52)

Lo diferente en este caso son las **soldaduras de filete** que unen el cordón con la chapa de nudo. (Cordones de soldadura A y B).

Suponemos que los cordones A y B tienen el mismo lado, y que existen dos cordones A y dos cordones B. En ese caso cada uno deberá resistir una fuerza cortante total igual a

$$V_i = V_u/4 + V_{ii}$$

$$V_u = (C2 - C1)$$

V_{ii} es la fuerza que le corresponde a cada cordón por el momento generado por la excentricidad e entre el eje de gravedad del cordón de la viga y el eje de gravedad de las áreas de los cuatro cordones de soldadura de filete A y B.

El momento será $(C2 - C1) \cdot e$ y la fuerza V_{ii} se obtendrá por la aplicación del teorema de Varignon.

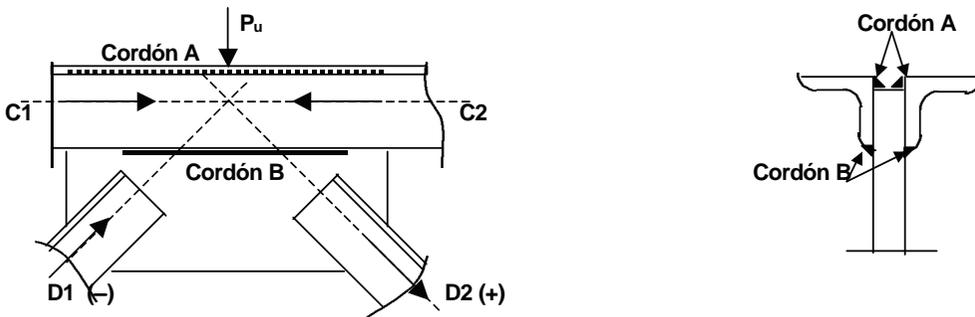


Figura 7-52

Además los cordones A y B deberán transmitir la fuerza P_u .

La tensión en la soldadura será

$$f_u = \sqrt{f_{v1}^2 + f_{v2}^2}$$

siendo:

f_{v1} = tensión de corte producida por V_i

f_{v2} = tensión de corte producida por P_u

Se comparará f_u con la tensión en el área efectiva de corte (de la Tabla J.2.5) = $0,60 \times 0,60 \times F_E$

7.8.8.- Deformaciones de vigas reticuladas

En las deformaciones de un reticulado flexado tiene importancia la deformación por corte del alma reticulada y la misma no puede ser despreciada. Las expresiones elásticas para determinar la flecha de una viga flexada de alma llena a partir de la carga o el momento flector, deben ser corregidas para considerar la influencia del corte.

Para ello se puede utilizar el Momento de Inercia modificado I_m obtenido a partir del radio de giro modificado r_m , que se deduce de la esbeltez modificada λ_m de una barra armada con el mismo dibujo la que se obtiene de lo indicado en la Sección 4.8.5., Subsección A-E.4.2. (Página 145). En el cálculo del valor auxiliar λ_1 se considera $n_o = 1$ (Tabla AE.4-2).

El cálculo de I_m se realiza según lo indicado en la Sección 12.1.11.6 (Página 375). El área transversal bruta A_g es el área de los cordones de la viga reticulada.

Las deformaciones se verificarán para cargas de servicio.

CAPITULO 8

BARRAS SOLICITADAS A FUERZA AXIL Y FLEXION

8.1.- GENERALIDADES.

Existen numerosos elementos estructurales sometidos simultáneamente a fuerzas axiales y a flexión (**flexión compuesta**). Por ejemplo: (ver **Figura 8-1**)

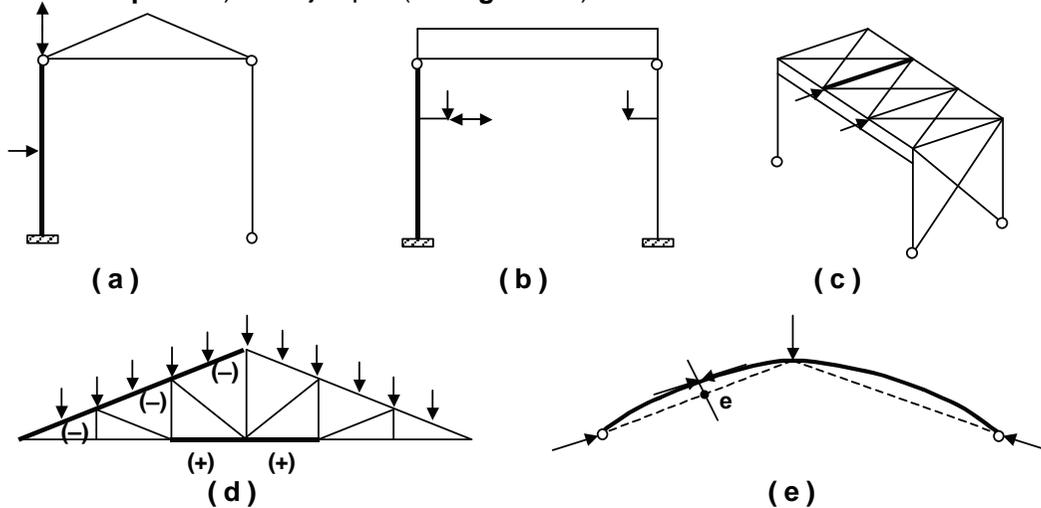


Figura 8-1

(a) Una columna exterior de una nave industrial bajo acción del viento como carga base y peso propio o peso propio y sobrecarga como cargas de acompañamiento. En este caso la fuerza axial puede ser de tracción o compresión.

(b) Una columna de nave industrial que recibe una viga carril bajo carga de puente grúa como base (de levantamiento y de frenado). La fuerza axial es de compresión.

(c) Una correa de cubierta o una viga secundaria de entrepiso que forma parte del sistema de rigidización horizontal. La carga axial es de compresión.

(d) El cordón superior de una viga reticulada bajo acción de sobrecarga como base cuando existen correas apoyando entre nudos. La carga axial es de compresión. Si fuera el cordón inferior en la misma situación la fuerza axial sería de tracción.

(e) Un arco de gran radio en el que la directriz no coincide con la curva de presiones.

Cuando una de las dos acciones (fuerza axial o flexión) es dominante, el efecto de la otra es relativamente pequeño y puede despreciarse, proyectándose el elemento para resistir la acción dominante, o sea considerarlo como un tensor, una columna o una viga. Pero en la mayoría de los casos deben tenerse en cuenta los efectos de ambas solicitaciones. Podemos llamar a los elementos flexo-comprimidos **vigas-columnas** y a los flexo-traccionados **vigas-tensores**.

Por ello cualquiera de los estados límites (y su correspondiente modo de falla) analizados en el estudio de los elementos solicitados a tracción, compresión y flexión puede ser determinante para un elemento sometido a flexión compuesta.

También es importante considerar que en las vigas-columnas la fuerza de compresión produce momentos adicionales actuando en la barra deformada por la flexión y que esos momentos se suman al requerido por aquélla. (**Figura 8-2**) (efecto de segundo orden) por lo que si dichos momentos son relativamente importantes deben ser considerados en el dimensionado.

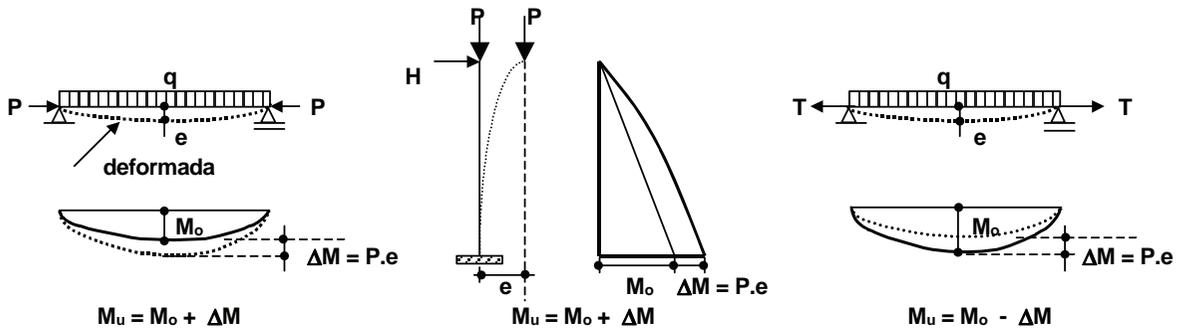


Figura 8-2

Si la fuerza axil es de tracción el momento secundario disminuye el momento requerido por lo que no considerar su efecto nos pone del lado de la seguridad.

8.2.- BARRAS DE SECCION SIMETRICA SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA. FÓRMULAS DE INTERACCIÓN.

- Supongamos una sección simétrica sometida a flexión simple y compresión . (Figura 8-3 (a)).

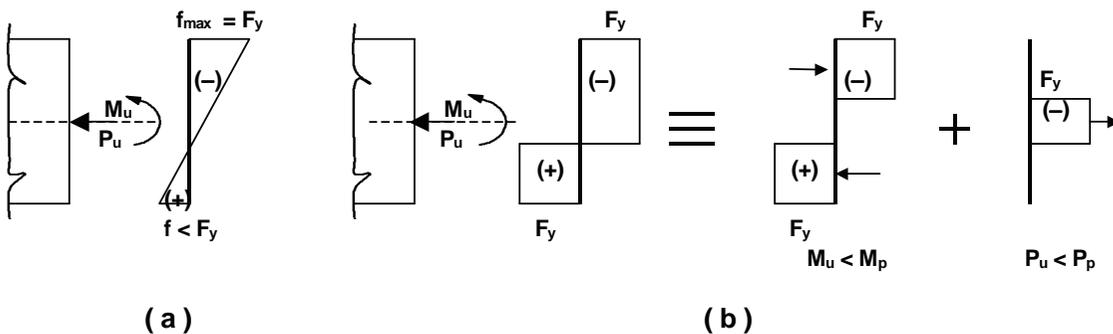


Figura 8-3

Si no se produce inestabilidad local, la barra tiene restringido el pandeo lateral en toda su longitud y toda la sección se encuentra en régimen elástico, la máxima tensión de compresión será :

$$f_{max} = (P/A_g) + (M/S) \quad (\text{en unidades compatibles})$$

Cuando se alcanza en la fibra más comprimida la tensión de fluencia (fin del régimen elástico) resulta:

$$F_y = (P_u/A_g) + (M_u/S) \quad (\text{en unidades compatibles})$$

que puede ponerse:

$$\frac{P_u}{A_g \cdot F_y} + \frac{M_u}{S \cdot F_y} = 1 \quad (8-1)$$

$A_g \cdot F_y = P_p$ es la fuerza normal de plastificación de la sección o sea la **resistencia nominal a compresión**, máxima resistencia de la sección cuando sólo hay compresión.

$S \cdot F_y = M_y$ es el momento nominal elástico de la sección o sea la **resistencia nominal a flexión**, máxima resistencia de la sección cuando sólo hay flexión.

P_u y M_u son la carga axil y el momento requeridos.

- Con las mismas condiciones del caso anterior, si la sección se plastifica totalmente bajo flexión simple y compresión, la distribución de tensiones queda como en la **Figura 8-3 (b)**. Podemos considerar que la compresión y el momento requeridos son equilibrados como se indica en la Figura. No hay linealidad entre tensiones y deformaciones.

- Para sección rectangular se obtiene la siguiente ecuación de interacción para la fuerza de compresión y momento requeridos que producen la plastificación total:

$$\left(\frac{P_u}{P_p}\right)^2 + \frac{M_u}{M_p} = 1 \quad (8-2)$$

$M_p = Z.F_y = (b \cdot h^2/4).F_y$ = Momento nominal plástico de la sección o sea la **resistencia nominal a flexión**, máxima resistencia de la sección cuando sólo hay flexión.

P_p = idem caso anterior.

- Para una sección doble te ideal de altura h y con la sección de alma A_w despreciable ($A_w = 0$) con respecto a la sección de ala A_f y que por lo tanto puede suponerse sin mayor margen de error que no colabora en la resistencia de la sección, la ecuación de interacción resulta :

$$\frac{P_u}{P_p} + \frac{M_u}{M_p} = 1 \quad (8-3)$$

$P_p = 2 \cdot A_f \cdot F_y$ = **Resistencia nominal a compresión**, máxima resistencia de la sección cuando hay sólo compresión. ($A_g \cong 2 A_f$)

$M_p = A_f \cdot h \cdot F_y$ = **Resistencia nominal a flexión**, máxima resistencia de la sección cuando hay sólo flexión.

- Si se grafican las ecuaciones (8-2) y (8-3) poniendo en abcisas la relación entre momento requerido y resistencia nominal a la flexión sola, y en ordenadas carga normal requerida sobre resistencia nominal a la compresión sola, resultan las curvas de la **Figura 8-4**.

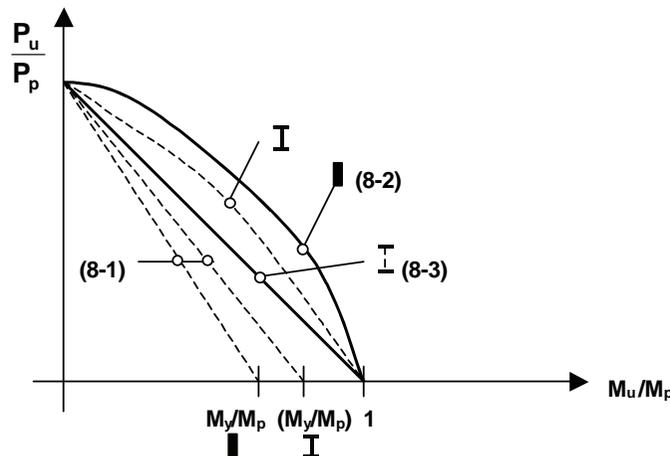


Figura 8-4

- Las secciones doble te reales se encuentran comprendidas entre la sección rectangular y la doble te ideal sin alma por lo que la ecuación de interacción y su curva correspondiente se ubicará entre ambas.

- Se demuestra teóricamente y se corrobora con ensayos que la presencia del esfuerzo de corte no modifica prácticamente el momento plástico de una sección, excepto para vigas muy cortas.
- La determinación de la resistencia nominal a flexión compuesta se hace muy compleja cuando

existen momentos flectores en ambas direcciones; cuando se puede producir el pandeo global de las piezas comprimidas o el pandeo local de algún elemento de la sección o el pandeo lateral; cuando existen en la sección tensiones residuales por el proceso de fabricación; cuando la plastificación de la sección puede ser parcial o total; cuando las deformaciones producidas por la flexión incrementan los momentos requeridos; etc. El problema es prácticamente inabordable en forma general por la gran cantidad de posibles modos de falla y de variables involucradas.

Las especificaciones recurren a curvas de interacción obtenidas a partir de ensayos que determinan el límite de la combinación normal-flector que produce la superación de algún estado límite de manera de cubrir todos los casos comprendidos dentro de los límites supuestos para la determinación de las curvas.

La especificación AISC-LRFD siguiendo lo establecido en trabajos de Joseph Yura (1988) fijó que las fórmulas de interacción deben cumplir los siguientes objetivos:

(1) Deben aplicarse dentro de un amplio espectro de variables como:

- . Flexión alrededor del eje fuerte y alrededor del eje débil.
- . Efecto de las tensiones residuales.
- . Estructuras de nudos indesplazables y desplazables.
- . Comportamiento inelástico del acero.
- . Cobertura de todo el rango de esbelteces de columnas.
- . Columnas sin rigidez lateral (apoyadas en otras).
- . Efectos de segundo orden.
- . Diferentes condiciones de vínculos.

(2) El efecto de segundo orden se mantendrá separado e identificable en el proceso de verificación. De esta manera podrá realizarse, si se desea, un análisis exacto de segundo orden.

(3) La base para la determinación de las solicitaciones de sección será el análisis elástico de primero o segundo orden. Esto porque no existen disponibles técnicas de análisis inelástico prácticas y de uso común.

(4) La resistencia obtenida con ecuaciones de interacción para las que se utilice análisis elástico de segundo orden no debe resultar deficitaria en más de un 5% con respecto a los resultados de soluciones teóricas "exactas" (de acuerdo a las hipótesis) obtenidas por análisis inelástico de segundo orden.

(5) Problemas matemáticamente idénticos deben dar los mismos resultados usando el criterio de resistencia por interacción.

Las fórmulas de interacción dadas por la AISC-LRFD cumplen los objetivos planteados y fueron comparadas con resultados teóricos y experimentales. Incluyen la flexión disimétrica y se aplican a barras prismáticas de sección llena.

Estas fórmulas de interacción para **barras prismáticas de sección simétrica** fueron adoptadas por el CIRSOC 301-EL y se incluyen en la Sección H.1. del Capítulo H.

Las ecuaciones son las siguientes:

Para barras prismáticas de simple y doble simetría, sometidas a flexión y tracción:

. Para $P_u / \phi \cdot P_n \geq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1,0 \quad (8-4)$$

. Para $P_u / \phi \cdot P_n < 0,2$

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1,0 \quad (8-5)$$

P_u = Resistencia requerida a tracción. (kN)

P_n = Resistencia nominal a tracción determinada según lo visto en el Capítulo 3. (kN)

M_u = Resistencia requerida a flexión determinada por análisis elástico de primer orden. Pueden considerarse los efectos favorables de segundo orden. (kN.m)

M_n = Resistencia nominal a flexión determinada según lo visto en el Capítulo 7. (kN.m)

x = subíndice relativo al eje fuerte de flexión.

y = subíndice relativo al eje débil de flexión.

$\phi = \phi_t$ = factor de resistencia para tracción que corresponda según estado límite determinante. (ver Capítulo 3).

ϕ_b = factor de resistencia para flexión = 0,9

Para barras prismáticas de simple y doble simetría, sometidas a flexión y compresión:

. Para $P_u / \phi_c \cdot P_n \geq 0,2$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1,0 \quad (8-6)$$

. Para $P_u / \phi_c \cdot P_n < 0,2$

$$\frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1,0 \quad (8-7)$$

P_u = Resistencia requerida a compresión. (kN)

P_n = Resistencia nominal a compresión determinada según lo visto en el Capítulo 4. Será la correspondiente a la dirección de mayor esbeltez efectiva $k \cdot L/r$ **independientemente de la dirección del plano de flexión** cuando hay uno sólo (flexión simple). Si la columna forma parte de un pórtico a nudos desplazables el factor k será el correspondiente al modo desplazable. (kN.m)

M_u = Resistencia requerida a flexión. Deberán ser considerados **los efectos de segundo orden** debidos a la compresión (efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$). Estos podrán ser determinados por análisis elástico de segundo orden o por métodos aproximados a partir de los momentos de primer orden. **Se tomará el máximo momento flector de toda la barra.** (kN.m)

M_n = Resistencia nominal a flexión determinada según lo visto en el Capítulo 7. (kN.m)

x = subíndice relativo al eje fuerte de flexión.

y = subíndice relativo al eje débil de flexión.

ϕ_c = factor de resistencia para la compresión = 0,85.

ϕ_b = factor de resistencia para la flexión = 0,9

• **Para barras de alma llena de altura variable** con las características dadas en la **Sección 7.3.6.** del Capítulo 7, (Página 239) son aplicables las ecuaciones (8-4) a (8-7) con valores especiales determinados para las propiedades del extremo más pequeño de la barra. (ver CIRSOC 301-EL, Apéndice F, Sección F.3.).

• **Para barras de ángulo simple de alas iguales** se pueden aplicar las ecuaciones (8-4) a (8-7) con las siguientes consideraciones: (CIRSOC 301-EL, Sección H.4.)

. En el caso general se considerará **la flexión alrededor de los ejes principales** y se reemplazará el

subíndice **x** por **w** (eje principal de mayor inercia) y el subíndice **y** por **z** (eje principal de menor inercia).

La resistencia nominal a flexión (M_n), determinada según la **Sección 7.3.7.** del Capítulo 7 (Página 240), será la que corresponda según la posición en la sección transversal de las máximas tensiones. O sea se analizará si las puntas de las alas resultan traccionadas o comprimidas por la combinación de solicitaciones. Para ello se utilizará el módulo elástico **S**.

Cuando la Resistencia nominal a flexión quede determinada por el ala o una punta comprimida el Momento Requerido de primer orden M_u será amplificado por el factor B_1

$$B_1 = C_m / (1 - P_u/P_{e1}) \geq 1 \quad (8-8)$$

C_m = coeficiente relacionado con el diagrama de momentos que se verá más adelante con el método aproximado de amplificación de momentos de primer orden.

$P_{e1} = A_g \cdot F_y / \lambda_c^2$ = carga crítica de Euler . λ_c será el **correspondiente al plano de flexión analizado** y con el factor de longitud efectiva **k** para **nudos indesplazables** (≤ 1)

En el caso particular de barras de ángulos de lados iguales **forzadas a flexar alrededor de un eje geométrico** la resistencia nominal M_n será la **correspondiente al eje geométrico** (ejes **x** e **y**) determinada según vimos en el Capítulo 7.

En este caso para la determinación de P_{e1} se tomará:

(a) Si la barra está arriostrada lateralmente en toda su longitud o sólo en el punto de máximo momento, el radio de giro **r** será el referido al eje geométrico de flexión.

(b) Si la barra no está arriostrada se tomará el radio de giro correspondiente al eje geométrico de flexión **dividido por 1,35**.

La **resistencia nominal a compresión** se determinará según el Capítulo 4 con el **radio de giro mínimo** de la sección.

- Para **barras de secciones doble te con $(b/d) \leq 1$** y de **sección cajón** cargadas biaxialmente y **CON NUDOS NO DESPLAZABLES LATERALMENTE**

Se pueden dar ecuaciones de interacción que dan resultados mas liberales. Se dan en el Apéndice H, Sección A-H.3. del CIRSOC 301-EL.

Es de hacer notar que en caso de dimensionar con esas ecuaciones es necesario verificar la plastificación de la sección bajo condiciones de servicio. Para ello es necesario verificar para la combinación de servicio mas desfavorable y con los factores de resistencia para servicio el cumplimiento de las ecuaciones (8-4) a (8-7) con $M_{ux} = S_x \cdot F_y$ y $M_{uy} = S_y \cdot F_y$

La utilización de estas fórmulas, si bien permiten un dimensionado mas ajustado no es práctica por su complejidad y por estar limitada al caso de nudos no desplazables.

- Si representamos las ecuaciones de interacción (8-4) a (8-7) para el caso de flexión simple resulta el gráfico de la **Figura 8-5**.

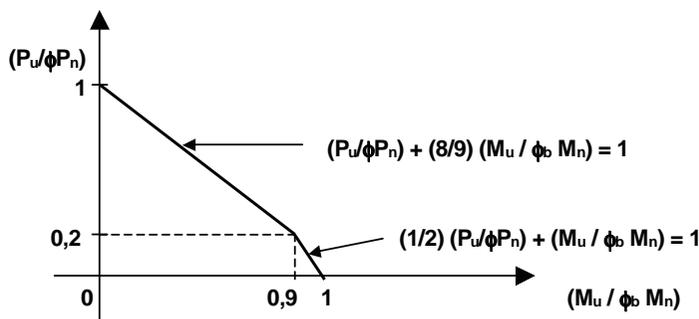


Figura 8-5

• COMENTARIOS:

. Las ecuaciones de interacción del CIRSOC 301-EL, siguiendo a la Especificación base AISC-LRFD/1999 presentan la forma general vista para los casos ideales. Son una suma de proporciones entre resistencia requerida y resistencia de diseño. Los coeficientes resultan de los estudios y ensayos realizados para permitir su utilización general. Las ecuaciones se deben aplicar cumpliendo estrictamente lo especificado. De esta manera constituyen una envolvente inferior a todas las combinaciones de axil y momento y satisfacen los objetivos planteados en la Página 272.

. Estrictamente, en columnas de pórticos a nudos desplazables, si los momentos requeridos incluyen el efecto de segundo orden $P\Delta$ debido al desplazamiento de los nudos (ver **Sección 8-4**) la longitud de pandeo de la barra debe ser la del modo indesplazable. (**Figura 8-6**), pues el efecto de desplazamiento del nudo ya está considerado en el momento de segundo orden.

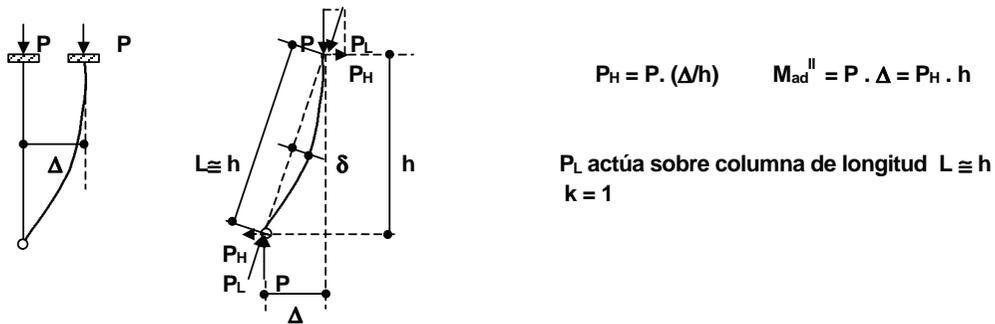


Figura 8-6

Sin embargo la Especificación AISC-LRFD y el CIRSOC 301-EL establecen en esos casos que la Resistencia Nominal a compresión P_n se determine con el factor de longitud efectiva k **correspondiente al modo desplazable**. Esto es así porque en el análisis teórico y experimental de algunos casos se ha visto que al determinar P_n con $k = 1$ correspondiente al modo indesplazable, los errores con respecto a los valores reales, resultantes de la aplicación de las Ecuaciones (8-6) y (8-7) son inaceptablemente grandes. Esto ocurre fundamentalmente cuando la verdadera Resistencia Nominal P_n está en el campo inelástico. Por ello para darle carácter general a las fórmulas se toma P_n para columnas de pórticos desplazables obtenido desde el k del modo desplazable combinado con el momento requerido de segundo orden que incluye el efecto $P\Delta$.

Al respecto la Especificación AISC en su Edición 2005 plantea algunas alternativas basadas en lo siguiente: los tradicionales métodos elásticos, aún aquellos que consideran adecuadamente los efectos de segundo orden, están basados en una geometría indeformada y en las propiedades y rigideces nominales de los miembros de la estructura. Las imperfecciones iniciales de la estructura, tales como el desplome de los elementos verticales, las tolerancias de fabricación, las incertidumbres del modelo de cargas gravitatorias, las variaciones de temperatura a lo largo de la estructura, los asentamientos de las fundaciones, las tensiones residuales de los miembros y el general aflojamiento de la estructura en las cercanías de la resistencia de sus miembros a los estados límites, combinados con los efectos desestabilizantes de las cargas verticales, incrementan los efectos de las cargas mas allá de aquellos determinados por los tradicionales métodos de análisis elástico. Esto tiene particular importancia en estructuras con grandes cargas verticales y pequeñas acciones horizontales. Para limitar esta subestimación de los efectos de las cargas puede considerarse **la relación entre las deformaciones de segundo orden y las de primer orden**. Si esa relación es **pequeña (1,10) pueden dimensionarse las columnas con la condición teórica de $k = 1$ cuando se incrementan los Momentos flectores por efecto de Segundo Orden**, siempre y cuando **se consideren también los efectos de un desplome inicial de las columnas**. Para una hipótesis de un desplome inicial de la altura de la columna dividido 500 ($H/500$) resulta una **fuerza horizontal equivalente del 0,002 de la suma de las cargas verticales actuantes en el nivel considerado**. Si la relación entre desplazamientos de Segundo

y Primer orden **supera 1,10 se debe determinar la resistencia nominal de las columnas con el factor de longitud efectiva correspondiente al modo desplazable** (o sea como lo plantea el CIRSOC 301/2005), para considerar los efectos antedichos. Para relaciones mayores a 1,50, que corresponden a estructuras muy deformables horizontalmente y por ende muy sensibles a los efectos mencionados, se deben realizar análisis mas precisos o adicionar fuerzas horizontales equivalentes de mayor intensidad.

8.3.- BARRAS DE SECCIÓN LLENA CON SECCIONES SIMÉTRICAS Y ASIMÉTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA Y/O TORSIÓN. BARRAS DE SECCIÓN LLENA CON SECCIONES ASIMÉTRICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN COMPUESTA.

La resistencia de diseño (como tensión) será mayor o igual a la resistencia requerida (expresada en términos de tensión normal f_{un} o de tensión de corte f_{uv}) en la sección producida por la acción de las cargas mayoradas para la combinación de acciones mas desfavorable. Las tensiones máximas en la sección serán determinadas mediante **análisis elástico estructural y seccional**.

(a) Para el estado límite de plastificación para tensiones normales.

$$f_{un} \leq \phi \cdot F_y \quad \phi = 0,9 \quad (8-9)$$

(b) Para el estado límite de plastificación bajo tensiones de corte.

$$f_{uv} \leq 0,6 \phi \cdot F_y \quad \phi = 0,9 \quad (8-10)$$

(c) Para el estado límite de pandeo

$$f_{uv} \text{ ó } f_{un} \leq \phi_c \cdot F_{cr} \quad \phi_c = 0,85 \quad (8-11)$$

F_{cr} es la tensión crítica de pandeo que resulte aplicable.

8.4.- EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.

8.4.1.- Generalidades.

Según hemos visto en la **Figura 8-2** al actuar las cargas sobre la estructura deformada las fuerzas axiles generan momentos adicionales a los producidos por aquéllas actuando sobre la estructura sin deformar. Estos últimos se denominan Momentos de Primer Orden (M^I) y la suma de ellos y los momentos adicionales **Momentos de Segundo Orden (M^{II})**. Si la fuerza axil es de tracción los momentos adicionales disminuyen los de Primer Orden, por lo que no considerarlos nos pone del lado de la seguridad. En cambio si la fuerza axil es de **compresión** los momentos adicionales **incrementan** los de Primer Orden por lo que si su magnitud relativa es importante deben ser considerados para el dimensionado. El CIRSOC 301-EL indica en el Capítulo B, Sección B.4. que deberán ser considerados cuando sus efectos sean **significativos** y en el Capítulo C, Sección C.1.4. indica que para el proyecto de pórticos **siempre** se deberán considerar los efectos de segundo orden.

La calificación de significativo es evidentemente subjetiva pero se podría dar como criterio que corresponde su consideración cuando incrementen los momentos en más de un 5%. Obviamente para definir esto, en la mayoría de los casos se deben cuantificar, por lo que si ya están calculados lo lógico es incorporarlos al dimensionado. De acuerdo a lo dicho:

$$M^{II} = M^I + \Delta M \quad (8-12)$$

Los momentos adicionales pueden producirse por la deformación que tiene la barra entre apoyos δ (efecto **P- δ**) o por el desplazamiento de los apoyos Δ (efecto **P- Δ**). En la **Figura 8-7 (a)** en la columna de un pórtico a nudos indesplazables se muestra un efecto **P- δ** . La deformación la produce el momento

de primer orden aplicado en la cabeza de la columna pues en este caso no existen cargas entre apoyos.

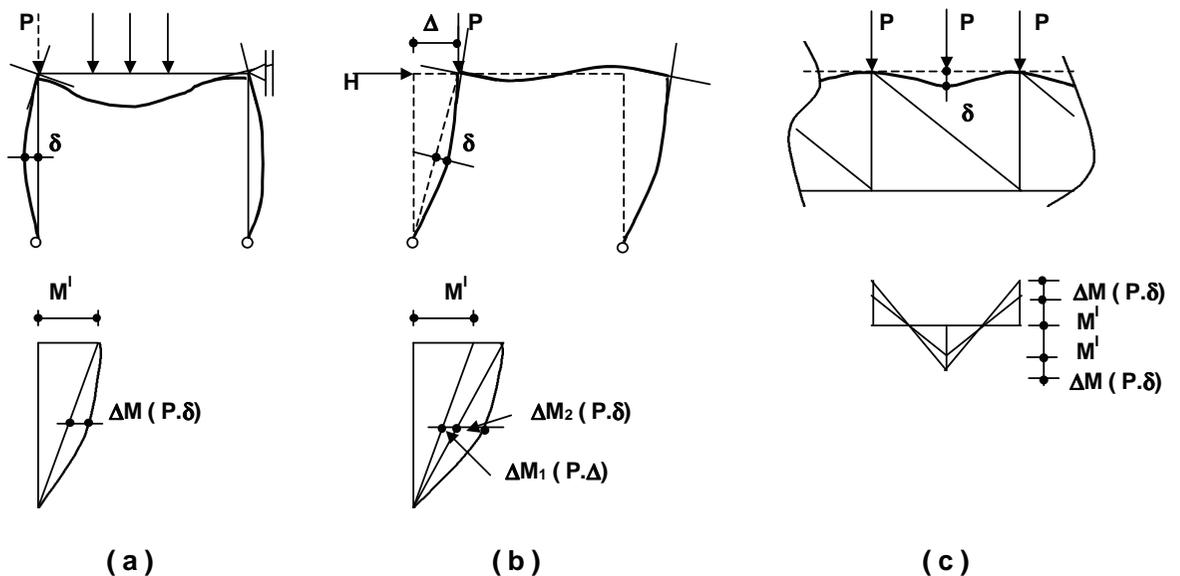


Figura 8-7

En la columna del pórtico a nudos desplazables de la **Figura 8-7 (b)** aparecen ambos efectos. La deformación δ es producida por el momento aplicado en la cabeza de la columna y la deformación Δ por el desplazamiento de dicha cabeza. En la **Figura 8-7 (c)** vemos la situación del cordón comprimido de una viga reticulada con carga entre apoyos donde existe el efecto $P-\delta$ por la deformación producida por dicha carga.

8.4.2.- Cálculo de los momentos de Segundo Orden.

Cuando se utiliza análisis global elástico los momentos de Segundo Orden se puede determinar:

(a) por un análisis elástico de segundo orden (por ejemplo por el método de la matriz de rigidez de segundo orden; algún programa de cálculo específico que considere los efectos de segundo orden; para casos muy simples por métodos exactos analíticos buscando la ecuación de la deformada).

Vale lo dicho en los COMENTARIOS de la Página 275 sobre las incertidumbres de los métodos elásticos en las estructuras reales para determinar solicitaciones últimas, por lo que es recomendable considerar un desplome inicial de $(H/500)$ además de las cargas actuantes.

(b) Por métodos aproximados en los que se parte de los momentos de Primer Orden. Analizaremos: (1) Método de amplificación de momentos de primer orden (**Sección 8.4.3.**); (2) Método iterativo. (**Sección 8.4.4.**).

8.4.3.- Método aproximado de amplificación de Momentos de Primer Orden.

• (A) Para barras de pórticos.

Limitaciones: El método es aplicable cuando las columnas de los pórticos con cargas P_u relativamente cercanas a su resistencia plástica P_y no son muy deformables. Si esto ocurre la no considerada situación inelástica de la columna genera que los valores obtenidos por el procedimiento sean deficitarios con respecto a los efectos reales. El rango de aplicación del método puede determinarse a través del valor del coeficiente B_2 que refleja la relación entre la deformación de Segundo Orden y la de Primer Orden. El EUROCODE 3 limita la validez del procedimiento para $B_2 \leq 1,34$. La AISC en su

Edición 1999 no pone explícitamente una limitación pero en su Edición 2005 establece un límite de $B_2 \leq 1,5$. El CIRSOC 301, basado en la Edición 1999 de la AIS, no lo limita pero los desplazamientos laterales máximos de los pórticos dados en el Apéndice L generan una cierta limitación práctica. El autor estima como límite aconsejable $B_2 \leq 1,4$, en base a estudios realizados por investigadores norteamericanos.

Superado el límite indicado deberá emplearse análisis elástico de segundo orden u otros métodos aproximados que incorporen fuerzas horizontales ficticias adicionales, para la determinación de las solicitaciones requeridas.

Desarrollo: Los momentos de Primer Orden en las barras de un pórtico se pueden descomponer en la siguiente forma: (**Figura 8-8**)

(a) Momentos generados en el pórtico indesplazable (con apoyos **reales o ficticios**). Se llaman M_{nt} .

M_{nt} = Resistencia a flexión requerida asumiendo que los nudos son indesplazables. Son los momentos de primer orden generados por cargas gravitatorias (verticales) y las horizontales aplicadas entre nudos y en los nudos.

(b) Momentos generados como resultado del desplazamiento de los nudos del pórtico. Son los M_{lt} .

M_{lt} = Resistencia a flexión requerida como resultado de una traslación lateral del pórtico. Son los momentos de Primer Orden debidos a las acciones resultantes **sobre los apoyos ficticios**.

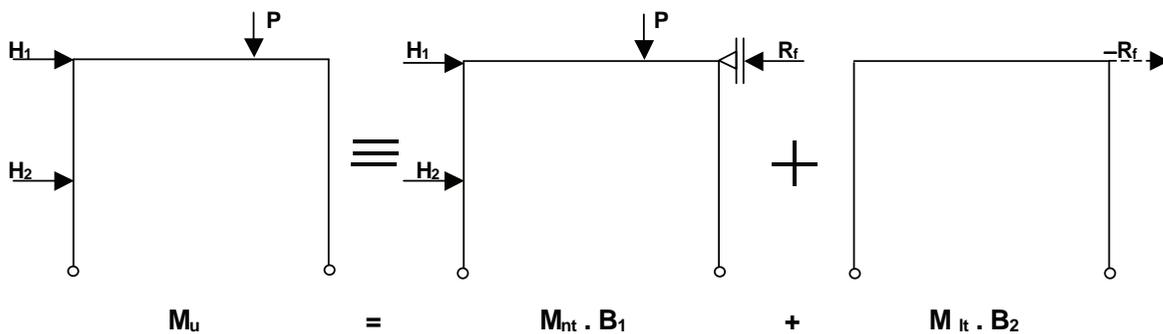


Figura 8-8

El método plantea amplificar los M_{nt} por B_1 y los M_{lt} por B_2 para considerar los efectos de segundo orden en forma aproximada. **El momento requerido de segundo orden aproximado es :**

$$M_u = B_1.M_{nt} + B_2.M_{lt} \quad (8-13)$$

Coeficiente B_1 :

A partir de un análisis elástico sobre una viga simplemente apoyada con diversos diagramas de momento y con sus apoyos indesplazables se puede dar la siguiente expresión:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_u / P_{e1})} \geq 1 \quad (8-14)$$

P_u = Resistencia requerida a compresión axial para la barra. (kN)

P_{e1} = Carga crítica de Euler para la barra con nudos **indesplazables** determinada con la longitud efectiva **en el plano de flexión**. (kN)

$$P_{e1} = A_g.F_y \cdot (10)^{-1} / \lambda_c^2 \quad (8-15)$$

$$\lambda_c = (k.L/r) \cdot (\sqrt{F_y/E}) \cdot (1/\pi)$$

k para barra con nudos indesplazables.

C_m = Coeficiente resultante de un análisis elástico que toma en cuenta el diagrama de momentos, asumiendo que el pórtico (y por ende sus nudos) no se traslada lateralmente.

El factor B_1 amplifica el mayor momento a lo largo de la columna.

Las expresiones para C_m son :

(a) **Cuando no hay cargas transversales actuando entre los apoyos de la barra.**
(la barra está solicitada sólo por momentos en sus extremos) (Figura 8-9).

C_m relaciona en este caso el diagrama real de momentos al de momento uniforme.

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1/M_2) \quad |M_2| > |M_1| \quad (8-16)$$

M_1 valor absoluto del menor momento flector en el extremo de la barra.

M_2 valor absoluto del mayor momento flector en el extremo de la barra.

M_1/M_2 positivo \rightarrow los momentos extremos producen doble curvatura.

M_1/M_2 negativo \rightarrow los momentos extremos producen simple curvatura.

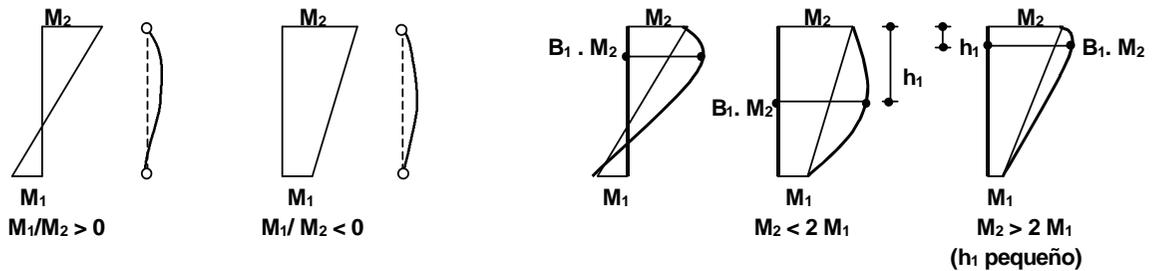


Figura 8-9

B_1 amplifica al mayor momento extremo M_2 . El momento amplificado se encuentra en el tramo, pues la fórmula está deducida de un modelo biarticulado lo que no es estrictamente cierto en las columnas de un pórtico.

El momento máximo está cerca del apoyo de M_2 cuando hay doble curvatura o con simple curvatura y $M_2 > 2 \cdot M_1$ (ver Figura 8-9).

El Reglamento establece que se debe tomar el momento amplificado ($B_1 \cdot M_2$) en cualquier punto de la barra para sumarlo con el ($B_2 \cdot M_1$) en cualquier punto de la barra para cubrir conservadoramente todas las situaciones que puedan presentarse, dado que no siempre están definidas las secciones donde se producen los respectivos momentos amplificados. Esto resulta en algunos casos excesivamente conservador cuando el último momento citado se produce en una sección muy alejada del primero. Se debe usar el criterio profesional para ubicar aproximadamente las secciones donde se producen los mayores momentos. En caso de duda usar el criterio conservador del Reglamento.

(b) **Cuando hay cargas transversales actuando entre los apoyos de la barra.**

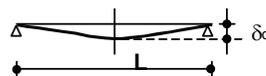
A partir de un análisis elástico sobre una barra simplemente apoyada con carga transversal en la que se supone la deformada responde a una curva sinusoidal se deduce la siguiente expresión para el coeficiente C_m que relaciona en este caso el diagrama real de momentos con el correspondiente a carga uniformemente distribuida.

$$C_m = 1 + \psi (P_u / P_{e1}) \quad (8-17)$$

Para barras simplemente apoyadas:

(en unidades compatibles)

$$\Psi = \frac{\pi^2 \cdot \delta_o \cdot E \cdot I}{M_o \cdot L^2} - 1 \quad (8-18)$$



δ_o = deformación máxima por carga transversal.

M_o = máximo momento requerido de primer orden.

P_{e1} tiene el mismo significado que en el caso anterior.

- Se puede dar el cuadro de la **Figura 8-10** para valores de C_m en casos típicos.

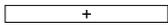
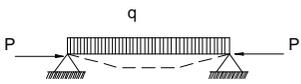
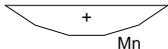
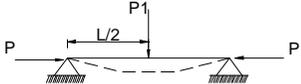
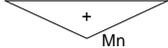
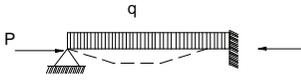
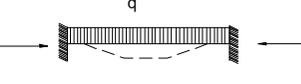
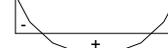
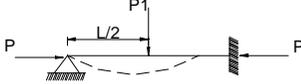
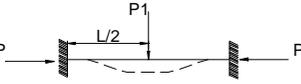
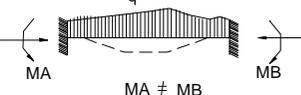
Tabla C-C.1-1 Valores sugeridos de C_m para barras con extremos indesplazables				
Caso	C_m momento positivo	C_m momento negativo	momento de primer orden	
1		$1 + 0,2 \alpha$	-	 Mn
2		1	-	 Mn
3		$1 - 0,2 \alpha$	-	 Mn
4		$1 - 0,3 \alpha$	$1 - 0,4 \alpha$	
5		$1 - 0,4 \alpha$	$1 - 0,4 \alpha$	
6		$1 - 0,4 \alpha$	$1 - 0,3 \alpha$	
7		$1 - 0,6 \alpha$	$1 - 0,2 \alpha$	
8		ecuación C-C.1-1	No aplicable	
$\alpha = Pu/Pe1$				

Figura 8-10

Estos valores son en general bastante concordantes con los que resultados teóricos exactos y la diferencia radica en la hipótesis de deformada sinusoidal. La amplificación del momento negativo es necesaria para mantener nulo el giro en el apoyo empotrado cuando se aumenta el momento positivo. En las columnas de pórticos esto es dudoso por lo que la amplificación de momento negativo dada por la tabla es en general conservadora.

- En lugar de utilizar la Tabla de la **Figura 8-10** y las fórmulas **(8-17)** y **(8-18)** el Reglamento da los siguientes valores que se pueden adoptar sin mayores análisis:

$C_m = 1$ para barras con extremos articulados.

$C_m = 0,85$ para barras con extremos empotrados.

En razón de que en las columnas de pórticos comunes el factor α no supera en general el valor de 0.3 el $C_m = 0,85$ resulta no conservador por lo que es aconsejable utilizar los valores de la Tabla o adoptar el valor $C_m = 1,00$

También en este caso hay que usar criterio para combinar los momentos amplificados por B_1 con los amplificados por B_2 . Considerar que el amplificado por B_1 se encuentra en cualquier punto de la barra puede ser muy conservador en algunos casos. Si $B_1 = 1$ **siempre se sumarán los momentos amplificados correspondientes a una misma sección.**

(c) Cuando hay cargas actuando entre los apoyos de la barra y momentos extremos conviene tomar el **mayor C_m** obtenido de los dos procedimientos anteriores.

Coeficiente B_2 :

Se dan las siguientes expresiones para B_2 :

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}} \quad (8-19)$$

$$\text{ó}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \cdot \left(\frac{\Delta_{oh}}{\sum H \cdot L} \right)} \quad (8-20)$$

En ambos casos se calcula **para el piso completo.**

El factor B_2 **amplifica ambos momentos extremos** de la barra.

$\sum P_u$ = sumatoria de la resistencia axial requerida de **todas** las columnas del piso.

$\sum P_{e2}$ = sumatoria de las cargas críticas de Euler ($P_{e2} = A_g \cdot F_y \cdot (10)^{-1} / \lambda_c^2 = \pi^2 \cdot E \cdot I \cdot (10)^{-1} / (k \cdot L)^2$) extendida **sólo a las columnas que aportan rigidez lateral al pórtico.** λ_c se calculará usando el factor de longitud efectiva k en el **plano de flexión** y para el pórtico **desplazable.**

Δ_{oh} = desplazamiento lateral relativo del piso considerado. (cm)

$\sum H$ = suma de todas las fuerzas horizontales que producen Δ_{oh} . (kN)

L = altura del piso. (cm)

La fórmula (8-19) tiene carácter general y se aplica en los casos en que las columnas del piso no tengan la misma altura. Se deduce de un análisis elástico. En dicha fórmula **ya está considerado** el efecto de las columnas con distinta rigidez o sin rigidez lateral y de pandeo no simultáneo, (**Capítulo 4; Sección 4.5.1** ; corrección (C) de k , Página 117) por lo que el k correspondiente a cada columna rígida (corregido por los otros factores indicados en la **Sección 4.5.1.** si correspondiera) **no se incrementará por dichos efectos.**

La fórmula (8-20) proviene del siguiente razonamiento hecho para una columna. (**Figura 8-11**)

El equilibrio en primer orden implica:

$$M_{lt1} + M_{lt2} = H_u \cdot L \quad (8-21)$$

El equilibrio en segundo orden implica:

$$B_2 \cdot (M_{lt1} + M_{lt2}) = H_u \cdot L + \sum P_u \cdot \Delta_2 \quad (8-22)$$

Comparando las (8-21) y (8-22) resulta:

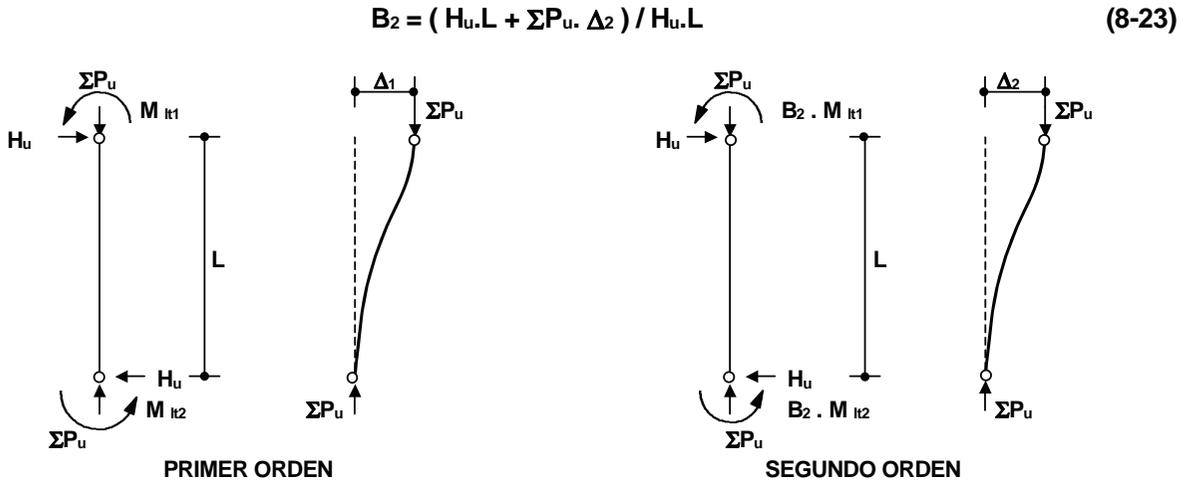


Figura 8-11

Los desplazamientos horizontales para una determinada altura son proporcionales a la fuerza horizontal.

Para el desplazamiento de primer orden
$$\Delta_1 = \eta \cdot H_u \tag{8-24}$$

Para el desplazamiento final de segundo orden la fuerza horizontal equivalente es: $H_u + (\Sigma P_u \cdot \Delta_2) / L$ y por ende

$$\Delta_2 = \eta \cdot [H_u + (\Sigma P_u \cdot \Delta_2) / L] \tag{8-25}$$

reemplazando en la (8-25) η por su valor deducido de la (8-24) queda:

$$\Delta_2 = \Delta_1 + (\Delta_1 \cdot \Sigma P_u \cdot \Delta_2) / H_u \cdot L \quad \text{y despejando:}$$

$$\Delta_2 = \frac{\Delta_1}{1 - \Sigma P_u \cdot (\Delta_1 / H_u \cdot L)} \tag{8-26}$$

y reemplazando la (8-26) en la (8-23) resulta:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u \cdot \left(\frac{\Delta_1}{H_u \cdot L} \right)} \tag{8-27}$$

La fórmula (8-27) extendida a todas las columnas del piso de igual altura y con la fuerza horizontal total ΣH (en lugar de H_u) que produce el desplazamiento del piso de primer orden Δ_{oh} (en lugar de Δ_1) es la fórmula (8-20) que da el Reglamento

Siendo el análisis de primer orden elástico si las fuerzas horizontales son las mayoradas H_u la relación entre los desplazamientos horizontales resultantes Δ_{1u} y la fuerza ΣH_u es la misma que existe entre los desplazamientos horizontales Δ_1 producidos por las cargas H de servicio y la suma de las cargas de servicio que los producen ΣH .

El factor B_2 representa la relación entre la deformación de Segundo Orden y la de Primer Orden Reiterando lo dicho en el análisis del coeficiente B_1 el Reglamento plantea sumar los momentos amplificados máximos en cualquier punto de la barra aunque los mismos no se produzcan en la misma sección. Esto es así porque puede no estar definido en que sección se produce el máximo momento amplificado por B_1 . Esta exigencia resulta muchas veces excesivamente conservadora, por lo que conviene usar el criterio según lo anteriormente expresado para sumar los momentos amplificados.

Para miembros en los cuales $B_1 \leq 1,05$ puede conservadoramente amplificar por el factor B_2 la suma de los momentos requeridos sin desplazamiento lateral del pórtico y como resultado del desplazamiento lateral del mismo, o sea los momentos requeridos totales obtenidos por análisis elástico de primer orden. $M_u = B_2 (M_{nt} + M_{lt})$

- **(B) Para barras de vigas reticuladas.**

En barras comprimidas y flexadas de vigas reticuladas resueltas por análisis elástico se puede amplificar el momento de primer orden usando la **Fórmula (8-13)** haciendo $B_2 = 0$.

8.4.4.- Método iterativo.

El proceso general parte de obtener los momentos y la deformada de primer orden. Luego ubicar las cargas en la posición deformada y obtener la nueva posición deformada y los momentos. El procedimiento se repite (proceso iterativo) hasta que la diferencia de los momentos obtenidos en dos pasos sucesivos es pequeña y puede despreciarse. La convergencia se produce generalmente en dos o tres pasos.

El método puede resultar conveniente en el caso de pórticos en los cuales el efecto de segundo orden se deba fundamentalmente al desplazamiento de los nudos o en el caso de estructuras simples.

En el primer caso a partir de la deformada de primer orden obtenida por un programa adecuado se ubican las cargas en su nueva posición y se vuelve a correr el programa, o se aplican fuerzas horizontales ficticias adicionales que produzcan un momento igual al momento adicional producido por las cargas verticales en su posición deformada.

Para limitar las incertidumbres resultantes de la aplicación de métodos elásticos para determinar las deformaciones para cargas últimas conviene considerar un desplome inicial de $(H/500)$ lo que equivale a considerar una fuerza horizontal ficticia de $0,002 Y_i$, siendo Y_i la suma de las cargas gravitatorias mayoradas actuantes en el nivel considerado.

Un ejemplo de la aplicación del procedimiento a una estructura simple es el de la **Figura 8-12**.

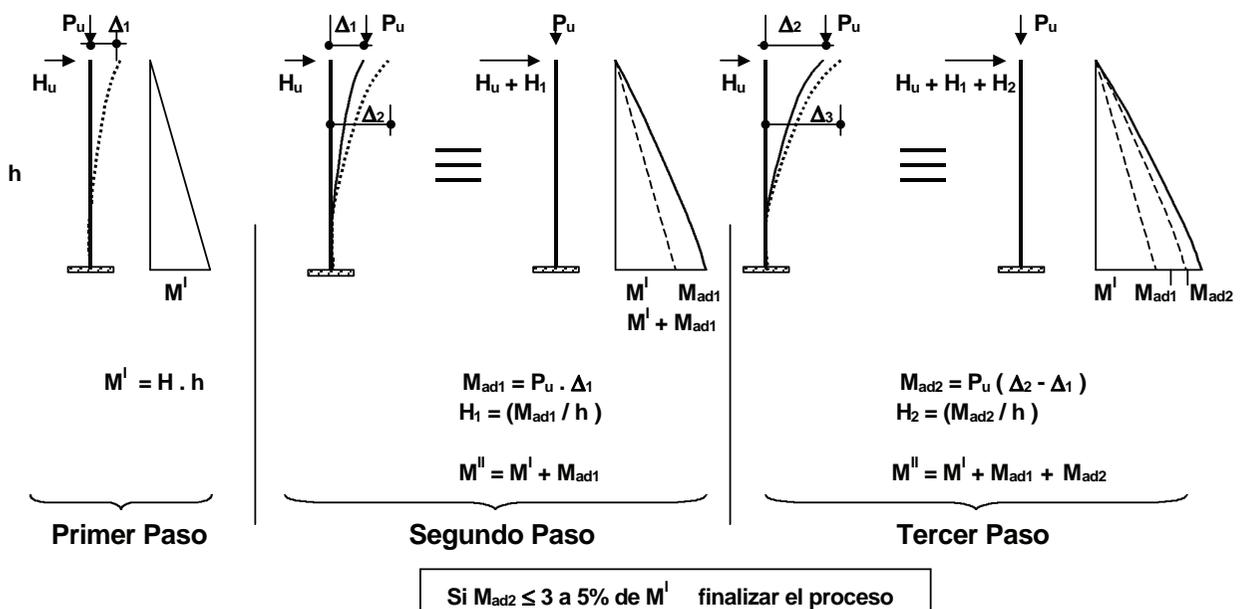


Figura 8-12

Interesa fundamentalmente el momento máximo en la base de la columna, por lo que la forma exacta del diagrama final de momentos no resulta importante.

La diferencia $\Delta_i - \Delta_{i-1}$ y por ende el momento adicional se hace cada vez más pequeña hasta que es despreciable.

Finalmente

$$M^{\text{II}} = M^{\text{I}} + M_{\text{ad1}} + M_{\text{ad2}} + \dots$$

Cuando los momentos adicionales ya son relativamente pequeños con respecto al de primer orden (por ejemplo 5%) se puede acortar el proceso haciendo por ejemplo

$$M_{\text{ad2}} = M_{\text{ad3}} \text{ y } M^{\text{II}} = M^{\text{I}} + M_{\text{ad1}} + 2 M_{\text{ad2}}$$

8.5.- FLEXION COMPUESTA DE BARRAS ARMADAS.

Se sigue el procedimiento indicado en el **Capítulo 4. Sección 4.8.5.** especificado en el CIRSOC 301-EL en el Apéndice E, Sección A-E.6. (ver Página 152).

CAPITULO 9

SUSTENTACIONES

9.1.- APOYOS DE VIGAS SOBRE VIGAS.

Los apoyos más comunes de vigas sobre vigas son de dos tipos desde el punto de vista del modelo estructural utilizado en el proyecto. (**Figura 9-1**).

(a) La viga que apoya está articulada y la unión transmite sólo fuerza de corte. Eventualmente puede transmitir también fuerza axial. La articulación puede estar a ambos lados de la viga apoyo.

(b) La viga que apoya es continua. La unión debe permitir esa continuidad transmitiendo el momento entre tramos contiguos.

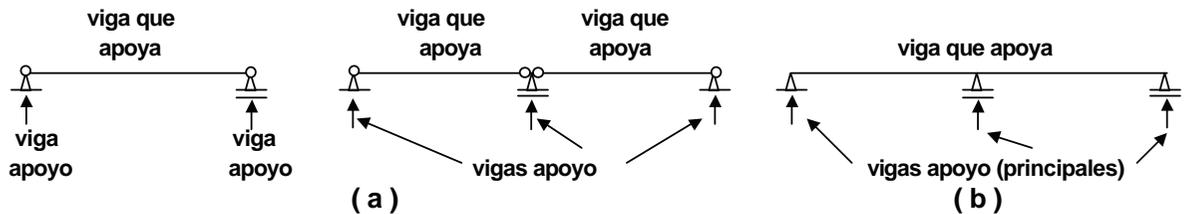


Figura 9-1

Según el modelo de cálculo, cuando existe una sola viga que apoya, muy raramente la unión debe transmitir momento pues éste produce torsión en la viga principal lo que resulta en general un modelo poco eficaz.

Las uniones reales deben tener un comportamiento lo mas parecido posible al del modelo planteado en el proyecto.

- El apoyo articulado no existe en los apoyos reales de viga sobre viga. Si el modelo de apoyo es una articulación, la unión debe proyectarse para que el momento transmitido sea el mínimo posible de manera de acercarse al comportamiento teórico. Esto es particularmente importante cuando apoya una viga de un sólo lado pues el momento transmitido se transforma en torsor para la viga apoyo, si ésta no gira. En ese caso conviene que la viga principal tenga poca rigidez a la torsión para que el momento torsor inducido en ella sea mínimo. Cuando sobre una viga principal apoyan dos secundarias, una a cada lado de ella, los momentos que puedan transmitir las uniones se equilibran, no afectando a la viga principal.

En la **Figura 9-2** se muestran ejemplos típicos de apoyos que pueden considerarse articulados.

Se pueden utilizar ángulos **((a),(b),(d))** o chapas **((c))**. Los primeros pueden ser abulonados o soldados en taller a la viga principal y las chapas soldadas en taller pueden ser simples o dobles. La unión en obra se puede hacer abulonando o soldando al alma los ángulos o chapas. Para poner en posición la viga que llega y facilitar el montaje conviene tener en la viga principal un ángulo o barra de asiento colocada en taller.

Debe asegurarse en taller que la separación de los ángulos o chapas corresponda al espesor del alma de la viga que apoya.

Cuando el nivel superior de las vigas es el mismo se debe cortar el patín que llega **((b))**. Dicho corte debe ser realizado con ángulos redondeados.

Cuando la unión en obra es abulonada y los agujeros de ángulos y alma de viga se realizan en taller es casi nula la tolerancia en la distancia entre vigas principales. Con agujeros ovalados cortos se puede lograr mayor tolerancia. El lado largo del agujero ovalado debe ser normal a la dirección del corte a transmitir. No es posible esta solución si la unión debe transmitir también fuerzas axiales. La otra solución es realizar el agujero del alma con la viga montada, lo que muchas veces es complicado.

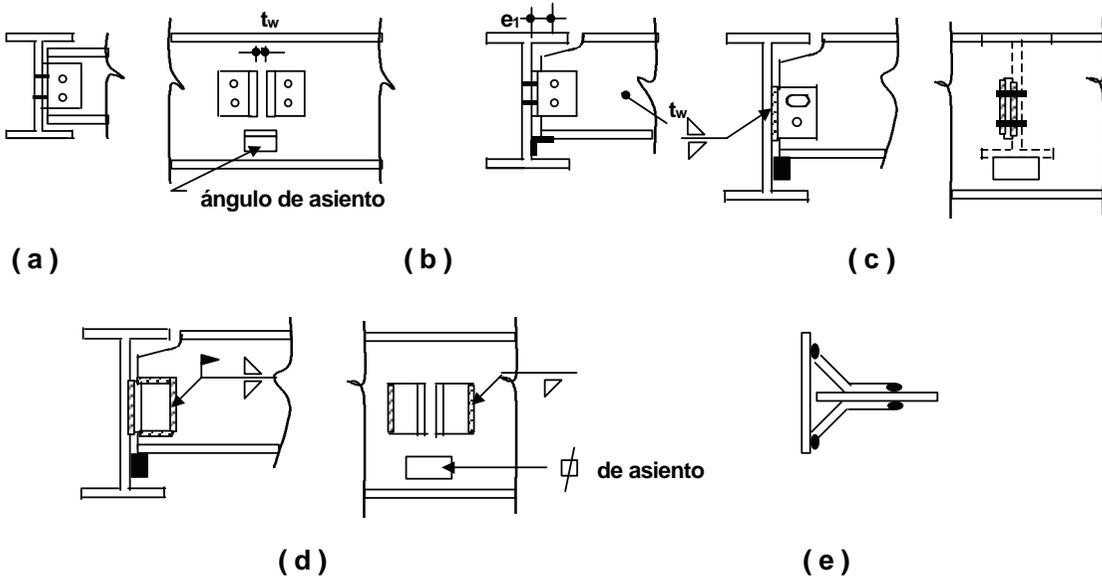


Figura 9-2

Realizar en obra una unión soldada permite mayor tolerancia en el montaje para la distancia entre vigas principales. Debe asegurarse que la posición de soldado sea cómoda.

La utilización de una chapa simple permite montar las vigas de lado lo que resulta cómodo no siendo en general significativa la excentricidad introducida. Debe ser garantizada la unión soldada en taller de la chapa a la viga principal. El doble ángulo o doble chapa obliga a montar las vigas desde arriba con un giro previo de las mismas, si la viga principal tiene alas.

Para permitir el giro de la viga que apoya se pueden utilizar agujeros ovalados cortos en el bulón superior ((c)) o con ángulos soldados no realizar los cordones superior e inferior del ángulo a la viga principal ((e)).

- Para vigas continuas se indican en la **Figura 9-3** algunas soluciones.

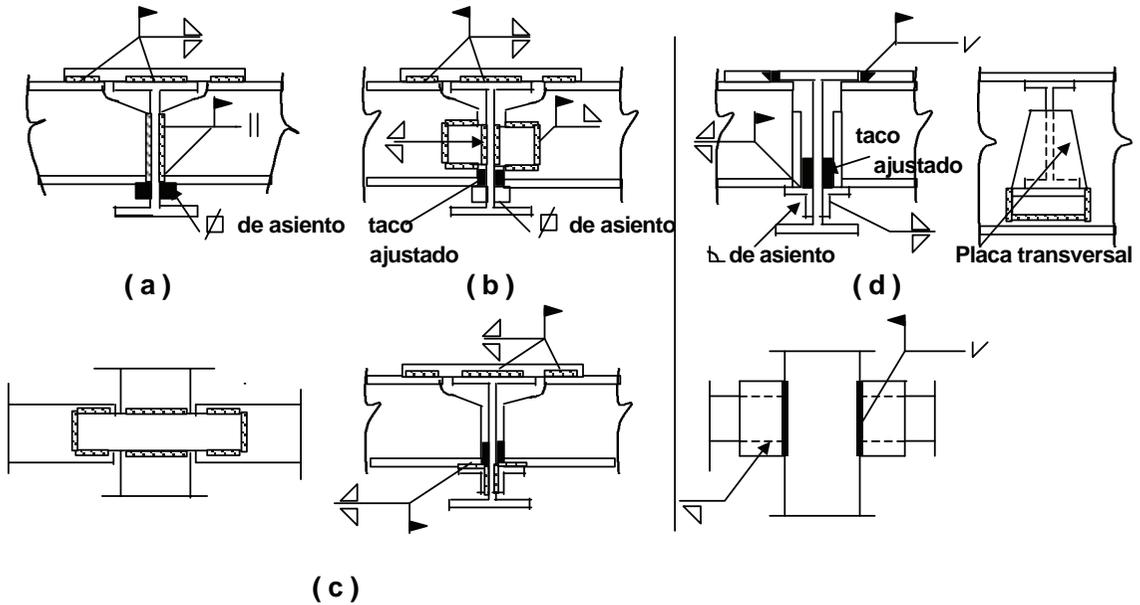


Figura 9-3

En ((a)) se coloca un cubrejunta de igual o mayor sección a la del ala de la viga transversal. El ancho debe ser menor para facilitar el soldado en obra. La compresión se puede transmitir soldando a tope alma y cordón inferior. El ángulo o barra de asiento puede servir de placa de respaldo. También se puede transmitir la compresión por un taco ajustado ((b)) o por los angulares de asiento ((c)). El corte se puede transmitir de alma a alma por angulares o chapas ((b)) , o por los angulares de asiento ((c)). Otra forma de unión se representa en (d) donde se agregan en taller suplementos planos a las vigas que se sueldan a tope con las alas de la viga principal. Aquí la compresión se trasmite por tacos ajustados y el corte por ángulos de asiento y una placa transversal de refuerzo que reparte la carga sobre ellos. El dimensionado y verificación de las uniones se realiza según lo visto en el **Capítulo 2**.

9.2.- UNIÓN DE VIGAS A COLUMNAS.

Las uniones de vigas a columnas pueden en el modelo de cálculo ser articulaciones (**giro libre**) o nudos rígidos (**giro relativo nulo**). También puede ser una unión semirígida que permita un giro relativo parcial. Veremos las dos primeras pues son las de uso mas común como modelo estructural.

Las uniones reales deben tener un comportamiento lo mas parecido posible a las teóricas.

- En la **Figura 9-4** se dan ejemplos de uniones comunes cuyo comportamiento es bastante similar al de una **articulación**. Los momentos transmitidos, o son despreciables, o su valor es pequeño, por lo que su consideración puede afectar solo localmente a las vigas y columnas que se unen. Si se articulan a una columna dos vigas laterales con reacciones parecidas el comportamiento de las uniones reales es casi igual al teórico.

Podemos realizar la unión con dos angulares abulonados o soldados generalmente en taller a la columna y en obra a la viga ((a)). Los ángulos transmiten el corte y en general se busca que sean deformables para permitir el giro de la viga. En uniones abulonadas se pueden emplear agujeros ovalados cortos.

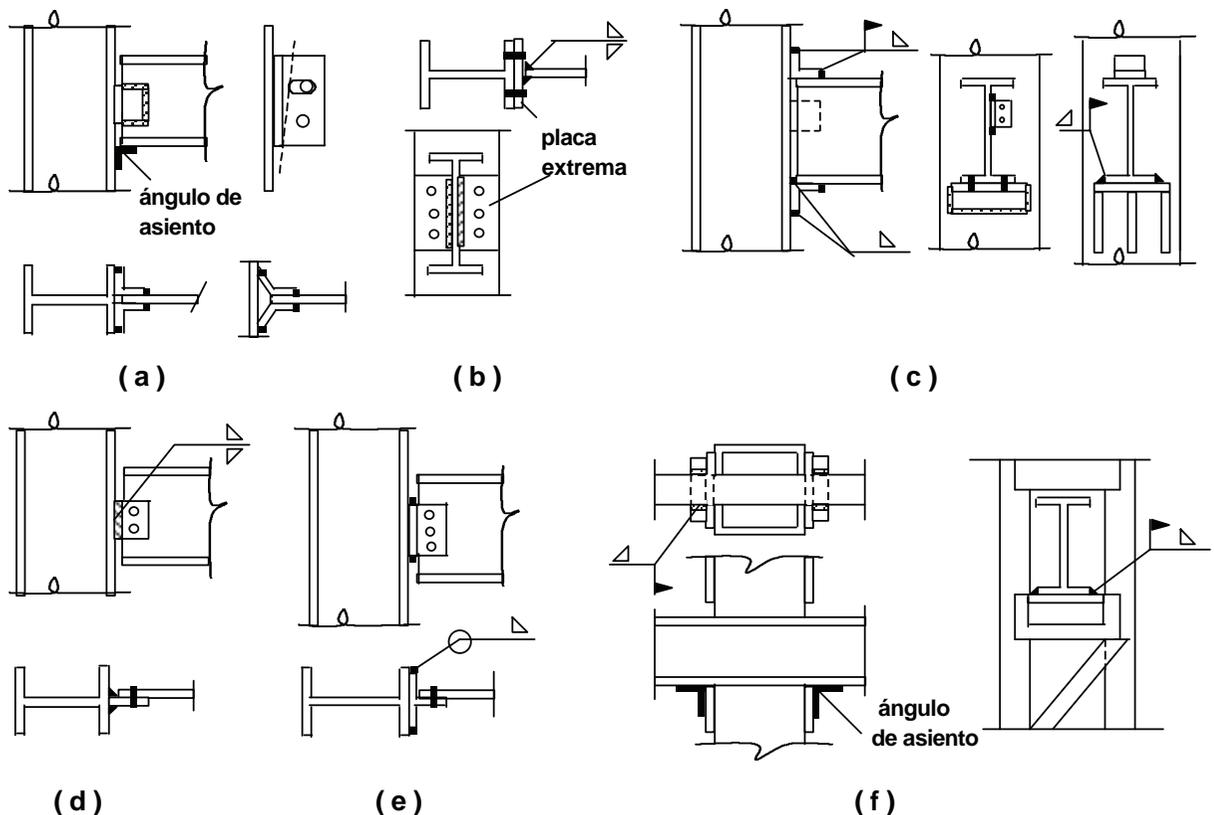


Figura 9-4

También se pueden utilizar placas extremas soldadas en taller a las vigas que se unen en obra a las columnas **((b))**. Generan menor excentricidad de la carga transmitida. Para tener una tolerancia de montaje se pueden utilizar chapas de relleno.

La solución con ángulo de asiento se indica en **(c)**. Para cargas importantes se deberá rigidizar el asiento con chapas. El ángulo superior conviene que sea deformable para permitir el giro de la viga. Puede reemplazarse por un ángulo lateral si se debe dejar libre el plano superior.

En **(d)** se indica una unión con chapa simple y en **(e)** con perfil te. En esta última, es mejor la unión con la columna. En ambos casos se pueden utilizar ángulos pequeños de asiento para facilitar el montaje.

En **(f)** se muestra el apoyo de una viga continua sobre una columna armada. El corte se transmite a la presilla. El ángulo de asiento permite unir la viga para tomar eventuales fuerzas longitudinales.

- En la **Figura 9-5** se dan ejemplos de uniones rígidas que deben transmitir momento y corte. En el caso **(a)** el momento se transmite por chapas unidas a la columna en taller y a las alas de la viga en obra. El corte, por dobles ángulos o chapas unidas al alma de la viga. También se pueden soldar a tope las alas de la viga con la columna. En este caso es conveniente preparar los bordes de las alas en V y utilizar placas de respaldo. El ángulo de asiento de montaje sirve para ello en el ala inferior. Según la forma de la columna pueden ser necesarias placas transversales para las fuerzas producidas por el momento y verticales para transmitir el corte. **((c))**. Si las fuerzas son importantes se deberán colocar rigidizadores en la columna **((d))** para evitar la flexión de las alas. También la unión se puede hacer con placas extremas soldadas a la viga y abulonadas en obra. **((e))**.

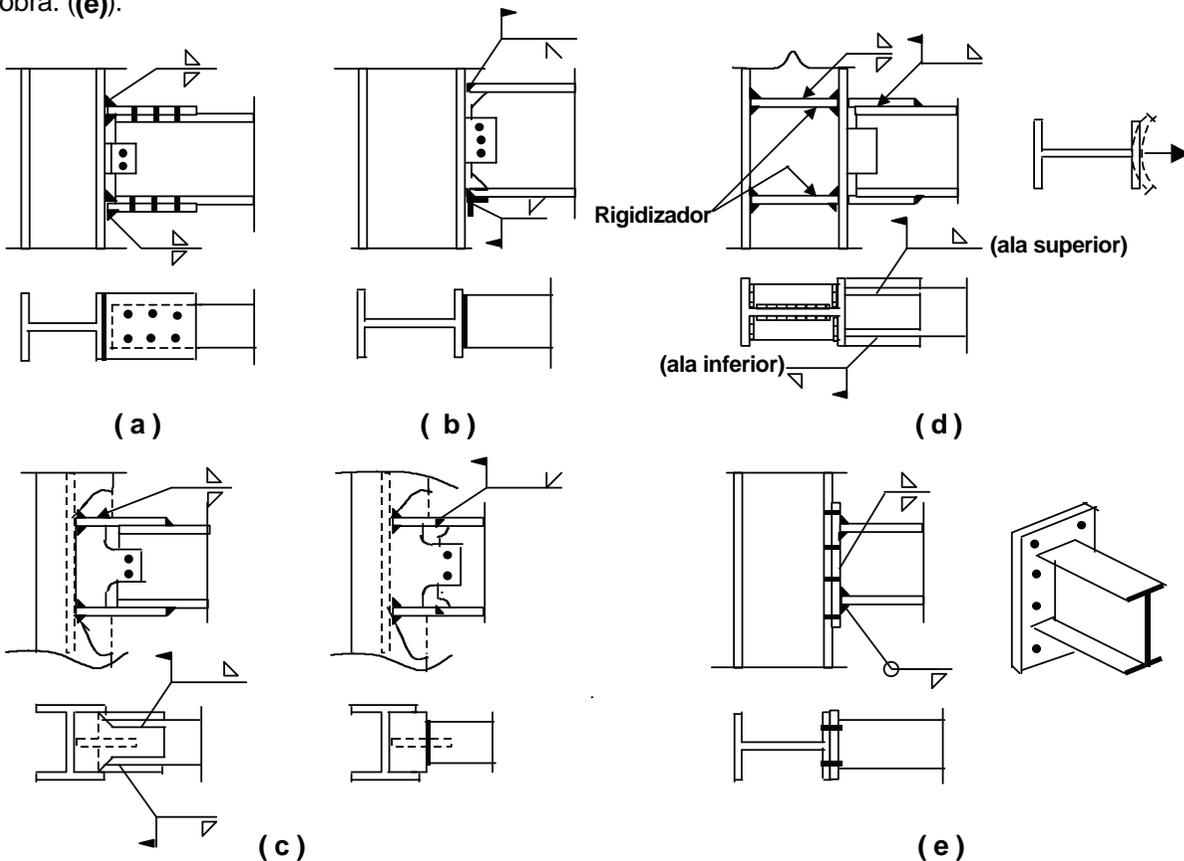


Figura 9-5

- Otro caso de nudo rígido son los nudos de esquina de pórticos. **(Figura 9-6)**. Las fuerzas producidas por los momentos comprimen la chapa de alma **((a))**. Si superan la resistencia a pandeo de la chapa se deben colocar rigidizadores. Algunos casos típicos se indican en **(b)** y **(c)**.

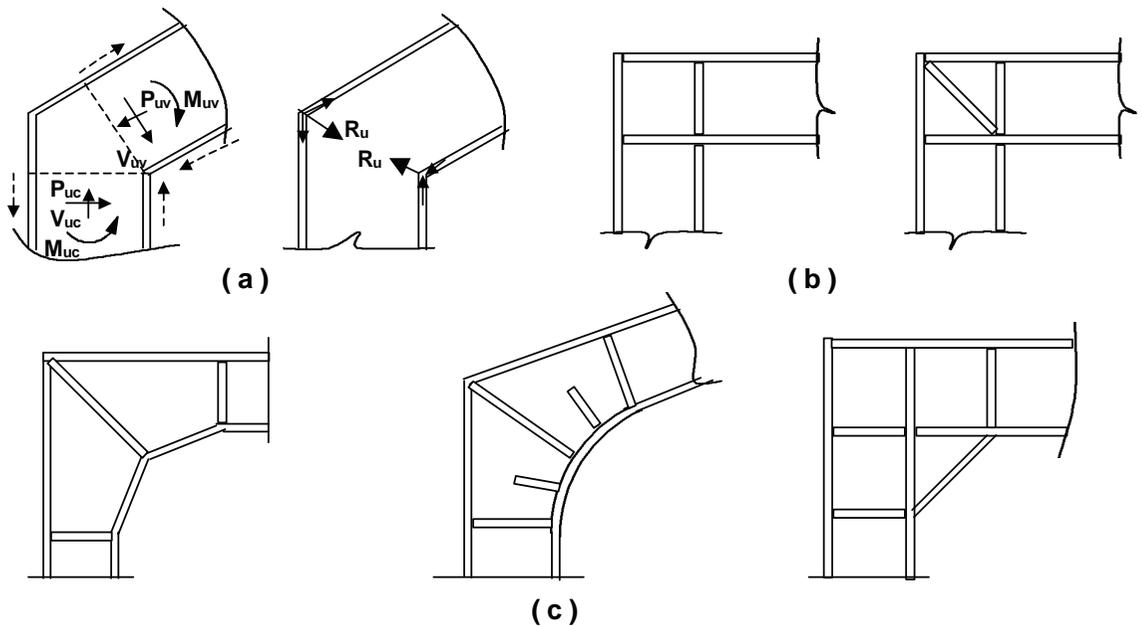


Figura 9-6

- Cuando las almas de las vigas y columnas que se unen en un nudo se hallan en un mismo plano los esfuerzos de corte pueden ser altos en ese plano. Se debe verificar la resistencia al corte del **panel nodal**. Este es la parte del nudo viga-columna formado por el área rectangular del alma de la columna en la intersección con la viga, circunscripta por las alas de la columna y por las placas de continuidad si las hubiera. Para ejemplificar supongamos un nudo de pórtico como el de la **Figura 9-7**. En **(a)** se representa el diagrama de momentos de la viga debido a cargas gravitatorias (M_{uG}). En **(b)** el diagrama de momentos debido a fuerzas laterales (por ejemplo viento) (M_{uL}). En **(c)** el nudo y las solicitaciones actuantes.

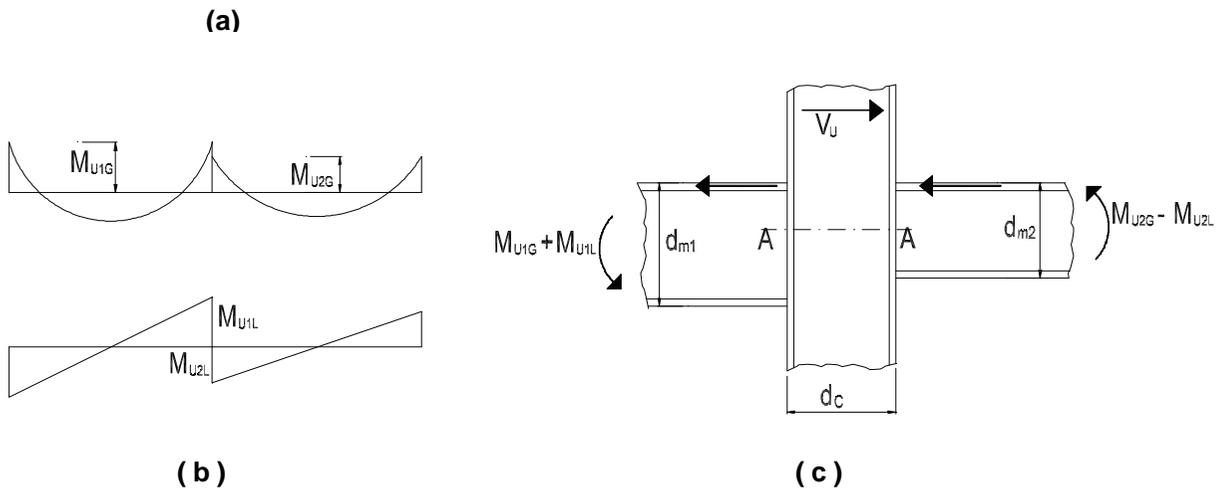


Figura 9-7

Siendo V_u el corte en la columna superior, el corte en la sección **A-A** es:

$$V_{uA} = (M_{u1G} + M_{u1L})/d_{m1} + (M_{u2G} - M_{u2L})/d_{m2} - V_u$$

d_{m1} , d_{m2} son las distancias entre ejes de alas de las vigas.

Si la resistencia requerida V_{uA} es menor o igual que la resistencia de diseño al corte $\phi.R_v$ no son necesarios refuerzos. En un análisis elástico la resistencia al corte es función del grado de compresión que tenga el panel. La curva de interacción dada por el CIRSOC 301-EL (y la Especificación AISC-LRFD) en la Sección K.1.7. se indica en la **Figura 9-8**.

El factor de resistencia $\phi = 0,9$

La **Resistencia nominal** R_v (kN) al corte es:

Para $P_u \leq 0,4 P_y$ $R_v = 0,6 F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot (10)^{-1}$

Para $P_u > 0,4 P_y$ $R_v = 0,6 F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot [1,4 - (P_u/P_y)] \cdot (10)^{-1}$

P_u = fuerza axil requerida en columna. (kN)

$P_y = A_g \cdot F_y \cdot (10)^{-1}$ (kN)

A_g = área bruta de la columna. (cm²)

d_c = altura de la columna. (cm)

t_w = espesor del alma del panel nodal. (cm)

F_y = tensión del acero del alma de la columna. (MPa)

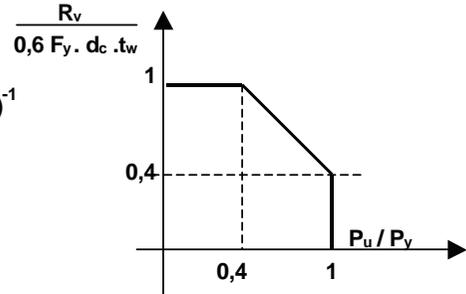


Figura 9-8

Si $V_{uA} > \phi.R_v$ será necesario aumentar el espesor del alma del panel nodal, colocar chapa doble o colocar rigidizadores diagonales.

Los rigidizadores se dimensionan como un rigidizador de fuerza y deben cumplir con sus especificaciones. (ver **Capítulo 7**).

Si se provee al panel de una adecuada ductilidad y se consideran en el análisis del pórtico las deformaciones inelásticas del panel nodal, se puede incrementar la resistencia al corte. El CIRSOC 301-EL (y la Especificación AISC-LRFD) en la Sección K.1.7 del Capítulo K da las resistencias de diseño correspondientes a esa situación.

9.3.- APOYO DE VIGAS SOBRE HORMIGÓN O MAMPOSTERÍA.

Las vigas metálicas apoyan a veces sobre hormigón o mampostería. Es el caso de cabriadas de naves que tienen sus cerramientos de mampostería con columnas de H^oA^o, o el de vigas de puentes peatonales que apoyan sobre pilas de H^oA^o, etc.

Cuando las cargas no son muy importantes el apoyo más simple es una **placa de apoyo**. (Figura 9-9). Si el modelo del apoyo es deslizante el comportamiento del apoyo real no responde al modelo pero para cargas pequeñas puede considerarse aceptable si no se une la viga a la chapa. Si el modelo es de apoyo fijo se deberá unir la viga a la placa y la unión será dimensionada para transmitir las fuerzas horizontales.

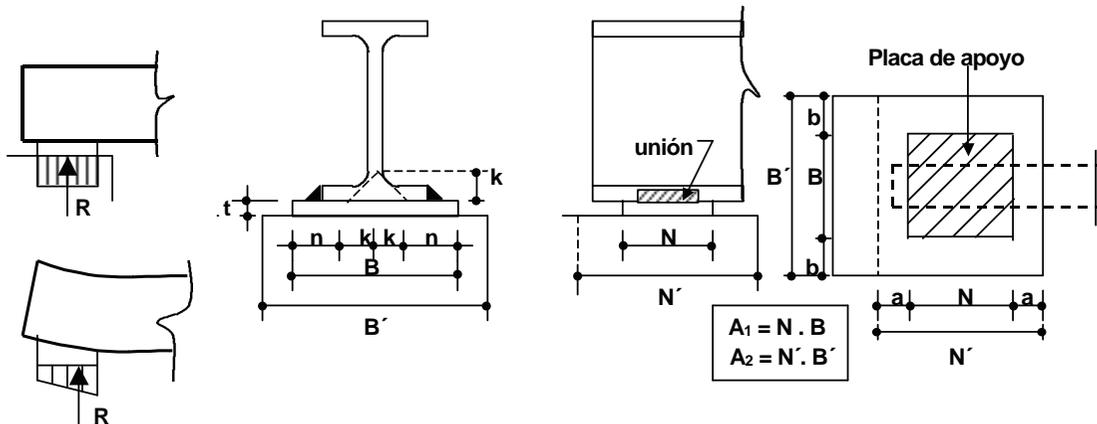


Figura 9-9

Al girar la viga la distribución de tensiones bajo la placa no es uniforme, aunque si las cargas son pequeñas y la placa es suficientemente rígida se puede suponer una distribución uniforme de tensiones bajo la placa.

En el caso de apoyo sobre hormigón el CIRSOC 301-EL (Capítulo J, Sección J.9.) considera como carga máxima de compresión sobre aquél : $\phi_c \cdot P_p$ con $\phi_c = 0,6$

y la resistencia nominal a compresión sobre el hormigón P_p (kN) igual a :

- Si la placa de apoyo cubre **toda el área** de hormigón:

$$P_p = 0,85 f'_c \cdot A_1 \cdot (10)^{-1} \quad (9-1)$$

- Si la placa de apoyo **no cubre** toda el área del apoyo de hormigón :

$$P_p = 0,85 f'_c \cdot A_1 \cdot \sqrt{A_2 / A_1} \cdot (10)^{-1} \quad (9-2)$$

A_1 es el área de la placa de apoyo obviamente centrada con la reacción de la viga. (cm²)

A_2 es la máxima parte del área del apoyo de hormigón geoméricamente similar y concéntrica con la placa de apoyo. (cm²)

Debe ser $\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2$

f'_c es la resistencia especificada a compresión del hormigón. (MPa)

O sea: si la placa de apoyo tiene menor área que la superficie de asiento se incrementa la resistencia al aplastamiento.

A partir de la reacción de apoyo R_u se puede determinar el área necesaria de placa A_1 con las ecuaciones (9-1) y (9-2) haciendo

$$R_u = \phi_c \cdot P_p$$

La dimensión **N** deberá ser la necesaria para que no se produzcan los efectos debidos a la acción de cargas concentradas, de aplastamiento del alma o pandeo local del alma vistos en el **Capítulo 7, Sección 7.3.5.** Definido **N** y A_1 se obtiene **B**.

Para determinar el espesor de la placa de apoyo **t** se supone una distribución uniforme de presiones (MPa) sobre la placa igual a $(R_u / A_1) \cdot 10$

El momento flector máximo puede suponerse que ocurre en una sección ubicada a la distancia **k** del eje longitudinal de la placa, siendo **k** la distancia entre el borde externo del perfil y el comienzo del empalme curvo de ala y alma. Si no fuera una sección laminada se toma **k** igual al espesor del ala. Es

$$n = (B / 2) - k$$

Para una franja de **1 cm.** de ancho el momento requerido es

$$M_u = (1/2) \cdot (R_u / A_1) \cdot n^2 \cdot (10)^{-2} \text{ (kN.m)} \quad \text{debe ser } M_u = \phi \cdot F_y \cdot Z \cdot (10)^{-3} \quad Z = 1 \cdot t^2 / 4 \text{ (sec. rectangular)}$$

$$\phi = 0,9$$

de donde (10). $R_u \cdot n^2 / 2 \cdot A_1 = 0,9 F_y \cdot (t^2 / 4)$ y despejando **t**

$$t = 4,71 \sqrt{R_u \cdot n^2 / A_1 \cdot F_y} \quad (R_u \text{ en kN; } F_y \text{ en MPa; } n \text{ en cm; } A_1 \text{ en cm}^2)$$

• Para cargas más importantes se deben diseñar apoyos más complejos. Cuando el apoyo debe ser una articulación se puede diseñar un apoyo como el de la **Figura 9-10.**

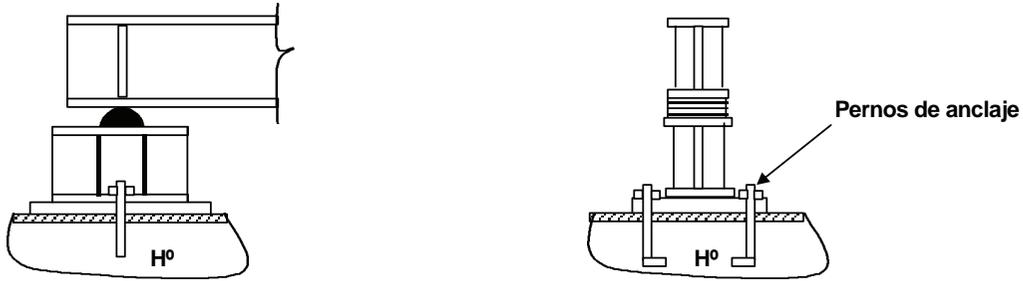


Figura 9-10

Cuando el apoyo debe ser deslizante (móvil) el proyecto del mismo no es sencillo. En el pasado se construían aparatos de apoyo para ambos casos utilizando fundición de acero. Actualmente se utilizan apoyos de neopreno que permiten materializar apoyos de comportamiento similar al teórico de los apoyos fijos articulados o deslizantes.(Figura 9-11).

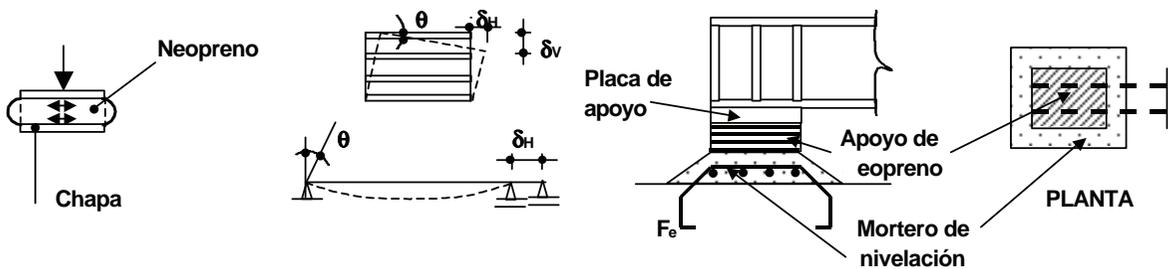


Figura 9-11

Se construyen con planchas de neopreno separadas por láminas de acero unidas con adhesivo. Las capas de neopreno tienen de 8 a 10 mm. de espesor y las chapas separadoras de 1 a 3 mm. Los separadores impiden la deformación transversal del neopreno zunchándolo. El apoyo puede deformarse verticalmente, horizontalmente y girar. La superficie del apoyo es función de la carga vertical a transmitir. La cantidad de capas del apoyo se determina en función de los desplazamientos horizontales y de los giros que tiene la viga por la acción de las cargas mayoradas.

El apoyo se coloca sobre una capa de nivelación de mortero unida por armadura al macizo de hormigón.

La carga se transmite de la viga al apoyo por una placa de apoyo como la vista anteriormente.

- En estructuras livianas bajo la acción del viento pueden producirse fuerzas hacia arriba en los apoyos. En esos caso es necesario unir la placa al hormigón mediante pernos de anclaje. (Figura 9-12)

Los pernos se dimensionarán con la fuerza de tracción requerida resultante.

El espesor de la placa t_p (cm) se determina según lo siguiente:

$$M_u = T_p \cdot n_1 \cdot (10)^{-2} = \phi \cdot F_y \cdot Z \cdot (10)^{-3} = \phi \cdot (10)^{-3} \cdot F_y \cdot N_1 \cdot t_p^2 / 4$$

$$t_p = \sqrt{40 \cdot T_p \cdot n_1 / \phi \cdot N_1 \cdot F_y} \quad (F_y \text{ en MPa})$$

T_p es la tracción requerida en el perno. (kN)

N_1 se determina a partir de una distribución de fuerza

en un ángulo de 45° $N_1 = d_p + 2 n_1$ siendo d_p el diámetro del perno.(cm)

n_1 es la distancia indicada en la Figura 9-12.(cm)

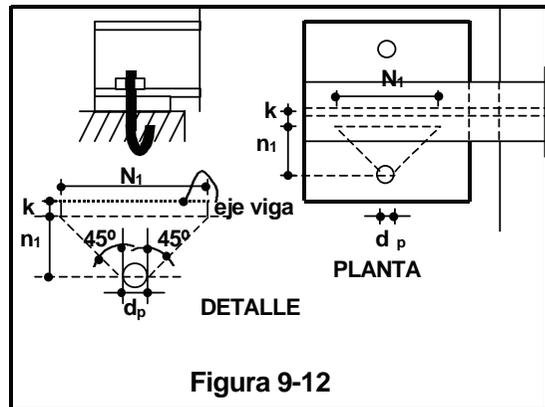


Figura 9-12

9.4.- BASES DE COLUMNAS.

Las columnas transmiten sus solicitaciones al suelo de fundación a través de bases de Hormigón Armado que son las que quedan enterradas. Son necesarias **bases metálicas** para transmitir las solicitaciones de la columna a la base de H^oA^o.

Las solicitaciones a transmitir son fuerza normal axial o excéntrica y corte.

Para solicitaciones poco importantes la base está formada por una placa unida a la columna y si aumenta la intensidad de las solicitaciones se deben agregar cartelas. **(Figura 9-13 (a),(b),(c))**.

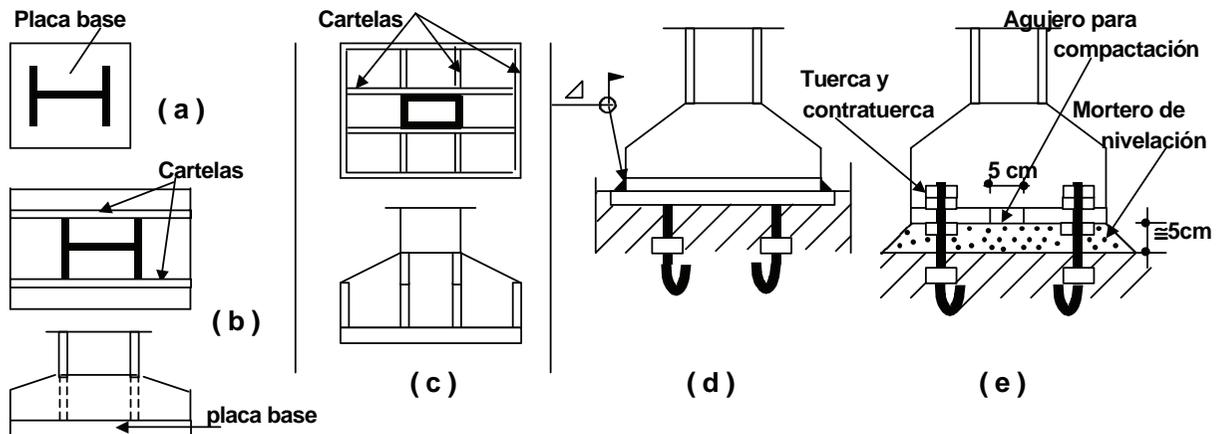


Figura 9-13

Para unir la columna con la base de hormigón se pueden emplear algunos de los dos sistemas siguientes:

(1) Se deja en la base una placa anclada al hormigón con hierros redondos soldados a ella. A esa placa se suelda directamente la placa base de la columna mediante soldaduras de filete. **(Figura 9-13(d))**.

(2) Se realiza la unión con pernos de anclaje (con sus correspondientes tuercas) incluidos en la masa de hormigón. **(Figura 9-13(e))**. Provisoriamente se monta la columna con su base y se sostiene por medio de las tuercas. Una vez nivelada y aplomada la columna, para lo cual se giran adecuadamente las tuercas situadas por debajo de la placa, se rellena la junta con mortero de cemento y arena fina compactándolo a través de agujeros dejados en la placa base. El diámetro de estos agujeros será de unos 50 mm. La columna se fija apretando las tuercas superiores. Una vez fraguado el mortero y montada la estructura se inmovilizan las tuercas por un punto de soldadura o por picado de la rosca.

El segundo sistema en general es preferible al primero pues resulta difícil nivelar correctamente la placa anclada al hormigón.

Para solicitaciones muy importantes las cartelas no son suficientes y se deben proyectar otros sistemas como el indicado en la **Figura 9-14**.

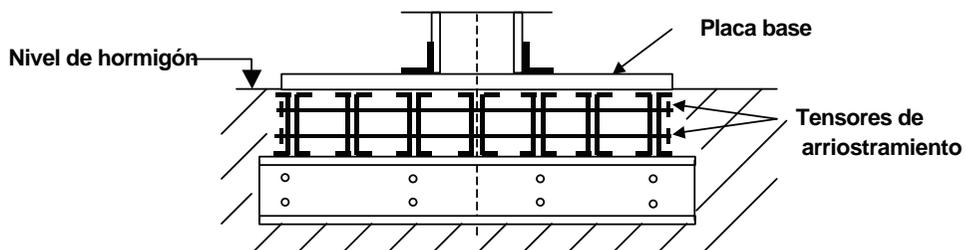


Figura 9-14

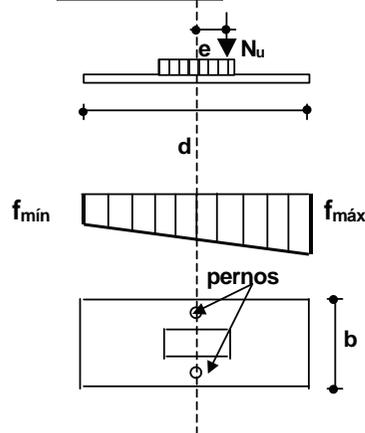
- Analizaremos el proceso de dimensionado para las bases simples de planta rectangular formadas por una placa base y cartelas.

En general la base estará sometida a una fuerza normal N_u (de compresión o de tracción) (kN), un momento flector M_u (kN.m) y un esfuerzo de corte V_u (kN).

Supondremos que la base es totalmente rígida lo cual es cierto en la mayoría de los casos. Las deformaciones del hormigón de asiento son proporcionales a su distancia al eje neutro. Bajo esta hipótesis las reacciones que debe proveer el macizo de hormigón se deducirán de las condiciones de equilibrio estático.

Se pueden dar tres situaciones según la excentricidad e (cm) de la carga. ($e = (10^2 \cdot M_u) / N_u$)

(1) $e < (1/6) \cdot d$



d = longitud de la base en el plano de flexión. (cm)

b = ancho de la base. (cm)

La superficie de apoyo se encuentra totalmente comprimida.

Las tensiones máxima y mínima sobre el hormigón valen:

$$\text{(MPa)} \quad f_{\max} = (10 \cdot N_u / b \cdot d) + (6 \cdot 10^3 \cdot M_u / b \cdot d^2) \quad (9-3)$$

$$\text{(MPa)} \quad f_{\min} = (10 \cdot N_u / b \cdot d) - (6 \cdot 10^3 \cdot M_u / b \cdot d^2) \quad (9-4)$$

La determinación de las dimensiones de la base se realiza de la siguiente manera:

- Conocido e se fija un d que cumpla la condición $d > 6 \cdot e$

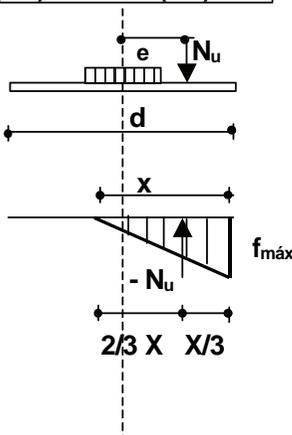
- Con $f_{\max} = f_{\text{cál}}$ en la ecuación (9-3) se determina b

$f_{\text{cál}}$ es la tensión de cálculo de aplastamiento del hormigón cuyo valor se dará más adelante.

- Se verifica que el b obtenido sea compatible con las dimensiones de la columna.

Para el corte se colocan pernos de anclaje dimensionados para ello según vimos en el **Capítulo 2**. Se disponen preferentemente en el eje de la base para que resulten poco solicitados por el momento. (Ver figura).

(2) $(1/6) \cdot d \leq e \leq (3/8) \cdot d$



En la hipótesis adoptada la base resulta con una distribución triangular de tensiones de compresión que son las únicas que puede desarrollar el hormigón.

El límite máximo de e se fija para garantizar que la fuerza normal quede dentro de la base.

Debiendo coincidir la recta de acción de N_u con la de la reacción de la base, la longitud de la zona comprimida X es:

$$X = 3 \cdot [(d/2) - e]$$

El equilibrio exige $(1/2) \cdot (10)^{-1} \cdot f_{\max} \cdot X \cdot b = N_u$
reemplazando el valor de X y despejando:

$$\text{(MPa)} \quad f_{\max} = \frac{20 N_u}{3 \cdot b \cdot [(d/2) - e]} \quad (9-5)$$

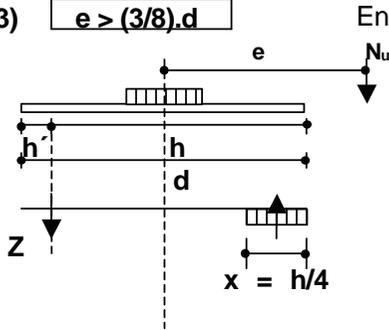
La determinación de las dimensiones de la base se realiza como sigue:

- Se fija d con la condición $(8/3) \cdot e \leq d \leq 6 \cdot e$

- Con $f_{\max} = f_{\text{cál}}$ de la ecuación (9-5) se determina b

- Se verifica que el b obtenido sea compatible con las dimensiones de la columna.

Para el corte se procede de igual manera que en el caso anterior.

(3) $e > (3/8) \cdot d$ 

En este caso por razones de economía y seguridad se colocan pernos anclados en el hormigón que toman esfuerzos de tracción.

Se puede suponer razonablemente que en una zona extrema de la base el hormigón comprimido se plastifica. Se considera que esa zona tiene una longitud máxima x igual a $1/4$ de la altura útil de la base. Los pernos de anclaje están colocados a una distancia h' del borde traccionado de la placa base. h' como mínimo debe ser **5cm** ó **dos** veces el **diámetro del perno**.

- Para **fuerza normal de compresión** la condición de equilibrio de momentos con respecto al punto de ubicación del perno es:

$$f_{\text{máx}} \cdot (h/4) \cdot b \cdot [h - (h/8)] \cdot (10)^{-1} = N_u \cdot [e + (d/2) - h']$$

despejando:

$$(\text{MPa}) \quad f_{\text{máx}} = \frac{320 \cdot N_u \cdot [e + (d/2) - h']}{7 \cdot b \cdot h^2} \quad (9-6)$$

La condición de equilibrio de fuerzas verticales da :

$$Z_u + N_u = f_{\text{máx}} \cdot b \cdot (h/4) \cdot (10)^{-1} \quad \text{de donde} \quad Z_u = f_{\text{máx}} \cdot b \cdot (h/4) \cdot (10)^{-1} - N_u \quad (9-7)$$

siendo Z_u (kN) la tracción en los pernos de anclaje.

- Para **fuerza normal de tracción** este esquema es la única solución posible. El equilibrio de momentos resulta :

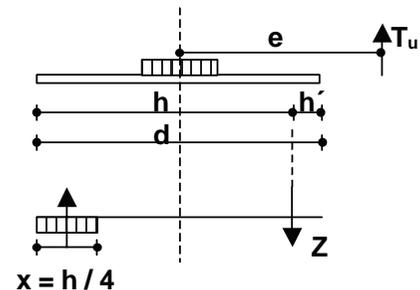
$$f_{\text{máx}} \cdot (h/4) \cdot b \cdot [h - (h/8)] \cdot (10)^{-1} = T_u \cdot [e - (d/2) + h']$$

y despejando:

$$(\text{MPa}) \quad f_{\text{máx}} = \frac{320 \cdot T_u \cdot [e - (d/2) + h']}{7 \cdot b \cdot h^2} \quad (9-8)$$

y del equilibrio de fuerzas verticales:

$$(\text{kN}) \quad Z_u = f_{\text{máx}} \cdot b \cdot (h/4) \cdot (10)^{-1} + T_u \quad (9-9)$$



Para la determinación de las dimensiones de la base se puede fijar d de manera que cumpla la condición del caso. Fijar h' y de las ecuaciones (9-6) ó (9-8) despejar b . Si éste no es compatible con las dimensiones de la columna rehacer el procedimiento. Otra forma es fijar una relación (h/b) deseada y despejar d verificando luego su relación con e .

Los **pernos de anclaje** tomarán también el corte y deberán ser dimensionados para dicho esfuerzo combinado con la fuerza de tracción según lo expresado en el **Capítulo 2**.

- Para la tensión máxima de aplastamiento del hormigón (tensión de cálculo) podemos tomar la **tensión de diseño** de compresión sobre el hormigón dada por el CIRSOC 301-EL (Sección J.9.) vista en la **Sección 9-3** (Página 291).

$$f_{\text{cál}} = f_{\text{dis}} = 0,6 \times 0,85 \times f'_c = 0,51 f'_c$$

tomada sobre el área **efectivamente comprimida** A_1 .

f'_c es la resistencia especificada a compresión del hormigón. (MPa)

En la situación **(1)** con **carga centrada** y en la situación **(3)** cuando la base de hormigón tenga dimensiones mayores que la placa base se podrá incrementar esa tensión de diseño a:

$$f_{dis} = 0,51 f'_c \cdot \sqrt{A_2 / A_1} \quad \text{con } \sqrt{A_2 / A_1} \leq 2$$

siendo A_2 la superficie de la base de hormigón **geoméricamente similar y concéntrica** a la superficie efectivamente comprimida A_1 .

La condición de dimensionado es :

$$f_{m\acute{a}x} = f_{dis}$$

La condición de verificación es :

$$f_{m\acute{a}x} < f_{dis}$$

- Determinadas las dimensiones de la base metálica se debe proyectar la disposición de las cartelas cuando fuera necesario. Esto ocurre cuando el espesor de la placa actuando sola resulta muy grande y la inclusión de las cartelas permite una sensible disminución del peso total de acero que compense el mayor costo de mano de obra y material de soldadura que implica su colocación.

La **placa base** se dimensiona para resistir los momentos flectores generados por la reacción de la base actuando como carga repartida en la zona comprimida en las tres situaciones vistas o como carga concentrada donde se ubican los pernos en la situación **(3)**.

Los apoyos de la placa base serán los bordes de la columna soldados a ella y/o las cartelas cuando existan. Según sea la distribución de apoyos se obtendrán los momentos máximos en la placa base. Para garantizar la rigidez de la placa (hipótesis con la que se determinaron las tensiones de contacto) conviene tomar como **momento nominal** el momento elástico $S.F_y$.

Para el dimensionado de las **cartelas** se determinará su diagrama de carga a partir de la carga reactiva que le transmita la placa base. Las cartelas apoyarán en otras cartelas o en los bordes de la columna unidos a ella. Si la relación luz-altura de la cartela es la necesaria para que sea válida la teoría de flexión, se dimensionarán a flexión y corte como sección rectangular.

(Esa relación es: para ménsulas : altura \leq luz; para vigas de un vano : altura \leq luz / 2; para vigas de dos vanos : altura \leq luz / 2,5). Si los límites son superados se deberán dimensionar con las fuerzas resultantes del equilibrio prestando atención al pandeo fuera del plano producido por la biela de compresión.

Las uniones soldadas de la placa base con las cartelas y la columna (las llamaremos uniones tipo **A**) deberán transmitir toda la fuerza cortante y además el 100% de la fuerza de compresión si las superficies no están mecanizadas pudiendo tomarse el 50% si las superficies en contacto estuvieran mecanizadas. Si la fuerza es de tracción deberán transmitir el 100% de ella.

Las **uniones soldadas de las cartelas a la columna** (las llamaremos uniones Tipo **B**) deberán transmitir la totalidad de la fuerza normal que les corresponda y el total del corte.

- En lo que sigue se muestran los pasos a seguir en el caso de una base sencilla una vez definidas sus dimensiones. Se supone que es necesario colocar cartelas . Se plantea la base rectangular y las cartelas se ubican paralelas al lado largo (que es el plano de la flexión) a fin de tener pequeños voladizos de la placa base.

Se analizan dos casos:

(a) la base se encuentra en situación **(1)** ó **(2)**. Los pernos de anclaje sólo toman el corte y se ubican cercanos al centro de la base. (**Figura 9-15 (a)**)

(b) la base se encuentra en la situación **(3)**. Los pernos de anclaje toman el corte y la tracción. Se disponen lo más alejados posible del eje de la base. (**Figura 9-15 (b)**).

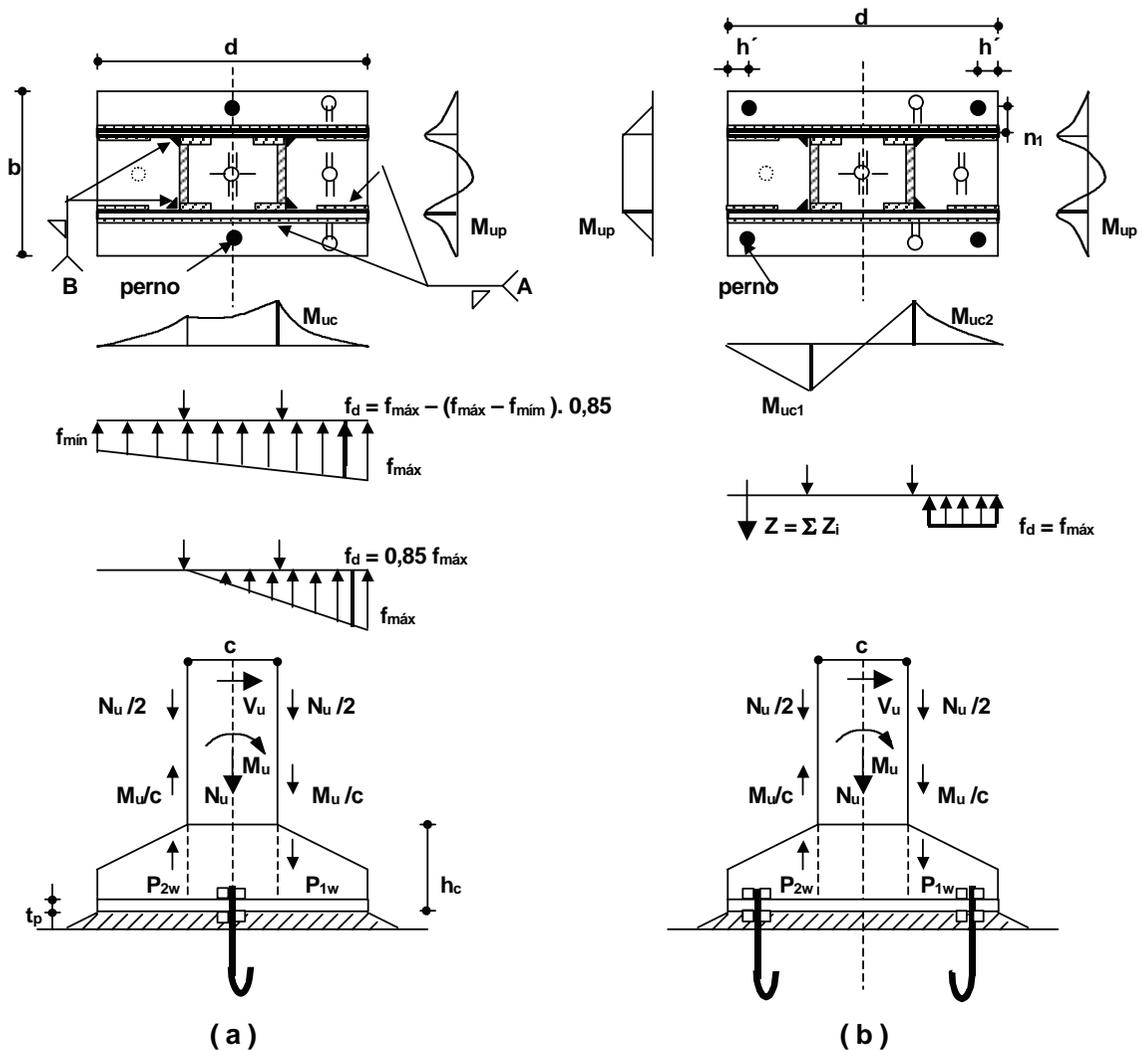


Figura 9-15

Se indica la repartición de las presiones sobre la placa base (f) y los diagramas de momentos flectores de placa base (M_{up}) y cartelas (M_{uc}). Cuando hay tensiones de contacto variables se considera para el dimensionado de la placa base un valor menor al máximo dado que éste sólo se da en una fibra y puede tomarse una franja como la más solicitada.

Para el **dimensionado de la placa base** se toma el máximo momento requerido M_{up} correspondiente, según el caso. Para su cálculo se considerará la tensión de contacto f_d . En caso (b) se deberá calcular también el producido por la fuerza en el perno Z_i ($= Z/n^o$ de pernos). Deberá ser

$$M_{up} = \phi \cdot M_{np} \text{ con } \phi = 0,9$$

M_{np} = momento nominal de la placa base. (kN.m)

. Para placa flexionada por la compresión (situación (1), (2) y placa en zona de compresión en situación (3)) :

$$M_{np} = S \cdot F_y \cdot (10)^{-3} = (1 \cdot t_p^2 / 6) \cdot F_y \cdot (10)^{-3}$$

se obtiene $(cm) \quad t_p = \sqrt{6 \cdot M_{up} \cdot (10)^3 / 0,9 F_y} \quad (F_y \text{ en MPa})$

. Para placa flexionada por la tracción del perno (en el caso **(b)** de la **Figura 9-15**)

$$(kN.m) \quad M_{up} = Z_i \cdot n_1 \cdot (10)^{-2} = 0,9 S.F_y \cdot (10)^{-3}$$

se puede adoptar una distribución a 45° para pernos extremos

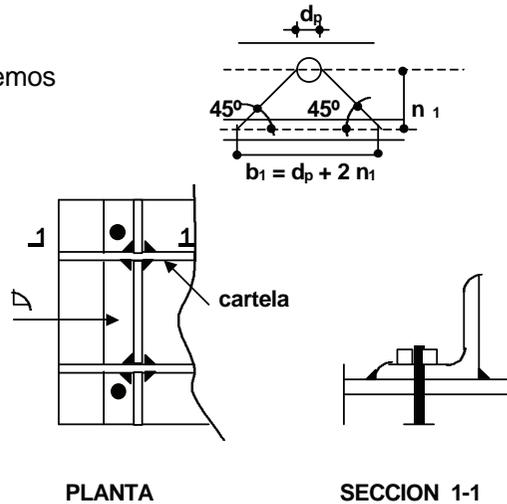
$$(cm^3) \quad S = (1/6) \cdot (d_p + 2 n_1) \cdot t_p^2$$

de donde se obtiene el espesor de placa necesario.

d_p = diámetro del perno. (cm)

Si los pernos se encuentran entre cartelas se puede tomar como ancho colaborante de la placa base $b_1 = 2 \cdot n_s$ siendo n_s la distancia entre ejes de pernos.

Cuando la fuerza en el perno es importante para evitar una placa muy gruesa se puede reforzar la franja con un perfil ángulo soldado a la placa.



Para el **dimensionado de las cartelas** se determina el momento requerido M_{uc} según el esquema indicado en la **Figura 9-15** para cada caso. Para cartelas trabajando en flexión se determina el momento de diseño y el corte de diseño como sección rectangular. Para el espesor de la cartela además del corte se deberá considerar la posibilidad de pandeo lateral para aquellas que toman las tensiones de contacto de compresión.

Los **cordones de soldadura de filete de las uniones Tipo A** tomarán la composición de fuerza horizontal y vertical. La fuerza horizontal será el corte requerido de la columna V_u distribuido entre la longitud total de cordones. La fuerza vertical será: **(a)** para zona de presión de contacto de compresión el 100% de la transmitida por la placa base en el sector más solicitado si no hay mecanizado de superficies; el 50% de la misma fuerza si hay mecanizado de superficies en contacto de placa base y cartela. **(b)** Para transmisión de carga de pernos el 100% de la fuerza del perno distribuida en el ancho colaborante b_1 .

Para los **cordones de soldadura de filete de las uniones Tipo B** es más sencillo determinar las fuerzas a transmitir viniendo del lado de la columna. (ver **Figura 9-15**). Transmitirán la combinación de fuerza horizontal y vertical. La horizontal se obtiene de repartir entre los cordones el corte requerido de la columna V_u . La vertical será para el total de cordones de un lado y del otro, respectivamente:

$$(kN) \quad P_{1w} = (N_u / 2) + (M_u \cdot 10^2 / c) \quad \text{y} \quad P_{2w} = (N_u / 2) - (M_u \cdot 10^2 / c)$$

c es la altura de la columna en el plano de flexión. (cm)

N_u (kN), M_u (kN.m) = fuerza axil y momento requerido de la columna, respectivamente.

Los **pernos de anclaje** serán dimensionados para fuerza cortante solamente en las situaciones **(1)** y **(2)** y para fuerza cortante y tracción en la situación **(3)** de acuerdo a lo dicho en el **Capítulo 2**. En la situación **(3)** como el momento flector generalmente tiene ambos sentidos (cuando es originado por acciones de viento o sismo), se deben colocar pernos de anclaje de ambos lados de la base. En estas condiciones el corte es tomado por la totalidad de los pernos y la tracción solo por los pernos ubicados del lado traccionado.

Se suelen usar barras roscadas de acero común (del tipo F24 según IRAM-IAS o A36 según ASTM) o bulones con cabeza del Tipo A307 y eventualmente de alta resistencia del Tipo A325 (ISO 8.8) o A490 (ISO 10.9).

La longitud de anclaje en el Hormigón en el caso de barras roscadas rectas puede tomarse aproximadamente de **50 veces el diámetro**. (Figura 9-16 (a)). Si presentan un gancho recto de longitud mínima **5 diámetros** mas el radio de doblado (Figura 9-16(b)), puede reducirse la longitud recta a **30 diámetros**.

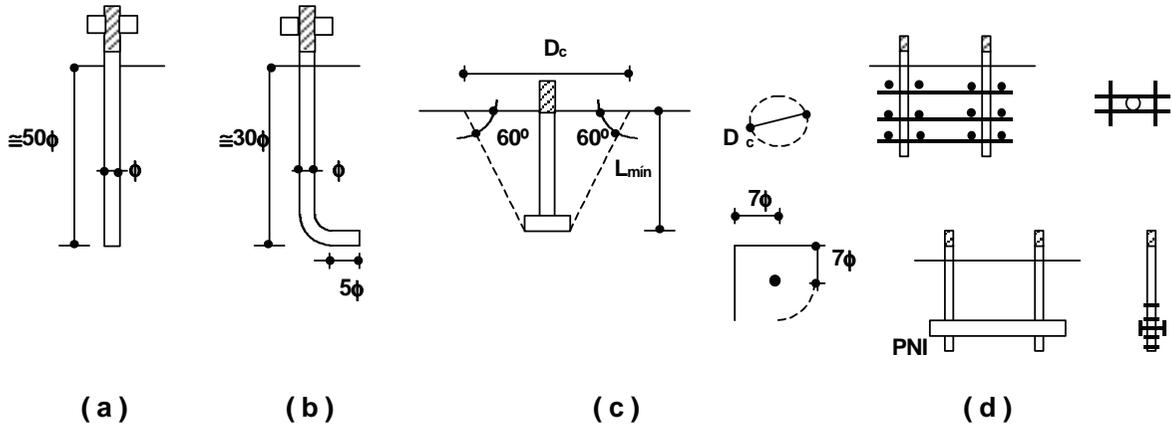


Figura 9-16

Para que se desarrolle su adherencia la distancia del eje del perno al borde de hormigón debe ser por lo menos de **5 diámetros**.

Mucho más efectivo es el anclaje con bulones con cabeza (Figura 9-16(c)). Considerando que su arranque se produce según una superficie de falla como la indicada en la figura la longitud mínima se obtiene por la expresión :

$$L_{\min} = \sqrt{10 \cdot T_u / 0,33 \pi \cdot \phi_t \cdot f_t} \quad \phi_t = 0,75$$

f_t (Mpa) es la tensión de rotura a tracción del hormigón = $0,6 \sqrt{f_c}$ (f_c en Mpa)

T_u en kN

Debe estar asegurado totalmente la formación del cono de falla. Para bulones esquineros separados por lo menos **7 diámetros** de los bordes se debe tomar 4 veces el valor dado por la expresión anterior lo que lleva en este caso a una longitud intermedia entre la de los pernos rectos y los pernos con gancho de igual tipo de acero.

Si resultan longitudes muy grandes se pueden soldar a los pernos elementos transversales como mallas de hierro redondo o perfiles. (Figura 9-16 (d)).

Se pueden también aplicar las especificaciones del Apéndice D del Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón CIRSOC 201/2005.

9.5.- OTRAS UNIONES EXTREMAS DE COLUMNAS.

Para materializar una articulación extrema de columna se pueden proyectar soluciones como las indicadas en la Figura 9-17.



Figura 9-17

CAPITULO 10

PUENTES GRUAS. VIGAS CARRIL. IMPACTO. FATIGA.

10.1.- MONORIELES Y PUENTES GRÚAS.

En los establecimientos industriales para movilizar elementos en las zonas de producción y almacenamiento se utilizan transportadores suspendidos y puentes grúas. Ellos generan acciones dinámicas, de intensidad variable y de actuación cíclica sobre elementos de la estructura de la nave industrial.

Los transportadores (**Figura 10-1**) levantan cargas de pequeña magnitud y se desplazan sobre un riel único que se designa como **monoriel**. Muchas veces su desplazamiento se produce manualmente.

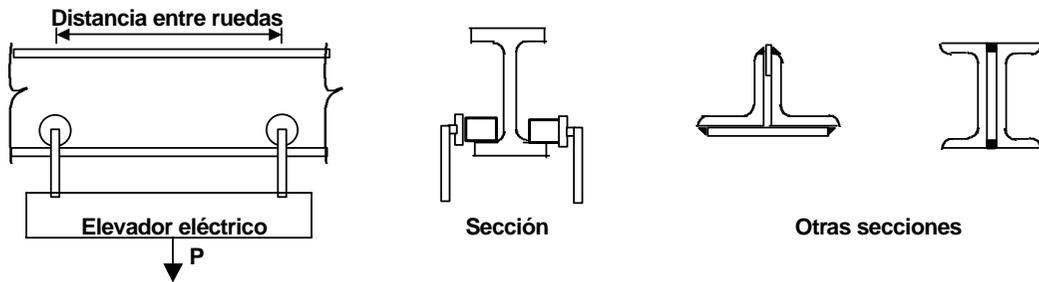


Figura 10-1

Los **puentes grúas** tienen el esquema indicado en la **Figura 10-2**. El carro de carga levanta la carga a transportar moviéndose sobre la viga del puente grúa. Esta a su vez se desplaza sobre las vigas carril apoyándose en ellas a través del carro frontal. Los puentes grúas pueden operarse desde el suelo por

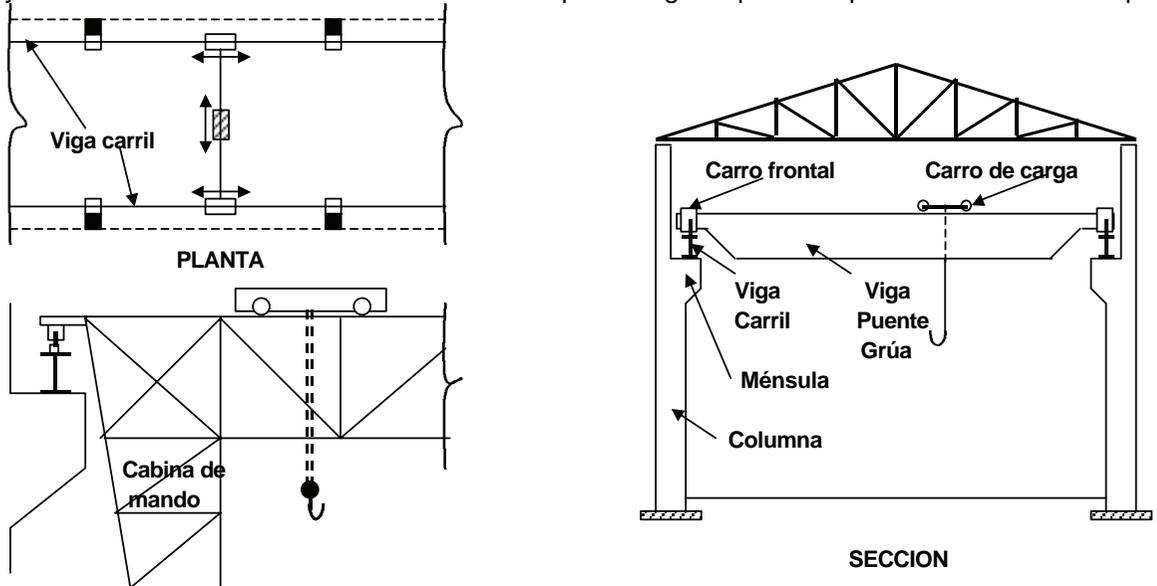


Figura 10-2

mando a distancia o tener la cabina de comando incluida en él. La complejidad de los puentes grúas y

su peso aumenta con la intensidad de la carga nominal a levantar.

El proyecto de la estructura del puente grúa es más del campo mecánico correspondiendo al campo civil el proyecto de las vigas carril que son las que se encuentran unidas a la estructura. En esta publicación nos ocuparemos exclusivamente del dimensionado y verificación de los monorrieles y las vigas carril. Las acciones que reciben incluyen : **(a)** el peso de todos los componentes del transportador o el puente grúa (carro de carga, elementos de suspensión, estructura del puente grúa, cabina, carro frontal, etc.); **(b)** la carga que levantan que tiene un valor máximo nominal.

Las cargas son móviles y al desplazarse sobre las vías de rodamiento producen un **impacto** que depende de la velocidad de desplazamiento y de la rugosidad de las superficies en contacto. El impacto potencia el efecto que produciría la carga actuando estáticamente. Además, al frenar el carro de carga o el carro frontal del puente grúa, por la inercia de las masas en movimiento, se produce una acción de **frenado** que tiene dirección **transversal** o **longitudinal** respectivamente, con respecto a la viga carril.

Las fuerzas originadas por las acciones y el efecto de impacto son transmitidas por la viga carril a los elementos estructurales unidos a ella y que a su vez transfieren las fuerzas a la fundación.

Las fuerzas actuantes son de intensidad variable al variar la carga a levantar, y además son móviles. Por ambas causas en una determinada sección de la viga carril se modifica el estado tensional a lo largo del tiempo al movilizarse el puente grúa. Por el esquema de funcionamiento del puente esta **variación es cíclica**. La variación cíclica del estado tensional en una sección y en determinadas condiciones, puede producir una disminución de la capacidad resistente del material que se designa como **fatiga**.

Antes de analizar en detalle el dimensionado y verificación de los monorrieles y vigas carril veremos aspectos generales de los efectos de impacto y fatiga que deben considerarse para el proyecto de esos miembros estructurales y de los miembros que los soportan y transmiten a la fundación las acciones que reciben.

10.2.- IMPACTO.

Por la energía cinética que posee, una fuerza en movimiento produce en el elemento estructural sobre el que actúa efectos mayores que los que generaría una fuerza de igual intensidad pero actuando estáticamente. En un análisis simplificado se puede reemplazar el efecto de una fuerza actuando dinámicamente por el **efecto de una fuerza mayor** actuando estáticamente.

El CIRSOC 301-EL en la Sección A.4.1.(d) da los siguientes porcentajes de incremento para el valor nominal de aquellas cargas que producen impacto a fin de considerar el efecto dinámico.

- Para vigas carril de puentes grúas y sus uniones**25%**
- Para monorrieles y sus uniones**10%**
- Para soportes de maquinaria ligera impulsada por motores eléctricos y en general equipamientos livianos con funcionamiento caracterizado por movimientos rotativos**20%**
- Para soportes de máquinas con motores a explosión o unidades de potencia y grupos generadores y en general equipamientos cuyo funcionamiento es caracterizado por movimientos alternativos **50%**
- Para tensores que soportan balcones y sus uniones**33%**
- Para apoyos de ascensores y montacargas**100%**

En el dimensionado y verificación de los monorrieles, vigas carril y sus uniones a la estructura de soporte, se utilizarán las cargas nominales mayoradas por impacto para la verificación de los estados límites últimos y de servicio. No es necesario incrementar las cargas nominales para la verificación de los estados límites últimos y de servicio de las columnas que soportan las vigas carril porque sus efectos, en la corta duración del impacto, o no se desarrollarán o serán despreciables.

10.3.- FATIGA.

Puede definirse la fatiga como el deterioro de la capacidad resistente de una sección de acero sometida a una variación cíclica de tensión, que puede convertirse en fractura de la misma después de un suficiente número de variaciones de tensión, produciéndose la falla bajo una tensión menor a la tensión de rotura F_u .

Las cargas repetidas de variación cíclica o **cargas oscilatorias** son básicamente de dos tipos. (**Figura 10-3**). **Oscilatorias simples** cuando las tensiones máximas y mínimas en un punto son de igual signo y **Oscilatorias alternadas** cuando son de distinto signo.

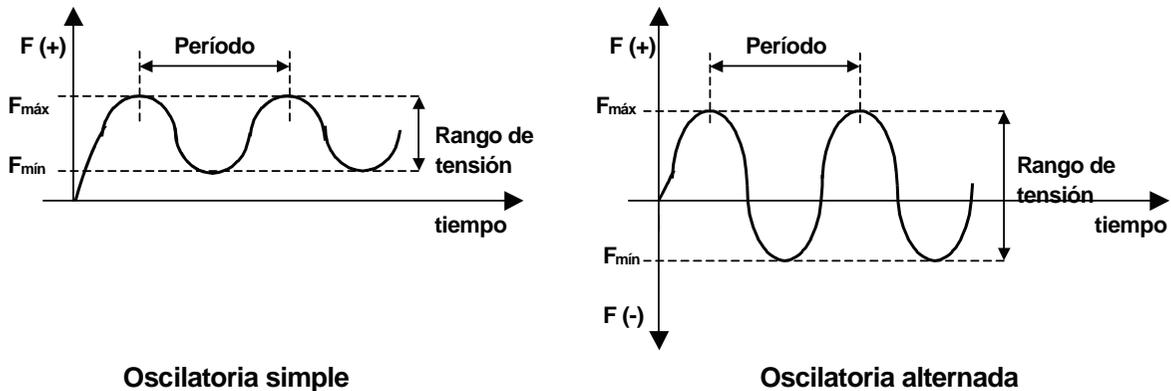


Figura 10-3

Los parámetros que definen una sollicitación oscilatoria son: la **amplitud** que se designa también como **Rango de Tensión** y es la diferencia de tensión en valor absoluto entre las tensiones extremas, o sea la magnitud de la oscilación; el **período** y el **número de ciclos** de carga y descarga durante la vida útil del elemento estructural.

En la mayoría de las estructuras para edificios los miembros estructurales no están sometidos a un gran número de ciclos que alcancen la tensión de proyecto; los cambios ocurren en ocasiones y son aleatorios por lo que esos miembros no resultan afectados por la fatiga.

En algunas construcciones que contienen maquinaria móvil o vibratoria hay elementos estructurales donde la fatiga puede constituir un estado límite. Es el caso de las vigas carril de puentes grúas y sus soportes en naves industriales.

En los miembros de acero sujetos a sollicitaciones oscilatorias de muchos miles de ciclos pueden aparecer grietas en ciertos puntos y éstas se agrandan y propagan pudiendo provocar la fractura del miembro que se produce, al reducirse su sección, a tensiones menores que las supuestas en el proyecto. Las grietas tienden a iniciarse en puntos donde existe una concentración de tensiones como agujeros, bordes dañados o soldaduras mal ejecutadas que presenten grietas o sopladuras.

La resistencia a fatiga se puede definir como la máxima tensión que puede soportar el miembro, barra o detalle, sin fracturarse durante un determinado número de ciclos.

La importancia de la fatiga crece con el número de ciclos que se produzcan en la vida útil, con la **magnitud del rango de tensiones** y con la **severidad de la concentración de tensiones** para cada punto particular relacionado con el **tipo de detalle constructivo** y la calidad de su ejecución.

Se han realizado numerosos estudios buscando determinar las causas determinantes de la fatiga y procedimientos de proyecto simples y seguros.

Se ha observado que miembros y uniones sometidos a ciclos de carga menores a 20.000 no aparecen en general afectados por la fatiga excepto para rangos de tensiones muy grandes. Superados los 10^8 ciclos no disminuye más la resistencia por efecto de la fatiga.

Existe un Rango de Tensión que si no es superado hace que no se inicie la fisuración por fatiga,

independientemente del número de ciclos de carga. Se designa como **Umbral de Rango de Tensión (F_{TH})** y se puede definir como el máximo Rango de Tensión para vida útil indefinida. Depende del tipo de detalle constructivo.

Tensiones oscilatorias **que no produzcan tracciones** no causan la propagación de fisuras y por lo tanto **no son consideradas como generadoras de fatiga**. En miembros solicitados solamente por tensiones de compresión las primeras fisuras suelen presentarse en los puntos con altas tensiones residuales. En esos casos las fisuras generalmente no se propagan mas allá de la zona con tensiones residuales pues el efecto de la tensión residual es reemplazado por la fisura.

Se pueden dar las siguientes conclusiones :

- (1) Rangos de tensiones altos y la presencia de muescas son las variables dominantes para las uniones soldadas y los elementos flexados .(vigas).
- (2) Variables como las máximas y mínimas tensiones no son importantes a los efectos del proyecto.
- (3) Los aceros con tensión de fluencia entre 240 MPa y 690 MPa no presentan diferencias significativas en la resistencia a fatiga de uniones soldadas ejecutadas en forma similar.

En las uniones abulonadas de deslizamiento crítico la pretensión de los bulones puede ser afectado por la repetición de ciclos de carga disminuyendo sensiblemente la resistencia de la junta. El problema se incrementa en aquellos bulones sometidos a tracciones por las cargas exteriores y cuando existe acción de palanca. Por ello el efecto de la acción de palanca debe ser reducido en uniones sujetas a cargas cíclicas.

El comportamiento de los bulones frente a sollicitaciones cíclicas de corte resulta menos influenciado por el efecto de fatiga cuando las uniones son de deslizamiento crítico.

En lo que sigue se explicita el método dado por el CIRSOC 301-EL (Apéndice K, Sección A-K.3) para considerar el estado límite de fatiga. El método, tomado de la Especificación AISC-LRFD, es simple y operativo frente a otros como el dado por el EUROCODE 3 y es el resultado de numerosos estudios y ensayos.

Es aplicable a barras y uniones sujetas a cargas cíclicas **dentro del rango elástico de tensiones**, de frecuencia e intensidad suficiente para iniciar la fisuración y la falla progresiva (fatiga).

En la Sección **A-K.3.1. (Generalidades)** se establece:

Que las especificaciones de esta Sección son aplicables a tensiones determinadas por la acción de cargas de servicio en combinaciones para estados límites de servicio. La máxima tensión debida a cargas de servicio será menor o igual a **0,66 F_y** .

El Rango de Tensión se define como la magnitud del cambio de tensión debido a la aplicación y retiro de las sobrecargas útiles **no mayoradas**. En el caso de tensiones oscilatorias alternadas el Rango de Tensión será calculado como la suma de los valores absolutos de la máxima tensión repetida de tracción y de la máxima tensión repetida de compresión o por la suma de los valores absolutos de las máximas tensiones de corte en sentidos opuestos, en todos los casos en el punto de probable iniciación de la fisuración.

En el caso de juntas a tope con soldaduras a tope de penetración completa, el máximo Rango de Tensión calculado por la Ecuación (A-K.3-1)(Ecuación **(10-1)**) solamente es aplicable para aquellas soldaduras sin defectos.

No se evaluará la resistencia a los efectos de fatiga si el Rango de Tensión debido a las sobrecargas útiles es menor que el umbral de Rango de Tensión F_{TH} dado en la Tabla **A-K.3-1**.

No se evaluará la resistencia a los efectos de fatiga si el número de aplicaciones de las sobrecargas útiles en la vida útil del elemento estructural considerado es menor a **2×10^4** .

La resistencia a efectos de fatiga determinada por las especificaciones de esta Sección es aplicable a estructuras con adecuada protección contra la corrosión y sometidas a atmósferas poco corrosivas, tal como las condiciones atmosféricas normales.

La resistencia a efectos de fatiga determinada por las especificaciones de esta Sección sólo es aplicable a estructuras sometidas a temperaturas menores o iguales a 150°C.

El Proyectista deberá especificar ya sea los detalles completos incluyendo dimensiones de soldaduras, o bien especificar los ciclos previstos en la vida útil y los rangos máximos de momentos flexores, esfuerzos de corte y reacciones para las uniones.

En la Sección **A-K.3.2.- (Cálculo de la Tensión Máxima y del Rango de Tensión)** se establece:

La determinación de las tensiones se hará por Análisis Elástico. Las tensiones no serán amplificadas por factores de concentración de tensiones resultantes de discontinuidades geométricas.

Para bulones y barras roscadas sometidos a tracción axil, se incluirán en el cálculo de la tensión los efectos de la acción de palanca, si ella existiera.

En el caso de tensión axil combinada con flexión, la máxima tensión de cada clase será aquella determinada por los efectos concurrentes de las cargas aplicadas.

Para barras con secciones transversales simétricas los pasadores y soldaduras serán dispuestos simétricamente respecto de los ejes de la barra, o bien las tensiones resultantes de la excentricidad serán incluidas en la determinación del Rango de Tensión.

Para barras de ángulo simple donde el centro de gravedad de las soldaduras de unión se ubica entre la línea del centro de gravedad de la sección transversal del ángulo y el eje de gravedad del ala unida, se podrán ignorar los efectos de la excentricidad. Si el centro de gravedad de las soldaduras de unión se ubica fuera de dicha zona, se deberán incluir en el cálculo del Rango de Tensión las tensiones debidas al efecto de la excentricidad.

En la Sección **A-K.3.3.- (Rango de Tensión de Diseño)** se establece:

El Rango de Tensión bajo la acción de cargas de servicio será menor o igual que el Rango de Tensión de Diseño calculado según lo siguiente:

(a) Para Categorías de tensión **A, B, B', C, D, E** y **E'** el Rango de Tensión de Diseño F_{SR} será determinado por la Ecuación (A-K.3-1) (Ecuación **(10-1)**).

$$F_{SR} = \left(\frac{327 C_f}{N} \right)^{0,333} \geq F_{TH} \quad (\text{A-K.3-1})(10-1)$$

donde:

F_{SR} = Rango de Tensión de Diseño . (MPa)

C_f = Constante obtenida de la Tabla **A-K.3-1** según la Categoría de tensión.

N = Número de variaciones del Rango de Tensión en la vida útil de la estructura.
= Número de variaciones del Rango de Tensión por día x 365 x años de vida útil.

F_{TH} = Umbral de Rango de Tensión de fatiga, Rango de Tensión máximo para vida útil indefinida, obtenido de la Tabla **A-K.3-1**. (MPa)

(b) Para categoría de tensión **F**, el Rango de Tensión de Diseño F_{SR} (MPa) será determinado por la Ecuación (A-K.3-2) (Ecuación **(10-2)**).

$$F_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4 C_f}{N} \right)^{0,167} \geq F_{TH} \quad (\text{A-K.3-2})(10-2)$$

(c) Para chapas traccionadas unidas con juntas en cruz, en te o en ángulo, con soldaduras transversales a la dirección de la tensión del tipo a tope de penetración completa, a tope de penetración parcial, de filete o combinación de ellas, el Rango de Tensión de Diseño en la sección transversal de la chapa traccionada cercana al pie de la soldadura, será determinado según lo siguiente:

- Basado en que la iniciación de la fisura se produce en el pie de la soldadura entonces el Rango de Tensión de Diseño de la chapa traccionada F_{SR} será determinado por la Ecuación (A-K.3-1) (Ecuación (10-1), para Categoría C, que resulta:

$$F_{SR} = \left(\frac{14,4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0,333} \geq 68,9 \text{ MPa}$$

- Basado en que la iniciación de la fisura se produce en la raíz de la soldadura, cuando se usan soldaduras a tope de penetración parcial transversales, con o sin soldaduras de filete de refuerzo o contorno, el Rango de Tensión de Diseño de la chapa traccionada en la sección transversal cercana al pie de la soldadura será determinado por la Ecuación (A-K.3-3) (Ecuación (10-3), correspondiente a la Categoría C':

$$F_{SR} = R_{JPP} \left(\frac{14,4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0,333} \quad (\text{A-K.3-3}) \quad (10-3)$$

donde:

R_{JPP} = factor de reducción para soldaduras transversales de penetración parcial (JPP) reforzadas o no reforzadas. Si $R_{JPP} = 1$ se usará Categoría C.

$$= \left(\frac{1,12 - 1,01 \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 1,24 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{0,167}} \right) \leq 1,0$$

$2a$ = longitud de la cara de la raíz no soldada en la dirección del espesor de la chapa traccionada. (cm)

w = lado de la soldadura de filete de refuerzo o contorno, si existe, en la dirección del espesor de la chapa traccionada. (cm)

t_p = espesor de la chapa traccionada. (cm)

- Basado en que la iniciación de la fisura se produce desde las raíces del par de soldaduras transversales de filete ubicadas en lados opuestos de la chapa traccionada, el Rango de Tensión de Diseño F_{SR} de la sección transversal cercano al pie de las soldaduras será determinado por la Ecuación (A-K.3-4) (Ecuación (10-4), correspondiente a la Categoría C'':

$$F_{SR} = R_{FIL} \left(\frac{14,4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0,333} \quad (\text{A-K.3-4}) \quad (10-4)$$

donde:

R_{FIL} = factor de reducción para juntas que sólo usan un par de soldaduras de filete transversales. Si $R_{FIL} = 1$ se usará Categoría C.

$$= \left(\frac{0,10 + 1,24 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{0,167}} \right) \leq 1,0$$

En la Sección A-K.3.4.- (Bulones y partes roscadas) se establece:

El Rango de Tensión para cargas de servicio será menor o igual al Rango de Tensión de Diseño calculado según lo siguiente:

- (a) Para pasadores mecánicos en uniones sometidas a fuerzas de corte, el máximo Rango de

Tensión en el material unido para cargas de servicio será menor o igual al Rango de Tensión de Diseño calculado con la Ecuación (A-K.3-1)(10-1) donde C_f y F_{TH} serán tomados de la Sección 2 de la Tabla A-K.3-1.

- (b) Para bulones de alta resistencia, bulones comunes, y varillas de anclaje roscadas con roscas cortadas, laminadas o esmeriladas el máximo Rango de Tensión de tracción en el área neta a tracción para fuerzas axiales aplicadas y fuerzas resultantes del efecto de la acción de palanca, será menor o igual al Rango de Tensión de Diseño calculado con la Ecuación (A-K.3-1)(10-1). El Factor C_f se tomará igual a $3,9 \times 10^8$ (como para Categoría E'). El umbral de tensión F_{TH} se tomará igual a **48 MPa** (como para Categoría D). El área neta a tracción A_t (cm²) será calculada con la Ecuación (A-K.3-5) (Ecuación (10-5).

$$A_t = \frac{\pi}{4} (d_b - 0,9382 P)^2 \quad (\text{A-K.3-5}) \quad (10-5)$$

donde:

P = paso de rosca (cm / rosca)

d_b = diámetro nominal (diámetro del cuerpo o espiga) (cm)

Para juntas en las cuales el material dentro de la zona de apriete no se limita al acero, o juntas que no son pretensadas con los requerimientos de la Tabla J.3-1 (Figura 2-2), todas las fuerzas axiales y momentos aplicados mas los efectos de la acción de palanca (si existe) se supondrán tomados exclusivamente por los bulones o barras roscadas.

Para juntas en las cuales el material dentro de la zona de apriete es sólo el acero y en las cuales los pasadores son pretensados según lo especificado en la Tabla J.3-1 (Figura 2-2), se permite usar un análisis de la rigidez relativa de las partes unidas y de los bulones a fin de determinar el Rango de Tensión de tracción en los bulones pretensados debidos a las fuerzas axiales y momentos producidos por la totalidad de las sobrecargas útiles de servicio mas los efectos de la acción de palanca (si existe). Alternativamente el Rango de Tensión en los bulones puede ser tomado como el **20%** del valor absoluto de la tensión en el área neta a tracción debida a la fuerza axial y al momento producidos por la acción de las cargas de servicio permanentes, sobrecargas útiles y otras cargas variables.

En la Sección A-K.3.5.- (Requerimientos especiales para fabricación y montaje)

- Si se utilizan barras longitudinales de respaldo se permite que permanezcan en su lugar, pero ellas deberán ser continuas. Si es necesario empalmarlas en juntas largas, las barras serán unidas a tope con soldaduras de penetración completa y el refuerzo será pulido antes del armado de la junta.
- En uniones transversales sometidas a tracción, si se usan barras de respaldo, ellas deberán ser removidas y la junta respaldada escarificada y soldada.
- En soldaduras transversales a tope de penetración completa en juntas en "te" o en ángulo, en los ángulos entrantes serán agregadas soldaduras de filete de refuerzo de no menos de 6mm de lado.
- Las superficies rugosas de los bordes cortados a soplete sujetos a Rangos de Tensión de tracción significativos deberán tener un esmerilado menor o igual a 25 μm (1000 μin), donde la referencia estándar es ASME B46.1.
- Los ángulos entrantes de cortes, rebajes y agujeros de acceso para soldar serán ejecutados con radios mayores o iguales a 10 mm por taladrado o punzonado y posterior escariado del agujero, o por corte térmico que forme el radio del corte. Si el radio es formado por corte térmico la superficie del corte será esmerilada hasta dejar la superficie brillante.
- Para juntas a tope transversales en zonas de alta tensión de tracción, se usarán chapas de respaldo de inicio para permitir la terminación de la soldadura fuera de los extremos de la junta. Las chapas de respaldo de inicio deberán ser removidas y el extremo de la soldadura será nivelado con el borde de las chapas. No se permite el uso de topes extremos alineados con los bordes de las chapas.
- Para los requerimientos de retornos extremos de soldaduras de filete sometidas a cargas cíclicas de servicio ver la Sección J.2.2.(b) (Terminaciones de soldaduras de filete).

TABLA A-K.3-1				
Parámetros para el Diseño para Fatiga				
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} (MPa)	Punto potencial de inicio de fisura
SECCION 1 - MATERIAL PLANO FUERA DE CUALQUIER SOLDADURA				
1.1.- Metal base, excepto aceros resistentes a la corrosión no bañados, con superficie laminada o limpia. Bordes cortados a soplete con superficie esmerilada con valor menor o igual a $25\mu\text{m}$, con extremos sin ángulos entrantes.	A	250×10^8	165	Fuera de toda soldadura o unión estructural
1.2.- Metal base acero resistente a la corrosión no bañado con superficie laminada o limpia. Bordes cortados a soplete con superficie esmerilada con valor menor o igual a $25\mu\text{m}$, con extremos sin ángulos entrantes.	B	120×10^8	110	Fuera de toda soldadura o unión estructural
1.3.- Elementos con agujeros taladrados o escariados. Elementos con ángulos entrantes en cortes, rebajes, bloques salientes u otra discontinuidad geométrica ejecutada según las especificaciones de la Sección A-K.3.5. , excepto agujeros de acceso.	B	120×10^8	110	Cerca de cualquier borde externo o perímetro de agujero
1.4.- Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldar ejecutados según las especificaciones de la Sección J.1.6. y de la Sección A-K.3.5. Barras con agujeros taladrados o escariados para bulones de unión de arriostramientos ligeros donde existe una pequeña componente longitudinal de la fuerza de la riostra.	C	44×10^8	69	Cerca de los ángulos entrantes de los agujeros de acceso o de cualquier pequeño agujero (puede contener bulones para uniones menores).
SECCION 2 – MATERIAL UNIDO EN UNIONES CON PASADORES MECÁNICOS				
2.1.- Área Bruta del metal base en juntas traslapadas unidas con bulones de alta resistencia en uniones que cumplen todas las especificaciones de las uniones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	110	A lo largo de la sección bruta cerca del agujero.
2.2.- Metal base en la sección neta de la unión con bulones de alta resistencia diseñados en base a resistencia a corte pero fabricados e instalados con los requerimientos de las uniones de deslizamiento crítico.	B	120×10^8	110	En la sección neta originada al lado del agujero
2.3.- Metal base en la sección neta de otras uniones con pasadores mecánicos excepto barras de ojo y barras unidas por perno.	D	22×10^8	48	En la sección neta originada al lado del agujero.
2.4.- Metal base en la sección neta de barras de ojo y barras unidas por perno.	E	11×10^8	31	En la sección neta originada al lado del agujero.

**TABLA A-K3.1 (Cont.)
Parámetros para el Diseño para Fatiga**

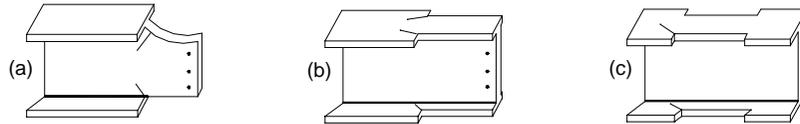
Ilustración de Ejemplos típicos

SECCION 1- MATERIAL PLANO FUERA DE CUALQUIER SOLDADURA

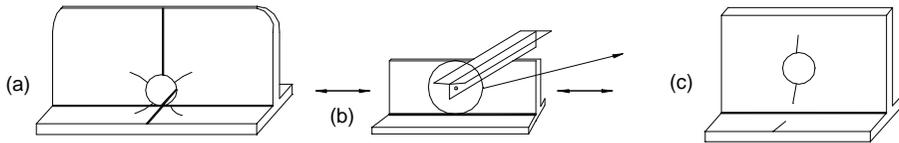
1.1 y 1.2



1.3

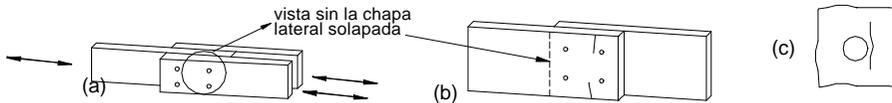


1.4

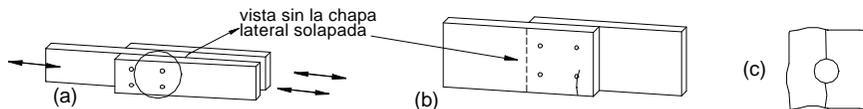


SECCION 2- MATERIAL UNIDO EN UNIONES CON PASADORES MECANICOS

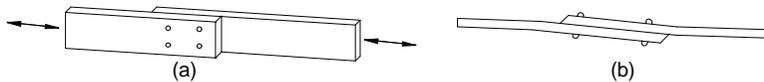
2.1



2.2



2.3



2.4

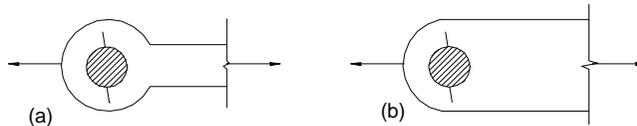


TABLA A-K.3-1(continuación)
Parámetros para el Diseño para Fatiga

Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} (MPa)	Punto potencial de inicio de fisura
SECCION 3 – COMPONENTES DE UNIONES SOLDADAS DE BARRAS ARMADAS				
3.1.- Metal base y metal de aporte en barras sin piezas accesorias unidas, armadas con chapas o perfiles, unidos por soldaduras longitudinales: continuas a tope de penetración completa, respaldo retomado y soldado por el revés, o por soldaduras de filete continuas.	B	120×10^8	110	Desde la superficie o discontinuidades internas en la soldadura fuera del extremo de la misma.
3.2.- Metal base y metal de aporte en barras sin piezas accesorias unidas, armadas con chapas o perfiles, unidos por soldaduras longitudinales: continuas a tope de penetración completa con barras de respaldo no removidas o continuas a tope de penetración parcial.	B'	61×10^8	83	Desde la superficie o discontinuidades internas en la soldadura incluidas las soldaduras de unión de las barras de respaldo.
3.3.- Metal base y metal de aporte en la terminación de soldaduras longitudinales cerca de agujeros de acceso en barras armadas.	D	22×10^8	48	Desde la terminación de la soldadura dentro del alma o ala.
3.4.- Metal base cerca de los extremos de los segmentos de soldaduras de filete intermitentes.	E	11×10^8	31	En el material unido en el comienzo y en sito de soldadura.
3.5.- Metal base en los extremos de platabandas de longitud parcial y mas angostas que el ala que tengan extremos en ángulo recto o de ancho variable, con o sin soldaduras transversales; o platabandas mas anchas que el ala, con soldaduras transversales en el extremo. Espesor del ala ≤ 2 cm Espesor del ala > 2 cm	E E'	11×10^8 $3,9 \times 10^8$	31 18	En ala en el pie de la soldadura extrema, o en ala en el final de la soldadura longitudinal, o en el borde del ala en contacto con el ancho de la platabanda.
3.6.- Metal base en los extremos de platabandas de longitud parcial, mas anchas que el ala, sin soldaduras transversales en el extremo.	E'	$3,9 \times 10^8$	18	En el borde del ala cerca del extremo de la soldadura de la platabanda.
SECCION 4 – SOLDADURAS LONGITUDINALES DE FILETE EN UNIONES EXTREMAS				
4.1.- Metal base en empalmes de barras axilmente cargadas con soldaduras longitudinales en las uniones extremas. Las soldaduras se ubicarán a cada lado del eje de la barra de manera que la tensión en la soldadura resulte balanceada. $t \leq 1,3$ cm $t > 1,3$ cm	E E'	11×10^8 $3,9 \times 10^8$	31 18	Iniciación desde el extremo de cualquier terminación de soldadura extendiéndose dentro del metal base.

TABLA A-K3.1 (Cont.)
Parámetros para el Diseño para Fatiga

Ilustración de Ejemplos típicos

SECCION 3- COMPONENTES DE UNIONES SOLDADAS DE BARRAS ARMADAS

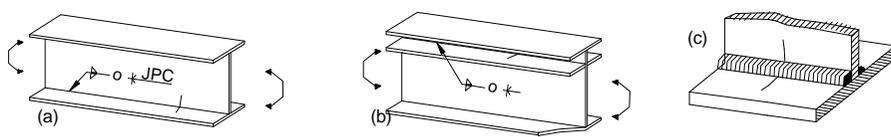
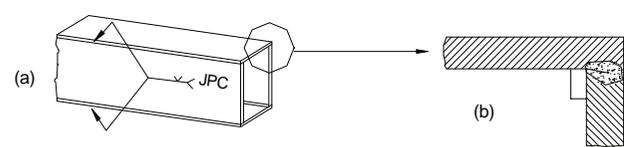
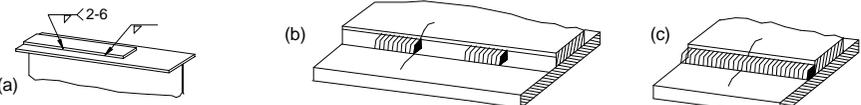
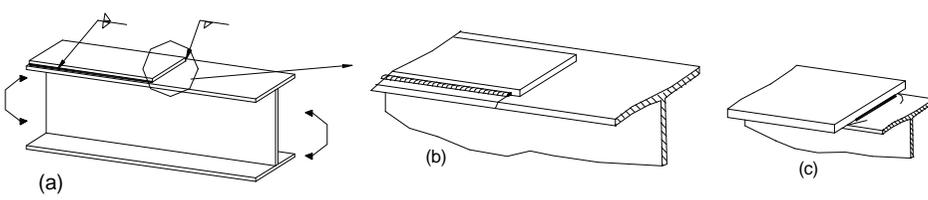
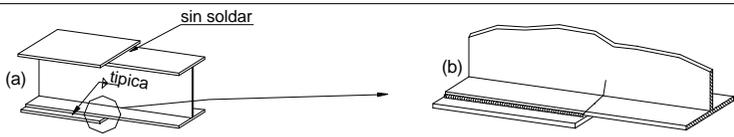
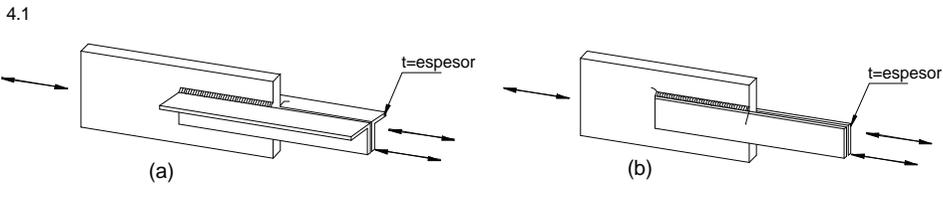
<p>3.1</p>	 <p>SPC: Soldadura a tope de penetración completa</p>
<p>3.2</p>	
<p>3.3</p>	
<p>3.4</p>	
<p>3.5</p>	
<p>3.6</p>	
<p>SECCION 4- SOLDADURAS LONGITUDINALES DE FILETE EN UNIONES EXTREMAS</p>	
<p>4.1</p>	

TABLA A-K.3-1(continuación)
Parámetros para el Diseño para Fatiga

Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_i	Umbral F_{TH} (MPa)	Punto potencial de inicio de fisura
SECCION 5 – SOLDADURAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE LA TENSION				
5.1.- Metal base y metal de aporte en o adyacencias a empalmes soldados a tope con penetración completa en secciones laminadas o armadas soldadas, con mecanizado de la soldadura fundamentalmente paralelo a la dirección de la tensión.	B	120×10^8	110	Desde discontinuidades internas del metal de aporte o a lo largo del límite de fusión.
5.2.- Metal base y metal de aporte en o adyacencias a empalmes soldados a tope con penetración completa, con mecanizado de la soldadura fundamentalmente paralelo a la dirección de la tensión, en transiciones de espesor o de ancho con pendiente menor o igual a 1 en 2,5.	B	120×10^8	110	Desde discontinuidades internas del metal de aporte o a lo largo del límite de fusión o en el inicio de la transición cuando $F_y \geq 620 \text{MPa}$
$F_y < 620 \text{MPa}$ $F_y \geq 620 \text{MPa}$	B'	61×10^8	83	
5.3.- Metal base con F_y menor o igual a 620 MPa y metal de aporte, en o las adyacencias de empalmes soldados a tope con penetración completa con mecanizado de la soldadura fundamentalmente paralelo a la dirección de la tensión, en transiciones de ancho con radio menor o igual a 600 mm., con el punto de tangencia cercano al extremo de la soldadura.	B	120×10^8	110	Desde discontinuidades internas del metal de aporte o a lo largo del límite de fusión.
5.4.- Metal base y metal de aporte en o las adyacencias del pie de la soldadura a tope de penetración completa en empalmes o en juntas en "te" o en ángulo, con o sin transición en espesor con pendiente menor o igual a 1 en 2,5, con soldadura de refuerzo no removida.	C	44×10^8	69	Desde la superficie de la discontinuidad en el pie de la soldadura extendiéndose dentro del metal base o a lo largo del límite de fusión.
5.5.- Metal base y metal de aporte en uniones extremas transversales de chapas traccionadas con soldaduras a tope de penetración parcial o en juntas en "te" o en ángulo, con soldaduras de filete de refuerzo o contorno. F_{SR} será el menor de los Rangos de Tensión entre los de inicio de la fisura en el pie o inicio de la fisura en la raíz.				Iniciación desde discontinuidades geométricas en el pie de la soldadura extendida dentro del metal base, o iniciación en la raíz sometida a tracción extendida hacia arriba y luego hacia afuera a través de la soldadura.
Iniciación de la fisura desde el pie:	C	44×10^8	69	
Iniciación de la fisura desde la raíz:	C'	Ec. A-K.3-3	No proporcionado	

<p>TABLA A-K3.1 (Cont.) Parámetros para el Diseño para Fatiga</p>	
<p>Ilustración de Ejemplos típicos</p>	
<p>SECCION 5 - SOLDADURAS TRANSVERSALES A LA DIRECCION DE LA TENSION</p>	
<p>5.1</p>	
<p>5.2</p>	
<p>5.3</p>	
<p>5.4</p>	
<p>5.5</p>	<p>JPP: Soldadura a tope de penetración parcial</p>

TABLA A-K.3-1(continuación)
Parámetros para el Diseño para Fatiga

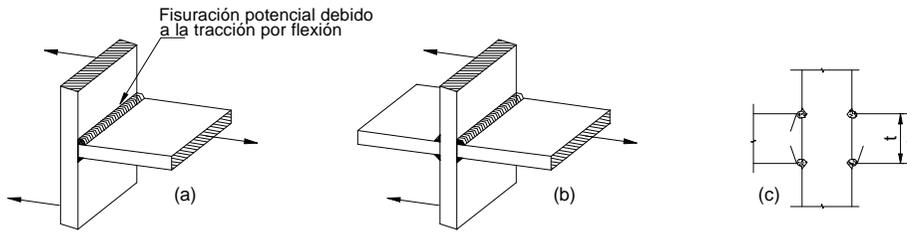
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} (MPa)	Punto potencial de inicio de fisura
SECCION 5 – SOLDADURAS TRANSVERSALES A LA DIRECCIÓN DE LA TENSIÓN				
<p>5.6.- Metal base y metal de aporte en uniones extremas transversales de chapas traccionadas usando un par de soldaduras de filete ubicadas en lados opuestos de la chapa. F_{SR} será el menor de los Rangos de Tensión entre los de inicio de la fisura en el pie o inicio de la fisura en la raíz.</p> <p>Inicio de la fisura desde el pie:</p> <p>Inicio de la fisura en la raíz:</p>	<p>C</p> <p>C''</p>	<p>44×10^8</p> <p>Ec. A-K.3-4</p>	<p>69</p> <p>No proporcionado</p>	<p>Iniciación desde discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura extendida dentro del metal base o iniciación en la raíz sometida a tracción extendida hacia arriba y luego hacia afuera a través de la soldadura.</p>
5.7.- Metal base de chapas traccionadas y en almas y alas de vigas laminadas y armadas, en el pie de las soldaduras transversales de filete adyacentes a rigidizadores transversales soldados.	C	44×10^8	69	Desde discontinuidad geométrica en el pie del filete extendida dentro del metal base.
SECCION 6- METAL BASE EN UNIONES SOLDADAS DE BARRAS TRANSVERSALES				
<p>6.1- Metal base de piezas accesorias unidas por soldaduras a tope de penetración completa sometidas a cargas longitudinales sólo cuando la pieza accesorias se une con un radio de transición R, y con la soldadura pulida.</p> <p>$R \geq 600\text{mm}$</p> <p>$600\text{ mm} > R \geq 150\text{ mm}$</p> <p>$150\text{ mm} > R \geq 50\text{ mm}$</p> <p>$50\text{ mm} > R$</p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>120×10^8</p> <p>44×10^8</p> <p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p>	<p>110</p> <p>69</p> <p>48</p> <p>31</p>	<p>Cerca del punto de tangencia del radio en el borde de la barra.</p>

TABLA A-K3.1 (Cont.) Parámetros para el Diseño para Fatiga

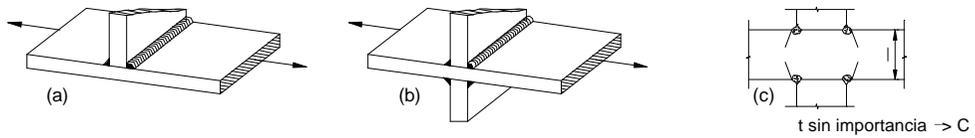
Ilustración de Ejemplos típicos

SECCION 5 - SOLDADURAS TRANSVERSALES A LA DIRECCION DE LA TENSION

5.6



5.7



SECCION 6 - METAL BASE EN UNIONES SOLDADAS DE BARRAS TRANSVERSALES

6.1

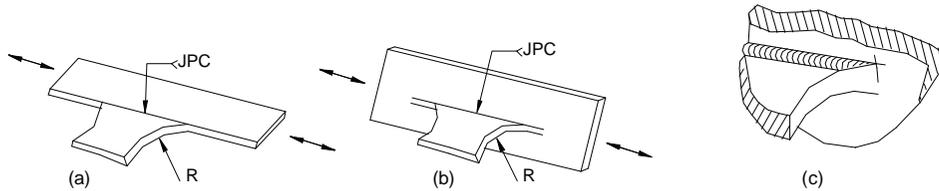


TABLA A-K.3-1(continuación)
Parámetros para el Diseño para Fatiga

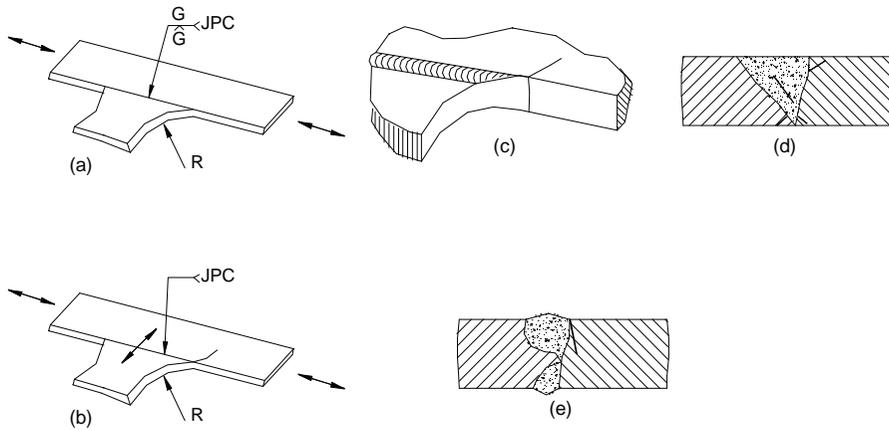
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} (MPa)	Punto potencial de inicio de fisura
SECCION 6- METAL BASE EN UNIONES SOLDADAS DE BARRAS TRANSVERSALES				
<p>6.2.- Metal base de piezas accesorias de igual espesor unidas con soldadura a tope de penetración completa sometidas a cargas transversales con o sin cargas longitudinales, cuando la pieza accesorias se une con un radio de transición R, y con la soldadura pulida. Cuando la placa de respaldo es removida:</p> <p>$R \geq 600$ mm</p> <p>$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm</p> <p>$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm</p> <p>$50 \text{ mm} > R$</p> <p>Cuando la placa de respaldo no es removida:</p> <p>$R \geq 600$ mm</p> <p>$600 \text{ mm} > R \geq 150$ mm</p> <p>$150 \text{ mm} > R \geq 50$ mm</p> <p>$50 \text{ mm} > R$</p>	<p align="center">B</p> <p align="center">C</p> <p align="center">D</p> <p align="center">E</p> <p align="center">C</p> <p align="center">C</p> <p align="center">D</p> <p align="center">E</p>	<p align="center">120×10^8</p> <p align="center">44×10^8</p> <p align="center">22×10^8</p> <p align="center">11×10^8</p> <p align="center">44×10^8</p> <p align="center">44×10^8</p> <p align="center">22×10^8</p> <p align="center">11×10^8</p>	<p align="center">110</p> <p align="center">69</p> <p align="center">48</p> <p align="center">31</p> <p align="center">69</p> <p align="center">69</p> <p align="center">48</p> <p align="center">31</p>	<p>Cerca de los puntos de tangencia del radio o en la soldadura o en el límite de fusión o en la barra o en la pieza accesorias.</p> <p>En el pie de la soldadura a lo largo de cualquiera de los bordes de la barra o de la pieza accesorias.</p>
<p>6.3.- Metal base de piezas accesorias de distinto espesor unidas por soldaduras a tope de penetración completa sometidas a cargas transversales con o sin cargas longitudinales cuando la pieza accesorias se une con un radio de transición R, y con la soldadura pulida. Cuando la placa de respaldo es removida:</p> <p>$R > 50$ mm</p> <p>$R \leq 50$ mm</p> <p>Cuando la placa de respaldo no es removida:</p> <p>Cualquier Radio:</p>	<p align="center">D</p> <p align="center">E</p> <p align="center">E</p>	<p align="center">22×10^8</p> <p align="center">11×10^8</p> <p align="center">11×10^8</p>	<p align="center">48</p> <p align="center">31</p> <p align="center">31</p>	<p>Al pie de la soldadura a lo largo del borde del material mas delgado.</p> <p>En la terminación de la soldadura en el radio pequeño.</p> <p>Al pie de la soldadura a lo largo del borde del material mas delgado.</p>

TABLA A-K3.1 (Cont.) Parámetros para el Diseño para Fatiga

Ilustración de Ejemplos típicos

SECCION 6 - METAL BASE EN UNIONES SOLDADAS DE BARRAS TRANSVERSALES

6.2



6.3

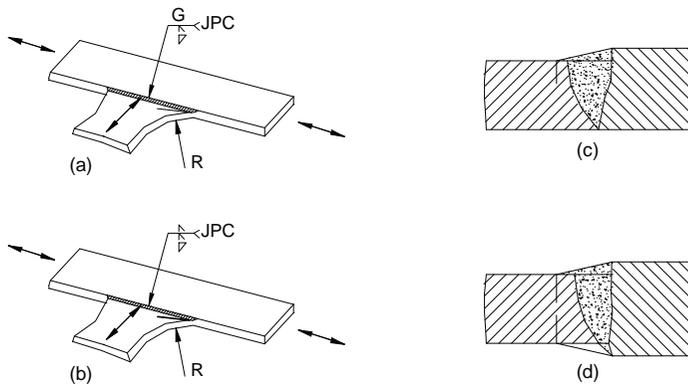


TABLA A-K.3-1(continuación)
Parámetros para el Diseño para Fatiga

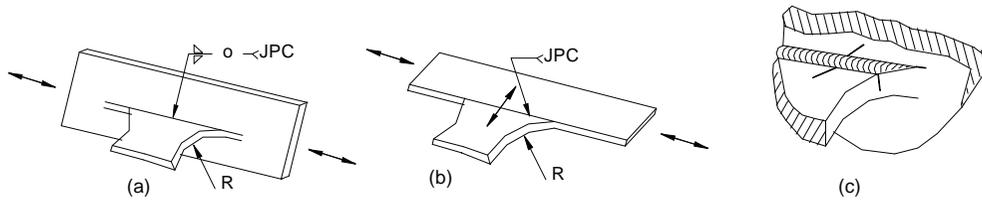
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} (MPa)	Punto potencial de inicio de fisura
SECCION 6- METAL BASE EN UNIONES SOLDADAS DE BARRAS TRANSVERSALES				
6.4.- Metal base sometido a tensión longitudinal en el elemento transversal, con o sin tensión transversal, unido por soldaduras de filete o soldadura a tope de penetración parcial, paralelas a la dirección de la tensión, cuando la pieza accesoria se une con un radio de transición R, y con la soldadura pulida:				En la terminación de la soldadura o desde el pie de la soldadura extendida dentro del elemento.
R > 50 mm	D	22×10^8	48	
R ≤ 50 mm	E	11×10^8	31	
SECCION 7 – METAL BASE EN PIEZAS ACCESORIAS CORTAS ¹				
7.1.- Metal base sometido a cargas longitudinales en piezas accesorias unidas por soldaduras a tope de penetración completa paralelas a la dirección de la tensión cuando la pieza accesoria se une con un radio de transición R menor a 50 mm, siendo a la longitud de la pieza accesoria en la dirección de la tensión, y b la altura de la pieza accesoria normal a la superficie de la barra :				En la barra y en el extremo de la soldadura.
a < 50 mm	C			
	D	44×10^8	69	
	E	22×10^8	48	
50 mm ≤ a ≤ 12 b o 100 mm				
	E'	11×10^8	31	
a > 12 b ó 100 mm cuando b ≤ 25 mm				
		$3,9 \times 10^8$	18	
a > 12 b ó 100 mm cuando b > 25 mm				
7.2.- Metal base sometido a cargas longitudinales en piezas accesorias unidas por soldaduras de filete o a tope de penetración parcial, con o sin cargas transversales en la pieza accesoria, cuando ella se une con un radio de transición R, y con la soldadura pulida:				En la terminación de la soldadura extendida dentro del metal base.
R > 50 mm	D	22×10^8	48	
R ≤ 50 mm	E	11×10^8	31	
¹ Pieza accesoria corta se define como cualquier pieza accesoria de acero soldada a la barra, la cual por su simple presencia e independientemente de sus cargas, crea una discontinuidad en el flujo de tensiones en la barra y de esa manera reduce la resistencia a fatiga.				

TABLA A-K3.1 (Cont.) Parámetros para el Diseño para Fatiga

Ilustración de Ejemplos típicos

SECCION 6 - METAL BASE EN UNIONES SOLDADAS DE BARRAS TRANSVERSALES

6.4



SECCION 7 - METAL BASE EN PIEZAS ACCESORIAS CORTAS

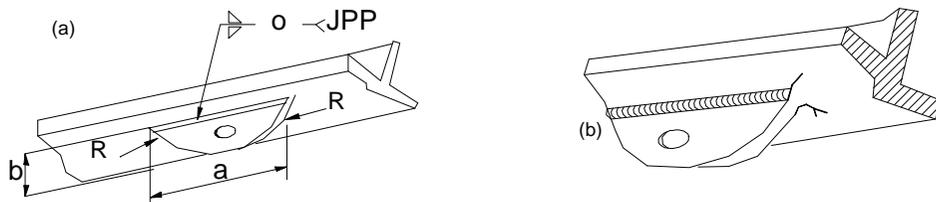
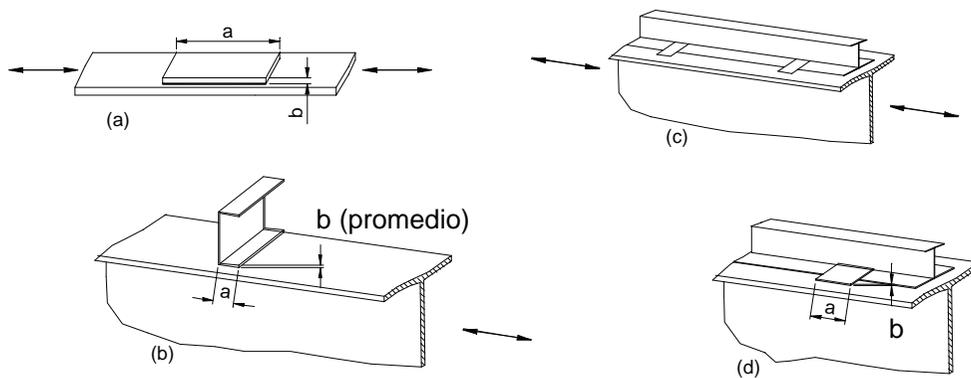


TABLA A-K.3-1(continuación)
Parámetros para el Diseño para Fatiga

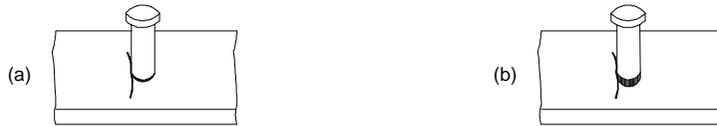
Descripción	Categoría de Tensión	Constante C_f	Umbral F_{TH} (MPa)	Punto potencial de inicio de fisura
SECCION 8 - VARIOS				
8.1.- Metal base con pernos de corte unidos por soldadura de filete o soldadura eléctrica del perno.	C	44×10^8	69	En el pie de la soldadura en el metal base.
8.2.- Corte en garganta de soldaduras de filete continua o intermitente, longitudinal o transversal.	F	150×10^{10} Ec. A-K.3-2	55	En la garganta de la soldadura.
8.3.- Metal base en soldaduras de tapón o de muesca.	E	11×10^8	31	En el extremo de la soldadura en el metal base.
8.4.- Corte en soldaduras de tapón o de muesca.	F	150×10^{10} Ec.A-K.3-2	55	En la superficie de empalme.
8.5.- Bulones de alta resistencia no totalmente pretensados, bulones comunes y varillas roscadas con rosca cortada, esmerilada o laminada. El Rango de Tensión en el área neta traccionada será el debido a la sobrecarga útil mas el efecto de la acción de palanca, si ella existiera.	E'	$3,9 \times 10^8$	48	En la raíz de la rosca extendida dentro del área traccionada.

TABLA A-K3.1 (Cont.)
Parámetros para el Diseño para Fatiga

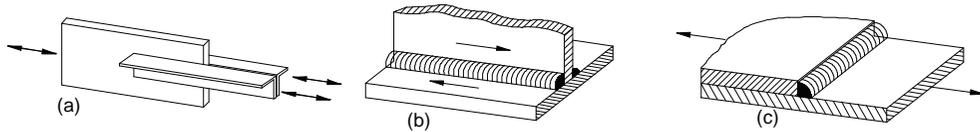
Ilustración de Ejemplos típicos

SECCION 8 - VARIOS

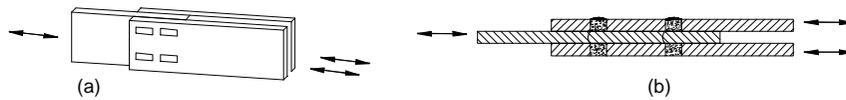
8.1



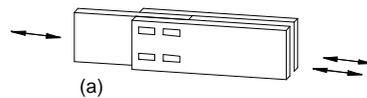
8.2



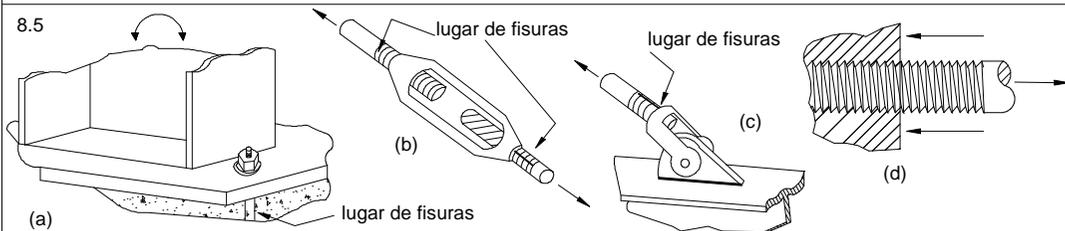
8.3



8.4



8.5



10.4.- VIGAS MONORIEL.

Las acciones que recibe la viga monoriel son su peso propio y la carga móvil formada por el peso del elevador y la carga nominal a transportar. El peso propio de la viga tiene generalmente efecto despreciable. Debido a las oscilaciones de la carga móvil y a algún tiro oblicuo se debe considerar actuando simultáneamente una carga H horizontal ($H = P/10$) (Figura 10-4 (a)). La viga resulta sometida a una flexión disimétrica.

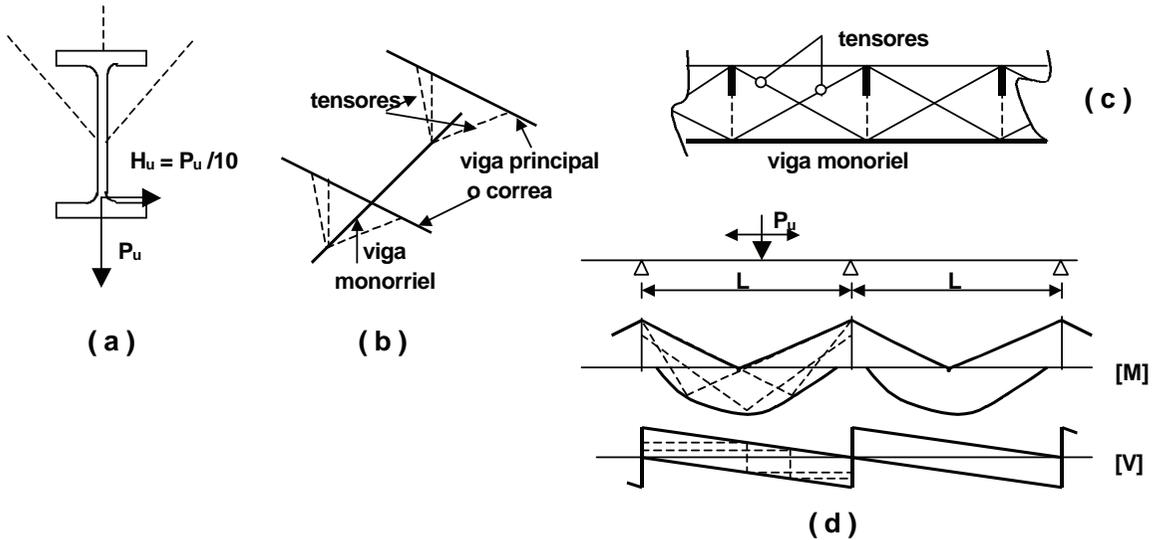


Figura 10-4

Se deben disponer apoyos para tomar esa carga horizontal lo que puede hacerse como se indica en (b). La viga principal o la correa debe estar unida o pertenecer a un sistema capaz de llevar la fuerza horizontal al suelo.

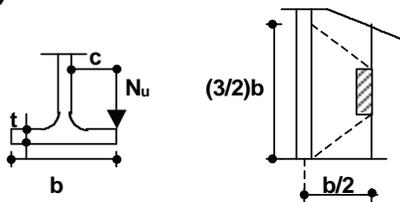
En sentido longitudinal el movimiento y el frenado de la carga provoca acciones que si bien no son de importancia exigen disponer un sistema de arriostamiento para las fuerzas longitudinales. Se puede disponer un sistema como el indicado en (c).

Las vigas son generalmente continuas y habrá que determinar los diagramas envolventes de corte y momento producidos por la carga móvil (d).

Se deben realizar las siguientes verificaciones a la viga monoriel:

(1) Los **estados límites últimos** se verificarán con las solicitaciones máximas resultantes de la combinación más desfavorable de cargas mayoradas que normalmente es la que tiene la carga móvil como base. Se deberá **incrementar** el valor nominal de la carga móvil por el coeficiente de **impacto** según lo dicho en la **Sección 10.2**.

(2) Se deberá verificar en estado último la flexión local del ala inferior, según el siguiente esquema:



Siendo P_u la carga móvil
 N_u es la carga por rueda = $P_u/4$

El momento requerido $M_u = N_u \cdot c$
 deberá ser M_u menor o igual al Momento de diseño de la sección de ancho $(3/2)b$ y espesor t

(3) Dado que existen solicitaciones oscilatorias (si la viga es continua para muchas secciones es oscilatoria alternada) se deberá verificar el **estado límite de fatiga**. Se hace con la **combinación de servicio** (1x peso propio + 1x carga móvil x coeficiente de impacto) según se indicó en la **Sección**

10.3. para la sección de mayor rango de tensiones que involucre tracciones y para las uniones donde corresponda.

(4) Se deberá verificar que las deformaciones verticales y horizontales máximas para la **combinación de servicio** no superen las deformaciones admisibles.

Se pueden tomar como deformaciones admisibles:

deformación vertical = $L/600$

deformación horizontal = $L/900$

siendo L la luz de la viga monoriel.

10.5.- VIGAS CARRIL DE PUENTES GRÚAS.

Las fuerzas que actúan sobre las vigas carril son :

(1) El peso propio de las vigas carril incluyendo el del riel y el de elementos de arriostramiento o auxiliares unidos y soportados por ella.

(2) La reacción vertical del puente grúa. Esta resulta de : **(a)** el peso propio del puente grúa (incluidos elementos de mando, cabina de operación, pasarela de inspección y todo elemento soportado por él); **(b)** El peso del carro de carga y del sistema de levantamiento; **(c)** La carga nominal a levantar y transportar. Estas dos últimas fuerzas toman su valor máximo cuando el carro de carga alcanza la posición más cercana posible a la viga carril analizada. (**Figura 10-5 (a)**). Esta fuerza **debe ser incrementada** para considerar el **efecto de impacto** según lo dicho en la **Sección 10.2**.

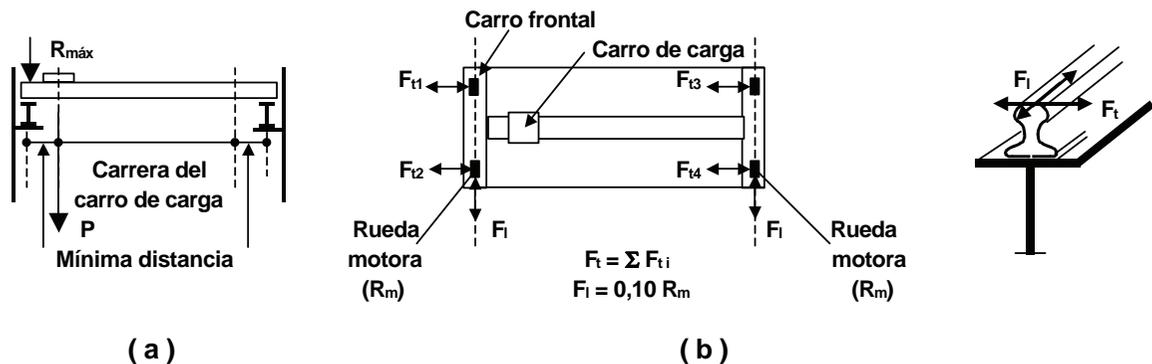


Figura 10-5

(3) Fuerzas originadas por el frenado de las masas en movimiento. Se consideran una fuerza transversal y otra longitudinal. (**Figura 10-5(b)**). El CIRSOC 301-EL (Sección A.4.1.(e)) considera para ellas:

La **fuerza de frenado transversal** se origina por el frenado del carro de carga. Se tomará como el **20%** de la suma del peso del carro de carga y del aparejo de izaje mas la carga nominal del puente, excluyendo el peso de las otras partes de la grúa. La fuerza se considera aplicada en la cara superior del riel y actuando en ambos sentidos de la dirección normal al eje de la viga carril. Se distribuirá entre las dos vigas carril según la rigidez lateral de ellas y de su estructura de soporte.

La **fuerza de frenado longitudinal** se origina por el frenado del carro frontal. Se tomará como el **10%** de la máxima carga por rueda del carro frontal, actuando en ambos sentidos y aplicada en la cara superior del riel.

Aplicar la fuerza longitudinal sobre cada rueda del carro frontal no es muy representativo del fenómeno pues el efecto de frenado aparece sólo en la rueda motora. En la Guía para el Proyecto de edificios industriales de la AISE (Association of Iron and Steel Engineers) se da un valor más específico y recomendable. Se tomará el **20% de la máxima carga de rueda motora**.

También debe ser considerada ya sea actuando longitudinalmente sobre la viga carril o actuando sobre los soportes (según sea el diseño) la fuerza originada por el choque contra los topes extremos. Esta deberá deducirse de la energía transmitida al tope y está en relación al tipo de tope y a la velocidad de desplazamiento del puente.

Generalmente las vigas carril no se realizan en tramos simplemente apoyados sino como vigas continuas, a los efectos de disminuir las solicitaciones de flexión y para evitar juntas que pueden ocasionar problemas en el desplazamiento de los puentes grúas. Por ello se debe prestar especial atención al proyecto de las uniones a ejecutar en obra que resultan generalmente necesarias en razón de la limitación de longitud posible de transportar de la viga ejecutada en taller.

Se deben considerar los diagramas envolventes de momentos flectores y esfuerzos de corte resultantes de la movilidad de la carga, y la existencia de solicitaciones oscilatorias simples y alternadas en secciones de la viga. (**Figura 10-4 (d)**).

Las fuerzas actuantes verticales y horizontales y el punto de aplicación de estas últimas producen flexión disimétrica y torsión. La fuerza de frenado longitudinal aumenta la flexión producida por las cargas verticales. Por ello las formas seccionales a utilizar deben ser las más aptas para el tipo de solicitaciones requeridas. En la **Figura 10-6** se indican algunas comúnmente utilizadas.

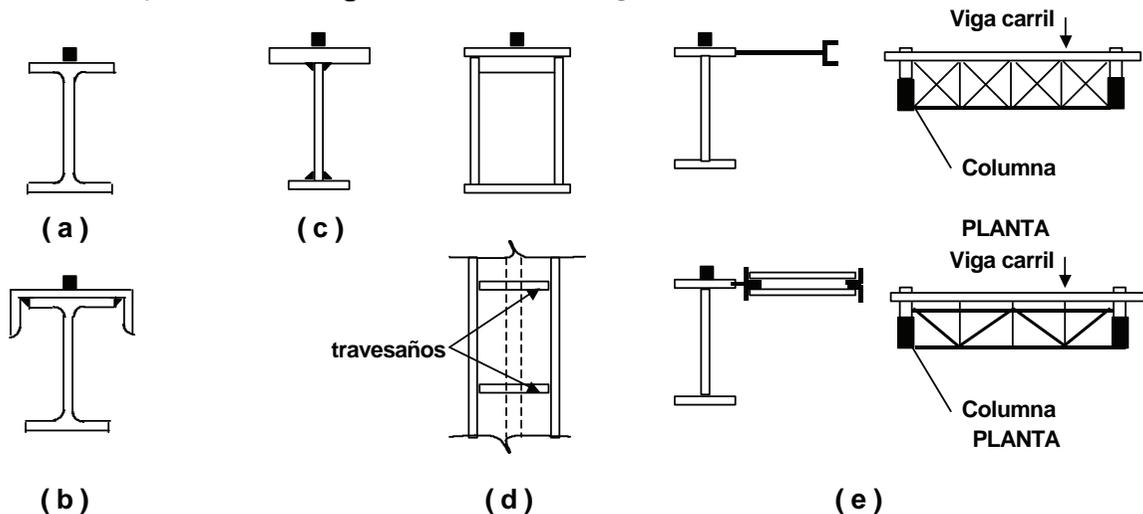


Figura 10-6

La sección doble te (**a**) tiene poca capacidad a torsión y a flexión alrededor del eje vertical, por lo que sólo conviene usarla para cargas pequeñas. Se mejora su aptitud con el agregado de perfiles o chapas formando una doble te simplemente simétrica, (**b**) (**c**). En estos casos puede suponerse que el momento y el corte generados por la fuerza de frenado horizontal son tomados sólo por el perfil U (**b**) o por el ala superior (**c**) ya que ellos aportan casi la totalidad de momento de inercia con respecto al eje vertical. Las más aptas son las secciones cajón (**d**). Para transmitir a las almas la carga de rueda se colocan travesaños haciendo trabajar entre ellos el riel como viga. Para evitar la torsión y la flexión disimétrica se puede tomar la fuerza horizontal transversal con una viga horizontal, por ejemplo reticulada, como la indicada en (**e**). El ala de la viga carril puede ser cordón de esa viga o no serlo estando conectada a ella a intervalos.

Las verificaciones a realizar para la viga carril son:

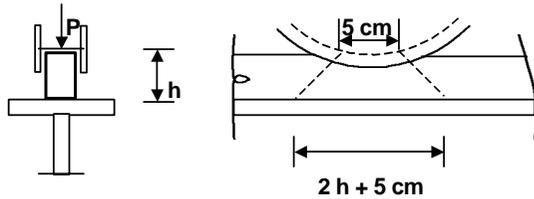
(1) Los **estados límites últimos** se verificarán con las solicitaciones máximas resultantes de la combinación más desfavorable de cargas mayoradas. Esa combinación es la de peso propio más las cargas verticales y horizontales de la reacción del puente grúa como carga útil de base. El valor nominal de la carga móvil vertical se deberá **incrementar** por efecto del impacto según lo dicho en la **Sección 10.2**.

(2) Se deberán verificar los estados límites últimos en el alma de la viga debidos a la **carga concentrada de rueda.**

Se puede tomar como ancho de aplicación de la misma

$$2.h + 5\text{cm.}$$

siendo **h** la altura del riel.



(3) Al existir solicitaciones oscilatorias, que en el caso de vigas continuas para muchas secciones es oscilatoria alternada, se deberá verificar el **estado límite de fatiga**. Las solicitaciones se obtienen de la **combinación de servicio** (1x peso propio + 1x carga móvil x coeficiente de impacto). Se verificarán las secciones críticas y las uniones de partes de la viga y de ésta con sus soportes. La verificación se hará según lo dicho en la **Sección 10.3.** Se deberán determinar los máximos Rangos de Tensiones que involucren tracciones y compararlos con los Rangos de Tensión de Diseño.

(4) Se deberá verificar que las deformaciones verticales y horizontales para la **combinación de servicio** peso propio + carga móvil no superen las deformaciones admisibles.

Las deformaciones admisibles dependen del uso y tipo del puente grúa. Algunos Reglamentos y especificaciones dan valores indicativos. Así por ejemplo:

- El CIRSOC 301-EL (Tabla A-L.4-1 del Apéndice L) y la Norma Brasileña NBR 8800 dan para la **carga móvil sin impacto**:

Deformación vertical admisible:

- . Puentes grúas de capacidad nominal ≥ 200 kN **L/800**
- . Puentes grúas de capacidad nominal < 200 kN **L/600**

Deformación horizontal admisible:

- . Para frenado transversal **L/600**

Se aclara que esos valores son orientativos. Para operación de grúas sensibles a deformaciones verticales o a desplazamientos laterales se deberán fijar límites mas rigurosos.

- La Guía para el proyecto de edificios industriales de la AISE da sólo límite para la deformación vertical de la carga **sin impacto** que debe ser menor o igual a **L/1000**.

10.6.- OTROS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Los soportes y columnas de las vigas carril de puentes grúas deberán ser verificados para los estados últimos que incluyan la acción del puente grúa con su mayor solicitación sobre ellos. No es necesario incrementar por impacto las cargas nominales.

Se deberá analizar en condición de servicio el estado límite de fatiga considerando sólo la combinación de peso propio y acción del puente grúa sin impacto.

Se analizarán las deformaciones máximas en estado de servicio bajo las combinaciones apropiadas de todas las acciones intervinientes incluido el puente grúa. Para el desplazamiento lateral admisible de las columnas por acción del frenado del puente grúa el CIRSOC 301-EL da como valor orientativo **H/400** siendo **H** la altura de la columna o del punto considerado en ella. Este valor es de carácter general y puede en casos especiales ser mas restrictivo.

CAPITULO 11

CONSTRUCCIONES CON ESTRUCTURAS METALICAS. NAVES DE GRANDES LUCES.

Las construcciones mas comunes que se ejecutan en nuestro medio con estructuras metálicas son :
(a) Naves de grandes luces con destino industrial o comercial; **(b)** Cubiertas de luces medianas o bajas;
(c) Entrepisos incluidos en construcciones de mampostería y H^oA^o; **(d)** Tinglados para cocheras, andenes etc.; **(e)** Puentes peatonales y algunos puentes carreteros; **(f)** Carteles; **(g)** Torres para redes de conducción de energía; **(h)** Estructuras para sostén de conductos; **(i)** Puentes grúas y sus vigas carril; etc.

En todos esos casos la estructura metálica, o es exclusiva, o presenta muchas veces ventajas constructivas, funcionales o económicas con respecto a estructuras con otros materiales como el H^oA^o o la madera.

En algunos casos se combina el acero con otros materiales conformando estructuras mixtas por ejemplo secciones compuestas de Hormigón-acero o entrepisos de madera sobre estructura metálica.

La construcción de edificios con destino habitacional o comercial con estructura metálica o mixta hormigón-acero todavía no ha alcanzado un desarrollo importante en nuestro medio, aunque bajo determinadas condiciones ya puede ser competitivo con la estructura de H^oA^o y tiene grandes perspectivas de desarrollo futuro en la medida que continúe la disminución relativa del precio del acero, se disponga de una mayor gama de perfiles laminados, de perfiles soldados y de chapas conformadas para pisos que sirvan de encofrado y armadura (steel-deck), y se desarrollen técnicas constructivas, talleres y empresas de montaje.

En lo que sigue estudiaremos la generación y desarrollo de las estructuras más comunes utilizadas para naves de grandes luces.

11.1.- ESTRUCTURAS PARA NAVES DE GRANDES LUCES.

11.1.1.- Generalidades. Acciones.

Las naves de grandes luces alojan actividades industriales o comerciales.(Figura 11-1). En su forma mas simple son de planta rectangular con una o mas naves . Suelen ser de una o dos plantas y el entrepiso puede cubrir total o parcialmente la superficie. Los techos son inclinados de una o más aguas o planos (con pendiente mínima para desagüe).

Para el desarrollo de las actividades es necesario tener luces importantes sin apoyos intermedios. Los cerramientos del techo son de materiales livianos. Los cerramientos laterales pueden ser de materiales livianos o mampostería.

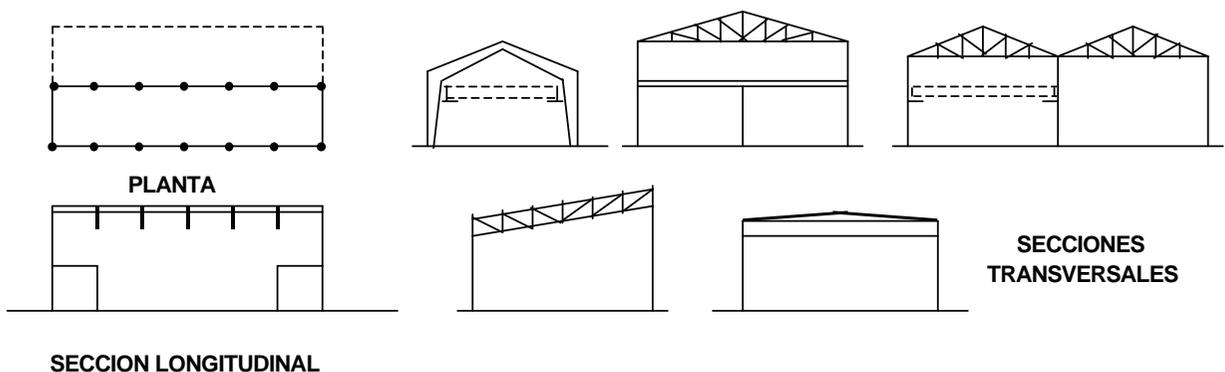


Figura 11-1

Las acciones que debe transmitir la estructura al suelo de fundación son: el peso propio de estructura, cerramientos, divisorios, aislaciones, conducciones, equipamiento fijo de peso determinado etc.; la sobrecarga útil derivada del funcionamiento que puede incluir material depositado, maquinarias, puentes grúas, sobrecarga en cubierta de mantenimiento y montaje, acción de agua de lluvia, etc.; fuerzas originadas por el viento y acciones generadas por el sismo. En nuestro medio siendo en general construcciones livianas la acción del viento tiene mayor importancia que la del sismo, excepto en construcciones con entresijos destinados a depósito de elementos pesados.

La acción de agua de lluvia **R (lluvia inicial)** aparece cuando el desagüe del techo no es de libre escurrimiento y existen dos niveles de desagüe (primario y secundario) pudiendo obstruirse el desagüe primario. Se produce entonces una acumulación de agua sobre la cubierta que debe ser considerada. La Especificación ASCE 7-98 (Cargas de diseño de la American Society of Civil Engineers) define:

R = carga de lluvia sobre el techo considerado sin deformaciones. (kN/m^2)

d_s = altura de agua sobre el nivel del techo no deformado hasta la entrada del desagüe secundario cuando el desagüe primario está obstruido. (mm)

d_h = altura de agua adicional por encima de la entrada del desagüe secundario obtenida con el flujo hidráulico de diseño. (sobre elevación hidráulica). (mm)

Cada porción del techo se proyectará para soportar la carga de agua de lluvia que se acumulará sobre él si el sistema de desagüe primario para esa porción se obstruye, mas la carga uniforme causada por el agua que se eleva por encima de la entrada del desagüe secundario calculado con el flujo hidráulico de diseño.

$$R = 0,0098 (d_s + d_h) \quad (11-1)$$

En la **Figura 11-2** se plantean varios casos para mostrar cuando aparece la acción **R** sobre el techo y la forma de cuantificarla.

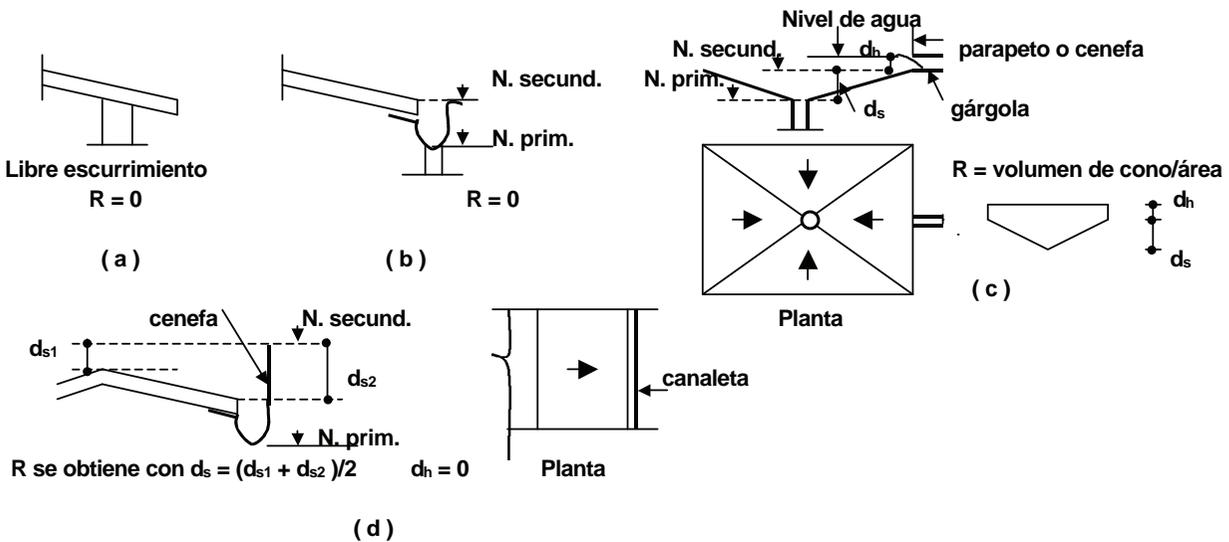


Figura 11-2

En el caso (a) al haber libre escurrimiento no aparece la acción **R**. En el caso (b) estando el nivel secundario a igual nivel que el inferior del techo $d_s = 0$ y siendo el desagüe secundario de libre escurrimiento $d_h = 0$; por ello $R = 0$. En el caso (c) a la diferencia de nivel entre primario y secundario d_s se debe agregar la sobre elevación hidráulica d_h resultante de que el desagüe secundario se realiza puntualmente por una gárgola. Una carga media **R** en el área de techo analizada se obtiene dividiendo el volumen del cono de agua que resulta cuando se obstruye el desagüe primario, por el área de techo analizada. En el caso (d) no hay sobre elevación hidráulica por ser el desagüe secundario de libre escurrimiento y no puntual.

La sobreelevación hidráulica es una función de la intensidad de la lluvia i (mm/hora), del área de techo servida por el sistema de desagüe A (m^2) y del tipo y tamaño del sistema secundario de desagüe.

El caudal que debe eliminar el sistema de desagüe Q (m^3/seg) es :

$$Q = 0,278 (10)^6 A \cdot i \quad (11-2)$$

En la Tabla de la **Figura 11-3** se dan valores de la sobre elevación hidráulica d_h (mm) para distintos tipos de desagüe secundario en función del caudal Q (m^3/seg) obtenido por la Fórmula (11-2).

Cuando el sistema de desagüe secundario es lineal de libre escurrimiento $d_h = 0$.

Sistema de drenaje	Sobre elevación hidráulica (mm)									
	25	51	64	76	89	102	114	127	178	203
Tubo diámetro 102 mm	0,0051	0,0107	0,0114							
Tubo diámetro 152 mm	0,0063	0,0120	0,0170	0,0240	0,0341					
Tubo diámetro 203 mm	0,0079	0,0145	0,0214	0,0353	0,0536	0,0694	0,0738			
Gárgola abierta, ancho 152 mm	0,0011	0,0032	(1)	0,0057	(1)	0,0088	(1)	0,0122	0,0202	0,0248
Gárgola abierta, ancho 610 mm	0,0045	0,0126	(1)	0,0227	(1)	0,0353	(1)	0,0490	0,0810	0,0992
Gárgola cerrada (tubular)										
Ancho : 152 mm; alto : 102 mm	0,0011	0,0032	(1)	0,0057	(1)	0,0088	(1)	0,0112	0,0146	0,0160
Gárgola cerrada (tubular)										
Ancho : 610 mm; alto : 102 mm	0,0045	0,0126	(1)	0,0227	(1)	0,0353	(1)	0,0447	0,0583	0,0638
Gárgola cerrada (tubular)										
Ancho : 152 mm; alto : 152 mm	0,0011	0,0032	(1)	0,0057	(1)	0,0088	(1)	0,0122	0,0191	0,0216
Gárgola cerrada (tubular)										
Ancho : 610 mm; alto : 152 mm	0,0045	0,0126	(1)	0,0227	(1)	0,0353	(1)	0,0490	0,0765	0,0866

(1) Se puede interpolar incluso entre anchos de cada Gárgola
 . Gárgola abierta tiene tres lados cerrados y el superior abierto; Gárgola cerrada tiene los cuatro lados cerrados

Cuando el techo es casi plano (pendiente menor o igual al **3%**) el CIRSOC 301-EL en el Capítulo K, Sección K.2. exige una verificación de rigidez para evitar la **acumulación de agua por deformación** del techo (existencia de charcos de agua de lluvia o de deshielo). Esta verificación podrá hacerse según lo indicado en el Apéndice K, Sección A-K.2. del CIRSOC 301-EL, que básicamente consiste en establecer límites para la rigidez flexional del entramado de vigas y de chapas de cubierta que forman la estructura del techo.

11.1.2.- Esquema estructural.

Hemos visto en la **Sección 4.2.** (Página 93) que para que la estructura sea estable debe ser capaz de llevar al suelo de fundación todas las fuerzas horizontales y verticales que actúan sobre ella. Se analizan las acciones horizontales de viento y sismo actuando en dos direcciones en general ortogonales. La existencia de una estructura capaz de llevar al suelo las acciones en dos direcciones no coincidentes garantiza la capacidad de la estructura frente a acciones horizontales en cualquier dirección.

El esquema estructural mas común en las naves (**Figura 11-3**) consiste en llevar las acciones verticales y las horizontales de dirección transversal que actúan sobre el techo, entrepisos y cerramientos laterales, a planos transversales (**2**) por medio de elementos estructurales que trabajan a flexión y corte (**1**) (chapas, correas, losetas, vigas secundarias etc.) . Estos planos transversales (estructura principal) pueden proyectarse para ser capaces de llevar al suelo fuerzas verticales y horizontales (**Figura 11-3 (a) (2A)**) o sólo verticales (**2B**) (**Figura 11-3 (b)**). En este caso es necesario otro elemento estructural (**3**) que por flexión y corte lleve las fuerzas horizontales transversales a planos del primer tipo. (**2A**).

Las fuerzas horizontales en la otra dirección (**Figura 11-3 (c)**) pueden ser transferidas por flexión y corte (elementos **4**) por ejemplo chapas y correas) a elementos estructurales (**5**) que por flexión y corte los lleven a planos (**6**) capaces de llevarlas al suelo. También los elementos (**4**) pueden transmitir las fuerzas horizontales a elementos (**7**) (por ejemplo vigas columnas metálicas empotradas en su base, contrafuertes de mampostería u H^oA^o) que los lleven al suelo.

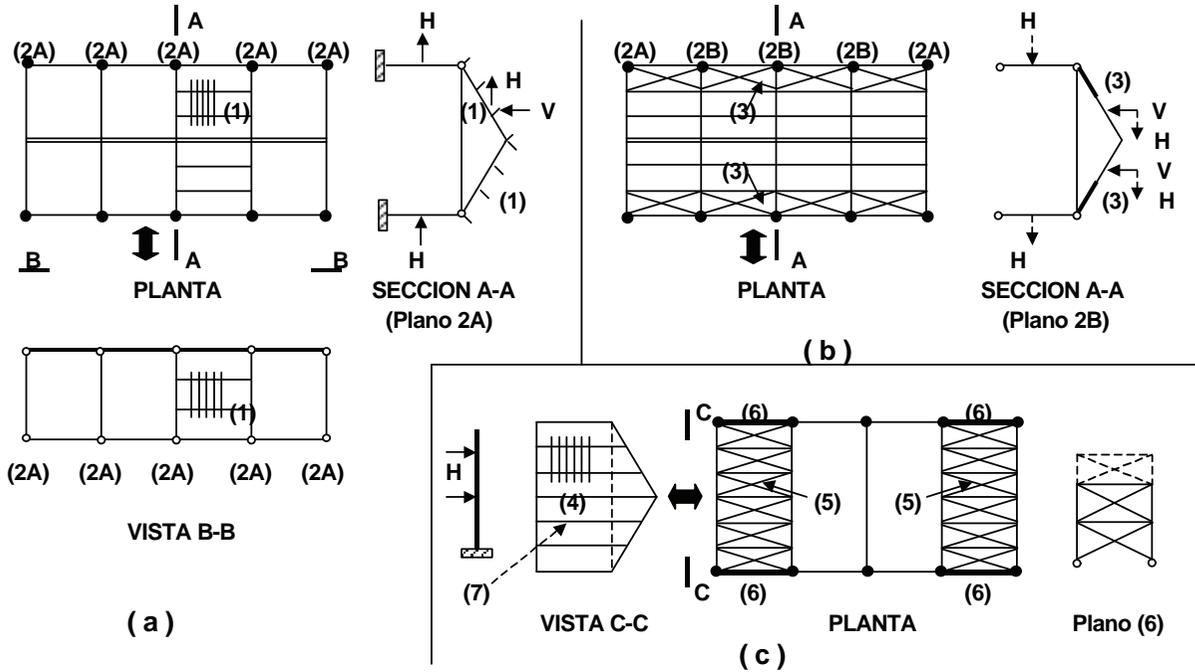


Figura 11-3

Analizaremos con más detalle las soluciones mas comunes para cada uno de los elementos estructurales mencionados.

11.1.3.- Materiales y estructuración de cubiertas, cerramientos laterales y entrepisos.

• **Cubiertas.**

El material de cubierta debe ser impermeable, de larga duración, proveer aislamiento térmico y ser lo mas liviano posible.

Se utilizan planchas onduladas de fibrocemento y chapas conformadas de acero galvanizado (que puede ser prepintado) o aluminizado.

Las formas seccionales utilizadas buscan el mejor rendimiento frente a la flexión aumentando el módulo resistente con el menor consumo de material. (Figura 11-4)

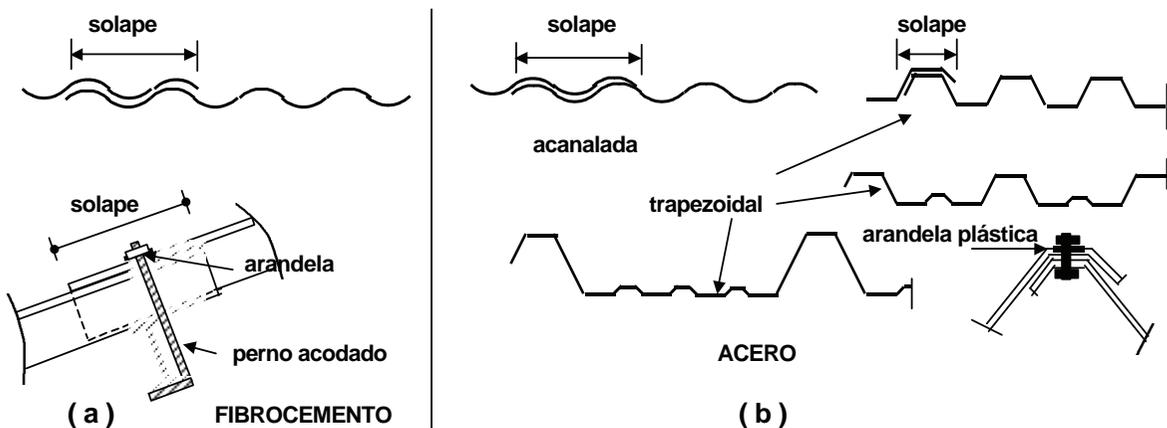


Figura 11-4

En las chapas de acero las secciones trapezoidales (de mayor módulo resistente) permiten luces mayores entre apoyos. Al ser los espesores pequeños los elementos comprimidos deben ser cortos para poder controlar el pandeo local. Por ello hay que tener cuidado que las chapas no sean solicitadas a compresión en sus elementos esbeltos (de mayor longitud). En algunos diseños se rigidizan con pliegues intermedios los elementos largos, pero generalmente la capacidad a flexión de la chapa no es la misma en un sentido que en el otro.

Las chapas se verifican a flexión sujetas a las cargas repartidas de peso propio y sobrecarga útil o de viento. La distancia entre apoyos (correas) depende de la carga y del módulo resistente de la sección. Los folletos de los fabricantes dan generalmente la capacidad en términos de máxima distancia entre apoyos para una sobrecarga determinada o por las características mecánicas de la sección. No siempre estos valores son reales. Hay que tener cuidado en el montaje o mantenimiento con las cargas concentradas de operarios que pueden abollar las chapas.

Los espesores varían entre 0,30mm (calibre N° 30) y 0,9 mm. (calibre N° 20) pudiendo en algunos casos realizarse con espesores mayores. Los pesos, con elementos de fijación y solapes incluidos, varían entre 5 y 12 Kg/m² para los espesores indicados. (0,05 y 0,12 kN/m²).

La fijación de las chapas de fibrocemento se realiza por pernos acodados como indica la **Figura 11-4 (a)**. Las chapas de acero se fijan generalmente con bulones entre chapas o con tornillos autoroscantes a las correas. En todos los casos deben existir elementos que aseguren la estanqueidad.

Las pendientes mínimas varían según el material y el largo de las chapas. Se debe realizar un solape longitudinal y otro transversal para evitar la penetración del agua de lluvia. La longitud del solape depende de la pendiente. (Por ejemplo $p = 7\%$ - solape longitudinal 20cm.).

- **Cerramientos laterales.**

Cuando son metálicos o de fibrocemento se utilizan las mismas chapas que para las cubiertas, apoyadas sobre correas verticales u horizontales.

- **Entrepisos. (Figura 11-5)**

Generalmente se utilizan entablados de madera **(a)**, losetas de H^oA^o prefabricadas **(b)** o steel-deck (losas mixtas hormigón-acero donde la chapa metálica conformada sirve de encofrado y de armadura) **(c)**, apoyadas en correas o vigas secundarias. Para tener un plano rígido horizontal, los elementos del entablado de madera o las losetas prefabricadas se unen entre sí y a las correas. En los steel-deck la unión se realiza con conectores de corte soldados a las vigas o correas. También se pueden usar en los entrepisos chapas conformadas de acero unidas a chapas planas que den la superficie horizontal del piso **(d)**.

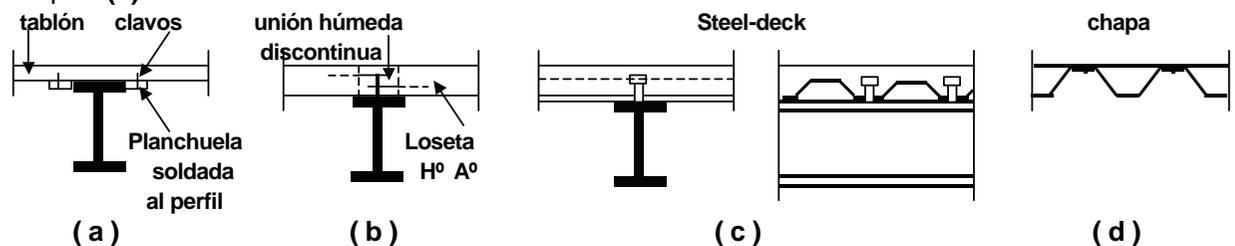


Figura 11-5

- **Correas y vigas secundarias. (Figura 11-6)**

Los elementos de cubierta, cerramientos laterales o entrepisos apoyan sobre cabios, correas o vigas secundarias y éstos transfieren las cargas a los planos estructurales principales por corte y flexión. **(a)** Las formas seccionales más comunes para correas de cubiertas y cerramientos se indican en **(b)** y para entrepisos en **(c)**. Las correas y vigas secundarias pueden ser simplemente apoyadas entre planos principales, continuas o del tipo Gerber **(d)**.

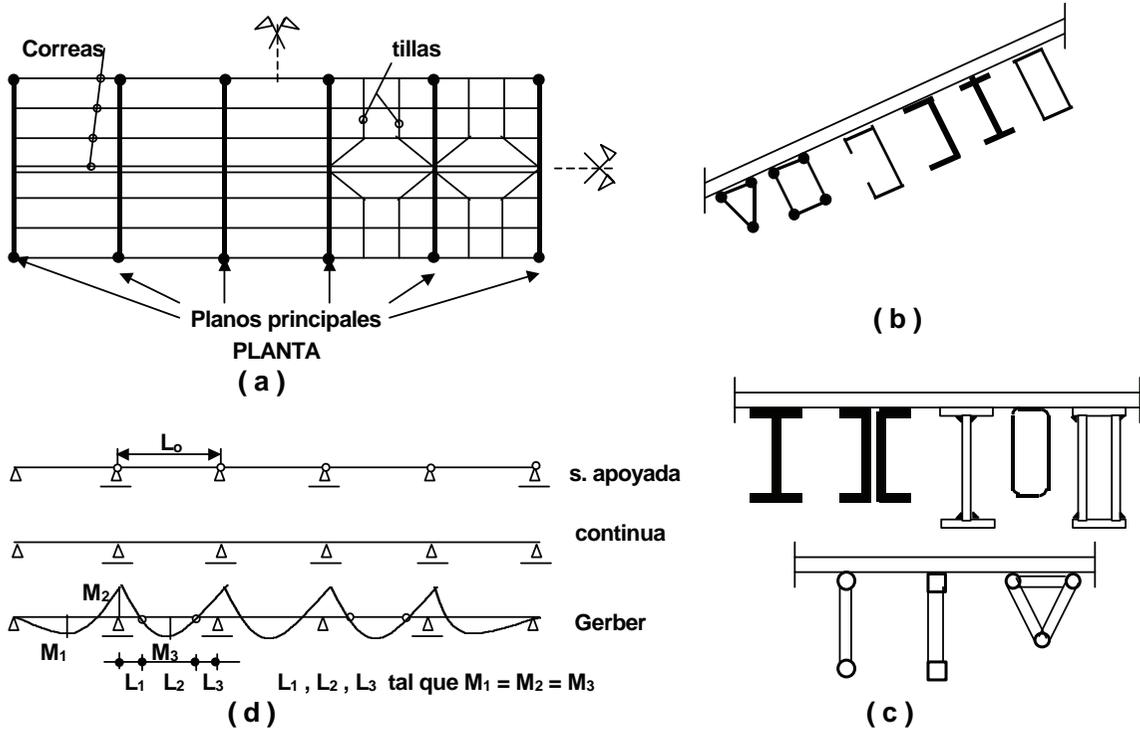


Figura 11-6

La forma seccional se elige en función de luces y cargas, elementos disponibles y forma de apoyo sobre los planos principales.

El esquema simplemente apoyado exige mayores dimensiones por resultar mayores los momentos requeridos y la deformación en servicio (que muchas veces define la sección necesaria) pero facilita el montaje. El esquema de viga continua exige uniones de momento que deben ser realizadas la mayoría de las veces sobre el elemento ya montado lo que puede resultar difícil y poco confiable (**Figura 11-7 (a)**). Una solución intermedia es la viga Gerber donde la unión debe transmitir sólo corte. (**Figura 11-7 (b)**). La longitud comercial de los perfiles incide también en la elección del esquema estructural de correas y vigas secundarias.

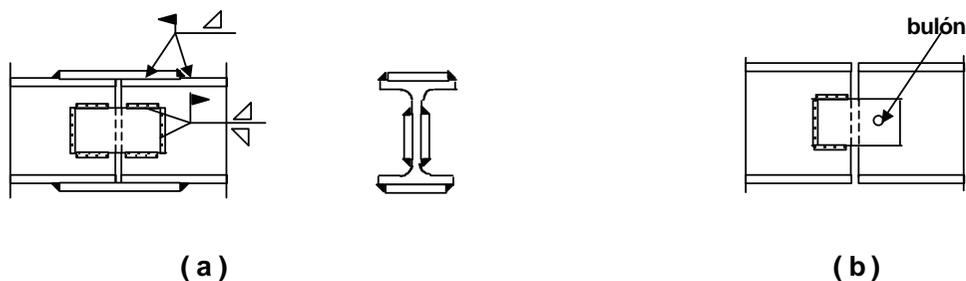


Figura 11-7

En techos inclinados por acción del peso propio y la sobrecarga las correas resultan sujetas a flexión disimétrica pues considerar el plano de la chapa como rígido en su plano es muy poco confiable sobre todo con el transcurso del tiempo. La flexión disimétrica lleva a un mayor consumo de material incluso cuando la forma seccional tiene una capacidad resistente en cada dirección proporcional a los momentos flectores (tubos rectangulares). A fin de disminuir los momentos flectores en el plano del faldón se colocan tillas como las indicadas en la **Figura 11-8** que transfieren la reacción de los apoyos intermedios al plano principal. Estas tillas pueden ser hierros redondos o planchuelas y resultan traccionadas debiendo tomarse de las correas en los puntos de aplicación de la carga.

Las secciones **C** de chapa plegada en frío tienen muy poca resistencia y rigidez para cargas en el plano del faldón por lo que en su montaje deben tomarse precauciones especiales para que no se deformen utilizándose para ello las tillas funcionando en la forma descrita.

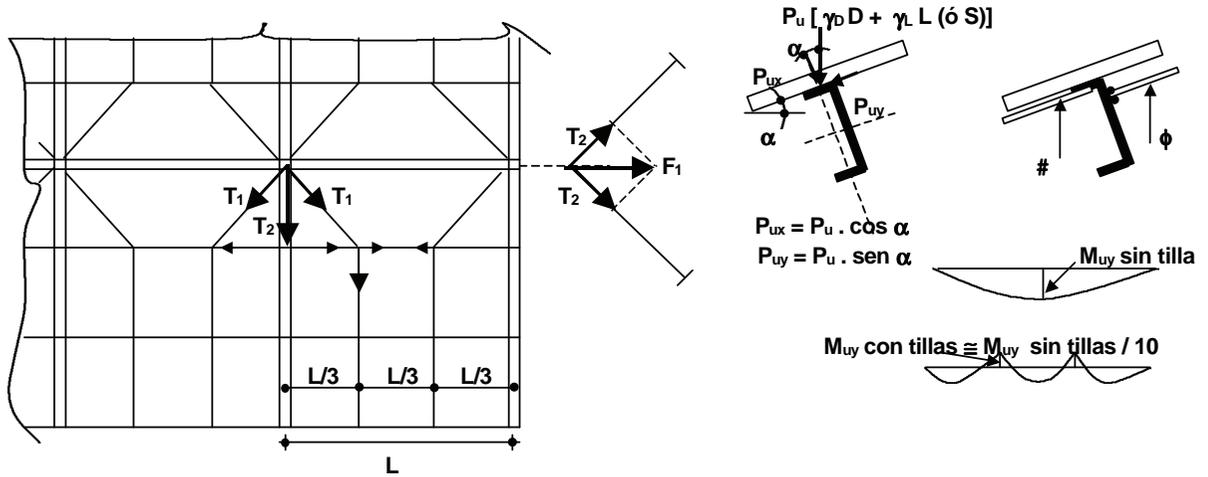


Figura 11-8

Para cubiertas livianas la mayoría de las veces la combinación determinante para las correas resulta con las cargas de montaje (operarios ubicados sobre las correas) como acción de base.

11.1.4.- Tipologías para los planos principales transversales. Estabilidad frente a acciones horizontales transversales.

Según vimos en la **Sección 11.1.2.** para el esquema estructural mas común en las naves, existen básicamente dos situaciones en cuanto a los planos principales transversales:

- (A) Todos los planos principales son capaces de transmitir al suelo fuerzas horizontales.
- (B) Algunos planos principales no son capaces de transmitir al suelo fuerzas horizontales.

• **Caso (A) :**

En este caso las fuerzas horizontales y verticales que llegan al plano principal son transmitidas al suelo y no es necesario ningún elemento estructural adicional.

Algunas tipologías estructurales que pueden ser usadas para los planos principales en este caso se indican en las **Figuras 11-9.** y **11-10.**

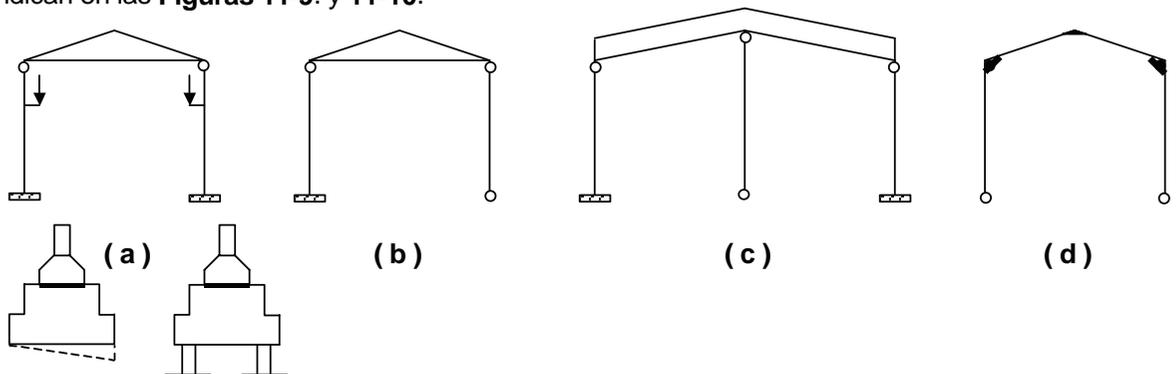


Figura 11-9

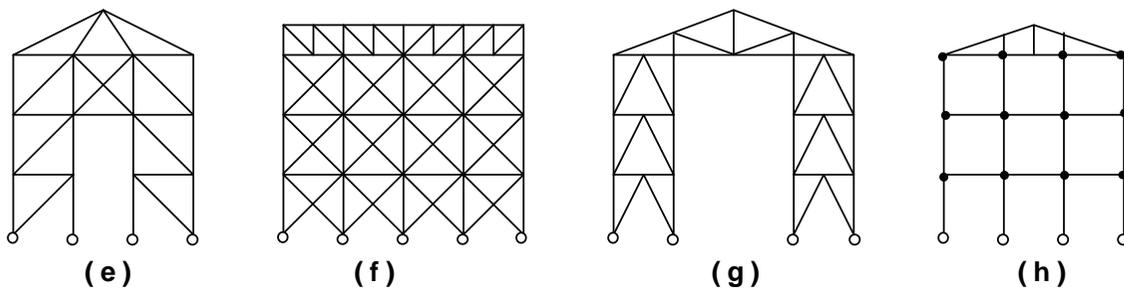


Figura 11-10

Las tipologías **(a),(b),(c),(d)** de la **Figura 11-9** se utilizan obviamente para los planos centrales cuando resulta necesaria la luz libre o para planos extremos cuando es previsible una ampliación de la nave en sentido longitudinal. Las tipologías de la **Figura 11-10** se utilizan para planos extremos cuando no es previsible ninguna ampliación. En este caso también cumplen la función de plano frontal como veremos mas adelante.

En los casos **(a),(b)** y **(c)** la cercha o viga superior (reticulada o de alma llena) está articulada a la cabeza de las columnas. El apoyo articulado es mas económico y sencillo de ejecutar en obra por lo que se lo prefiere para facilitar el montaje.

Las columnas están todas o algunas empotradas en la base. La base empotrada que debe transmitir fuerza normal, corte y momento es mas costosa y compleja. Además, si la fundación es superficial, las dimensiones de la base de H^oA^o de acuerdo a la deformabilidad del suelo, deben garantizar que no haya giros en la base para que se cumpla el modelo de cálculo supuesto. Si ello no ocurre deberán considerarse en el cálculo los giros de la base. Con fundaciones profundas (pilotes) para garantizar el empotramiento es necesario en general colocar dos pilotes en el plano de flexión.

La tipología de columnas biempotradas (caso **(a)** de **Figura 11-9**) o de pórtico (Caso **(d)**) es necesaria cuando tenemos puentes grúas que necesitan rigidez de apoyos para no presentar problemas de funcionamiento.

Las tipologías **(a),(c)** y **(d)** son hiperestáticas; la **(b)** isostática.

Frente a fuerzas horizontales, por ejemplo de viento, aparecen fuerzas axiales en la viga superior. Para ejemplificar consideremos el viento actuando como una carga repartida sobre las columnas transmitida por la estructura de las paredes laterales. (**Figura 11-11** para el caso **(b)** de la **Figura 11-9**).

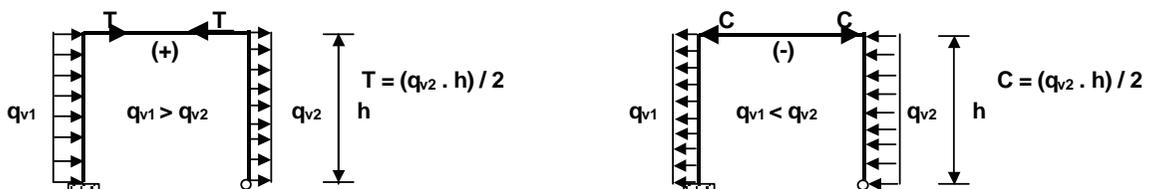


Figura 11-11

Para el caso **(a)** de la **Figura 11-9** se deben compatibilizar deformaciones para resolver la hiperestaticidad. (**Figura 11-12**)

Si las columnas izquierda y derecha no estuvieran unidas por la viga, sus cabezas se desplazarían f_{izq} y f_{der} respectivamente. El desplazamiento es función de la carga, la rigidez flexional $E.I$ y la altura de la columna. En este caso a igualdad de altura y de I siendo mayor la carga sobre la columna izquierda resulta $f_{izq} > f_{der}$.

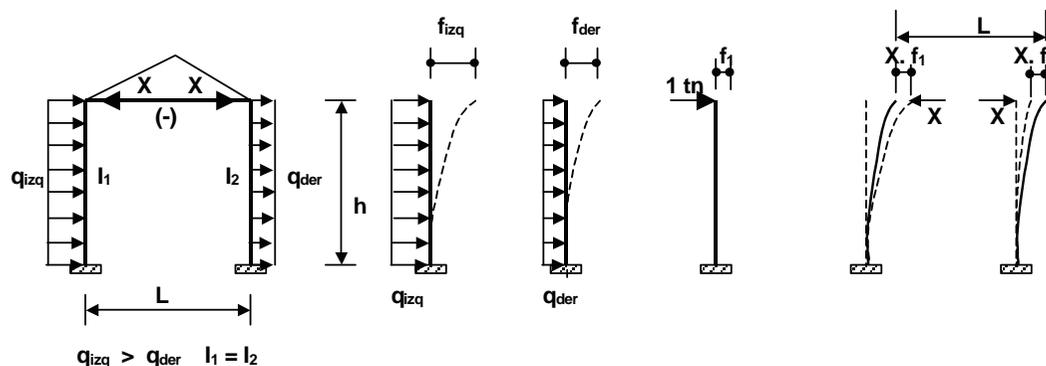


Figura 11-12

Pero las cabezas están unidas. La rigidez axial de la barra de unión es mayor que la rigidez a flexión de las columnas por lo que puede suponerse la barra infinitamente rígida por lo que **no se modificará la distancia L entre las cabezas**. Para que ello sea posible debe existir una fuerza **X que iguale los desplazamientos**. Llamaremos f_1 al desplazamiento producido por una fuerza unitaria. Con columnas iguales f_1 es el mismo para ambas. Para lograr la igualdad de desplazamientos de las cabezas debe ser:

$$f_{izq} - X \cdot f_1 = f_{der} + X \cdot f_1 \quad \text{o sea} \quad f_{izq} - f_{der} = 2 \cdot X \cdot f_1 \quad \text{y}$$

$$X = (f_{izq} - f_{der}) / 2 \cdot f_1$$

Por el sentido de los desplazamientos en este caso **X** es de **compresión**. Si cambian la relación de cargas o las columnas tienen distinto **I** o altura, **X** puede resultar de tracción o nulo.

La reacción vertical y las fuerzas de frenado transversal de los puentes grúas también producen en la tipología **(a)** fuerzas en las barras que unen las cabezas de las columnas, que generalmente son de compresión.

Cuando las cabezas están unidas por una viga de reticulado para la combinación de acciones que incluya puente grúa y/o viento puede resultar comprimido el cordón inferior de la viga debiendo analizarse cuidadosamente su longitud de pandeo fuera del plano.

Si la unión entre las cabezas es una viga de alma llena, se debe considerar el momento flector que produce en la misma la fuerza **X** pues generalmente ésta, aplicada en el apoyo, tiene una recta de acción no coincidente con el eje longitudinal de la viga.

Dado que el sistema de la tipología **(a)** funciona con la viga, ésta se deberá montar antes de realizar los cerramientos laterales a fin de evitar que acciones de viento que se produzcan en el período de montaje superen las resistencias requeridas previstas en las columnas.

La tipología de pórtico (d) de la **Figura 11-9** permite utilizar columnas articuladas en su base pero exige la realización de nudos resistentes a momento que suelen resultar mas complejos y costosos que los nudos articulados. Los nudos resistentes a momento por su dificultad constructiva conviene ejecutarlos en taller. Por otra parte generalmente es imposible el transporte a obra del pórtico completo. Por ello se deben plantear los empalmes necesarios en otras secciones que no sean los nudos y de acuerdo a la longitud de barras que pueda transportarse. El empalme en obra puede ejecutarse en el suelo montando luego el pórtico completo o bien en la posición final de las barras. En la **Figura 11-13** se muestra un ejemplo para un pórtico triarticulado.

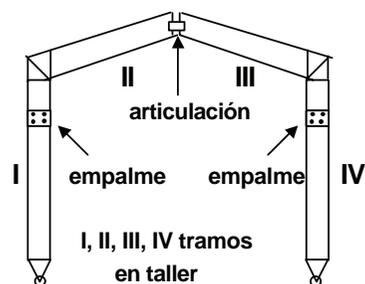


Figura 11-13

• Caso B.

Existen planos principales hipostáticos como el **B** (Figura 11-14) que no pueden tomar las fuerzas horizontales que reciben.

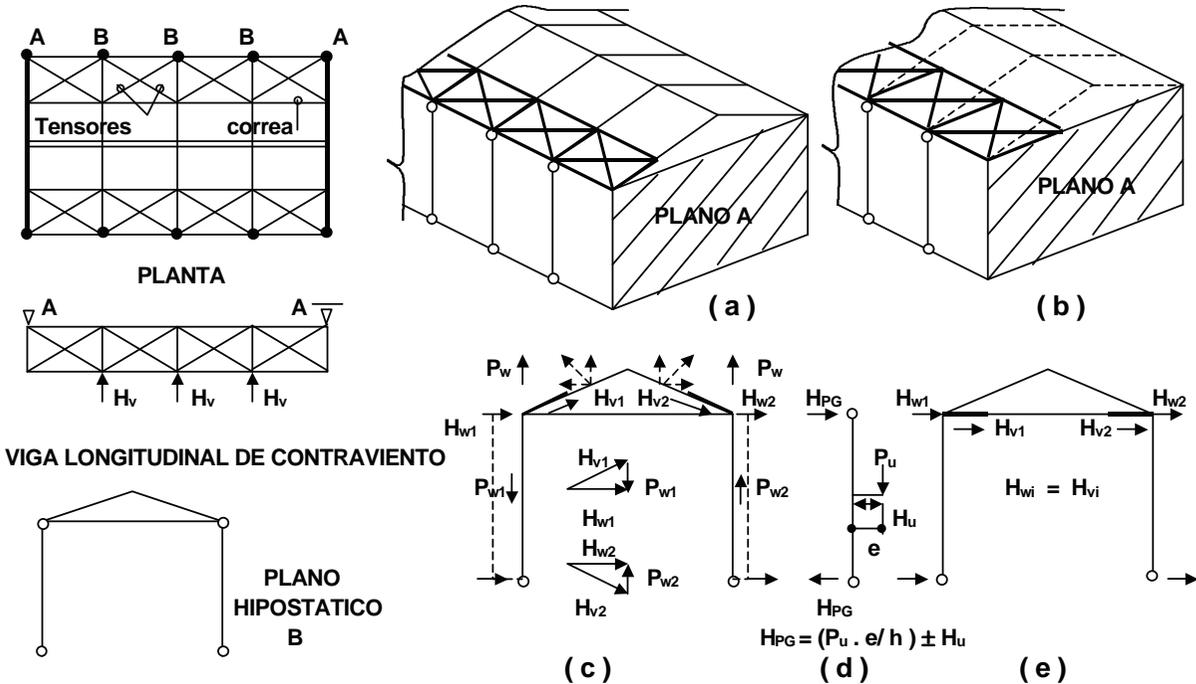


Figura 11-14

Las fuerzas horizontales generadas por ejemplo por la acción del viento o puente grúa, **que se trasladan a las cabezas de las columnas**, deben ser transferidas a planos capaces de tomar fuerzas horizontales y llevarlas al suelo, tales como los descritos en el caso A (planos A). Eso se logra con vigas longitudinales de contraviento. Estas pueden ser vigas reticuladas que tienen como cordones a las correas, como montantes a los cordones de las cabrladas principales y como diagonales a tensores cruzados de manera tal que existan diagonales traccionadas para cualquier sentido de las fuerzas. (Cruces de San Andrés). Como se muestra en la Figura 11-14 existen dos alternativas para ubicar las vigas longitudinales de contraviento. Alternativa (1): en el plano del faldón (Figura 11-14 (a)). Tiene la ventaja de que se utilizan las correas de la cubierta y como desventaja que se aumenta la fuerza a transmitir y que se cargan o descargan las columnas. (ver descomposición de fuerzas en (c) y (d)). Alternativa (2): en el plano horizontal del cordón inferior de la cercha (Figura 11-14 (b) y (e)). Las fuerzas son menores y las columnas no son afectadas, pero se deben agregar correas en ese plano y los cordones inferiores de las cerchas (montantes de la viga de contraviento) se comprimen lo que puede producir un cambio en la condición tensional del mismo (si está traccionado por las acciones sobre la cercha) con la consiguiente atención que se deberá dar a su pandeo fuera del plano. Además la existencia de esta viga a nivel inferior de la cercha permite muchas veces que se cuelguen de la misma elementos no previstos. Sólo es una solución aceptable si existe un cielorraso a ese nivel que ya necesita una estructura de sostén.

Si la distancia entre planos A es grande la viga de contraviento puede tener deformaciones horizontales excesivas, por lo que se deberá controlar este aspecto en el proyecto.

Los planos A además de las tipologías vistas en el caso anterior, pueden ser tabiques de mampostería u hormigón.

Si está prevista una ampliación longitudinal de la nave es necesario dimensionar los planos A (que deberán ser de las tipologías (a) a (d) de la Figura 11-9) para las acciones horizontales que se produzcan en la nave ampliada.

La estabilización frente a fuerzas transversales utilizando este caso **B** tiene la ventaja de que las columnas de los planos hipostáticos tienen su extremo inferior articulado lo que lleva a fundaciones más económicas. Obviamente la fuerza horizontal que deben tomar los planos **A** se incrementa y los mismos se encarecen. Como en general es un sistema más deformable horizontalmente sólo podrá utilizarse en naves con puentes grúas cuando éstos sean de pequeña carga nominal.

11.1.5.- Estructuración de los planos frontales. Estabilidad frente a las acciones horizontales longitudinales.

La acción del viento en las caras frontales de las naves de planta rectangular es normal a su superficie. Cuando el cerramiento es liviano (por ejemplo chapas metálicas) se pueden adoptar distintas disposiciones en función de las dimensiones del plano frontal, la tipología adoptada para el plano en su función de plano principal frente a fuerzas transversales, la necesidad de aberturas, etc. Para tipologías como las indicadas en la **Figura 11-10 (e) a (h)** pueden usarse las barras verticales como vigas que transfieran la carga al suelo y a un plano horizontal que siga el faldón de la cercha el que a su vez transmite la carga a planos laterales. Sin embargo en esos casos generalmente es conveniente realizar un entramado independiente como se plantea cuando el plano frontal es de una tipología como las indicadas en la **Figura 11-9 (a) a (d)**. Algunas alternativas para ello se muestran en la **Figura 11-15**.

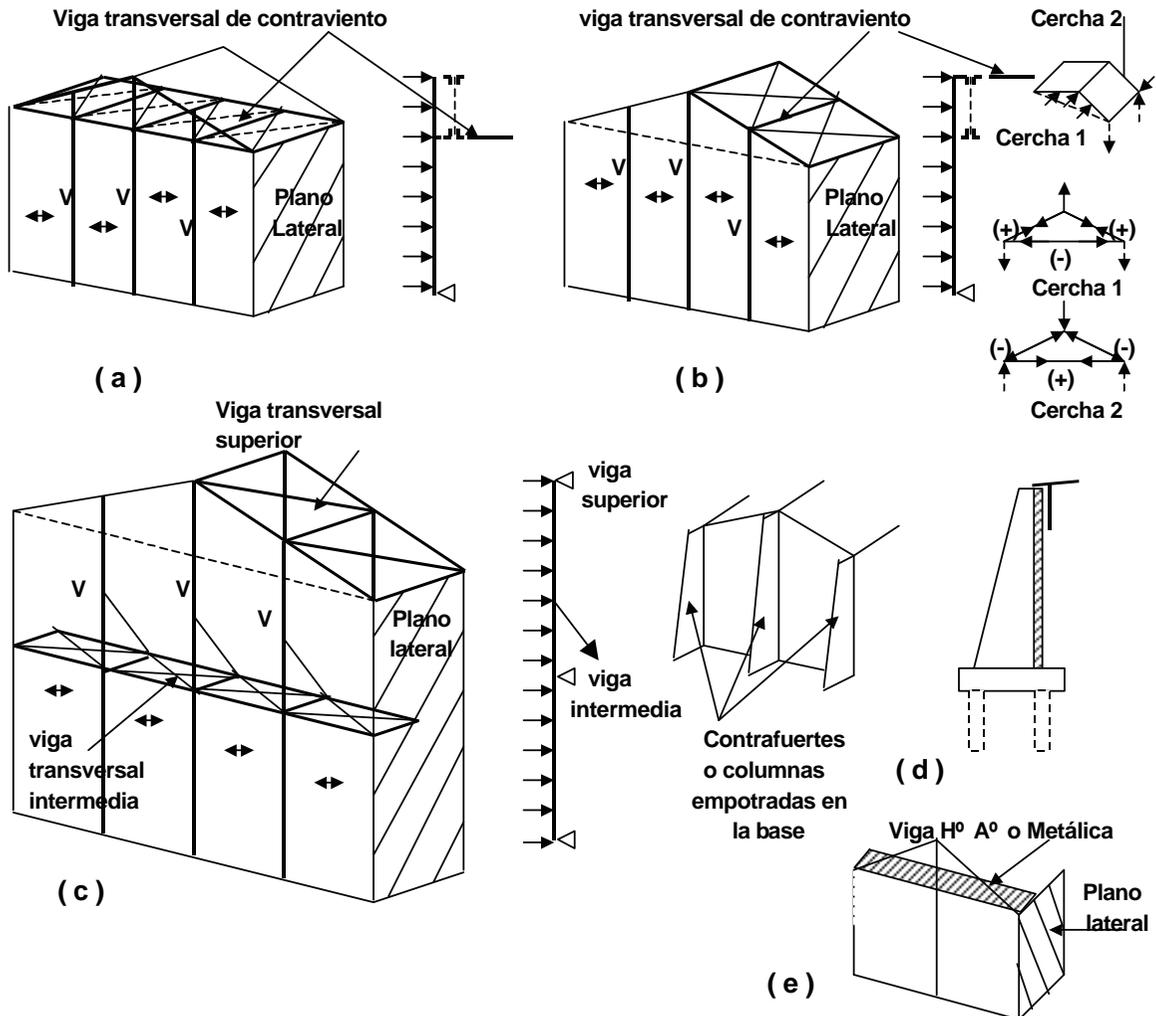


Figura 11-15

En el caso **(a)** las fuerzas de viento, con una estructura secundaria de chapas y cabios, se transfieren a vigas verticales. Estas apoyan en el suelo y en una **viga transversal de contraviento** horizontal. La viga de contraviento apoya en los planos laterales estructurados de alguna de las formas que se indican mas adelante. La viga horizontal coincide con el plano inferior de la cercha. Si su altura es igual a la distancia entre planos principales transversales, sus cordones son los cordones inferiores de las cerchas. Si es menor deberá colgarse de las correas del techo. Montantes y diagonales son elementos adicionales. Las diagonales generalmente son tensores en cruz.

En el caso **(b)** la viga transversal de contraviento se ubica siguiendo los planos del faldón. Sus cordones son los cordones superiores de las cerchas y sus montantes las correas extremas. Estas resultarán comprimidas. Se debe cuidar que las vigas verticales no apoyen sobre el cordón inferior de la cercha extrema. Al no ser plana la viga de contraviento, además de las reacciones horizontales, aparecen en el plano lateral reacciones verticales y existen solicitaciones adicionales sobre los cordones de las cerchas según se indica en la figura.

El caso **(c)** se presenta cuando la altura del plano frontal es grande. Si existe un entrepiso la estructura de éste, adecuadamente proyectada, puede funcionar como viga de contraviento horizontal intermedia. Si no hay entrepiso pueden usarse las vigas verticales para tomar el peso de la viga intermedia.

En naves pequeñas los cerramientos frontales suelen ser de mampostería. La acción del viento puede tomarse con contrafuertes de mampostería o vigas columnas empotradas en el suelo. **(Figura 11-15 (d))**. Esta solución es económicamente factible cuando la altura es pequeña. Otra alternativa **((e))** es hacer apoyar el muro en una viga horizontal de contraviento que puede ser metálica o de H^oA^o que transfiera la carga a los planos laterales. En el caso de ser metálica deberá tener la rigidez suficiente para que sus deformaciones se compatibilicen con las de la mampostería.

Las vigas transversales de contraviento ubicadas en el plano de los cordones de las cerchas, o de las alas de vigas transversales, comprimidos por cualquier combinación de acciones, servirán también para tomar las fuerzas generadas por el arriostamiento lateral para pandeo fuera del plano de los cordones de las vigas de reticulado o para pandeo lateral de las vigas de alma llena. Si existen correas intermedias se deberá asegurar que ellas trasmitan a dichas vigas de contraviento las fuerzas que se producen en los puntos considerados fijos para desplazamiento lateral. **(Figura 11-16)**. La fuerza **F** se puede tomar como el **2%** de la fuerza de compresión requerida en el elemento que estabiliza.

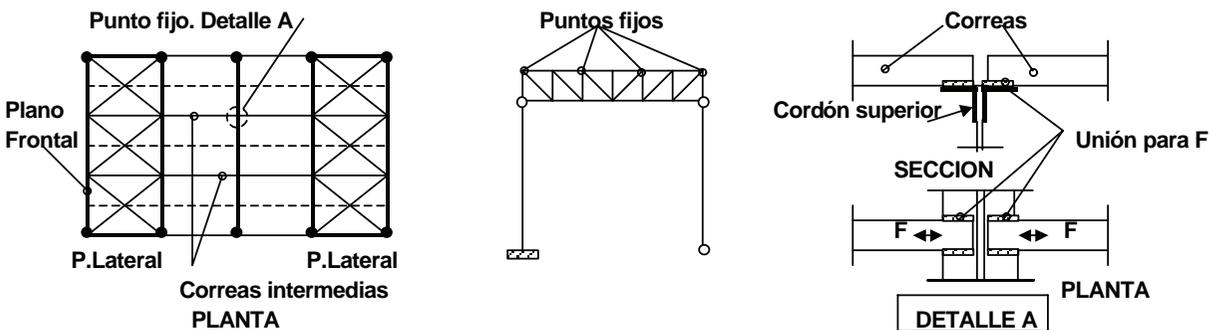


Figura 11-16

11.1.6.- Estructuración de los planos laterales.

La **viga transversal de contraviento** apoya sobre **planos laterales** que deben ser capaces de llevar fuerzas horizontales al suelo. La estructuración de estos planos depende de la necesidad de libre circulación por sus vanos. Pueden ser triangulaciones o pórticos. Algunas soluciones se indican en la **Figura 11-17**.

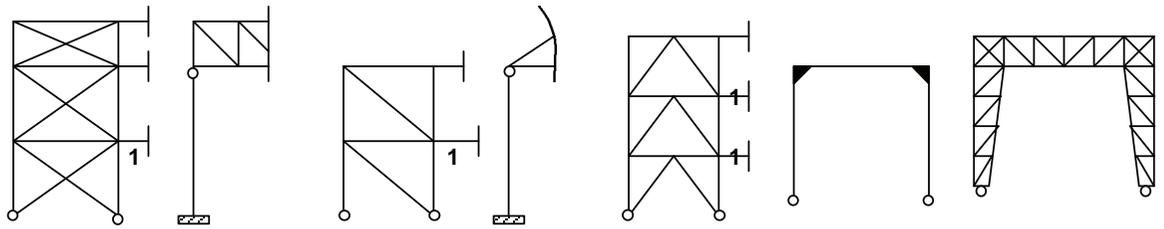


Figura 11-17

Si en la cara lateral existen correas intermedias que unan los planos laterales en los puntos 1, ellos sirven como arriostramiento a pandeo flexional en ese plano de las columnas intermedias.

11.1.7.- Otras tipologías estructurales para naves de grandes luces.

En algunas naves industriales se reemplazan las cerchas y vigas de cubierta por arcos de directriz circular o parabólica, generalmente reticulados. (Figura 11-18). Los cordones son de perfil ángulo, tubos o hierro redondo por ser secciones de relativamente fácil curvado. Las diagonales son de hierro redondo o tubos.

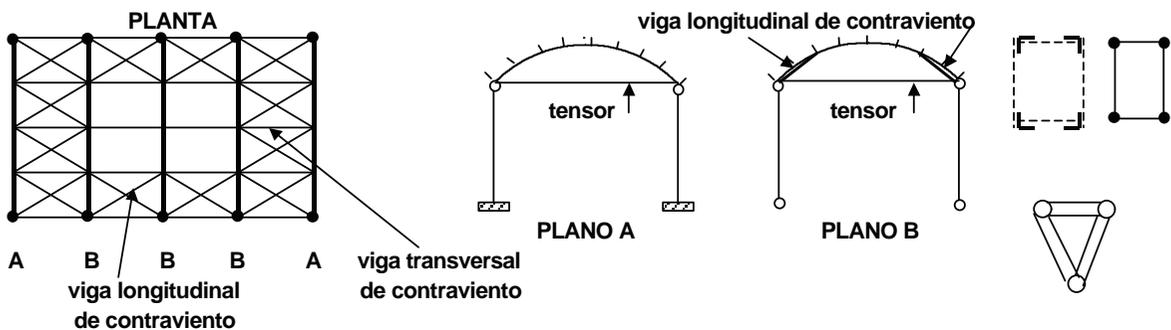


Figura 11-18

Según el esquema estructural adoptado para los planos principales transversales (Caso B o A, Sección 11.1.4.) son o no necesarias vigas longitudinales de contraviento. Ellas se conforman con tramos de arco como montantes, las correas como cordones y las diagonales con hierro redondo. Iguales elementos constituyen la viga transversal de contraviento siendo en este caso montantes las correas y cordones los tramos de arco. La curvatura de los tramos de arco hace generar momentos flectores a las fuerzas axiales actuantes en montantes o cordones según el caso. Como parte del plano transversal principal, el arco es un elemento estructural apto para cargas gravitatorias pues en ese caso su principal sollicitación es de compresión. Su eficacia decae mucho frente a la acción del viento ya que éste produce cargas que son hacia afuera y no simétricas en la mayoría de los casos, apareciendo junto a las sollicitaciones axiales momentos flectores que muchas veces son importantes. Algo similar ocurre frente a acciones asimétricas de nieve. Se desarrollará con más detalle el tema al analizar las estructuras de hierro redondo. (Capítulo 12)

11.1.8.- Especificaciones para los sistemas de arriostramiento

En el Capítulo C, Sección C.3. del CIRSOC 301-EL se dan especificaciones que definen las resistencias y rigideces mínimas de las riostras del sistema de arriostramiento que son necesarias para asegurar la resistencia de diseño del elemento estructural arriostrado. Se basan en la longitud del

elemento estructural entre puntos arriostrados considerada con un factor de longitud efectiva $k = 1$.

Se consideran dos tipos generales de sistemas de arriostramiento: relativo y nodal. (**Figura 11-19**). El arriostramiento relativo controla el movimiento del punto arriostrado respecto de los puntos arriostrados adyacentes. El arriostramiento nodal controla el movimiento del punto arriostrado sin la directa interacción con los puntos arriostrados adyacentes. La resistencia y rigidez suministrada por el sistema de arriostramiento será mayor o igual que los límites requeridos.

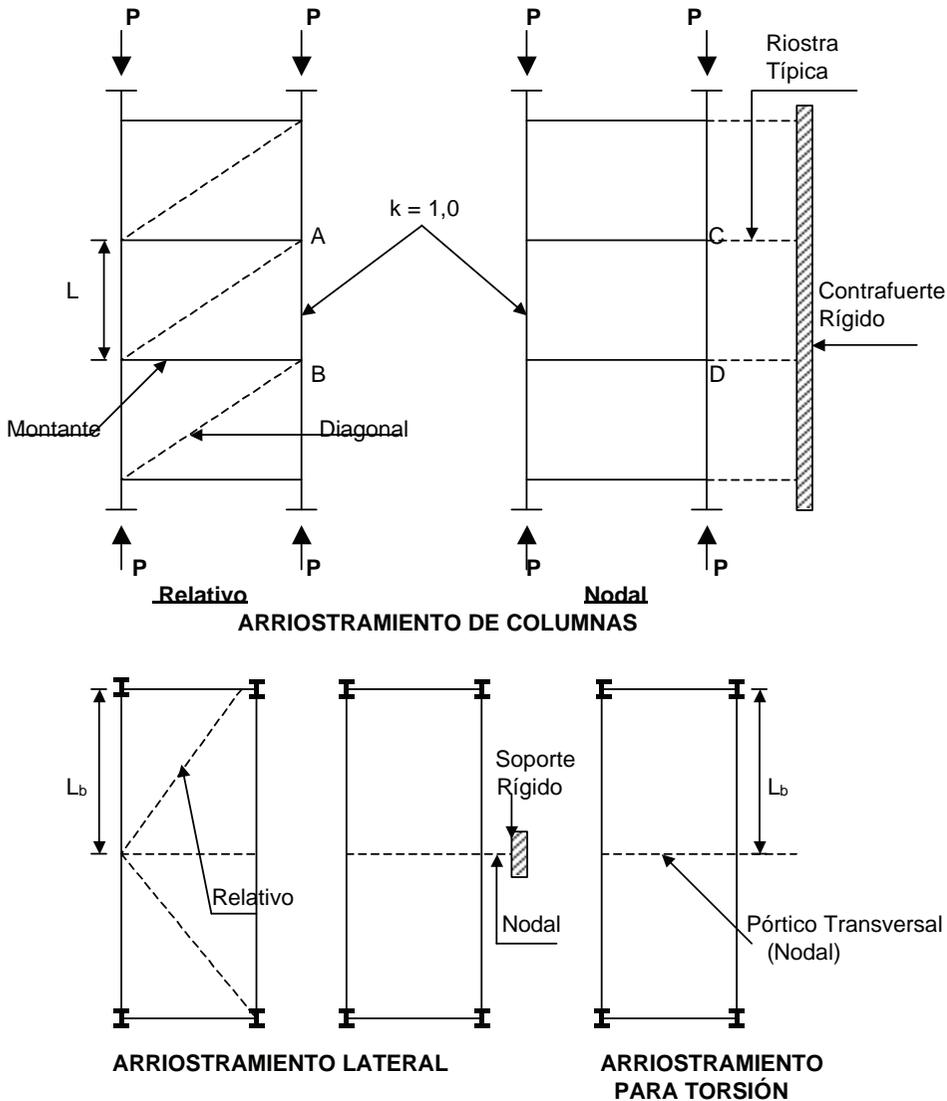


Figura 11-19
Tipos de sistemas de arriostramiento

El sistema de arriostramiento relativo de la columna (tales como sistemas diagonales o paredes de corte) se une en dos puntos a lo largo de la columna, definiendo la longitud no arriostrada. El sistema de arriostramiento relativo indicado está formado por la diagonal y el montante, y controla el movimiento de un extremo de la longitud no arriostrada (A) con respecto al otro extremo (B). Tanto la diagonal como el montante contribuyen a la resistencia y rigidez del sistema de arriostramiento relativo. Sin embargo, cuando el montante es una viga de piso su rigidez es grande

comparada con la de la diagonal, por lo que es la diagonal la que controla la resistencia y rigidez del sistema de arriostramiento relativo.

El sistema de arriostramiento nodal únicamente controla el movimiento del punto arriostrado sin interacción directa con los puntos arriostrados adyacentes. Por lo tanto para definir una longitud no arriostrada tendrá que existir un punto adicional arriostrado adyacente, tal como se muestra en la **Figura 11-19**. Las dos riostras nodales de la columna en C y D, que están unidas a un contrafuerte rígido, definen la longitud no arriostrada para la cual se puede usar $k = 1$.

Las vigas de un pórtico transversal ubicado a mitad de la luz entre dos vigas adyacentes, forman un sistema de arriostramiento nodal porque limitan el desplazamiento lateral de esas vigas únicamente en la ubicación del pórtico transversal. La longitud no arriostrada es la mitad de la luz de la viga. El desplazamiento lateral en el extremo de las dos vigas es impedido por la unión viga columna del apoyo extremo.

Similarmente, para una riostra lateral nodal unida en la mitad de la luz al ala superior de las vigas y a un soporte rígido, se supone que no existe movimiento lateral en la ubicación de las columnas.

Los requerimientos de la Sección del Reglamento pueden ser reemplazados por un análisis de segundo orden que incluya un desplazamiento inicial fuera del plano de la estructura o una deformación inicial fuera de la posición recta de las barras para obtener la resistencia y rigidez necesaria del arriostramiento.

Se definen:

- para las riostras de pórticos: (a) la Resistencia Requerida como fuerza de corte por piso ; (b) la rigidez lateral requerida por piso.
- para las riostras de columnas y según sea el sistema de arriostramiento relativo o nodal: (a) la Resistencia Requerida como fuerza; (b) la rigidez axial requerida.
- para las riostras laterales de vigas y según sea el sistema de arriostramiento relativo o nodal: (a) la Resistencia Requerida como fuerza; (b) la rigidez axial requerida.
- Para las riostras para torsión de vigas y según sea el sistema de arriostramiento nodal o torsional continuo: (a) la Resistencia requerida a momento; (b) la rigidez a giro en el plano.

11.1.9.- Columnas para naves industriales.

Las columnas exteriores resultan en general sometidas a solicitaciones flexo-axiales bajo la combinación de acciones crítica. Esto tanto para naves con puente grúa como para las que no lo tienen, en este último caso por la acción del viento. En naves de dos o más vanos las columnas centrales pueden estar sometidas a compresión centrada en ciertas tipologías estructurales. La forma seccional depende de la tipología estructural de la que forma parte, del tipo de solicitaciones requeridas, de la intensidad de las mismas, de la altura de la columna, de las longitudes de pandeo en ambas direcciones, de los niveles en que se incorpore fuerza axial, de la disponibilidad de perfiles laminados, de la rigidez lateral necesaria para limitar los desplazamientos laterales, etc.

En la **Figura 11-20** se grafican algunas formas típicas para distintos casos.

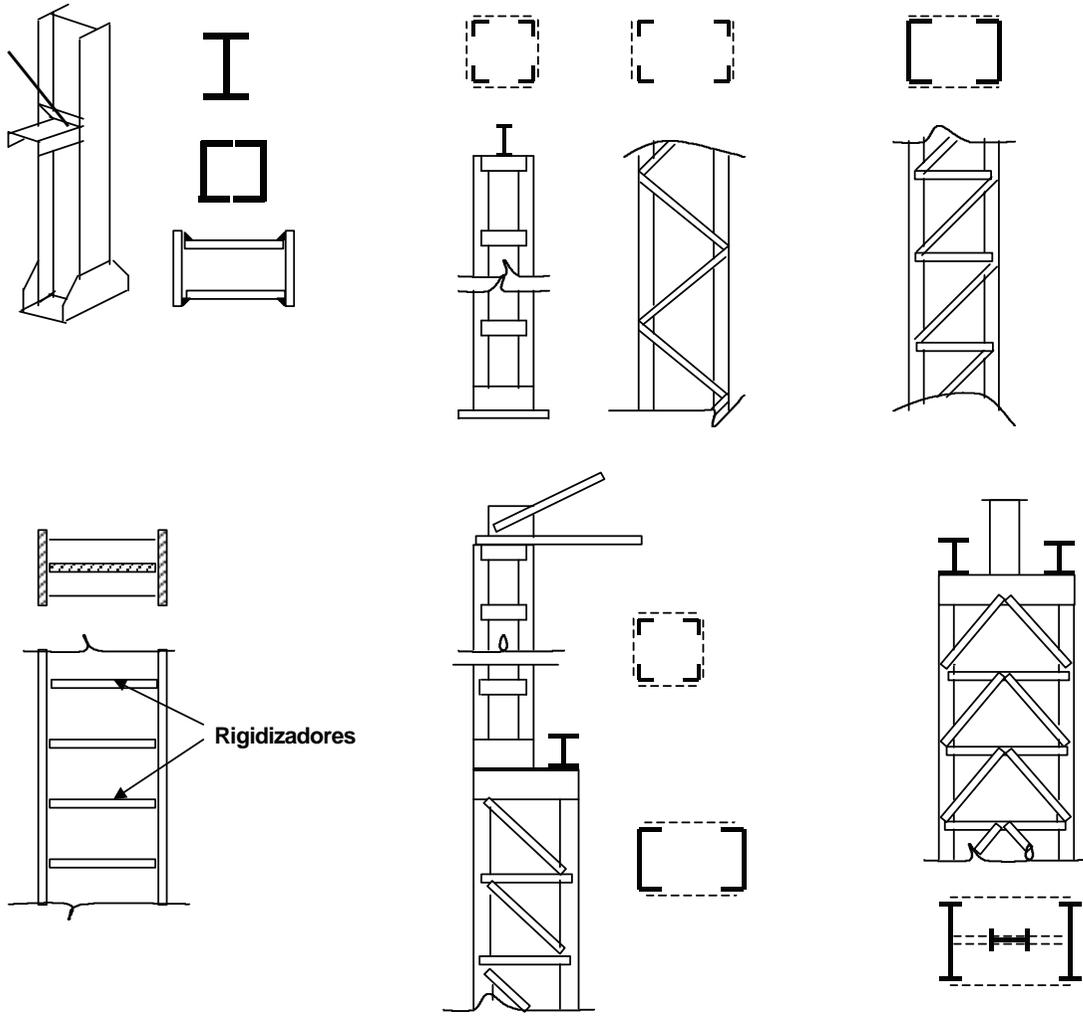


Figura 11-20

CAPITULO 12

ESTRUCTURAS LIVIANAS DE ACERO

Podemos llamar estructuras livianas de acero a aquellas estructuras en las que por su configuración o por sus elementos constitutivos se logra una disminución de peso con respecto a las formadas por perfiles o barras armadas con chapas y/o perfiles.. Se utilizan en general para salvar luces pequeñas y medias, con cargas generalmente bajas.

En este Capítulo veremos: **(a)** estructuras cuyos elementos están formados por barras de sección circular maciza (hierro redondo) o por combinación de perfiles ángulos o tes y barras de sección circular maciza (también llamadas estructuras de filigrana); **(b)** emparrillados planos con vigas espaciales formadas por secciones ángulos y tes o por tubos de sección circular de pared delgada. De los emparrillados planos daremos sólo algunos criterios generales de proyecto y predimensionado.

Se hará también una referencia sucinta a las barras reticuladas planas o espaciales formadas por tubos de pared delgada de sección circular, rectangular o cuadrada unidos en forma directa, o sea sin chapas de nudo.

Las estructuras livianas formadas por elementos de chapa delgada conformada en frío no son analizadas en esta publicación.

12.1.- ESTRUCTURAS DE BARRAS DE SECCIÓN CIRCULAR MACIZA (Estructuras de hierro redondo)

12.1.1.- Generalidades.

En nuestro medio son bastante utilizados elementos estructurales formados por barras de hierro redondo ya sea exclusivamente o combinadas con perfiles ángulos y tes de pequeño tamaño, en dos tipos constructivos:

- (a)** elementos de eje recto usados como correas, vigas, columnas o barras de pórticos.
- (b)** elementos de eje curvo de pequeña curvatura utilizados en Arcos de directriz circular o parabólica.

Los elementos estructurales son reticulados planos o espaciales con las formas y secciones indicadas en la **Figura 12-1**.

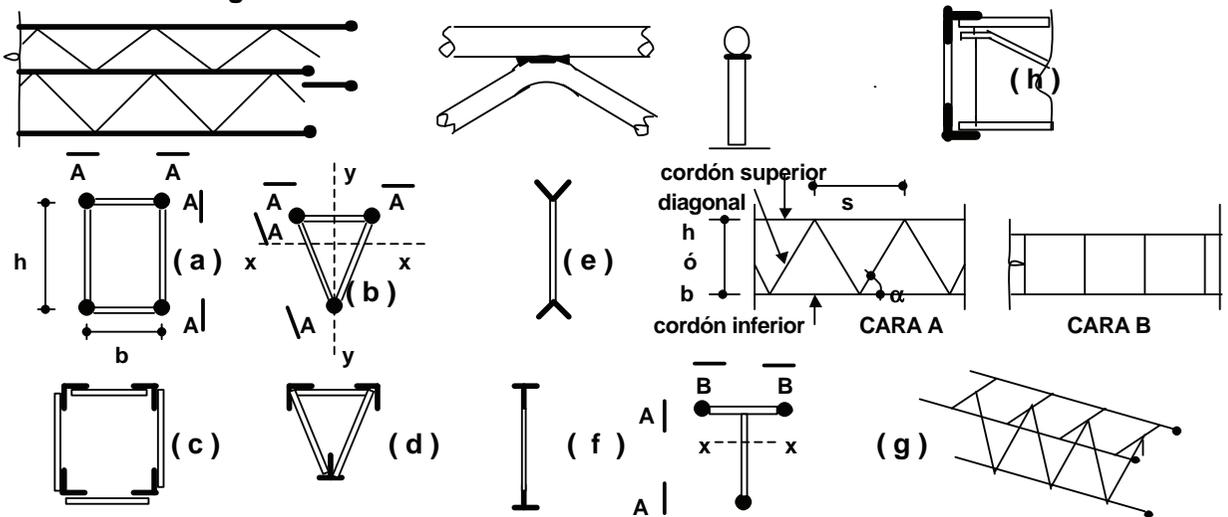


Figura 12-1

Los planos de celosías, formados por barras de sección circular, se ejecutan por el doblado en frío de las mismas y sus uniones con los cordones son soldadas. Por ello es importante que los aceros sean dúctiles y tengan adecuada soldabilidad.

Las barras **lisas de sección circular** que se utilizan son las de acero para H^o A^o del Tipo **AL 220** ($F_y = 220$ MPa, según Norma IRAM-IAS U500-502) o en la actualidad de acero **F24** ($F_y = 235$ MPa, según IRAM-IAS U500-503) o acero **A 36** según ASTM ($F_y = 248$ MPa). Estos aceros satisfacen adecuadamente las condiciones de ductilidad y soldabilidad.

También pueden utilizarse barras de acero conformadas de dureza natural de sección circular para H^o A^o del tipo **ADN 420 S** según Norma IRAM-IAS U500-207, que son **soldables**. A fin de garantizar una redistribución de tensiones en los nudos se limita la tensión de Fluencia especificada en estos aceros a **400 MPa**. **No se permite el uso de barras conformadas que no sean soldables**. Es de hacer notar que las barras conformadas comúnmente utilizadas para H^oA^o del tipo **ADN 420** (sin la expresa indicación S) son de un acero que no tiene garantizada su soldabilidad por lo que **no pueden utilizarse en estas estructuras**. Son numerosos los problemas de fallas de uniones soldadas y de fisuración de barras producidos con la utilización de barras conformadas de acero no específicamente soldable.

Normalmente para las celosías, por la facilidad de ejecución del doblado y por la generalmente elevada esbeltez de las barras, resulta conveniente utilizar barras lisas.

Estos elementos estructurales son livianos y aptos para cargas pequeñas. Vigas y columnas suelen tener en sus extremos un marco de hierro ángulo (**Figura 12-1 (h)**) para posibilitar su unión.

Las secciones rectangulares **((a), (c))** con planos diagonales en sus cuatro caras son aptas para la flexión alrededor de ambos ejes, para compresión, tracción y flexo-axil. Tiene buen comportamiento frente a torsiones pequeñas. Las secciones triangulares con planos diagonales en sus tres caras **((b), (d))** son aptas para flexión preponderante alrededor del eje **x-x**. Las secciones planas **((e), (f))** sólo se utilizan en flexión cuando el cordón comprimido está arriostrado para pandeo lateral en forma continua o a distancias muy próximas y no hay posibilidades de inversión de momento.

La sección **T ((g))** sólo puede tomar flexiones alrededor del eje **x-x** y es muy deformable no teniendo ninguna rigidez a torsión.

El proyecto y dimensionado de estos elementos estructurales ha estado especificado en el país por la Recomendación CIRSOC 303 en sus Capítulos 5 y 6. La Recomendación se refiere fundamentalmente al dimensionado por tensiones admisibles pero muchas de sus especificaciones son aplicables cuando el dimensionado se hace por estados límites. Dentro de la nueva generación de Reglamentos CIRSOC está en discusión pública el Proyecto de Reglamento CIRSOC 308 "Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con Barras de Acero de Sección Circular" elaborado por el autor. Este Reglamento plantea el Proyecto por Estados Límites y es suplementario del Reglamento CIRSOC 301 – Estados Límites. El desarrollo del tema en este libro se hace siguiendo los conceptos y especificaciones de ese Proyecto.

12.1.2.- Formas seccionales y solicitaciones de sección

Las formas seccionales y las correspondientes solicitaciones de sección cubiertas por el Proyecto CIRSOC 308 son:

(a) Sección rectangular. (Figura 12.2.(a)). Tiene 4 cordones paralelos y celosías en las 4 caras que pueden estar formadas sólo por diagonales o por diagonales y montantes. Los cordones pueden ser barras de sección circular maciza o perfiles ángulo de alas iguales.

Las solicitaciones de sección pueden ser fuerza axil, flexión simple alrededor de ambos ejes, flexión disimétrica, torsión o combinación de las anteriores.

(b) Sección triangular. (Figura 12.2.(b)). Tiene 3 cordones paralelos y celosías en las 3 caras formadas sólo por diagonales. Los cordones pueden ser barras de sección circular maciza o 2 perfiles ángulo de alas iguales y 1 Te.

Las solicitaciones de sección pueden ser fuerza axil, flexión simple alrededor de ambos ejes, flexión disimétrica, torsión o combinación de las anteriores.

(c) Sección Te. (Figura 12.2.(c)). Tiene 3 cordones paralelos de barras de sección circular maciza y una celosía formada sólo por diagonales que apoya en un cordón y en un travesaño de sección circular o planchuela, que une los otros 2 cordones.

La única solicitación de sección es flexión simple alrededor del eje **x-x**, preferentemente con compresión en los cordones superiores.

(d) Secciones planas. (Figura 12.2.(d)). Tienen 2 cordones paralelos de perfil ángulo o te o sección circular maciza y celosía formada sólo por diagonales de sección circular.

La única solicitación de sección es flexión simple alrededor del eje **x-x**.

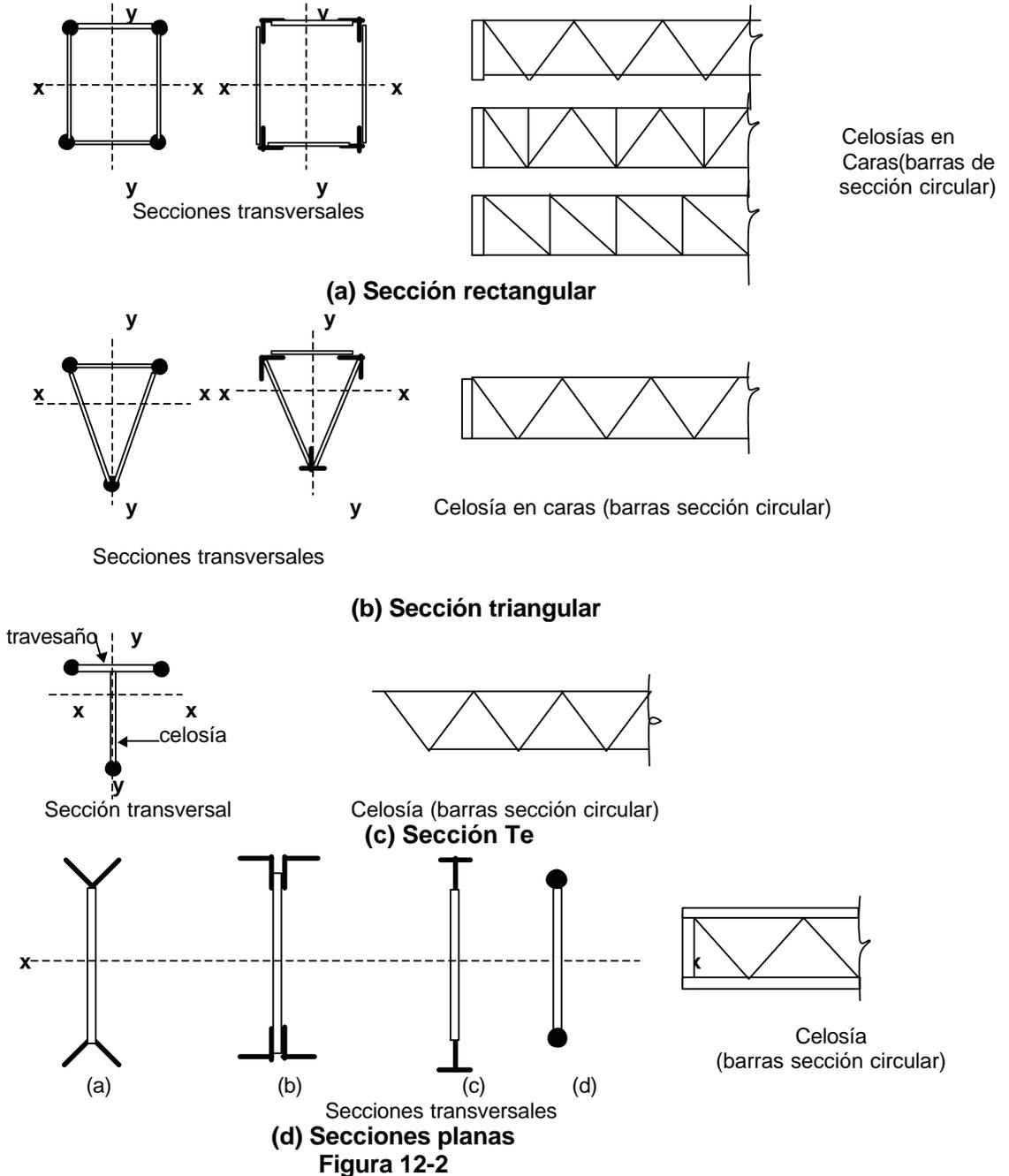


Figura 12-2

12.1.3.- Parámetros seccionales

(a) Área bruta

El Área bruta de la sección armada (A_g) es la suma de las área brutas de los cordones (A_{gi})

$$A_g = \sum A_{gi} \quad (12-1)$$

(b) Área neta

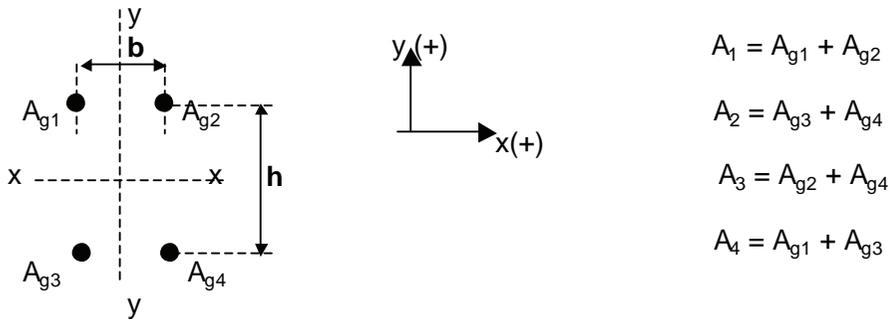
El Área neta de la sección armada (A_n) es la suma de las área netas de los cordones (A_{ni})

$$A_n = \sum A_{ni} \quad (12-2)$$

(c) Momentos de Inercia y Radios de giro

Los Momentos de Inercia de las secciones armadas con respecto a los ejes de flexión y de pandeo se calcularán por el Teorema de Steiner.

Si los cordones son barras de sección circular se pueden despreciar los Momentos de Inercia propios de las barras. En ese caso los **Momentos de Inercia** y los **Radios de Giro** pueden calcularse de la siguiente manera: (Figura 12-3)



$$A_1 = A_{g1} + A_{g2}$$

$$A_2 = A_{g3} + A_{g4}$$

$$A_3 = A_{g2} + A_{g4}$$

$$A_4 = A_{g1} + A_{g3}$$

Figura 12-3
Momentos de Inercia

$$I_x = k_x \cdot h^2 \cdot \frac{A_1 \cdot A_2}{A_g} \quad (12-3)$$

$$I_y = k_y \cdot b^2 \cdot \frac{A_3 \cdot A_4}{A_g} \quad (12-4)$$

$$r_x = \frac{h}{A_g} \cdot \sqrt{k_x \cdot A_1 \cdot A_2} \quad (12-5)$$

$$r_y = \frac{b}{A_g} \cdot \sqrt{k_y \cdot A_3 \cdot A_4} \quad (12-6)$$

siendo:

x, y = ejes baricéntricos de la sección armada

A_1 = sección total de los cordones con coordenada y positiva (cm^2)

A_2 = sección total de los cordones con coordenada y negativa (cm^2)

A_3 = sección total de los cordones con coordenada x positiva (cm^2)

A_4 = sección total de los cordones con coordenada x negativa (cm^2)

A_g = área bruta de la sección armada = $A_1 + A_2 = A_3 + A_4$ (cm^2)

I_x = Momento de Inercia de la sección armada respecto del eje x (cm^4)

I_y = Momento de Inercia de la sección armada respecto del eje y (cm^4)

r_x = Radio de giro de la sección armada respecto del eje x (cm)

r_y = Radio de giro de la sección armada respecto del eje y (cm)

k_x, k_y = coeficientes experimentales:

Sección **Te** : $k_x = 0,86$

Sección **rectangular** y **triangular**: $k_x = k_y = 1,0$

Cuando un cordón se encuentra sobre un eje (x o y) su área A_{gi} se tomará $A'_{gi} = 0,5 A_{gi}$ para el cálculo del Momento de Inercia y del Radio de Giro respecto de ese eje, en la determinación de los valores A_t de las fórmulas de la Figura 12-3.

- En una sección **rectangular** si los cuatro cordones tienen igual área resultan:

Momentos de Inercia : $I_x = 4 \cdot A_{g1} \cdot (h/2)^2 = A_{g1} \cdot h^2 \text{ (cm}^4\text{)}$

$I_y = 4 \cdot A_{g1} \cdot (b/2)^2 = A_{g1} \cdot b^2 \text{ (cm}^4\text{)}$

Radios de Giro

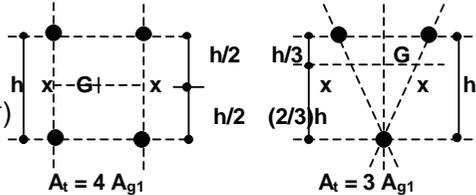
$r_x = h/2 = 0,5 h$

$r_y = b/2 = 0,5 b$

- En una sección **triangular** con los tres cordones de igual área resultan

$I_x = 2 A_{g1} \cdot (h/3)^2 + A_{g1} \cdot (2 \cdot h/3)^2 = (2/3) \cdot A_{g1} \cdot h^2 \text{ (cm}^4\text{)}$

$I_y = 2 A_{g1} \cdot (b/2)^2 = 0,5 A_{g1} \cdot b^2 \text{ (cm}^4\text{)}$



Radios de giro:

$r_x = (\sqrt{2} / 3) \cdot h = 0,471 h$

$r_y = 0,408 b$

- Excepto para sección **Te** los **parámetros seccionales definidos**, son los de la barra armada **considerada como de alma llena (rígida)**. No incluyen la influencia de la rigidez a corte de las celosías que se considerará en cada caso para la determinación de rigideces, esbelteces y deformaciones.

12.1.4.- Relaciones geométricas y esbelteces límites

Las barras armadas deberán cumplir las siguientes relaciones geométricas y esbelteces límites.

(a) Elementos rectos solicitados a flexión:

Simplemente apoyados $(L/h) \leq 35$

Continuos $(L/h) \leq 45$

(b) Elementos rectos comprimidos o flexo comprimidos:

Elementos principales $\lambda_m \leq 150$

Elementos secundarios $\lambda_m \leq 250$

(c) Elementos curvos de pequeña curvatura (arcos) flexo comprimidos:

Para cualquier tipo de apoyo $(L/f) \geq 10$

..... $(L/h) \leq 55$

..... $(L/r_x) \leq 110$

..... $\lambda_m \leq 150$

(d) Elementos de sección rectangular, triangular o te sometidos a solicitaciones de compresión, flexión, flexo compresión, torsión o combinación de ellas:

(Recomendadas, no obligatorias)

Elementos rectos $b \geq (h/2) ; b \geq (L_b/75)$

Elementos curvos $b \geq (h/2) ; b \geq (L_b/110)$

Estos **requerimientos pueden no satisfacerse** cuando se verifiquen todos los estados límites establecidos para barras sometidas a compresión, flexión, torsión y/o combinación de ellos.

(e) Elementos de sección rectangular o triangular sometidos a tracción

Elementos rectos

.....

$$L/r_{\min} \leq 300$$

Siendo:

- h** = altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón. (cm)
- b** = ancho de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón. (cm)
- r_x** = radio de giro con respecto al eje **x-x**. (pandeo en el plano). (cm)
- L** = distancia entre ejes de apoyos. (cm)
- f** = flecha del arco. (cm)
- λ_m** = mayor esbeltez modificada de la columna armada determinada según el Capítulo 4; **Sección 4.8.5.**, Página 145)
- L_b** = distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral de toda la sección transversal o de sus cordones comprimidos según corresponda, o entre puntos de arriostramiento para impedir la torsión de la sección transversal. (cm)
- r_{mín}** = radio de giro mínimo de la sección armada. (cm)

La relación luz/altura en los elementos rectos flexados busca establecer un límite para las deformaciones mas allá de las deformaciones máximas especificadas en el Capítulo **L** y en el Apéndice **L** del Reglamento CIRSOC 301-EL (Sección **1.4.3.4.** de este libro, Tabla **A-L.4-1**).

El límite de esbeltez para elementos rectos principales comprimidos o flexocomprimidos es mas restrictivo que el general establecido en el Reglamento CIRSOC 301-EL (Sección **4.6.2.** de este libro) en razón de una mayor incertidumbre en la rectitud obtenida en este tipo de piezas armadas cuando las mismas tienen cierta longitud.

Para elementos curvos de pequeña curvatura la limitación de la relación flecha/luz responde al hecho de que los tramos entre nudos de la celosía puedan considerarse como barras rectas axialmente comprimidas pues la excentricidad resultante de la curvatura queda dentro de los límites de deformación inicial supuesta para la obtención de la curva de pandeo.

La limitación en la relación ancho/altura en elementos flexados, comprimidos, flexo-comprimidos o sujetos a torsión se ha incluido como recomendada pero no obligatoria, ya que realizando las verificaciones establecidas en el Reglamento para los estados límites de pandeo flexional, pandeo lateral y torsión pueden diseñarse secciones con anchos menores a la mitad de la altura. Las secciones usuales que cumplen con la limitación del ancho no presentan problemas frente al pandeo lateral.

12.1.5.- Análisis Estructural

Vale lo dicho en la Sección **1.5.** (Página 27) en lo referente al análisis estructural especificado en la Sección **C.1.** del Capítulo C del Reglamento CIRSOC 301 a excepción de lo siguiente:

- En estructuras hiperestáticas **solo se permite el análisis lineal elástico**, pues en estas estructuras con barras de sección circular no se pueden formar las rótulas plásticas.
- No se puede realizar la redistribución de momentos flexores en vigas continuas sobre apoyos o rígidamente unidas a columnas, pues en la casi totalidad de los casos de flexión los estados límites críticos son el pandeo local de las barras comprimidas o el pandeo lateral por lo que las barras no pueden deformarse en período plástico.
- En la deformación de barras reticuladas adquiere importancia la producida por el esfuerzo de corte, que puede ser despreciada en los elementos de alma llena. Para tener en cuenta dicha deformación puede considerarse para el análisis estructural un momento de inercia modificado **I_m** obtenido a partir de la esbeltez modificada de la barra armada **λ_m**. Ella se obtiene considerando la rigidez a corte de la celosía del alma en la rigidez a flexión de la barra. Por ello en el análisis de estructuras hiperestáticas la influencia de las deformaciones por corte en la rigidez de

las barras se podrá considerar con la utilización del Momento de Inercia modificado I_m (cm^4) en reemplazo del Momento de Inercia I de la sección rígida, con respecto al mismo eje de pandeo o flexión.

$$I_m = r_m^2 \cdot A_g \quad (12-7)$$

siendo:

$r_m = (k \cdot L) / \lambda_m$ radio de giro modificado de la sección transversal de la barra relativo al eje de flexión o pandeo. (cm)

k = factor de longitud efectiva determinado con las especificaciones de la Sección 4.5. (Página 110)

L = longitud real de la barra no arriostrada lateralmente correspondiente a la respectiva dirección de pandeo o flexión. (cm)

λ_m = la esbeltez modificada de la barra armada determinada según el Capítulo 4; **Sección 4.8.5.**, Página 145)

A_g = área transversal bruta total de la barra armada. (cm^2)

- Los efectos de segundo orden resultantes del desplazamiento lateral de los nudos de pórticos no arriostrados (con nudos desplazables), (Efecto $P\Delta$) ya es considerado en la verificación de barras armadas sometidas a compresión combinada con flexión, por lo que el Momento flexor requerido M_u en barras armadas flexocomprimidas, uniones y barras unidas será el correspondiente al análisis de primer orden.

12.1.5.1.- Elementos de eje curvo de pequeña curvatura (arcos).

Se utilizan generalmente en cubiertas con dos tipologías estructurales típicas: (Figura 12-4)

- (1) Arcos con o sin tensor.
- (2) Pórticos con dintel curvo, con o sin tensor.

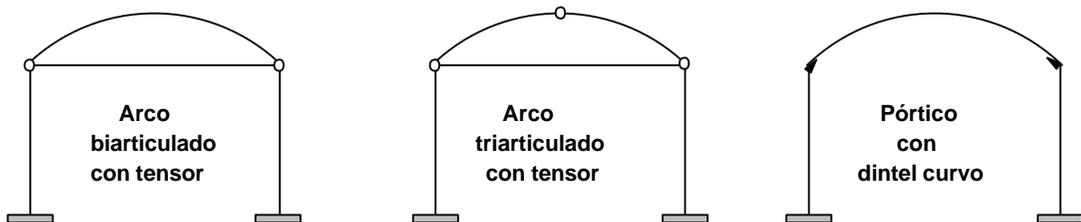


Figura 12-4

Los arcos pueden ser biarticulados, triarticulados o biempotrados. El esquema triarticulado es muy utilizado por razones constructivas pues se transporta desde el taller el semiarco y se ejecutan las articulaciones en obra.

El arco es muy apto para cargas gravitatorias simétricas. Las solicitaciones son en ese caso fundamentalmente compresiones con momentos flectores reducidos. La utilización del tensor permite transmitir a las columnas solicitaciones axiales pues toma los empujes horizontales hacia afuera. Para acciones preponderantes en otra dirección (por ejemplo viento) y cargas asimétricas (por ejemplo viento, nieve o sobrecarga de montaje o mantenimiento) aparecen momentos flectores que pueden ser importantes con lo que disminuye la ventaja del arco. Además si se invierte el sentido de los empujes en los pies del arco el tensor no trabaja y aquellos deben ser tomados por las columnas.

Los arcos están sometidos a compresión generalmente combinada con flexión por lo que las formas seccionales son la rectangular y triangular. Se deben satisfacer las relaciones geométricas y esbelteces indicadas en la Sección 12.1.4.

Las solicitaciones en las distintas secciones se obtienen por los métodos del análisis estructural. Por ejemplo la tracción requerida H_u (kN) en el **tensor** para **carga gravitatoria uniformemente repartida** se obtiene en un arco bi o triarticulado por :

$$H_u = (q_u \cdot L^2 / 8 \cdot f) \cdot (10)^{-2}$$

siendo:

q_u = carga repartida mayorada por los factores de carga. (kN/m)

L = luz del arco. (cm)

f = flecha del arco. (cm)

En general en el arco triarticulado se obtiene el empuje tomando momentos con respecto a la articulación central donde el momento es nulo.

La directriz del arco suele ser circular o parabólica. La primera es constructivamente más sencilla pero lleva a flechas mayores para igual pendiente en los arranques.

Para directriz circular por ejemplo (**Figura 12-5**) las relaciones geométricas son :

$$R = (f^2 + L^2/4) / 2 \cdot f$$

$$y_x = f - R + \sqrt{R^2 - ((L/2) - x)^2}$$

$$\cos \phi_o = (R - f) / R$$

$$\text{sen } \phi_o = L / 2R$$

R = radio de la directriz (cm)

f = flecha. (cm)

ϕ_o = semiángulo central(°)

L = luz del arco. (cm)

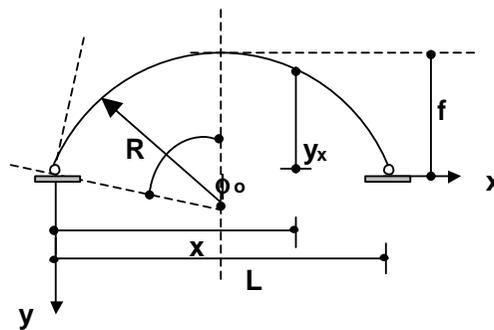


Figura 12-5

12.1.6.- Esfuerzos secundarios.

En las barras armadas reticuladas se pueden producir momentos flexores secundarios en los cordones y en las diagonales y montantes por las siguientes causas:

- Excentricidad resultante de que los ejes de las barras concurrentes al nudo no se corten en un punto,
- Hiperestaticidad interior del reticulado,
- Curvatura de plegado de diagonales y montantes.

En general los Momentos secundarios resultantes de la hiperestaticidad interior del reticulado (causa (b)) y del plegado de diagonales y montantes (causa (c)) pueden despreciarse en las estructuras incluidas en los alcances del Reglamento y dentro de los límites de deformaciones admisibles en servicio.

Los momentos flexores secundarios en las barras, resultantes de que los ejes de las mismas no se corten en un punto (causa (a)), pueden determinarse aproximadamente con las especificaciones siguientes:

12.1.6.1.- Estructuración de nudos y momentos secundarios en barras con cordones de sección circular maciza y celosía con solo diagonales.(Figura 12-6)

- Para lograr el centrado de los ejes de las diagonales y el cordón ($e = 0$) el diámetro interior de doblado de las diagonales d_{i0} (cm) deberá ser:

$$d_{i0} = \frac{d_c \cdot \cos \alpha + d_D (2 \cos \alpha - 1)}{1 - \cos \alpha} \quad (12-8)$$

- Cuando las diagonales tienen un diámetro interior de doblado d_i (cm) resulta una excentricidad e (cm):

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2 \cos \alpha} - (0,5 d_c + d_D + 0,5 d_i) \quad (12-9)$$

El diámetro interior de doblado d_i deberá ser:

$$\begin{array}{ll} \text{Con } F_y \leq 250 \text{ MPa} & d_i \geq 5 d_D \text{ para } d_D > 16 \text{ mm} \\ & d_i \geq 2,5 d_D \text{ para } d_D \leq 16 \text{ mm} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Con } 250 \text{ MPa} < F_y \leq 400 \text{ MPa} & d_i \geq 6 d_D \text{ para } d_D > 16 \text{ mm} \\ & d_i \geq 4 d_D \text{ para } d_D \leq 16 \text{ mm} \end{array}$$

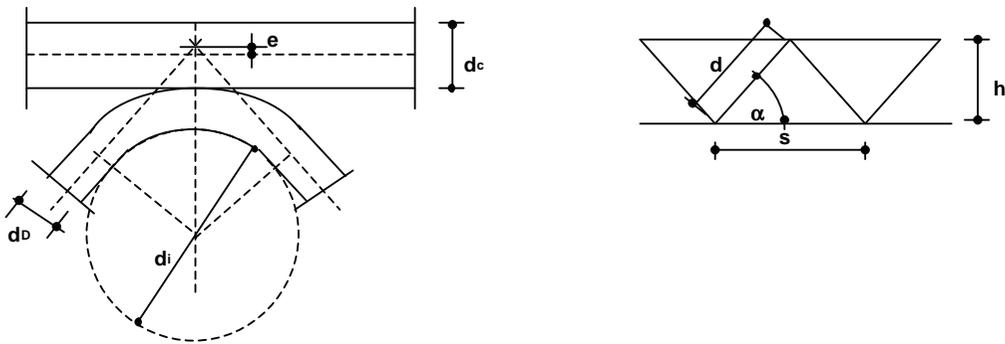


Figura 12-6
Nudo cordón circular con solo diagonales – nomenclatura

- El Momento Flexor secundario en el nudo M_s (kNm) generado por la excentricidad e en la sección de la barra con Esfuerzo de Corte requerido V_u (kN) es:

$$M_s = \frac{V_u \cdot s \cdot e}{h} (10)^{-2} \quad (12-10)$$

s , e y h en cm.

- Los Momentos flexores resultantes en las barras que concurren al nudo son:

$$\text{En el cordón} \quad M_c = \frac{0,5}{1 + \left(\frac{d_D}{d_c}\right)^4 \cdot \frac{s}{d}} \cdot M_s \quad (12-11)$$

$$\text{En la diagonal} \quad M_D = \frac{0,5}{1 + \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^4 \cdot \frac{d}{s}} \cdot M_s \quad (12-12)$$

Estos Momentos flexores secundarios se considerarán actuando simultáneamente con los esfuerzos axiales requeridos en las mismas secciones transversales de la barra armada. Las barras serán verificadas a fuerza axial combinada con flexión.

12.1.6.2.- Estructuración de nudos y momentos secundarios en barras con cordones de sección circular maciza y celosía con diagonal y montante.(Figura 12-7)

- Para lograr el centrado de los ejes de las diagonales y el cordón ($e = 0$) el diámetro interior de doblado de las diagonales d_{i0} (cm) deberá ser:

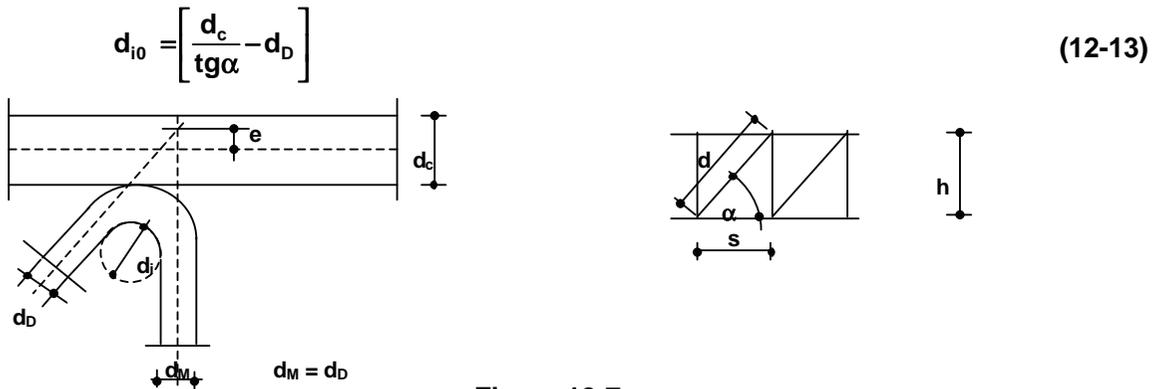


Figura 12-7

Nudo cordón circular con diagonal y montante - nomenclatura

- Cuando las diagonales tienen un diámetro interior de doblado d_i (cm) resulta una excentricidad e (cm):

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2} \operatorname{tg}\alpha - 0,5 d_c \quad (12-14)$$

El diámetro interior de doblado d_i deberá cumplir con lo especificado en 12.1.6.1.

- El Momento Flexor secundario en el nudo M_s (kNm) generado por la excentricidad e en la sección de la barra con Esfuerzo de Corte requerido V_u (kN) es:

$$M_s = \frac{V_u \cdot s \cdot e}{h} (10)^{-2} \quad (12-15)$$

s , e y h en cm.

- Los Momentos flexores resultantes en las barras que concurren al nudo son:

$$\text{En el cordón} \quad M_c = \frac{1}{2 + \left(\frac{d_D}{d_c}\right)^4 \cdot \left(\frac{s}{d} + \frac{s}{h}\right)} \cdot M_s \quad (12-16)$$

$$\text{En la diagonal} \quad M_D = \frac{1}{1 + 2 \cdot \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^4 \cdot \frac{d}{s} + \frac{d}{h}} \cdot M_s \quad (12-17)$$

$$\text{En el montante} \quad M_M = \frac{1}{1 + 2 \cdot \left(\frac{d_c}{d_M}\right)^4 \cdot \frac{h}{s} + \frac{h}{d}} \cdot M_s \quad (12-18)$$

Estos Momentos flexores secundarios se considerarán actuando simultáneamente con los esfuerzos axiales requeridos en las mismas secciones transversales de la barra armada. Las barras serán verificadas a fuerza axial combinada con flexión.

12.1.6.3.- Estructuración de nudos en barras con cordones de perfil ángulo o perfil te

12.1.6.3.1.- Cordón de perfil ángulo con celosía sólo de diagonales y soldada al alma.

(Figura 12-8)

Se supone que el eje de gravedad del ángulo se ubica a $0,7 b$ de la punta del ala.

- Para lograr el centrado de los ejes de las diagonales y el cordón ($e = 0$) el diámetro interior de doblado de las diagonales d_{i0} (cm) deberá ser:

$$d_{i0} = \frac{0,7b - d_D \left(\gamma + \frac{1}{2 \cos \alpha} \right)}{\left(\frac{1}{2 \cos \alpha} - 0,5 \right)} \quad (12-19)$$

- Cuando las diagonales tienen un diámetro interior de doblado $d_i = \eta \cdot d_D$ (cm) resulta una excentricidad e (cm):

$$e = \left[\frac{\eta + 1}{2 \cdot \cos \alpha} - \frac{\eta}{2} + \gamma \right] \cdot d_D - 0,7b \quad (12-20)$$

Para poder unir adecuadamente la diagonal al alma del perfil se debe cumplir:

$$e \leq 0,3 b - 2,5 t \quad (12-21)$$

siendo: b = lado del ángulo . (cm)
 t = espesor del ala del ángulo . (cm)

El diámetro interior de doblado d_i deberá cumplir con lo especificado en 12.1.6.1.

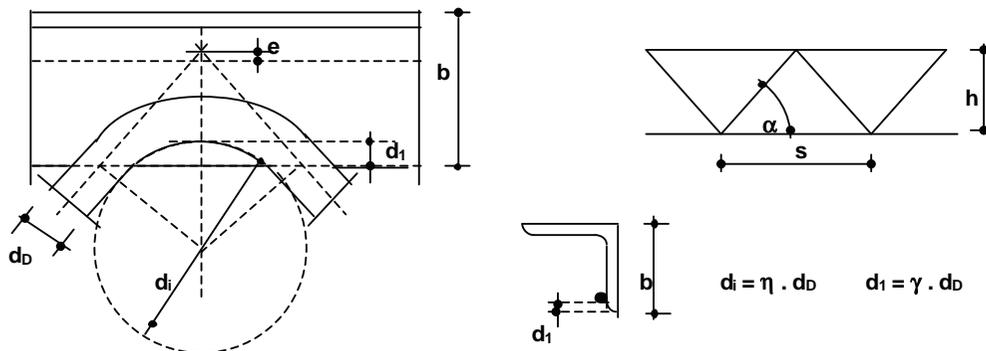


Figura 12-8
 Nudo cordón ángulo con sólo diagonales - nomenclatura

12.1.6.3.2.- Cordón de perfil ángulo con celosía de diagonal y montante, soldada al alma. (Figura 12-9)

- Para lograr el centrado de los ejes de las diagonales y el cordón ($e = 0$) el diámetro interior de doblado de las diagonales d_{i0} (cm) deberá ser:

$$d_{i0} = \frac{1,4 b}{\operatorname{tg} \alpha} - \frac{2 d_D (\gamma + 1)}{\operatorname{tg} \alpha} - d_D \quad (12-22)$$

- Cuando las diagonales tienen un diámetro interior de doblado $d_i = \eta \cdot d_D$ (cm) resulta una excentricidad e (cm):

$$e = \left[\frac{\eta + 1}{2} \operatorname{tg} \alpha + \gamma + 1 \right] \cdot d_D - 0,7b \quad (12-23)$$

Para poder unir adecuadamente la diagonal al alma del perfil se debe cumplir:

$$e \leq 0,3 b - 2,5 t \tag{12-24}$$

siendo:

- b** = lado del ángulo . (cm)
- t** = espesor del ala del ángulo . (cm)

El diámetro interior de doblado **d_i** deberá cumplir con lo especificado en **12.1.6.1.**

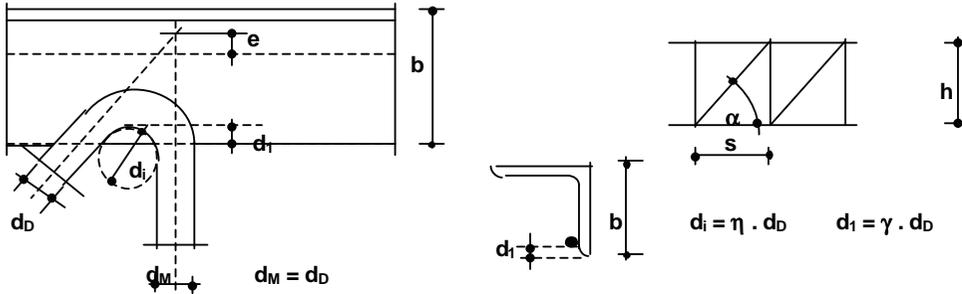


Figura 12-10
Nudo cordón ángulo con diagonal y montante - nomenclatura

12.1.6.3.3.- Cordón de perfil ángulo o te con celosía sólo de diagonales y soldada a la punta del alma. (Figura 12-11)

- Para lograr el centrado de los ejes de las diagonales y el cordón ($e = 0$) el diámetro interior de doblado de las diagonales d_{i0} (cm) deberá ser:

$$d_{i0} = \frac{1,4b \cdot \cos \alpha + d_D (2 \cos \alpha - 1)}{1 - \cos \alpha} \tag{12-25}$$

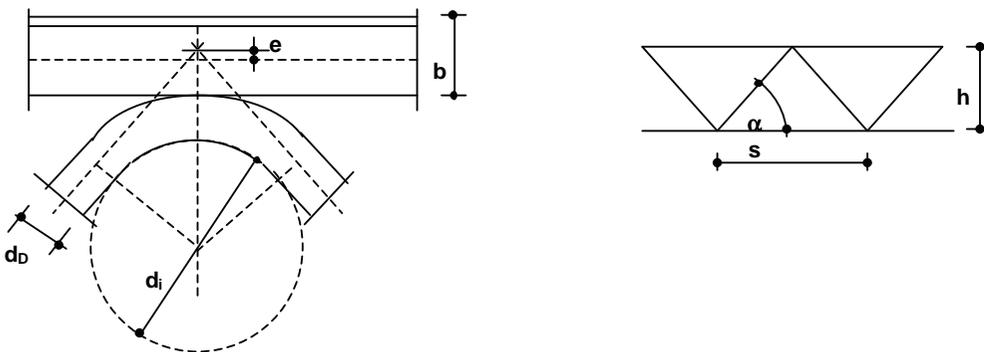


Figura 12-11
Nudo cordón ángulo o te con sólo diagonales – nomenclatura

- Cuando las diagonales tienen un diámetro interior de doblado d_i (cm) resulta una excentricidad e (cm):

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2 \cos \alpha} - (0,7b + d_D + 0,5d_i) \tag{12-26}$$

El diámetro interior de doblado d_i deberá cumplir con lo especificado en **12.1.6.1.**

12.1.6.3.4.- Cordón de perfil ángulo o te con celosía de diagonal y montante, soldada a la punta del alma. (Figura 12-12)

- Para lograr el centrado de los ejes de las diagonales y el cordón ($e = 0$) el diámetro interior de doblado de las diagonales d_{i0} (cm) deberá ser:

$$d_{i0} = \left[\frac{1,4b}{\text{tg}\alpha} - d_D \right] \quad (12-27)$$

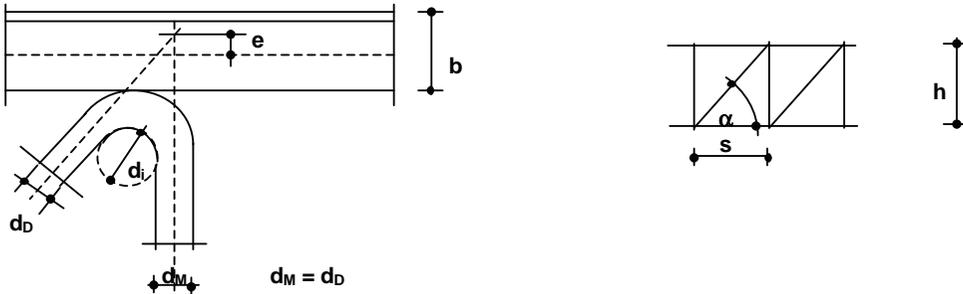


Figura 12-12
Nudo cordón ángulo o te con diagonal y montante - nomenclatura

- Cuando las diagonales tienen un diámetro interior de doblado d_i (cm) resulta una excentricidad e (cm):

$$e = \frac{(d_i + d_D)}{2} \text{tg}\alpha - 0,7b \quad (12-28)$$

El diámetro interior de doblado d_i deberá cumplir con lo especificado en 12.1.6.1.

12.1.6.4.- Momentos secundarios en barras con cordones de perfil ángulo o perfil te

- El Momento Flexor secundario en el nudo M_s (kNm) generado por la excentricidad e en la sección de la barra con Esfuerzo de Corte requerido V_u (kN) es:

$$M_s = \frac{V_u \cdot s \cdot e}{h} (10)^{-2} \quad (12-29)$$

s , e y h en cm.

- Los Momentos flexores resultantes en las barras que concurren al nudo son:

En el cordón $M_c = 0,5 M_s$ (12-30)

En diagonal y montante : **despreciable**

12.1.7.- Estabilidad global de las barras comprimidas

Vale para estas estructuras todo lo dicho en los Capítulos 4 y 11 en lo referente a la estabilidad del conjunto de la estructura y la estabilidad global de las barras comprimidas.

- Para las **longitudes de pandeo globales** de los elementos estructurales de eje recto y para el factor de longitud efectiva k vale todo lo dicho en el **Capítulo 4; Sección 4.5.**, Página 110.

-

- Para la determinación del factor de longitud efectiva k de las barras armadas se considerará el radio de giro modificado r_m dado en la Sección 12.1.5..
- En los pórticos a nudos desplazables (pórticos no arriostrados) para la determinación del factor de longitud efectiva k se pueden utilizar los procedimientos descritos en la Sección 4.5.1. (Tabla de Figura 4-15, Nomogramas de Figura 4-16 y las correcciones aplicables) utilizando los Momentos de Inercia modificados I_m determinados por la Fórmula (12-7).
- Para el pandeo fuera del plano de barras de sección transversal **plana** es de aplicación lo indicado para Reticulados en la Sección 4.5.2. .
- En arcos de pequeña curvatura para el pandeo en el plano del arco la longitud de pandeo se determina según Capítulo 4. Sección 4.5.3.(a) (Página 122).
Para el pandeo del arco fuera del plano la longitud de pandeo se tomará según lo indicado en el Capítulo 4, Sección 4.5.3.(b) (Página 123).
- **Sistemas de arriostramiento:** Se dispondrán los arriostramientos necesarios para asegurar la estabilidad general de la Estructura y la estabilidad global de las barras armadas que la componen. La disposición de los mismos será compatible con los factores de longitud efectiva k adoptados. Es de aplicación lo especificado en la Sección 11.1.8..
Para la determinación de las solicitaciones en los elementos del sistema de arriostramiento se aplicará lo especificado en la Sección C.3. del Reglamento CIRSOC 301, Estados Límites.

Para los elementos del sistema de arriostramiento las solicitaciones requeridas resultantes de la función estabilizadora se deberán sumar a las solicitaciones requeridas que le correspondan resultantes de las acciones mayoradas.

En las barras de sección circular maciza de los sistemas de arriostramiento destinadas a tomar solicitaciones de tracción deberá garantizarse su entrada en tracción al actuar las cargas de servicio. Para ello se utilizarán manguitos roscados, torniquetes o tuercas que permitan su regulación o se diseñarán sistemas que eviten eventuales deformaciones por flexión debido a su propio peso u otras acciones.

En vigas de arriostramiento en estructuras de cubierta donde los cordones o montantes sean las correas, las diagonales sean tensores de sección circular maciza y los montantes o cordones sean barras armadas, se cuidará especialmente que los ejes de montante y diagonal se corten en un punto con los ejes de los cordones. Se diseñará la unión de diagonal y barra armada (cordón o montante) de manera de asegurar que la fuerza axil de la diagonal se transmita a los nudos de la barra armada a fin de no generar flexiones en sus barras.

12.1.8.- Estabilidad local de las barras del reticulado

- Secciones **rectangular** y **triangular**

La longitud de pandeo local $k.L$ será

Cordones: $k.L = 1.s$

s = distancia entre nudos. (cm)

Diagonales : $k.L = 0,85 L_D$

L_D = longitud real de la diagonal. (cm)

Montantes: $k.L = 0,85 L_M$

L_M = longitud real del montante. (cm)

- Sección **Te**

Cordones superiores : en el plano: $k.L = 1.s$
fuera del plano: Considerar como columna armada Tipo V

Cordón inferior: en el plano: $k.L = 1.s$
(eventuales compresiones) fuera del plano $k.L =$ distancia entre rigidizadores
ubicados según Sección 12.1.11.4.

Diagonales: $k.L = 0,85 L_D$

- Sección **Plana**

Las longitudes de pandeo en el plano del reticulado se determinarán según lo indicado en la Sección 4.5.2. (Reticulados; triangulaciones interiormente isostáticas) cuadro de Figura 4-21 con los siguientes valores para el factor de longitud efectiva k :

Cordones y diagonal extrema en reticulado trapecial: $k = 1$
Diagonales y Montantes: $k = 0,85$

12.1.9.- Elementos sometidos a tracción.

12.1.9.1.- Resistencia de diseño a la tracción de barras rectas de sección circular maciza.

Son las que forman los cordones o celosías de las barras armadas y las que forman parte de los sistemas de arriostramiento o son tensores de arcos de pequeña curvatura.

La Resistencia de Diseño a la tracción de barras de sección circular maciza T_d (kN) es :

$$T_d = \phi_t \cdot T_n \quad (12-31)$$

donde: $\phi_t = 0,90$
 $T_n = F_y \cdot A_g \cdot (10)^{-1} \quad (12-32)$

T_n = Resistencia Nominal. (kN)

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del acero. (MPa)

A_g = área bruta de la barra de sección circular = $(\pi \cdot d^2) / 4$ (cm²)

d = diámetro nominal de la barra de sección circular. (cm)

Si la regulación de barras de sección circular maciza que formen parte de sistemas de arriostramiento o sean tensores de arcos de pequeña curvatura se realiza con manguitos roscados, torniquetes o tuercas, y su anclaje se efectúa con barras roscadas soldadas a la barra, el diámetro nominal de la barra roscada (d_{br}) debe cumplir:

$$d_{br} \geq 1,20 d \quad (12-33)$$

Los manguitos roscados, torniquetes y tuercas, y la unión soldada entre la barra y la barra roscada deberán satisfacer lo especificado en las Secciones 3.7. y 2.3. respectivamente. El acero de la barra y el de la barra roscada deben ser de similares características.

La barra roscada deberá satisfacer lo especificado en la Sección 3.7.

12.1.9.2.- Resistencia de diseño a la tracción de perfiles ángulo y te laminados.

Son los perfiles que forman los cordones de las secciones armadas.

Su resistencia de diseño a la tracción se determina según lo indicado en Sección 3.5. del Capítulo 3.

12.1.9.3.- Resistencia de diseño a la tracción de barras armadas

La Resistencia de Diseño a la tracción de barras armadas T_d (kN) será determinada por:

$$T_d = \phi_t \cdot T_n \quad (12-34)$$

donde:

$$\phi_t = 0,90$$

$$T_n = F_y \cdot A_g \cdot (10)^{-1} \quad (12-35)$$

T_n = Resistencia Nominal. (kN)

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del acero de las barras de los cordones. (MPa)

A_g = Área bruta de la barra armada. (cm²)

Las diagonales y montantes de las celosías deberán ser dimensionados para la fuerza de compresión requerida P_u (kN) resultante de un esfuerzo de corte V_u (kN) normal al eje de la barra:

$$V_u = 0,008 T_u \quad (12-35 a)$$

siendo:

T_u = Tracción axil requerida de la barra armada. (kN)

Para las celosías con el dibujo de la Figura 12-13 la fuerza en la diagonal será:

$$D_u = V_u / (n \cdot \text{sen } \alpha) \quad (12-36)$$

Para la celosía de la Figura 12-13(b) la fuerza en el montante será:

$$N_u = V_u / n \quad (12-37)$$

siendo:

n = número de planos de celosías paralelos

α = ángulo entre barra y diagonal

En los extremos de la barra armada se dispondrán presillas constituidas por planchuelas o perfiles ángulo. Igualmente se colocarán presillas intermedias en los puntos en que la celosía se interrumpa y en los puntos de unión con otras piezas. Las presillas deberán satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{n_p \cdot I_p}{h} \geq \frac{6 \cdot I_1}{s} \quad (12-38)$$

n_p = número de planos de presillas.

I_1 = Momento de inercia del cordón con respecto al eje paralelo al eje libre analizado. (cm⁴)

I_p = Momento de inercia de una presilla en su plano. (cm⁴)

h y s según Figura 12-13.

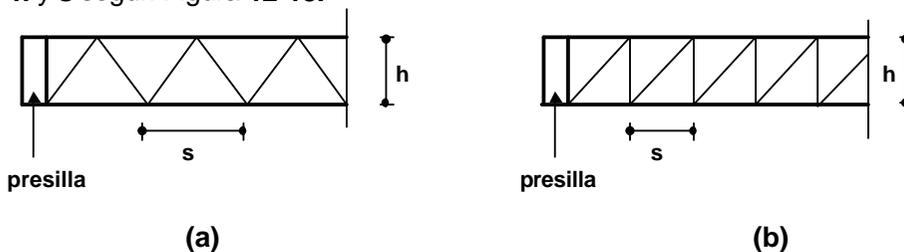


Figura 12-13
Barras armadas traccionadas

12.1.10.- Elementos solicitados a compresión axil

12.1.10.1.- Resistencia de diseño a la compresión de Barras rectas de sección circular maciza

Son las barras que forman los cordones o las celosías de las barras armadas.

La curva de pandeo adoptada por el Reglamento CIRSOC 301-EL supone una deformación inicial característica de $L/1000$ y una distribución estadística de las tensiones residuales. Esta curva, ajustada con un factor de resistencia $\phi_c = 0,85$ refleja el comportamiento de los perfiles laminados. Si en forma simplificada se considera que la carga crítica es la que produce la plastificación de la sección por flexocompresión con el momento de segundo orden resultante de una excentricidad inicial efectiva, esta se ubica en el orden de $L/400$ para el rango de esbelteces reducidas λ_c mayores a 0,8, que es el rango de esbeltez en que se encuentran las barras circulares en la mayoría de los elementos estructurales comunes en nuestro medio.

Las barras de sección circular maciza por su menor rigidez flexional presentan una deformación inicial real mayor que la de los perfiles laminados. Por ello se debe considerar para ellas una curva de pandeo obtenida a partir de una mayor deformación inicial efectiva.

El EUROCODE 3 incluye las secciones circulares macizas en la curva **c** (Sección 4.3.3.(c), Tabla 4-2) que tiene una deformación inicial efectiva de $L/270$ y la utiliza con un factor de resistencia $\phi_c = 0,9$.

De los dos tipos de acero (lisos y conformados soldables) utilizados en los elementos estructurales de hierro redondo, los lisos, por su mayor ductilidad, presentan una mayor confiabilidad para obtener barras efectivamente rectas, sobre todo en las celosías. Por otra parte las técnicas constructivas de nuestro medio para esas estructuras exigen un mayor margen de seguridad.

Por lo anterior en el Proyecto CIRSOC 308-EL se adopta para las barras de sección circular maciza la curva **c** del EUROCODE 3 con factores de resistencia ϕ_c menores y diferentes para los tipos de acero utilizados, caracterizados por su límite de fluencia F_y .

Es de hacer notar que los factores de resistencia se adoptaron en función de la calibración realizada con las tensiones admisibles de la Recomendación 303(Edición 1991) para una relación $L/D = 1$

Resulta : la Resistencia de Diseño a compresión axil de barras de sección circular maciza P_d (kN) será determinada por:

$$P_d = \phi_c \cdot P_n \quad (12-39)$$

donde:

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0,85 && \text{para} && F_y \leq 250 \text{ MPa} \\ \phi_c &= 0,80 && \text{para} && 250 \text{ MPa} < F_y \leq 400 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (12-40)$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \cdot (10)^{-1}$$

P_n = Resistencia Nominal. (kN)

La Tensión Crítica F_{cr} (MPa) será determinada de la siguiente manera:

$$F_{cr} = \chi \cdot F_y \quad (12-41)$$

con:

$$\chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{(\delta^2 - \lambda_c^2)}} \quad (12-42)$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 \lambda_c + 0,5 \lambda_c^2 \quad (12-43)$$

Los valores de χ están tabulados en función de λ_c en la Tabla 4-2. (Página 106)

Siendo:

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del acero. (MPa)

A_g = área bruta de la barra de sección circular = $(\pi \cdot d^2) / 4$ (cm²)

d = diámetro nominal de la barra de sección circular. (cm)

$$\lambda_c = \text{factor de esbeltez adimensional} : \quad \lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{k \cdot L}{r} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (12-44)$$

E = módulo de elasticidad longitudinal del acero = 200 000 MPa

k = factor de longitud efectiva

r = radio de giro de la sección transversal de la sección circular respecto a su eje baricéntrico = $d/4$. (cm)

L = longitud real de la barra entre puntos de arriostamiento correspondientes a la respectiva dirección de pandeo. (cm)

12.1.10.2.- Resistencia de diseño a la compresión para pandeo flexional y flexiotorsional de perfiles ángulo y te laminados

Se aplica lo dicho en las Secciones 4.6.3. y 4.7. para los perfiles laminados.

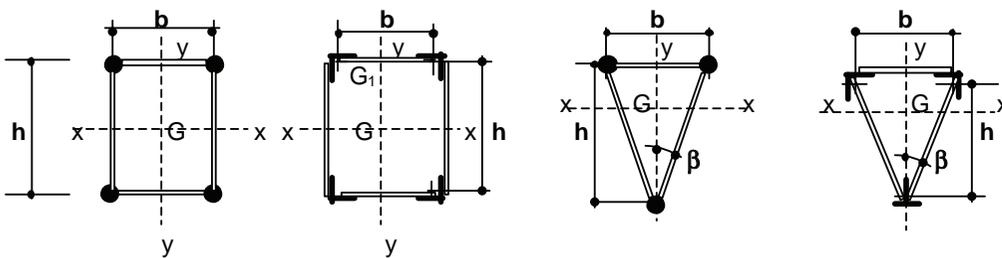
12.1.10.3.- Resistencia de diseño a la compresión axil de barras armadas

Son columnas armadas del Grupo IV por lo que su proyecto y cálculo se realiza con el método descrito en la Sección 4.8.5. (Apéndice E del Reglamento CIRSOC 301-EL) con las particularidades aplicables en razón de su conformación.

Para facilitar la utilización de este libro como manual se dan a continuación las especificaciones del Proyecto CIRSOC 308 que reiteran el procedimiento y las expresiones de la Sección 4.8.5.

Las barras armadas deberán ser de sección transversal uniforme **rectangular o triangular** con cordones formados por barras de sección circular maciza o perfiles ángulo o te, paralelos y **de igual sección bruta**. Los cordones estarán unidos por celosías planas en todas las caras. Las celosías de enlace serán uniformes a lo largo de la barra armada, están soldadas a los cordones y tienen alguna de las configuraciones indicadas en la Figura 12-15.

Se definen como **ejes libres** los ejes baricéntricos principales de la sección transversal de la barra armada considerada como un conjunto. (Figura 12-14).



$(x - x) (y - y) =$ ejes libres

Figura 12-14
Secciones transversales

• Verificación de los cordones y de los elementos de enlace.

Para el pandeo alrededor de los ejes libres, la barra armada se dimensionará incorporando una imperfección geométrica equivalente consistente en una deformación inicial e_o .

Deberá ser:

$$e_o \geq \frac{k \cdot L}{500} \quad \text{para el dimensionado de las barras de los cordones} \quad (12-45)$$

$$e_o \geq \frac{k \cdot L}{400} \quad \text{para el dimensionado de las celosías de enlace} \quad (12-46)$$

Las solicitaciones requeridas en las barras de los cordones y en los elementos de las celosías de enlace se determinarán tomando en cuenta la deformación de la barra armada. (efecto de segundo orden).

• **Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de los cordones**

El esfuerzo axial requerido en cada barra de la columna armada P_{u1} (kN) será:

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sx}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) \quad \text{ó} \quad P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2) \quad \text{según eje de pandeo} \quad (12-47)$$

con:

P_u = Carga axial requerida de la columna armada. (kN)

n = Número de barras de la columna armada. ($n=4$: rectangular ; $n=3$: triangular)

n_1 = Número de barras del cordón ($n_1=2$: rectangular ; $n_1=2$ o 1 : triangular, según eje de pandeo y cordón)

h, b = Distancia entre centros de gravedad de los cordones medida en dirección perpendicular al eje de pandeo considerado de la barra armada.(cm)

$$M_s = \frac{P_u \cdot e_o}{1 - \frac{P_u}{P_{c.m}}} \cdot (10^{-2}) \quad (\text{kN.m}) \quad (12-48)$$

$$e_o = \frac{k \cdot L}{500} \quad (\text{deformación inicial}). \quad (\text{cm})$$

k = factor de longitud efectiva; se determinará según la Sección 12.1.7. en función de las condiciones de vínculo de la columna armada para cada eje de pandeo.

$$P_{c.m} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m^2} \cdot (10^{-1}) \quad (\text{kN}) \quad (12-49)$$

$$\lambda_m = \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_o^2 + \lambda_1^2} = \text{Esbeltez modificada de la columna armada} \quad (12-50)$$

$$\lambda_o = \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_o = \text{Esbeltez de la columna armada actuando como una unidad}$$

r = radio de giro de la columna armada actuando como una unidad con respecto al eje de pandeo analizado.(cm)

λ_1 = valor auxiliar relacionado con la rigidez a corte de la celosía de enlace, según Figura 12-15.

A_g = Área transversal bruta total de la barra armada. (cm²)

x, y = ejes libres

Se deberá verificar con el mayor P_{u1} obtenido para el pandeo alrededor de ambos ejes libres

$$P_{u1} \leq P_{d1} \quad (12-51)$$

siendo: P_{d1} (kN) la Resistencia de diseño a compresión local de la barra.

$$P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1})$$

ϕ_c y F_{cr} serán determinados de acuerdo a las Secciones 12.1.10.1. o 12.1.10.2. según corresponda, con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido como sigue:

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{L_1}{r_i}\right) \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{para pandeo flexional}$$

$$\lambda_{c1} = \lambda_e \quad \text{para pandeo flexotorsional}$$

L_1 = según Figura 12-16 en función de la distribución de celosías en los planos

perpendiculares.(cm)

r_i = radio de giro mínimo de la barra componente del cordón.(cm)

A_{g1} = área bruta de la barra componente del cordón. (cm²)

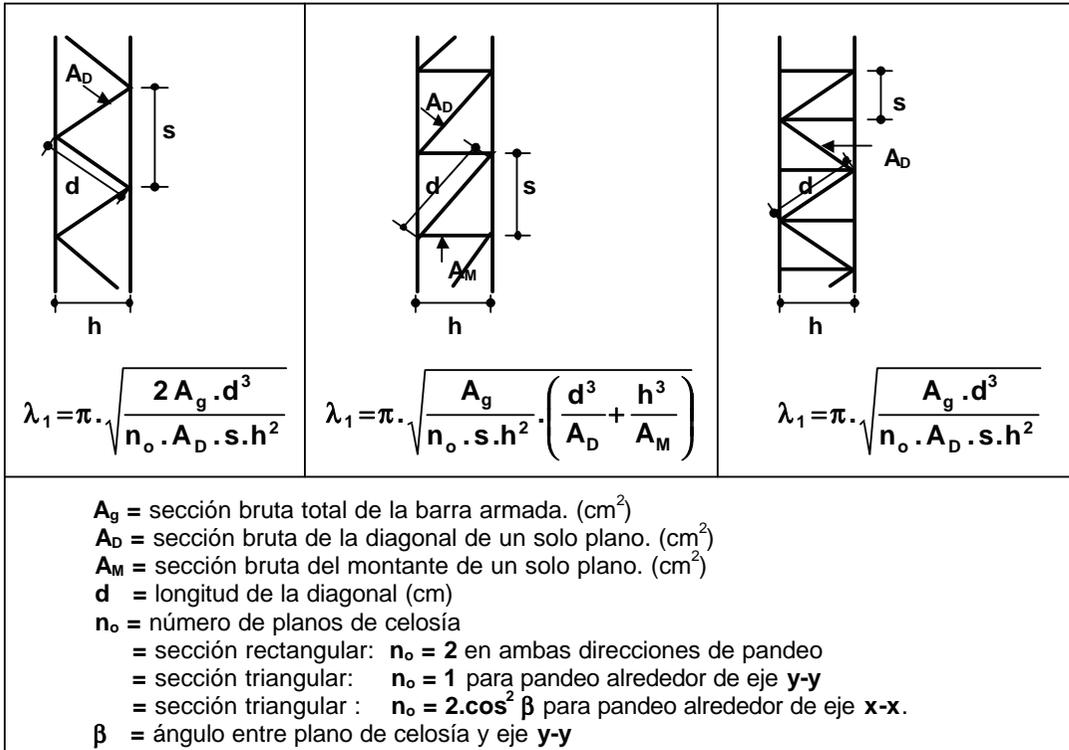


Figura 12-15
Valor auxiliar λ_1

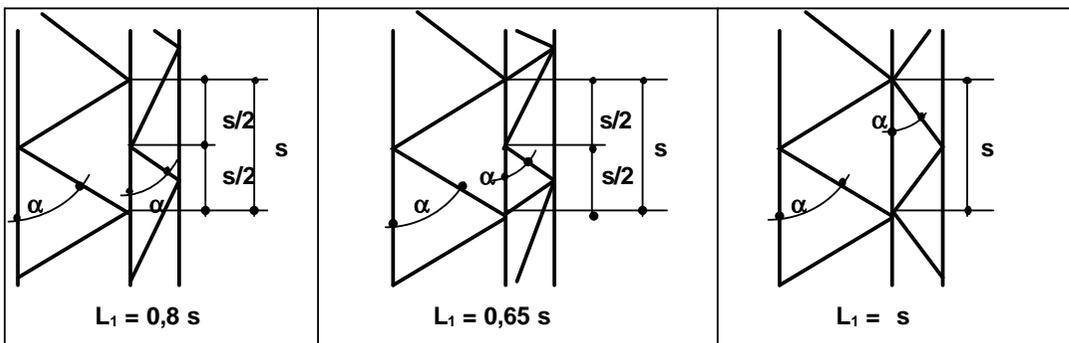


Figura 12-16
Determinación de L_1

• **Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de la celosía**

Las barras de la celosía en cada plano serán verificadas para las fuerzas axiales requeridas resultantes de un Esfuerzo de corte requerido V_{eu} (kN) normal al eje de la barra armada y al eje de pandeo analizado.

$$V_{eu} = \beta \cdot P_u \tag{12-52}$$

con:

$$\beta = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{cm}}} \right] \quad (12-53)$$

Las fuerzas axiales requeridas para las secciones transversales indicadas en la Figura 12-14 resultan:

- Sección rectangular ; pandeo alrededor de ambos ejes:

$$\text{Diagonal comprimida : } D_u = \frac{V_{eu}}{2 \cdot \text{sen}\alpha} \quad (12-54)$$

$$\text{Montante comprimido: } M_{ou} = \frac{V_{eu}}{2} \quad (12-55)$$

- Sección triangular ; pandeo alrededor de eje **y-y**

$$\text{Diagonal comprimida : } D_u = \frac{V_{eu}}{\text{sen}\alpha} \quad (12-56)$$

$$\text{Montante comprimido: } M_{ou} = V_{eu} \quad (12-57)$$

- Sección triangular ; pandeo alrededor de eje **x-x**:

$$\text{Diagonal comprimida : } D_u = \frac{V_{eu}}{2 \cdot \text{sen}\alpha \cdot \text{cos}\beta} \quad (12-58)$$

$$\text{Montante comprimido: } M_{ou} = \frac{V_{eu}}{2 \cdot \text{cos}\beta} \quad (12-59)$$

siendo:

α = ángulo entre barra diagonal y barra del cordón. (°)

β = ángulo entre plano de celosía y eje **y-y**. (°)

La verificación de las diagonales y montantes comprimidos se hará según lo especificado en la Sección 12.1.10.1..

El factor de longitud efectiva **k** para montantes y diagonales comprimidos se tomará:

$$k = 0,85$$

- **Especificaciones particulares y constructivas**

- (a) En los extremos de la barra armada se dispondrán presillas constituidas por planchuelas o perfiles ángulo. Igualmente se colocarán presillas intermedias en los puntos en que la celosía se interrumpa y en los puntos de unión con otras piezas. Las presillas deberán satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{n_p \cdot I_p}{h} \geq \frac{10 \cdot I_1}{s} \quad (12-60)$$

n_p = número de planos de presillas.

I_1 = Momento de inercia del cordón con respecto al eje paralelo al eje libre analizado. (cm⁴)

I_p = Momento de inercia de una presilla en su plano. (cm⁴)

h y **s** según Figura 12-15.

- (b) Las triangulaciones simples situadas en caras opuestas se dispondrán, preferiblemente, en correspondencia (según la Figura 12-17(a)) y no en oposición (según la Figura 12-17(b)) salvo que la deformación por torsión resultante en las piezas principales sea admisible.

- (c) Los ejes de las diagonales y los cordones se cortarán en un punto. Se admiten apartamientos del punto de cruce teórico que no excedan la mitad del ancho de las barras de sección circular que forman los cordones o la cuarta parte del ala de los perfiles ángulo o te que forman los cordones, según el caso.

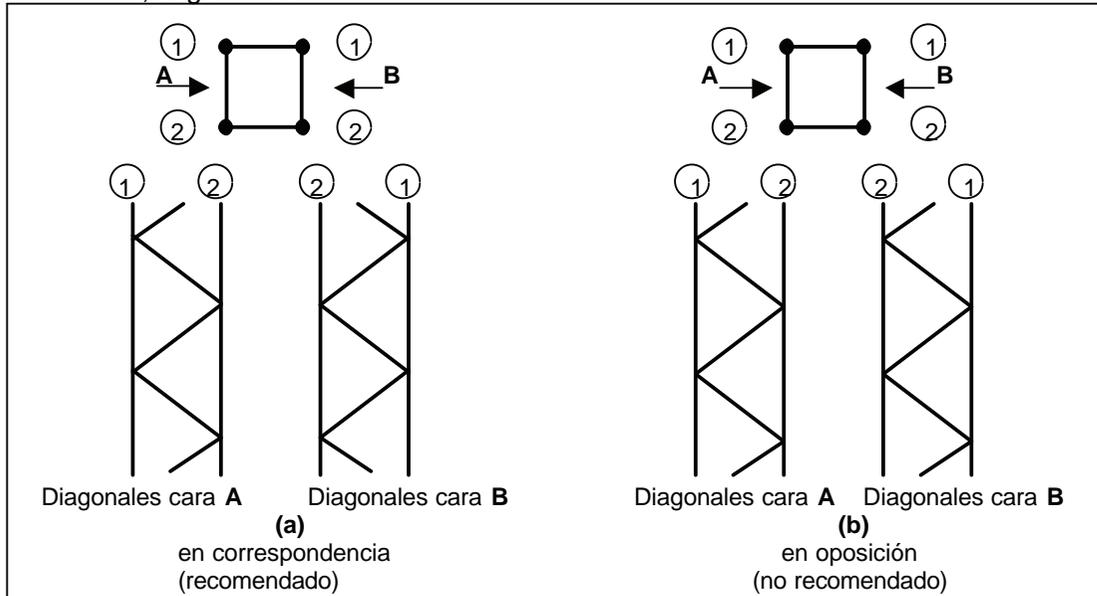


Figura 12-17
Triangulaciones simples

12.1.11.- Elementos solicitados a flexión simple

Para garantizar la simetría de respuesta de la sección transversal en la flexión simple se debe cumplir:

- (a) cuando sean más de una, las barras de los cordones que resulten comprimidos o traccionados en la flexión simple alrededor de un eje principal, deberán tener la misma sección bruta; (b) las celosías de las caras opuestas de la barra armada deben tener el mismo dibujo y éste deberá ser alguno de los indicados en la Figura 12-15.

Los estados límites para la flexión simple de una barra armada sometida a las solicitaciones requeridas de flexión (M_u) y de corte (V_u) son:

- (1) Pandeo local de las barras del cordón comprimido y de las diagonales y montantes comprimidas,
- (2) Fluencia de las barras de los cordones traccionados,
- (3) Pandeo lateral-torsional de la barra armada.

Deberá ser: $M_u \leq M_d$ y $V_u \leq V_d$

Siendo M_d la Resistencia de Diseño a flexión y V_d la Resistencia de Diseño a corte de la barra armada, que serán las menores de las determinadas para los Estados Límites aplicables. Las Resistencias de diseño para cada Estado Límite se dan en las Secciones siguientes.

- Si algún cordón está sometido a fuerza axial y a flexión deberá verificarse con lo indicado en la Sección 12.1.15. si son barras de sección circular o en la Sección 8.2. si son ángulos o tes. Ello aparece cuando existe una fuerza aplicada en el tramo del cordón y no en el nudo. En general debe evitarse esa situación con un correcto diseño de los apoyos de las barras armadas sobre otras barras pues la resistencia a flexión de la barra armada se reduce notablemente.

12.1.11.1.- Estado límite de pandeo local de barras

(1) Pandeo local de las barras del cordón comprimido

La Resistencia de Diseño a flexión M_{dc} (kN.m) para el estado límite de pandeo local de barras del cordón comprimido se obtiene con el Momento que se alcanza a partir de la Resistencia de Diseño a compresión de las barras del cordón comprimido (que tienen igual área bruta). (ver Figura 12-18). Luego:

$$\text{Para Flexión alrededor de } x-x \quad M_{dcx} = \phi_c \cdot h \cdot n_1 \cdot A_{gc1} \cdot F_{cr} \cdot (10)^{-3} \quad (12-61a)$$

$$\text{Para Flexión alrededor de } y-y \quad M_{dcy} = \phi_c \cdot b \cdot n_1 \cdot A_{gc1} \cdot F_{cr} \cdot (10)^{-3} \quad (12-61b)$$

siendo:

ϕ_c = para barras de sección circular maciza según Sección 12.1.10.1

ϕ_c = **0,85** para barras de perfiles laminados ángulo o te.

h, b = distancia entre centros de gravedad de los cordones medida en dirección perpendicular al eje de flexión considerado. (cm)

n_1 = número de barras del cordón comprimido.

x, y = ejes de flexión

A_{gc1} = área bruta de una barra comprimida. (cm²)

F_{cr} = para barras de **sección circular** maciza, según Sección 12.1.10.1., Fórmula(12-41)

= para barras de perfiles **ángulo** o **te**, según la Sección 4.6.3. (Fórmulas 4-26a o 4-26b , 4-27a o 4-27b) o Sección 4.7.(b).

En ambos casos se tomará $k.L = s$. (MPa)

s = distancia entre nudos. (cm)

(2) Pandeo local de las barras de diagonales y montantes

La Resistencia de Diseño a corte V_d (kN) para el estado límite de pandeo local de diagonales y montantes queda determinada por la proyección sobre la dirección normal al eje de flexión de la Resistencia de diseño a compresión de esas barras (ver Figura 12-18). Luego:

(a) Para Diagonales:

- Sección **rectangular**, flexión alrededor de ambos ejes:

$$V_{dD} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_D \cdot 2 \cdot \text{sen } \alpha \cdot (10)^{-1} \quad (12-62)$$

- Sección **triangular**, flexión alrededor de eje $x-x$:

$$V_{dD} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_D \cdot 2 \cdot \text{sen } \alpha \cdot \cos \beta \cdot (10)^{-1} \quad (12-63)$$

- Sección **triangular**, flexión alrededor de eje $y-y$:

$$V_{dD} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_D \cdot \text{sen } \alpha \cdot (10)^{-1} \quad (12-64)$$

- Sección **Te** y Sección **Plana**, flexión alrededor de eje $x-x$:

$$V_{dD} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_D \cdot \text{sen } \alpha \cdot (10)^{-1} \quad (12-65)$$

(b) Para Montantes:

- Sección **rectangular**, flexión alrededor de ambos ejes:

$$V_{dM} = \phi_c \cdot 2 \cdot F_{cr} \cdot A_M \cdot (10)^{-1} \quad (12-66)$$

- Sección **triangular**, flexión alrededor de eje $x-x$:

$$V_{dM} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_M \cdot 2 \cdot \cos \beta \cdot (10)^{-1} \quad (12-67)$$

- Sección **triangular**, flexión alrededor de eje $y-y$:

$$V_{dM} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_M \cdot (10)^{-1} \quad (12-68)$$

- Sección **Te** y Sección **Plana**, flexión alrededor de eje **x-x**:

$$V_{dM} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_M \cdot (10)^{-1} \tag{12-69}$$

siendo:

ϕ_c = para barras de sección circular maciza según la Sección 12.1.10.1.

A_D = área bruta de una barra diagonal comprimida. (cm²)

A_M = área bruta de una barra montante comprimida. (cm²)

F_{cr} = para barras de **sección circular** maciza, según Sección 12.1.10.1., Fórmula (12-41) (MPa)

Se tomará $k.L = 0,85 L_D$ para diagonales $k.L = 0,85 L_M$ para montantes

L_D = longitud real de la diagonal. (cm)

$$= \sqrt{\frac{s^2}{4} + \frac{b^2}{4} + h^2} \text{ para } \beta \neq 0^\circ \text{ (cara inclinada sección triangular)}$$

$$= \sqrt{\frac{s^2}{4} + h^2} \text{ para } \beta = 0^\circ \text{ (restantes casos)}$$

L_M = longitud real del montante. (cm)

= $h / \cos \beta$ para cara inclinada sección triangular

= h ó b en los casos restantes

s = distancia entre nudos. (cm)

α = ángulo entre barra diagonal y barra del cordón. (°)

β = ángulo entre plano de celosía y eje **y-y**. (°)

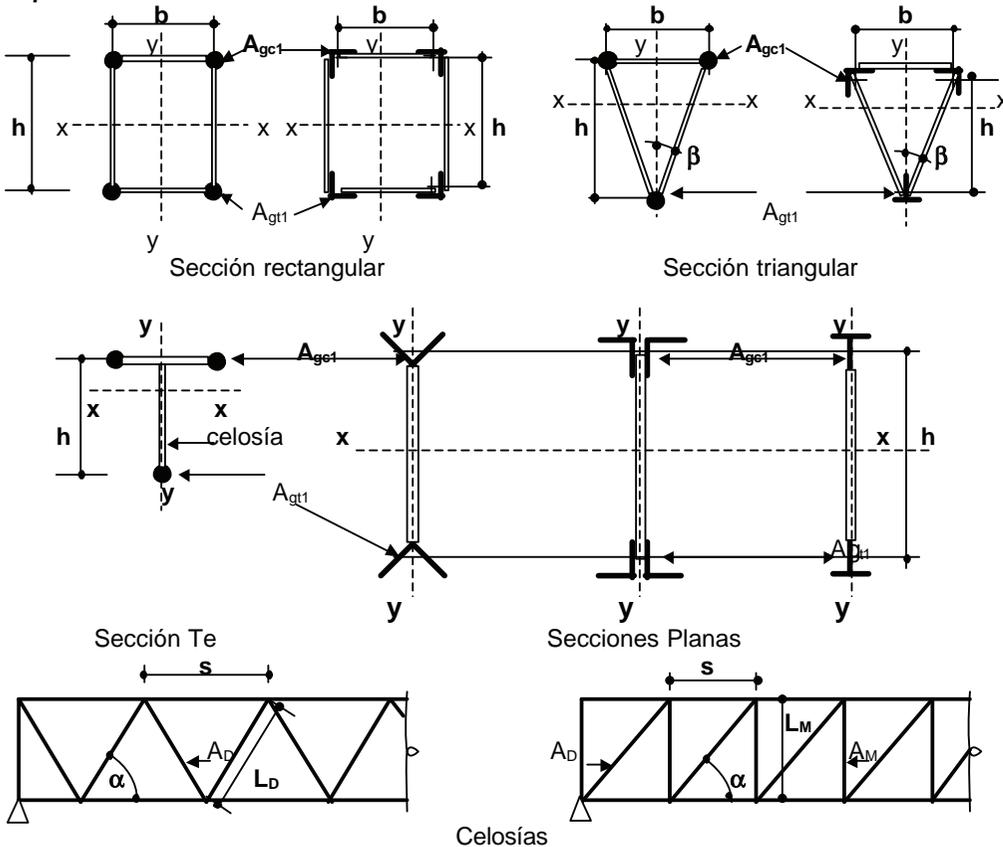


Figura 12-18
Barras en flexión

12.1.11.2. Estado Límite de fluencia del cordón traccionado

La Resistencia de Diseño a flexión M_{dt} (kN.m) para el estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado se obtiene con el Momento que se alcanza a partir de la Resistencia de Diseño a tracción de las barras del cordón traccionado (que tienen igual área bruta). (ver Figura 12-18).

Resulta:

$$\text{Para Flexión alrededor de } x-x \quad M_{dtx} = \phi_t \cdot h \cdot n_2 \cdot A_{gt1} \cdot F_y \cdot (10)^{-3} \quad (12-70)$$

$$\text{Para Flexión alrededor de } y-y \quad M_{dty} = \phi_t \cdot b \cdot n_2 \cdot A_{gt1} \cdot F_y \cdot (10)^{-3} \quad (12-71)$$

siendo:

$$\phi_t = 0,90$$

h, b = distancia entre centros de gravedad de los cordones medida en dirección perpendicular al eje de flexión considerado. (cm)

n_2 = número de barras del cordón traccionado.

x, y = ejes de flexión

A_{gt1} = área bruta de una barra traccionada. (cm²)

F_y = tensión de fluencia mínima especificada del acero. (MPa)

En secciones transversales simétricas con respecto al eje de flexión no es necesaria la verificación de este Estado Límite pues es determinante siempre el pandeo de las barras del cordón comprimido. .

12.1.11.3.- Estado Límite de pandeo lateral torsional

En general vale lo dicho en la Sección 7.3.2.(b).

Como se vio en dicha Sección el estado límite de pandeo lateral torsional solo es aplicable a barras sometidas a **flexión** alrededor del eje principal de **mayor momento de inercia**.

Para desarrollar la Resistencia de Diseño a pandeo lateral torsional es necesario que en los apoyos de las barras armadas se provea una **restricción al giro** alrededor del eje longitudinal de la barra.

(A) Secciones rectangular y triangular

La expresión general para el Momento crítico **elástico** de pandeo lateral de una barra flexada de alma llena para cargas actuando en el centro de corte es:

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot J_r} \quad (12-72)$$

siendo :

J_r = Módulo de torsión

E = Módulo de elasticidad longitudinal

G = Módulo de elasticidad transversal

L_b = longitud lateralmente no arriostrada

C_b = factor de corrección que considera la influencia del diagrama de momentos flexores. $C_b \geq 1$. (Fórmula (7-14), Página 205)

Dentro del rango de deformaciones admisibles de las secciones armadas con caras reticuladas (rectangular y triangular) **puede considerarse que la sección no alabea**.

En las secciones con caras reticuladas la deformación por corte se produce por la deformación axil de las barras del reticulado por lo que resulta $\mu = 0$ y por ende $G = E/2$.

Para secciones cerradas puede considerarse que el Momento crítico a pandeo lateral para cargas **aplicadas en la cara superior** es aproximadamente el 90% del correspondiente a cargas aplicadas en el centro de corte.

La fórmula general del Módulo de torsión para secciones de alma llena es:

$$J_r = \frac{4 \cdot A^2}{\sum(L_i / t_i)} \quad (12-73)$$

siendo:

A = área formada por las líneas medias de las caras.

L_i = longitud de la cara i .

t_i = espesor de la cara i .

Se puede determinar el espesor equivalente t_e de la chapa de una cara de alma llena que tenga la misma rigidez a corte que la celosía de dicha cara.

Para celosías sólo con diagonales es:

$$t_e = 2 \cdot A_D \frac{\text{sen}^2 \alpha \cdot \cos \alpha}{h} \quad (12-74)$$

Para celosías con diagonales y montantes es:

$$t_e = \frac{1}{\frac{\text{tg} \alpha \cdot h}{2 \cdot A_M} + \frac{h}{2 A_D \cdot \text{sen}^2 \alpha \cdot \cos \alpha}} \quad (12-75)$$

siendo:

A_D = área de la diagonal

A_M = área del montante

h = altura de la cara

α = ángulo entre cordón y diagonal

Aplicando la (12-73) con los espesores equivalentes dados por las (12-74) y (12-75) resultan los Módulos de torsión J_r para sección rectangular y para sección triangular dados en el Proyecto de Reglamento. Y que se indican mas adelante.

Utilizando la (12-72) con las consideraciones siguientes:

- cargas aplicadas en la cara superior
- $G = E/2$
- Factor de resistencia $\phi = 0,75$ por las diferencias entre el modelo de alma llena y el reticulado considerando las imperfecciones constructivas de éste, y la variación de E al superarse el límite de proporcionalidad..
- Factor de corrección de diagrama de momentos flexores C_b definido en el Reglamento CIRSOC 301-EL, Sección F.1.2. (Fórmula (7-14), Página 205)

resultan las expresiones para los Momentos de Diseño para el estado límite de pandeo lateral para sección rectangular y para sección triangular dados en el Proyecto de Reglamento.

La longitud lateralmente no arriostrada que permite desarrollar un Momento de diseño a pandeo lateral igual al Momento de diseño mas pequeño de los correspondientes a los otros tres estados límites, es el límite L_r a partir del cual el pandeo lateral se hace crítico. Por ello no es necesario verificar el pandeo lateral cuando L_b es menor o igual a L_r .

Las secciones rectangulares y triangulares comúnmente utilizadas en el medio y que tienen el ancho b mayor o igual a la mitad de su altura h no presentan problemas de pandeo lateral siendo determinante para su diseño alguno de los otros estados límites.

En el Proyecto CIRSOC 308 se establece:

(A).1.- Sección rectangular

La Resistencia de Diseño a flexión M_{dpl} (kN.m) para el estado límite de pandeo lateral es:

$$M_{dpl} = 150 \cdot C_b \cdot \frac{b}{L_b} \sqrt{J_r \cdot A_g} \quad (12-76)$$

siendo:

C_b = factor de modificación para diagramas de momento flexor no uniformes, cuando están arriostrados los extremos del segmento de viga considerado.

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (12-77)$$

donde:

M_{\max} = valor absoluto del máximo momento flexor en el segmento no arriostrado. (kN.m)

M_A = valor absoluto del momento flexor en la sección ubicada a un cuarto de la luz del segmento no arriostrado. (kN.m)

M_B = valor absoluto del momento flexor en la sección ubicada a la mitad de la luz del segmento no arriostrado. (kN.m)

M_C = valor absoluto del momento flexor en la sección ubicada a tres cuartos de la luz del segmento no arriostrado. (kN.m)

Se permite adoptar conservadoramente un valor $C_b = 1$ para todos los casos de diagramas de momento flexor.

Para vigas en voladizo, cuando el extremo libre no esté arriostrado, se deberá tomar $C_b = 1$ para todos los casos, cualquiera sea el diagrama de momento flexor en el voladizo.

b = ancho de la sección rectangular; distancia entre centros de gravedad de los cordones medido en dirección paralela al eje de flexión. (cm)

L_b = distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral del cordón comprimido, o entre puntos de arriostramiento para impedir la torsión de la sección transversal. (cm)

A_g = Área bruta total de la sección transversal : suma de las áreas brutas de las cuatro barras. (cm²)

J_r = Módulo de torsión de la sección rectangular reticulada. (cm⁴)

= Para sección rectangular con las celosías de las 4 caras solo con diagonales e igual paso s en todas las caras (Figura 12-19(a))

$$J_r = \frac{b^2 \cdot h^2 \cdot s}{\frac{d_h^3}{A_{Dh}} + \frac{d_v^3}{A_{Dv}}} \quad (12-78)$$

= Para sección rectangular con las celosías de las 4 caras con diagonales y montantes e igual paso s en todas las caras (Figura 12-19(b))

$$J_r = \frac{2 \cdot b^2 \cdot h^2 \cdot s}{\frac{d_h^3}{A_{Dh}} + \frac{d_v^3}{A_{Dv}} + \frac{b^3}{A_{Mh}} + \frac{h^3}{A_{Mv}}} \quad (12-79)$$

siendo:

d_h = longitud de la diagonal en cara superior e inferior. (cm)

d_v = longitud de la diagonal en cara lateral. (cm)

No es necesario verificar este Estado Límite si:

$$L_b \leq L_r \quad (12-80)$$

siendo:

L_r = longitud lateralmente no arriostrada límite. (cm)

$$L_r = 150 \cdot C_b \cdot \frac{b}{M_{di}} \sqrt{J_r \cdot A_g} \quad (12-81)$$

$M_{di} = M_{dcx}$ o M_{dtx} el que sea menor, determinados según las Secciones 12.1.11.1.(1) o 12.1.11.2. según corresponda o el que resulte de la Resistencia axil crítica de un cordón combinada con flexión. (kN.m)

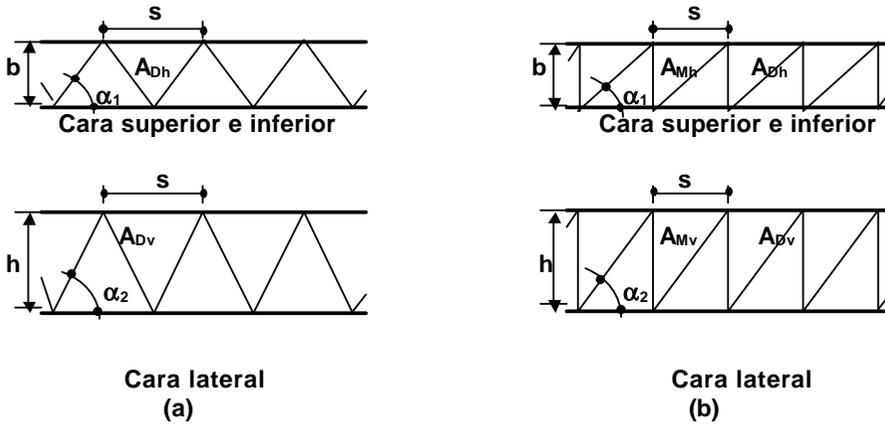


Figura 12-19
Celosías sección rectangular

(A).2.- Sección triangular

La Resistencia de Diseño a flexión M_{dpl} (kN.m) para el estado límite de pandeo lateral es:

$$M_{dpl} = 300 \cdot C_b \cdot \frac{1}{L_b} \sqrt{J_r \cdot I_y} \quad (12-82)$$

siendo:

- C_b = factor de modificación para diagramas de momento flexor no uniformes, cuando están arriostrados los extremos del segmento de viga considerado.
- L_b = distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral del cordón comprimido, o entre puntos de arriostramiento para impedir la torsión de la sección transversal. (cm)
- I_y = Momento de Inercia de la sección transversal con respecto al eje principal de menor inercia. (cm⁴)
- J_r = Módulo de torsión de la sección triangular reticulada. (cm⁴)
- = Para sección triangular con las celosías de las 3 caras solo con diagonales e igual paso s en todas las caras (Figura 12-20)

$$J_r = 0,5 \cdot \frac{b^2 \cdot h^2 \cdot s}{\frac{d_h^3}{A_{Dh}} + \frac{2 d_v^3}{A_{Dv}}} \quad (12-83)$$

siendo:

- d_h = longitud de la diagonal en cara superior. (cm)
- d_v = longitud de la diagonal en cara lateral. (cm)

No es necesario verificar este Estado Límite si:

$$L_b \leq L_r \quad (12-84)$$

Siendo:

- L_r = longitud lateralmente no arriostrada límite. (cm)

$$L_r = 300 \cdot C_b \cdot \frac{1}{M_{di}} \sqrt{J_r \cdot I_y} \quad (12-85)$$

$M_{di} = M_{dcx}$ o M_{dtx} el que sea menor determinados según las Secciones 12.1.11.1.(1) o 12.1.11.2. según corresponda o el que resulte de la Resistencia axil crítica de un cordón combinada con flexión. (kN.m)

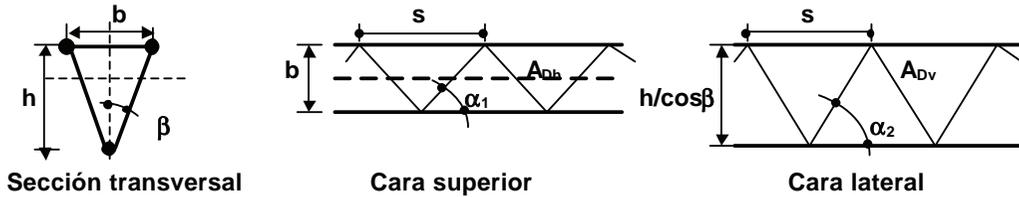


Figura 12-20
Celosía sección triangular

(B).- Sección plana

Con el mismo criterio usado en el Reglamento CIRSOC 301-EL para el estado límite de pandeo lateral en las vigas de alma esbelta (Sección 7.5.2.(1)(a), Figura (7-39)), para las secciones planas se puede suponer en forma simplificada que el cordón comprimido es una columna con luz de pandeo L_b que pandeo alrededor del eje débil $y-y$. La tensión crítica elástica es:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad \text{con } \lambda = L_b/r_T$$

El radio de giro r_T del cordón comprimido de sección A_{gc} y Momento de Inercia I_{yc} con respecto al eje débil es:

$$r_T = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_{gc}}}$$

La carga crítica es para el cordón comprimido $P_{cr} = A_{gc} \cdot F_{cr}$

Reemplazando y operando resulta:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{yc}}{L_b^2}$$

(12-85)

El Momento Crítico de pandeo lateral para Momento Flector uniforme es: $M_{crpl} = P_{cr} \cdot h$

El Momento de diseño para pandeo lateral para momento flexor uniforme es:

$$M_{dpl} = \phi \cdot M_{crpl} = \phi \cdot P_{cr} \cdot h \quad (12-86)$$

Para otros diagramas de Momento flexor se corrige con el factor C_b . La (12-86) queda:

$$M_{dpl} = \phi \cdot C_b \cdot P_{cr} \cdot h \quad (12-87)$$

Se adopta $\phi = 0,85$

Reemplazando la (12-85) en la (12-87) y con el valor de ϕ y la utilización de las unidades del Reglamento resulta la ecuación (12-88) dada en el Proyecto CIRSOC 308:

La longitud lateralmente no arriostrada que permite desarrollar un Momento de diseño a pandeo lateral igual al Momento de diseño por pandeo local del cordón comprimido, es el límite L_r a partir del cual el pandeo lateral se hace crítico. Por ello no es necesario verificar el pandeo lateral cuando L_b es menor o igual a L_r .

El Proyecto CIRSOC 308 establece:

La Resistencia de Diseño a flexión M_{dpl} (kN.m) para el estado límite de pandeo lateral es:

$$M_{dpl} = 1670 \cdot C_b \cdot \frac{I_{yc} \cdot h}{L_b^2} \quad (12-88)$$

siendo:

- C_b = factor de modificación para diagramas de momento flexor no uniformes, cuando están arriostrados los extremos del segmento de viga considerado.
- L_b = distancia entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral del cordón comprimido, o entre puntos de arriostramiento para impedir la torsión de la sección transversal. (cm)
- I_{yc} = Momento de Inercia del cordón comprimido con respecto al eje principal de menor inercia. (cm⁴)
 Cuando el cordón comprimido esté formado por dos barras (Figura 12-2.(d)(b)) se considerará el momento de inercia de la sección como barra armada de Grupo II (Sección 4.8.3. de este libro; CIRSOC 301-EL, Sección E.4.3.2.).
- h = altura de la sección transversal medida en dirección perpendicular al eje de flexión. (cm)

No es necesario verificar este Estado Límite si:

$$L_b \leq L_r \quad (12-89)$$

Siendo:

L_r = longitud lateralmente no arriostrada límite. (cm)

$$L_r = 1400 \cdot \sqrt{\frac{C_b \cdot I_{yc}}{A_{gc} \cdot F_{cr}}} \quad (12-90)$$

siendo:

A_{gc} = Área bruta del cordón comprimido. (cm²)

F_{cr} = Tensión crítica de pandeo del cordón comprimido. (MPa)

= para barras de **sección circular** maciza, según la Sección 5.2., Fórmula (5.2-3)

= para barras de perfiles **ángulo** o **te**, según la Sección E.2. (Fórmulas (E.2-2) o (E.2-3)) o la Sección E.3. del Capítulo E del Reglamento CIRSOC 301- EL.

En ambos casos se tomará $k \cdot L = s$.

(C) Sección Te

En la sección Te la celosía no produce prácticamente ningún efecto sobre el pandeo fuera del plano de los cordones comprimidos. Estos, juntamente con los travesaños soldados (ver Sección 12.1.11.4.) se comportan como una columna del Grupo V (los travesaños son las presillas). Deberá comprobarse el pandeo fuera del plano de esa columna cargada con la solicitación resultante del momento requerido. Para tomar en cuenta la influencia del diagrama de momentos flexores se introduce el factor C_b reduciendo la máxima compresión. Para que el conjunto cordones-travesaños funcione como una columna del Grupo V es necesario la existencia de un travesaño y un rigidizador en los puntos fijos a desplazamiento lateral y que existan por lo menos tres paños entre ellos.

Muchas veces se confía el arriostramiento a desplazamiento lateral a las chapas de cubierta. Para que dicho arriostramiento sea efectivo es necesario que la unión entre chapas y correas no permita deformaciones (por ejemplo tornillos autoperforantes correctamente colocados) y que permanezca en iguales condiciones durante la vida útil de la estructura. Además es necesario que las chapas transmitan las fuerzas resultantes de la estabilización de la correa a un sistema estructural que las lleve al suelo y que tenga la rigidez necesaria.

Por ello el Proyecto CIRSOC 308 establece:

El cordón comprimido de la sección Te deberá ser verificado a compresión como Columna Armada del Grupo **V** según la Sección **A-E.4.2.2.** del Reglamento CIRSOC 301-EL (Sección **4.8.5.**, Página 142) con una carga axial requerida P_u (kN)

$$P_u = (10)^2 \cdot M_u / C_b \cdot h \quad (12-91)$$

siendo:

M_u = Momento Flexor requerido de la barra flexada. (kN.m)

h = altura de la barra flexada medida perpendicularmente al eje de flexión. (cm)

Para la verificación se adoptará : $k \cdot L = L_b$

siendo:

L_b = distancia entre puntos de arriostamiento contra el desplazamiento lateral del cordón comprimido, o entre puntos de arriostamiento para impedir la torsión de la sección transversal. (cm)

Deberá existir un travesaño y un rigidizador (Sección **12.1.11.4.**, Figura **12-21**) en coincidencia con la sección de los puntos de arriostamiento y al menos dos travesaños entre los puntos de arriostamiento lateral.

Si el arriostamiento a desplazamiento lateral del cordón comprimido se realiza uniéndolo a las chapas de cubierta se deberá garantizar la no deformación en el tiempo de la unión y que las chapas de cubierta estén vinculadas a otros elementos estructurales de manera de conformar un sistema de arriostamiento a desplazamientos laterales completo.

12.1.11.4.- Rigidización de las secciones Te y verificación del travesaño.

Las secciones **Te** (Figura **12-1(g)**; Figura **12-21**) se utilizan usualmente para correas en cubiertas metálicas con cargas livianas. Como dijimos, no deben emplearse en casos en que actúan cargas que produzcan flexiones alrededor del eje **y-y** y en general cuando resultan comprimidos los cordones superiores. Para eventuales compresiones en el cordón inferior es necesario rigidizarlas mediante rigidizadores transversales en **V** distribuidos a lo largo de la longitud de la barra que evitan el desplazamiento del cordón inferior y aseguran la estabilidad del conjunto.

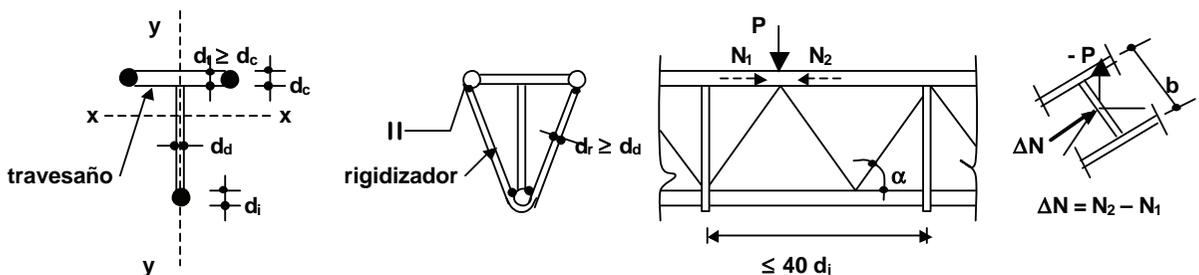


Figura 12-21
Sección Te

Se utilizan para ello redondos doblados en V con la V contenida en el plano de la sección transversal y soldados a los tres cordones longitudinales. El diámetro del redondo del rigidizador d_r será como mínimo el diámetro de la diagonal d_d . La separación máxima de los rigidizadores será $40 d_i$ (d_i = diámetro del cordón inferior).

Para el equilibrio de las fuerzas del cordón y las de las diagonales el travesaño que vincula las barras del cordón superior debe transmitir por flexión la fuerza ΔN que es la diferencia entre las

compresiones de los tramos contiguos. Esta fuerza es máxima donde el corte es máximo y está también en función del ángulo entre diagonal y cordones. También el travesaño debe transferir al plano de la celosía las fuerzas aplicadas en los cordones. El travesaño queda así sometido a una flexión disimétrica, siendo de mayor intensidad la flexión generada por la diferencia de fuerza axil entre los cordones.

Planteando la condición Resistencia requerida a flexión = Resistencia de Diseño a flexión del travesaño, resulta:

Para **travesaños de sección circular maciza** el diámetro del travesaño d_t (cm) debe ser:

$$d_t = 4,00 \sqrt[3]{(V_u \cdot b)/(F_y \cdot \text{tg}\alpha)} \geq d_c \quad (12-92)$$

V_u = esfuerzo de corte requerido en la barra armada flexada. (kN)

b = ancho de la sección armada medido entre ejes de barras del cordón. (cm)

F_y = tensión de fluencia del acero del travesaño. (MPa)

α = ángulo entre el eje de la diagonal y el eje del cordón inferior. ($^\circ$)

d_c = diámetro de las barras del cordón comprimido. (cm)

También se puede utilizar como **travesaño un planchuela** (Figura 12-22). La planchuela presenta la mayor resistencia en la dirección de la flexión mas intensa. Si se considera la relación entre corte máximo y carga de nudo para carga uniformemente repartida y satisfaciendo la ecuación de interacción para la flexión disimétrica resulta que el ancho b_p (cm) y el espesor e_p (cm) de la planchuela deberán satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{33,3 V_u \cdot b}{F_{yp}} \cdot \left[\frac{1}{\text{tg}\alpha \cdot b_p^2 \cdot e_p} + \frac{s}{L \cdot e_p^2 \cdot b_p} \right] \leq 1 \quad (12-93)$$

siendo:

s = distancia entre nudos. (cm)

F_{yp} = Tensión de fluencia mínima especificada del acero de la planchuela. (MPa)

L = Luz de la barra flexada. (cm)

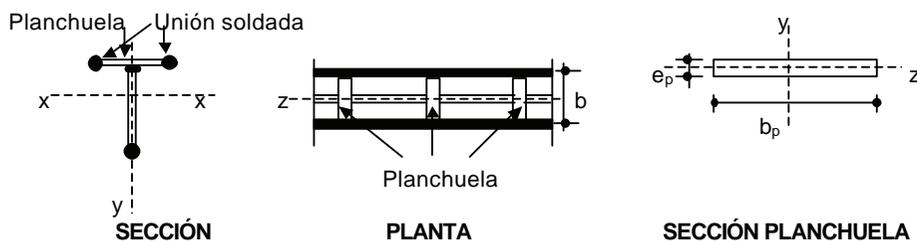


Figura 12-22

Sección Te con travesaño de planchuela

12.1.11.5.- Apoyos de barras flexadas

En muchos diseños de barras armadas flexadas, el apoyo sobre otros elementos estructurales se realiza a través de las barras del cordón superior. En estos casos puede producirse la falla por flexión de esos cordones o la deformación excesiva de los mismos. Se deberá verificar especialmente que esa circunstancia no ocurra. En la mayor parte de los casos es necesario mejorar la capacidad a flexión de los cordones con un adecuado diseño del apoyo, por ejemplo soldando a ellos la prolongación de las diagonales o reforzándolos con redondos o perfiles soldados.

Al apoyar barras armadas sobre otras barras armadas, es conveniente diseñar el apoyo de manera que las fuerzas sean transferidas a los nudos de las que reciben la carga. Si ello no ocurre los cordones quedan sometidos a fuerza axil combinada con flexión lo que reduce mucho su resistencia de diseño sobre todo en secciones circulares macizas.

El proyectista debe considerar estos aspectos que muchas veces resultan críticos en las estructuras y que son generalmente descuidados en el proyecto.

12.1.11.6.- Deformaciones de barras flexadas.

En las deformaciones de un reticulado normal flexado tiene importancia la deformación por corte del alma reticulada. Su aporte a la deformación no puede aquí despreciarse como en las vigas de alma llena. Por ello las conocidas expresiones elásticas para la flecha de una viga flexada de alma llena deben ser corregidas para computar la influencia del corte.

Para ello se puede utilizar el Momento de Inercia modificado I_m obtenido a partir del radio de giro modificado r_m que se deduce de la esbeltez modificada de la barra armada λ_m dependiente de la longitud de pandeo y del dibujo y cantidad de las celosías de la barra armada.

Luego para determinar la deformación máxima de una barra flexada se pueden utilizar por ejemplo las siguientes expresiones:

- **barra recta simplemente apoyada.**

(a) Carga uniformemente distribuida q (kN/m).

$$f_{\text{máx}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{mx}} \cdot (10)^{-1}$$

(b) Carga concentrada en el centro de la luz P (kN).

$$f_{\text{máx}} = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_{mx}} \cdot (10)$$

- **Viga en voladizo.**

(a) Carga uniformemente distribuida q (kN/m).

$$f_{\text{máx}} = \frac{q \cdot L^4}{8 \cdot E \cdot I_{mx}} \cdot (10)^{-1}$$

(b) Carga concentrada en el extremo del voladizo P (kN).

$$f_{\text{máx}} = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot E \cdot I_{mx}} \cdot (10)$$

Siendo: $I_{mx} = r_{mx}^2 \cdot A_g$ (12-94)

$r_{mx} = (k \cdot L_x) / \lambda_{mx}$ radio de giro modificado de la sección transversal de la barra relativo al eje de flexión. (cm)

k = factor de longitud efectiva determinado con las especificaciones de la Sección 12.1.7.

L = longitud real de la barra no arriostrada lateralmente correspondiente a la respectiva dirección de flexión. (cm)

λ_{mx} = la esbeltez modificada de la barra armada determinada según la Sección 12.1.10.3., con la Fórmula (12-50)

A_g = área transversal bruta total de la barra armada. (cm²)

Las deformaciones se verificarán con las combinaciones de carga de servicio.

Para flexión disimétrica se compondrán vectorialmente las deformaciones calculadas para cada dirección de la flexión.

Como deformaciones admisibles se pueden tomar :

Estructuras para entresijos..... L/250

Estructuras para cubiertas y cerramientos..... L/200

L = distancia entre ejes de apoyos. (cm)

12.1.11.7.- Criterios para el proyecto de barras flexadas.

Generalmente por razones constructivas y de simplicidad y seguridad de control de ejecución, los cordones tienen igual sección. En las secciones rectangulares esto hace que en general el estado límite dominante sea el de pandeo del cordón comprimido. En secciones triangulares el cordón comprimido tiene el doble de sección por lo que muchas veces manda el estado límite de fluencia del cordón traccionado.

El ángulo α generalmente varía entre 40° y 65° . Menor ángulo disminuye el peso de los planos diagonales pero aumenta la longitud de pandeo de las barras comprimidas. Muchas veces es conveniente para lograr la menor relación peso por metro / resistencia de diseño a flexión, plantear una menor altura y un mayor ángulo ($60^\circ / 65^\circ$). Otras veces puede ser determinante la rigidez en cuyo caso se plantea mayor altura y menor ángulo.

Para las secciones rectangulares o triangulares sometidas a flexión simple alrededor de x - x los planos diagonales paralelos a dicho eje tienen por función dar la rigidez necesaria para pandeo lateral. Se puede plantear para esos planos que las diagonales tengan un diámetro igual o algo menor al de los planos resistentes y el paso debe ser el mismo por razones constructivas.

12.1.12.- Barras armadas sometidas a flexión disimétrica

(1) Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de los cordones

Se descompone el Momento requerido total M_u según los dos ejes (M_{ux} y M_{uy}). Para cada cordón se suman con su signo las fuerzas resultantes de la flexión requerida según cada eje (Figura 12-23 para sección rectangular)

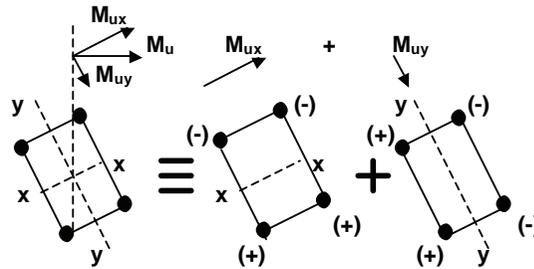


Figura 12-23
Flexión disimétrica

El Proyecto CIRSOC 308 establece:

Se determinarán los máximos esfuerzos axiales requeridos de tracción T_{u1} (kN) y de compresión P_{u1} (kN) en cada barra de los cordones de la pieza armada con :

$$T_{u1} = \frac{M_{ux}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) + \frac{M_{uy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2) \quad (12-95)$$

$$P_{u1} = -\left(\frac{M_{ux}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) + \frac{M_{uy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2)\right) \quad (12-96)$$

En sección triangular para determinar el esfuerzo axial en el cordón inferior se tomara $M_{uy} = 0$ en las fórmulas (12-95) y (12-96).

siendo:

- M_{ux} = Momento flexor requerido de la pieza armada alrededor del eje principal x . (kNm)
- M_{uy} = Momento flexor requerido de la pieza armada alrededor del eje principal y . (kNm)
- n_1 = Número de barras del cordón ($n_1=2$: sección rectangular ; $n_1=2$ o 1 : sección triangular, según eje de flexión y cordón)
- h, b = Distancia entre centros de gravedad de los cordones medida en dirección perpendicular al eje de flexión considerado de la pieza armada.(cm)

Se deberá verificar

$$(a) \quad T_{u1} \leq T_{d1} \quad (12-97)$$

$$T_{d1} \text{ (kN) la resistencia de diseño a tracción de la barra} \quad T_{d1} = \phi_t \cdot F_y \cdot A_{g1} \cdot (10)^{-1} \quad (12-98)$$

siendo:

$$\phi_t = 0,90$$

$$F_y = \text{tensión de fluencia mínima especificada del acero. (MPa)}$$

$$A_{g1} = \text{Área bruta de la barra componente del cordón. (cm}^2\text{)}$$

$$(b) \quad P_{u1} \leq P_{d1} \quad (12-99)$$

siendo: P_{d1} (kN) la Resistencia de diseño a compresión local de la barra.

$$P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1}) \quad (12-100)$$

ϕ_c y F_{cr} (MPa) serán determinados de acuerdo a las Secciones 12.1.10.1. (Sección circular) o 12.1.10.2.(ángulo o te) según corresponda, con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido como sigue:

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{L_1}{r_i} \right) \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{para pandeo flexional}$$

$$\lambda_{c1} = \lambda_e \quad \text{para pandeo flexotorsional}$$

L_1 = según Figura 12-16 en función de la distribución de celosías en los planos perpendiculares.(cm)

r_i = radio de giro mínimo de la barra componente del cordón.(cm)

A_{g1} = área bruta de la barra componente del cordón. (cm²)

(2) Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de la celosía

Las barras de la celosía en cada plano serán verificadas para las fuerzas axiles requeridas resultantes de los Esfuerzos de Corte requeridos V_{ux} (kN) y V_{uy} (kN) correspondientes a la flexión alrededor de los ejes principales x e y .

Las fuerzas axiles requeridas para las secciones transversales rectangular y triangular indicadas en la Figura 12-14 resultan:

- Sección rectangular ; para flexión alrededor de ambos ejes principales:

$$\text{Diagonal comprimida :} \quad D_{u1} = \frac{V_{uy}}{2 \cdot \text{sen}\alpha_1} \quad D_{u2} = \frac{V_{ux}}{2 \cdot \text{sen}\alpha_2} \quad (12-101)$$

$$\text{Montante comprimido:} \quad M_{ou1} = \frac{V_{uy}}{2} \quad M_{ou2} = \frac{V_{ux}}{2} \quad (12-102)$$

- Sección triangular ; flexión alrededor de eje $y-y$

$$\text{Diagonal comprimida :} \quad D_{u1} = \frac{V_{uy}}{\text{sen}\alpha_1} \quad (12-103)$$

$$\text{Montante comprimido:} \quad M_{ou1} = V_{uy} \quad (12-104)$$

- Sección triangular ; flexión alrededor de eje $x-x$:

$$\text{Diagonal comprimida :} \quad D_{u2} = \frac{V_{ux}}{2 \cdot \text{sen}\alpha_2 \cdot \text{cos}\beta} \quad (12-105)$$

$$\text{Montante comprimido:} \quad M_{ou2} = \frac{V_{ux}}{2 \cdot \text{cos}\beta} \quad (12-106)$$

siendo:

- α_1 = ángulo entre barra diagonal y barra del cordón en cara superior (Figura 12-19). (°)
 α_2 = ángulo entre barra diagonal y barra del cordón en cara lateral (Figura 12-19). (°)
 β = ángulo entre plano de celosía y eje **y-y**. (°)

La verificación de las diagonales y montantes comprimidos se hará según lo especificado en la Sección 12.1.10.1...

El factor de longitud efectiva **k** para montantes y diagonales comprimidos se tomará:

$$k = 0,85$$

12.1.13.- Barras armadas sometidas a tracción axil combinada con flexión.

(1) Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de los cordones

Para las máximas resistencias requeridas en los cordones (a compresión y a tracción) se suman los efectos de la fuerza axil y los momentos flexores. Cuando solo haya flexión en una dirección el Momento flexor en la otra se considera nulo.

El Proyecto CIRSOC 308 establece:

Se determinarán los máximos esfuerzos axiles requeridos de tracción T_{u1} (kN) y de compresión P_{u1} (kN) en cada barra de los cordones de la pieza armada con :

$$T_{u1} = \frac{T_u}{n} + \frac{M_{ux}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) + \frac{M_{uy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2) \quad (12-107)$$

$$P_{u1} = \frac{T_u}{n} - \frac{M_{ux}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) - \frac{M_{uy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2) \quad (12-108)$$

siendo:

- T_u = Resistencia axil requerida a tracción de la pieza armada. (kN)
 M_{ux} = Momento flexor requerido de la pieza armada alrededor del eje principal **x**. (kNm)
 M_{uy} = Momento flexor requerido de la pieza armada alrededor del eje principal **y**. (kNm)
 n = Número de barras de la columna armada. ($n = 4$: sección rectangular ;
 $n = 3$: sección triangular)
 n_1 = Número de barras del cordón ($n_1=2$: sección rectangular ; $n_1=2$ o 1 : sección triangular, según eje de flexión y cordón)
 h, b = Distancia entre centros de gravedad de los cordones medida en dirección perpendicular al eje de flexión considerado de la pieza armada.(cm)

En sección triangular para determinar el esfuerzo axil en el cordón inferior se tomara $M_{uy} = 0$ en las fórmulas (12-107) y (12-108)

Se deberá verificar:

$$(a) \quad T_{u1} \leq T_{d1} \quad (12-109)$$

$$T_{d1} \text{ (kN) = resistencia de diseño a tracción de la barra} \quad T_{d1} = \phi_t \cdot F_y \cdot A_{g1} \cdot (10)^{-1} \quad (12-110)$$

siendo:

- ϕ_t = 0,90
 F_y = tensión de fluencia mínima especificada del acero. (MPa)
 A_{g1} = Área bruta de la barra componente del cordón. (cm²)

$$(b) \quad P_{u1} \leq P_{d1} \quad (12-111)$$

siendo: P_{d1} (kN) la Resistencia de diseño a compresión local de la barra.

$$P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1}) \quad (12-112)$$

ϕ_c y F_{cr} (MPa) serán determinados de acuerdo a las Secciones **12.1.10.1.** (sección circular) o **12.1.10.2.** (ángulo o te) según corresponda, con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido como sigue:

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{L_1}{r_i} \right) \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{para pandeo flexional}$$

$$\lambda_{c1} = \lambda_e \quad \text{para pandeo flexotorsional}$$

L_1 = según Figura **12-16** en función de la distribución de celosías en los planos perpendiculares.(cm)

r_i = radio de giro mínimo de la barra componente del cordón.(cm)

A_{g1} = área bruta de la barra componente del cordón. (cm²)

(2) Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de la celosía

Para las barras de la celosía la sollicitación crítica es de compresión pues las diagonales traccionadas tienen la misma intensidad de sollicitación e igual área y longitud.

Las barras de la celosía en cada plano serán verificadas para las fuerzas axiales requeridas resultantes de los Esfuerzos de Corte requeridos V_{ux} (kN) y V_{uy} (kN) correspondientes a la flexión alrededor de los ejes principales x e y .

Las fuerzas axiales requeridas para las secciones transversales rectangular y triangular indicadas en la Figura **12-14** resultan iguales a las indicadas en la Sección **12.1.12.(2)** para cada forma seccional.

La verificación de las diagonales y montantes comprimidos se hará según lo especificado en la Sección **12.1.10.1...**

El factor de longitud efectiva k para montantes y diagonales comprimidos se tomará:

$$k = 0,85$$

12.1.14.- Barras armadas sometidas a compresión axial combinada con flexión

Son barras armadas de Grupo **IV** sometidas a compresión y flexión por lo que se verificarán como tales con el método del Apéndice E del CIRSOC 301-EL indicado en el Capítulo **4**, Sección **4.8.5.** (Página 142). Las sollicitaciones en los cordones se obtienen por la suma de los efectos de la compresión axial y de los momentos de segundo orden en ambas direcciones resultantes de una deformación inicial y del momento flector requerido de la barra armada.

Cuando la flexión requerida sea en una sola dirección se deberá considerar el momento de segundo orden en la otra dirección resultante de la deformación inicial.

Las sollicitaciones requeridas en las barras de la celosía resultan de considerar un corte ideal en ambas direcciones resultante de la excentricidad inicial mas el esfuerzo de corte requerido de la barra armada.

El Proyecto CIRSOC 308 establece:

(1) Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de los cordones

Se determinará el máximo esfuerzo axial requerido de compresión P_{u1} (kN) en las barras de los cordones de la pieza armada con :

$$P_{u1} = \frac{P_u}{n} + \frac{M_{sx}}{n_1 \cdot h} \cdot (10^2) + \frac{M_{sy}}{n_1 \cdot b} \cdot (10^2) \quad (12-113)$$

En sección triangular para determinar el esfuerzo axial en el cordón inferior se tomara $M_{sy} = 0$ en la fórmula (12-113)

P_u = Resistencia axial requerida a compresión de la pieza armada. (kN)

n = Número de barras de la pieza armada. ($n = 4$: sección rectangular ;
 $n = 3$: sección triangular)

n_1 = Número de barras del cordón ($n_1 = 2$: sección rectangular ;
 $n_1 = 2$ o 1 : sección triangular, según eje de flexión y cordón)

h, b = Distancia entre centros de gravedad de los cordones medida en dirección perpendicular al eje de flexión considerado de la pieza armada.(cm)

$$M_{sx} = \frac{P_u \cdot e_{ox} \cdot (10)^{-2} + M_{ux}}{1 - \frac{P_u}{P_{c.mx}}} \quad (\text{kN.m}) \quad M_{sy} = \frac{P_u \cdot e_{oy} \cdot (10)^{-2} + M_{uy}}{1 - \frac{P_u}{P_{c.my}}} \quad (\text{kN.m}) \quad (12-114)$$

M_{ux} = Momento flexor requerido de la pieza armada alrededor del eje x . (kNm)

M_{uy} = Momento flexor requerido de la pieza armada alrededor del eje y . (kNm)

$$e_{ox} = \frac{k_x \cdot L_x}{500} \quad e_{oy} = \frac{k_y \cdot L_y}{500} \quad (\text{deformación inicial}). \quad (\text{cm})$$

k = factor de longitud efectiva; se determinará según Sección 12.1.7., en función de las condiciones de vínculo de la columna armada para cada eje de pandeo.

$$P_{c.m} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g \cdot (10^{-1})}{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m^2} \quad (\text{kN}) \quad \text{para cada eje de pandeo} \quad (12-115)$$

$$\lambda_m = \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_o^2 + \lambda_1^2} = \text{Esbeltez modificada de la columna armada} \quad (12-116)$$

para cada eje de pandeo

$$\lambda_o = \left(\frac{k \cdot L}{r}\right)_o = \text{Esbeltez de la columna armada actuando como una unidad para cada eje de pandeo}$$

r = radio de giro de la columna armada actuando como una unidad con respecto al eje de pandeo analizado.(cm)

λ_1 = valor auxiliar relacionado con la rigidez a corte de la celosía de enlace, según Figura 12-15.

A_g = Área transversal bruta total de la barra armada. (cm²)

x, y = ejes de flexión; ejes libres

Se deberá verificar con el mayor P_{u1}

$$P_{u1} \leq P_{d1} \quad (12-117)$$

siendo: P_{d1} (kN) la Resistencia de diseño a compresión local de la barra.

$$P_{d1} = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_{g1} \cdot (10^{-1})$$

ϕ_c y F_{cr} (MPa) serán determinados de acuerdo a las Secciones 12.1.10.1. (sección circular) o 12.1.10.2. (ángulo o te) según corresponda, con el factor de esbeltez λ_{c1} obtenido como sigue:

$$\lambda_{c1} = \left(\frac{L_1}{r_i}\right) \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{para pandeo flexional}$$

$$\lambda_{c1} = \lambda_e \quad \text{para pandeo flexotorsional}$$

L_1 = según Figura 12-16 en función de la distribución de celosías en los planos perpendiculares.(cm)

r_i = radio de giro mínimo de la barra componente del cordón.(cm)

A_{g1} = área bruta de la barra componente del cordón. (cm²)

(2) Solicitaciones requeridas y verificación de las barras de la celosía

Las barras de la celosía en cada plano serán verificadas para las fuerzas axiales requeridas resultantes de un Esfuerzo de corte requerido V_{su} (kN) normal al eje de la pieza armada y al eje de flexión analizado.

$$V_{sux} = V_{ux} + \beta_x \cdot P_u \quad V_{suy} = V_{uy} + \beta_y \cdot P_u \quad (12-118)$$

con:

$$\beta_x = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{cmx}}} \right] \quad \beta_y = \frac{\pi}{400} \cdot \left[\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{cmy}}} \right] \quad (12-119)$$

V_{ux} , V_{uy} = Esfuerzos de corte requeridos normales a los ejes de flexión x e y . (kN)

Las fuerzas axiales requeridas para las secciones transversales rectangular y triangular indicadas en la Figura 12-14 resultan:

- Sección rectangular ; para ambos planos:

$$\text{Diagonal comprimida : } D_{u1} = \frac{V_{suy}}{2 \cdot \text{sen} \alpha_1} \quad D_{u2} = \frac{V_{sux}}{2 \cdot \text{sen} \alpha_2} \quad (12-120)$$

$$\text{Montante comprimido: } M_{ou1} = \frac{V_{suy}}{2} \quad M_{ou2} = \frac{V_{sux}}{2} \quad (12-121)$$

- Sección triangular:

$$\text{Diagonal comprimida plano normal a eje } y\text{-}y: \quad D_{u1} = \frac{V_{suy}}{\text{sen} \alpha_1}$$

(12-122)

$$\text{Montante comprimido plano normal a eje } y\text{-}y: \quad M_{ou1} = V_{suy} \quad (12-123)$$

$$\text{Diagonal comprimida planos inclinados: } D_{u2} = \frac{V_{sux}}{2 \cdot \text{sen} \alpha_2 \cdot \text{cos} \beta} \quad (12-124)$$

$$\text{Montante comprimido planos inclinados: } M_{ou2} = \frac{V_{sux}}{2 \cdot \text{cos} \beta} \quad (12-125)$$

siendo:

α_1 = ángulo entre barra diagonal y barra del cordón en cara superior (Figura 12-19). (°)

α_2 = ángulo entre barra diagonal y barra del cordón en cara lateral (Figura 12-19). (°)

β = ángulo entre plano de celosía y eje y - y . (°)

La verificación de las diagonales y montantes comprimidos se hará según lo especificado en la Sección 12.1.10.1..

El factor de longitud efectiva k para montantes y diagonales comprimidos se tomará:

$$k = 0,85$$

12.1.15.- Barras de sección circular sometidas a compresión axil combinada con flexión

Cuando el apoyo de una barra sobre otra no se produce en los nudos. los cordones de la segunda quedan sometidos a fuerza axil combinada con flexión. Ello es crítico en las barras comprimidas. Se puede suponer conservadoramente una variación lineal de la relación entre las resistencias requeridas (P_u , M_u) y las resistencias de diseño a compresión axil (P_d) y a flexión (M_d) (Sección 8.2.)

$$\frac{P_u}{P_d} + \frac{M_u}{M_d} \leq 1 \quad (12-126)$$

La resistencia de diseño a flexión resulta de limitar el momento plástico nominal a **1,5** veces el momento elástico nominal (M_{en}) y de un factor de resistencia $\phi = 0,9$.

El momento elástico nominal de la sección circular maciza es:

$$M_{en} = S.F_y = (\pi.d^3 / 32). F_y = (d^3/10,18).F_y$$

El módulo plástico de la sección circular maciza es $Z = d^3/6 = 1,7 S$

Se limita el Momento plástico nominal a $M_{pn} = 1,5 M_{en} = 1,5 .(d^3/10,18).F_y = (d^3/6,8).F_y$

El momento de diseño resulta: $M_d = \phi .M_{pn} = 0,9 .(d^3/6,8).F_y = (d^3/7,6).F_y$

Reemplazando en la Fórmula (12-126) y con las unidades del Reglamento CIRSOC resulta la ecuación de interacción que debe ser verificada:

$$\frac{P_u}{P_d} + 7600 . \frac{M_u}{d^3 . F_y} \leq 1 \quad (12-127)$$

siendo:

P_u = Resistencia axial requerida a compresión de la barra circular maciza. (kN)

P_d = Resistencia de diseño a compresión axial de la barra según Fórmula (12-39). (kN)

M_u = Resistencia requerida a flexión de la barra circular maciza. (kNm)

d = Diámetro nominal de la barra circular maciza. (cm)

F_y = Tensión de fluencia mínima especificada del acero de la barra circular. (MPa).

12.1.16.- Elementos sometidos a torsión.

12.1.16.1.- Generalidades

Para pequeñas deformaciones angulares por torsión en barras reticuladas, las secciones permanecen prácticamente planas y no hay alabeo de la sección. Los esfuerzos axiales que se producen en los cordones son alternados de tracción y de compresión y se van compensando los acortamientos y alargamientos. En las secciones de la barra donde se apliquen las fuerzas que producen la torsión se deberá asegurar la **no distorsión de la sección transversal** mediante un marco rígido o una doble diagonalización en el plano normal al eje de la barra.

12.1.16.2.- Secciones rectangulares

El efecto de la torsión puede reemplazarse mientras las secciones permanezcan planas, por fuerzas aplicadas en los nudos y actuando sobre cada plano de la sección (ver Figura 12-25). La intensidad de esas fuerzas depende de su distancia al centro de giro y de las áreas relativas de los cordones. Cuando todos los cordones tienen igual área solo juega el primer factor. Para las relaciones de áreas usualmente utilizadas y posibles de acuerdo a las secciones circulares y perfiles disponibles, la influencia de la diferencia de áreas entre cordones es poco significativa.

Las fuerzas que se generan en los cordones dependen de la disposición relativa de las celosías en las caras de la sección rectangular (ver Figura 12-24). Cuando las celosías están desfasadas en todas las caras y en cada nudo concurren sólo las diagonales de un plano, y el momento torsor es uniforme, las componentes en dirección de los cordones se anulan y no resultan esfuerzos en los mismos. En el caso antedicho con momento torsor no uniforme aparecen fuerzas axiales en los cordones que dependen del gradiente de momento. Cuando existen celosías coincidentes entre planos paralelos hay nudos donde para lograr el equilibrio aparecen fuerzas en los cordones que se equilibran en el nudo adyacente. Estas fuerzas son de compresión o tracción según la disposición de las celosías y el sentido del momento torsor.

En las celosías cualquiera sea su disposición relativa siempre aparecen fuerzas de compresión o tracción según el sentido de la torsión.

Los valores para los esfuerzos en cordones y celosías resultan del equilibrio de nudo en cada caso. Son críticas las fuerzas de compresión.

La deformación por torsión resulta de los módulos de torsión para cada dibujo de celosía y del momento torsor. Como se dijo en los Comentarios de la Sección 12.1.11.3.(A) el Módulo de elasticidad transversal para secciones reticuladas es $G = E/2$ por ser $\mu = 0$ y con ese valor resultan los módulos de torsión J_r que determinan el giro unitario.

Se establece un límite a la deformación por torsión necesario para el cumplimiento de las hipótesis realizadas y para cumplimentar condiciones de servicio.

En base a lo anterior el Proyecto CIRSOC 308 establece :

- Las celosías de la caras paralelas de la sección rectangular pueden ser:
 - (a) desfasadas tanto entre caras laterales como entre cara superior y cara inferior con **todos los nudos coincidentes** (Figura 12-24(a))
 - (b) coincidentes entre caras laterales, o entre cara superior y cara inferior o en ambos casos con todos o alguno de los **nudos no coincidentes** (Figura 12-24(b)).

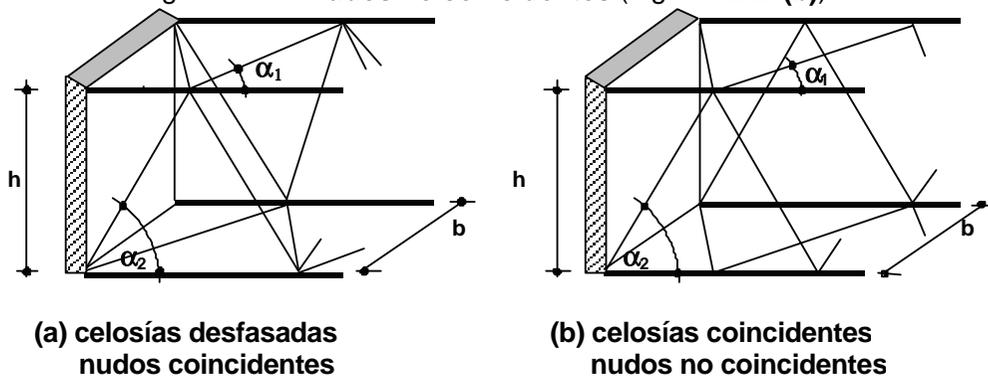


Figura 12-24
Celosías de sección rectangular

- Las fuerzas nodales F_i equivalentes a la acción del Momento Torsor M_T (Figura 12-25) son:

$$F_H = k_1 \cdot \frac{M_T}{h} \cdot 10^2 \quad (12-128)$$

$$F_V = k_2 \cdot \frac{M_T}{b} \cdot 10^2 \quad (12-129)$$

siendo:

M_T = Momento Torsor requerido en la barra armada. (kNm)

F_H = fuerza generada por el Momento torsor paralela al eje principal x .(kN)

F_V = fuerza generada por el Momento torsor paralela al eje principal y .(kN)

h = altura de la sección transversal. (cm)

b = ancho de la sección. (cm)

k_1, k_2 = coeficientes teórico experimentales.

Conservadoramente puede tomarse:

$$k_1 = \frac{I_y}{I_y + I_x \cdot (b/h)^2} \quad k_2 = \frac{I_x}{I_x + I_y \cdot (h/b)^2} \quad (12-130)$$

Para secciones con cordones superior e inferior iguales puede adoptarse: $k_1 = k_2 = 0,5$

Para secciones en las cuales el cordón superior tiene mayor área que el inferior, dentro de las relaciones usuales, puede tomarse:

$$k_1 = 0,55 \quad k_2 = 0,45$$

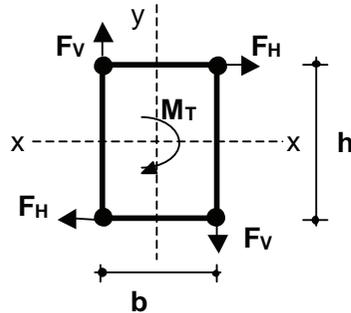


Figura 12-25
Fuerzas nodales equivalentes al Momento torsor

• **Esfuerzos axiales en las barras:**

Diagonales:

Plano vertical
$$D_v = \pm \frac{F_v}{\text{sen}\alpha_2} \quad (12-131)$$

Plano horizontal
$$D_h = \pm \frac{F_h}{\text{sen}\alpha_1} \quad (12-132)$$

Las diagonales se traccionan o comprimen alternadamente.

Cordones:

- **Sólo** en el caso de celosías desfasadas tanto entre caras laterales como entre cara superior y cara inferior, **todos los nudos coincidentes** (Caso (a), Figura 12-24(a)) y **momento torsor uniforme**, la fuerza de compresión **C** será:

$$C = 0$$

- En el caso de celosías desfasadas tanto entre caras laterales como entre cara superior y cara inferior, **todos los nudos coincidentes** (Caso (a), Figura 12-24(a)) y momento torsor **no uniforme**, la fuerza de compresión, en kN, será:

$$\text{Fuerza de compresión (kN)} \quad C = \frac{50 k_1 \cdot \Delta M_T \cdot s}{b \cdot h} \quad \text{ó} \quad C = \frac{50 k_2 \cdot \Delta M_T \cdot s}{b \cdot h} \quad (\text{o tracción}) \quad (12-133)$$

- Para celosías con cualquier otra disposición (Caso (b), Figura 12-24(b))

$$\text{Fuerza de compresión (kN)} \quad C = 1,9 \frac{F_v}{\text{tg}\alpha_2} = 1,9 \frac{F_h}{\text{tg}\alpha_1} \quad (\text{o tracción}) \quad (12-134)$$

ΔM_t = Máxima variación de Momento torsor en la longitud s . (kN.m)

s = distancia entre nudos (paso). (cm)

α_1, α_2 = ángulos entre cordón y diagonal en las caras de la barra armada según Figura 12-24

Montantes:

Las fuerzas axiales son menores que en las diagonales y para igual diámetro y menor longitud no son críticas para el diseño de la barra de la celosía.

• Deformaciones

El giro por torsión por unidad de longitud ϕ (radianes/m) se determina por:

$$\phi = \frac{10^5 \cdot M_T}{E \cdot J_r} \quad (12-135)$$

siendo:

E = Módulo de elasticidad longitudinal del acero = **200000 MPa**

J_r = Módulo de torsión de la sección rectangular reticulada. (cm⁴)

= Para sección rectangular con las celosías de las 4 caras solo con diagonales e igual paso **s** en todas las caras (Figura 12-19.(a))

$$J_r = \frac{b^2 \cdot h^2 \cdot s}{\frac{d_h^3}{A_{Dh}} + \frac{d_v^3}{A_{Dv}}} \quad (12-136)$$

= Para sección rectangular con las celosías de las 4 caras con diagonales y montantes e igual paso **s** en todas las caras (Figura 12-19.(b))

$$J_r = \frac{2 \cdot b^2 \cdot h^2 \cdot s}{\frac{d_h^3}{A_{Dh}} + \frac{d_v^3}{A_{Dv}} + \frac{b^3}{A_{Mh}} + \frac{h^3}{A_{Mv}}} \quad (12-137)$$

siendo:

A_{Dh} = área de la diagonal en cara superior e inferior. (cm)

A_{Dv} = área de la diagonal en cara lateral. (cm)

A_{Mh} = área del montante en cara superior e inferior. (cm)

A_{Mv} = área del montante en cara lateral. (cm)

d_h = longitud de la diagonal en cara superior e inferior. (cm)

d_v = longitud de la diagonal en cara lateral. (cm)

La deformación por torsión deberá ser :

$$\phi_{\text{máx}} \leq 0,015 \text{ radianes/m} \quad (12-138)$$

12.1.16.3.- Secciones triangulares

Esta forma seccional presenta menor resistencia a la torsión que la rectangular pero es igualmente apta cualquiera sea el dibujo de las celosías de sus caras.

El efecto de la torsión puede reemplazarse por fuerzas nodales con la disposición indicada en la Figura 12-26.

En las secciones triangulares, cualquiera sea la disposición relativa de las celosías, aparecen fuerzas en alguno de los cordones para lograr el equilibrio de nudo. Son alternadas de tracción y compresión siendo críticas las de compresión.

Las fuerzas en las barras de la celosía resultan del equilibrio de nudo.

En lo referente a deformación unitaria y módulo de torsión vale lo dicho para sección rectangular.

Por ello el Proyecto CIRSOC 308 establece:

- Las fuerzas nodales **F_i** equivalentes a la acción del Momento Torsor **M_T** (Figura 12-26) son:

$$F_v = \frac{M_T}{b} \cdot 10^2 \quad (12-139)$$

siendo:

- M_T = Momento Torsor requerido en la barra armada. (kNm)
- F_V = fuerza generada por el Momento torsor paralela al eje principal y .(kN)
- b = ancho de la sección. (cm)

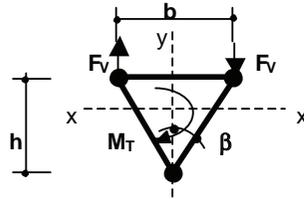


Figura 12-26
Fuerzas nodales equivalentes al Momento torsor

• **Esfuerzos axiles en las barras:**

Diagonales:

Plano lateral
$$D_L = \pm \frac{F_V}{\cos \beta \cdot \text{sen} \alpha_2} \tag{12-140}$$

Plano horizontal
$$D_H = \pm \frac{2F_V \cdot \text{tg} \beta}{\text{sen} \alpha_1} \tag{12-141}$$

Las diagonales se traccionan o comprimen alternadamente.

Cordones:

Para celosías con cualquier disposición

Fuerza de compresión
$$C = 2 F_V \cdot \frac{\text{tg} \beta}{\text{tg} \alpha_1} \quad (\text{o tracción}) \tag{12-142}$$

β = ángulo entre plano de celosía y eje y - y
 α_1, α_2 = ángulos entre cordón y diagonal en las caras de la barra armada según Figura 12-27

Montantes:

Las fuerzas axiles son menores que en las diagonales y para igual diámetro y menor longitud no son críticas para el diseño de la barra de la celosía.

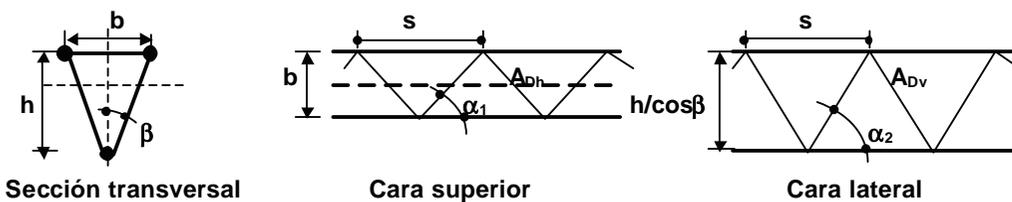


Figura 12-27
Celosías en sección triangular

• **Deformaciones**

El giro por torsión por unidad de longitud ϕ (radianes/m) se determina por:

$$\phi = \frac{10^5 \cdot M_T}{E \cdot J_r} \quad (12-143)$$

siendo:

E = Módulo de elasticidad longitudinal del acero = **200000 MPa**

J_r = Módulo de torsión de la sección triangular reticulada. (cm⁴)

= Para sección triangular con las celosías de las 3 caras solo con diagonales e igual paso **s** en todas las caras (Figura 12-27)

$$J_r = 0,5 \cdot \frac{b^2 \cdot h^2 \cdot s}{\frac{d_h^3}{A_{Dh}} + \frac{2 d_v^3}{A_{Dv}}} \quad (12-144)$$

siendo:

A_{Dh} = área de la diagonal en cara superior. (cm)

A_{Dv} = área de la diagonal en cara lateral. (cm)

d_h = longitud de la diagonal en cara superior. (cm)

d_v = longitud de la diagonal en cara lateral. (cm)

La deformación por torsión deberá ser :

$$\phi_{\text{máx}} \leq 0,015 \text{ radianes/m} \quad (12-145)$$

12.1.17.- Nudos. Uniones soldadas

En general las uniones soldadas entre cordones y barras de celosías en barras armadas se comportan eficientemente frente a las solicitaciones requeridas y no es necesario una verificación de las mismas si se respetan las especificaciones generales para uniones soldadas y se les dan las dimensiones que surgen del encuentro de las barras.

Para verificarlas en los casos en que se considere necesario se incluyen en el Proyecto CIRSOC 308 las fórmulas que dan la tensión requerida en la soldadura en los casos mas comunes. Dicha tensión deberá ser menor o igual a la tensión de diseño correspondiente dada por el Reglamento CIRSOC 301-EL en la Tabla J.2-5. (ver Sección 2.3.9. , Figura 2-33)

En las secciones rectangular o triangular la fuerza a transmitir es la diferencia entre fuerza axil de los cordones concurrentes al nudo (**N_{Δc}**). Esta fuerza actúa excéntrica con respecto al plano de la soldadura lo que genera un momento. La excentricidad depende de si los ejes de las barras concurrentes se cortan o no en un punto. Para excentricidades del nudo nulas o hacia afuera el valor mínimo es la mitad del diámetro del cordón para sección circular maciza. Para excentricidades de nudo hacia adentro la situación de la unión soldada es mas favorable y conservadoramente no ha sido considerada.

La soldadura resulta sometida a la combinación de tensiones tangenciales generadas por la fuerza y tensiones normales generadas por el momento.

Para secciones Te la fuerza a transmitir es el doble que para secciones rectangular o triangular pues existe un único plano de celosía.

Las solicitaciones requeridas son máximas en los nudos ubicados en las secciones donde el esfuerzo de corte es máximo.

Si bien la sección real de la soldadura es algo aleatoria, puede suponerse una elipse cuando los cordones son de sección circular maciza en secciones rectangular o triangular o en secciones te

$$f_{ux} = \frac{10 V_{ux}}{d_D^2 \cdot \text{tg}\alpha} \cdot \sqrt{0,26 + 0,73 \cdot \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^2} \quad (12-148)$$

V_{ux} = Esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección normal al eje **x-x**. (kN)

- Para unión diagonales normales al eje **y-y**

$$f_{uy} = \frac{20 V_{uy}}{d_D^2 \cdot \text{tg}\alpha} \cdot \sqrt{0,26 + 0,73 \cdot \left(\frac{d_c}{d_D}\right)^2} \quad (12-149)$$

V_{uy} = Esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección normal al eje **y-y**. (kN)

(d) para sección **triangular** con excentricidad en el nudo **e > 0**

- Para unión diagonales inclinadas

$$f_{ux} = \frac{10 V_{ux}}{d_D^2 \cdot \text{tg}\alpha} \cdot \sqrt{0,26 + 0,73 \cdot \left(\frac{d_c + 2e}{d_D}\right)^2} \quad (12-150)$$

V_{ux} = Esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección normal al eje **x-x**. (kN)

- Para unión diagonales normales al eje **y-y**

$$f_{uy} = \frac{20 V_{uy}}{d_D^2 \cdot \text{tg}\alpha} \cdot \sqrt{0,26 + 0,73 \cdot \left(\frac{d_c + 2e}{d_D}\right)^2} \quad (12-151)$$

V_{uy} = Esfuerzo de corte requerido para la barra armada en dirección normal al eje **y-y**. (kN)

Siendo:

- d_D = diámetro de la diagonal. (cm)
- d_c = diámetro del cordón. (cm)
- α = ángulo entre diagonal y cordón. (°)

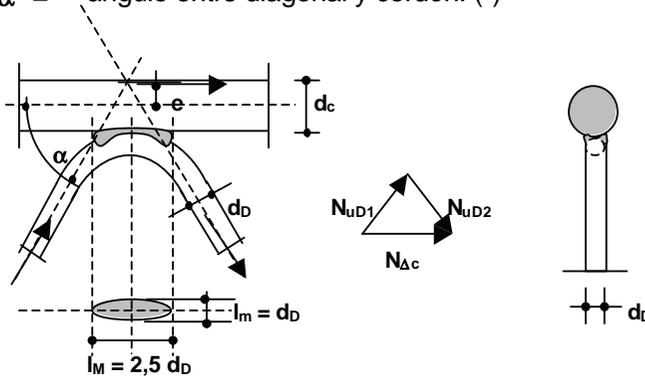


Figura 12-28
Unión soldada diagonal y cordón circular macizo

(2) Unión soldada entre cordón de sección circular maciza y diagonal de celosía con diagonales y montantes en sección rectangular o triangular (Figura 12-29)

Las tensiones requeridas en la soldadura f_u son iguales al **65%** de las especificadas en la Sección anterior **(1)** para los respectivos casos.

- Para celosía sólo de diagonales y soldada al alma (Figura 12-8)

$$\Delta N = \frac{2V_u}{n_o \cdot \text{tg}\alpha} \quad M_w = \frac{2V_u}{n_o \cdot \text{tg}\alpha} \cdot (0,7b + e - d_1 - 0,5d_D) \quad (12-153)$$

- Para celosía sólo de diagonales y soldada a la punta del alma (Figura 12-11)

$$\Delta N = \frac{2V_u}{n_o \cdot \text{tg}\alpha} \quad M_w = \frac{2V_u}{n_o \cdot \text{tg}\alpha} \cdot (0,7b + e) \quad (12-154)$$

- Para celosía de diagonal y montante, soldada al alma (Figura 12-10)

$$\Delta N = \frac{V_u}{n_o \cdot \text{tg}\alpha} \quad M_w = \frac{V_u}{n_o \cdot \text{tg}\alpha} \cdot (0,7b + e - d_1 - 0,5d_D) \quad (12-155)$$

- Para celosía de diagonal y montante, soldada a la punta del alma (Figura 12-12)

$$\Delta N = \frac{V_u}{n_o \cdot \text{tg}\alpha} \quad M_w = \frac{V_u}{n_o \cdot \text{tg}\alpha} \cdot (0,7b + e) \quad (12-156)$$

12.1.18. - Uniones extremas de barras armadas y juntas

Las uniones extremas de barras armadas deberán diseñarse de manera que se garantice la transferencia de las fuerzas y/o momentos que deban transmitir y que su deformación sea compatible con la de las restantes partes de la estructura.

Cuando para realizar la unión extrema de barras armadas se diseñen marcos de perfiles ángulo o planchuela, se deberán verificar sus uniones soldadas con las barras de cordones y celosías.

Si una junta se realiza con la unión abulonada de marcos extremos se deberá considerar para el dimensionado de los bulones los esfuerzos resultantes de la acción de palanca.

Se deberá cumplir lo dicho para uniones abulonadas (Sección 2.2.)

En juntas que transmitan esfuerzo axial deberán considerarse los esfuerzos resultantes de eventuales no coincidencias de los ejes de las barras que concurren.

Si para conformar un nudo se unen barras armadas con marcos extremos, la unión de los marcos deberá diseñarse de manera que su comportamiento responda al modelo usado para el análisis estructural (articulación, nudo rígido, semirígido).

12.2.- ELEMENTOS RETICULADOS DE TUBOS DE PARED DELGADA.

Se construyen elementos estructurales reticulados similares a los de hierro redondo vistos en la Sección anterior (vigas y columnas de eje recto; arcos de pequeña curvatura) con perfiles tubulares de pared delgada de sección circular, cuadrada o rectangular. La particularidad de estos elementos es que la unión de los tubos se hace en forma directa, sin utilizar chapas de nudo, lo que disminuye el peso de la estructura. Es necesario, sin embargo, una mejor calidad de mano de obra para el cortado de los tubos y la ejecución de las uniones, sobre todo cuando los tubos son de sección circular.

Las formas seccionales comunes son las indicadas en la **Figura 12-31**.

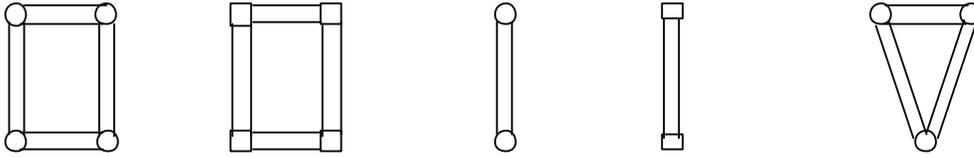


Figura 12-31

El proyecto y dimensionado de estas estructuras se puede realizar por el Reglamento CIRSOC 302-EL "Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios" cuyo análisis escapa a los alcances de este libro.

El Reglamento CIRSOC 302 es suplementario del Reglamento CIRSOC 301-EL por lo que el análisis estructural y la determinación de resistencias requeridas se realiza según el mismo. Para la determinación de la resistencia de diseño frente a las distintas solicitaciones se siguen los lineamientos generales del CIRSOC 301-EL pero con especificaciones particulares en relación al comportamiento de las secciones tubulares.

En todos los casos se deberá prestar atención a la relación diámetro (ancho)-espesor de los elementos de la sección transversal para determinar si son secciones compactas, no compactas o con elementos esbeltos. En este último caso se deberá incorporar el factor de reducción **Q**.

Además de la verificación de las barras, en este tipo de elementos estructurales es fundamental la **verificación del nudo soldado**, que muchas veces es determinante para la resistencia del elemento estructural. Los nudos pueden ser en **T, Y, X, K o N**, estar en un plano o ser espaciales. (**Figura 12-32**). La unión soldada se realiza en todo el perímetro de los tubos. Los nudos pueden ser con espaciamento o con recubrimiento (solape).

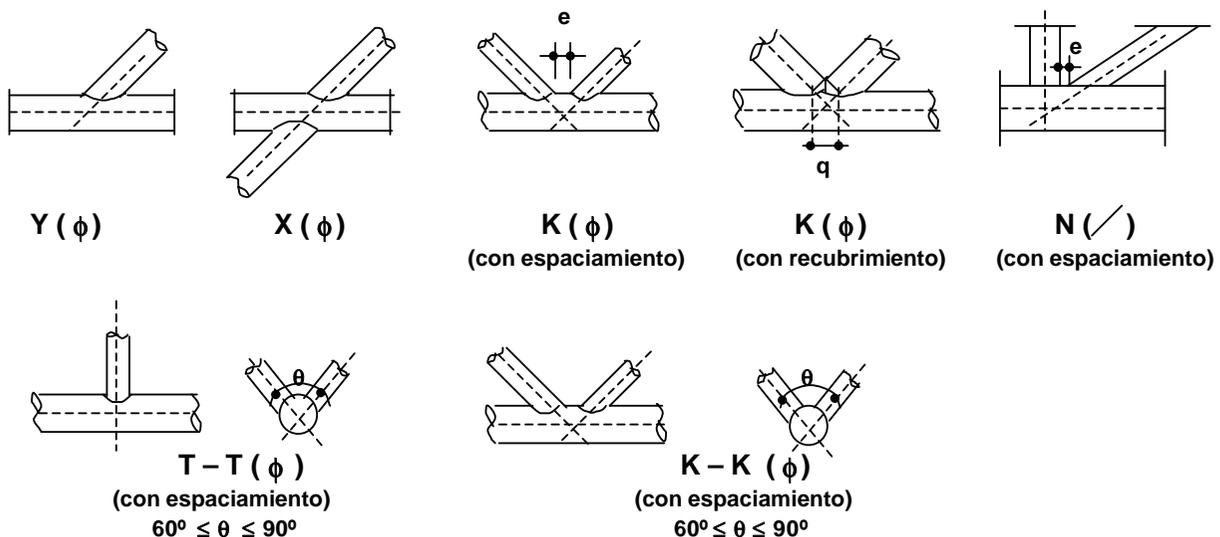


Figura 12-32

Los nudos pueden fallar por punzonamiento, pandeo local del cordón o de la diagonal, plastificación del cordón, rotura de la unión soldada etc. El estudio del comportamiento y verificación de estos nudos escapa a los alcances de este libro, pero se debe decir que en el proyecto de estos elementos estructurales **no se puede ignorar la verificación de los nudos**.

En el Reglamento CIRSOC 302 se analiza en detalle el dimensionamiento y verificación de dichos nudos. El procedimiento está basado en la Guía de Diseño para nudos de perfiles tubulares circulares (CHS) y rectangulares (RHS) bajo cargas predominantemente estáticas, Volúmenes 1,2 y 3, del Comité Internacional pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire (CIDECT), Versión en español (1996) y en las especificaciones del Structural Welding Code-Steel (ANSI / AWS D1.1-98) de la AWS (American Welding Society) ; Eurocode 3, Anexo K y AISC Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections, 1997..

12.3.- ESTRUCTURAS ESPACIALES . EMPARRILLADOS PLANOS.

Los emparrillados planos están formados por conjuntos cruzados de vigas paralelas, orientados en dos o tres direcciones. Se utilizan para cubrir plantas cuadradas o rectangulares de luces importantes.

Las cargas actúan normalmente al plano del emparrillado y se reparten en las direcciones de las vigas siendo transferidas a apoyos lineales en los bordes o bien a apoyos puntuales ubicados sobre las líneas de borde.(Figura 12-33).

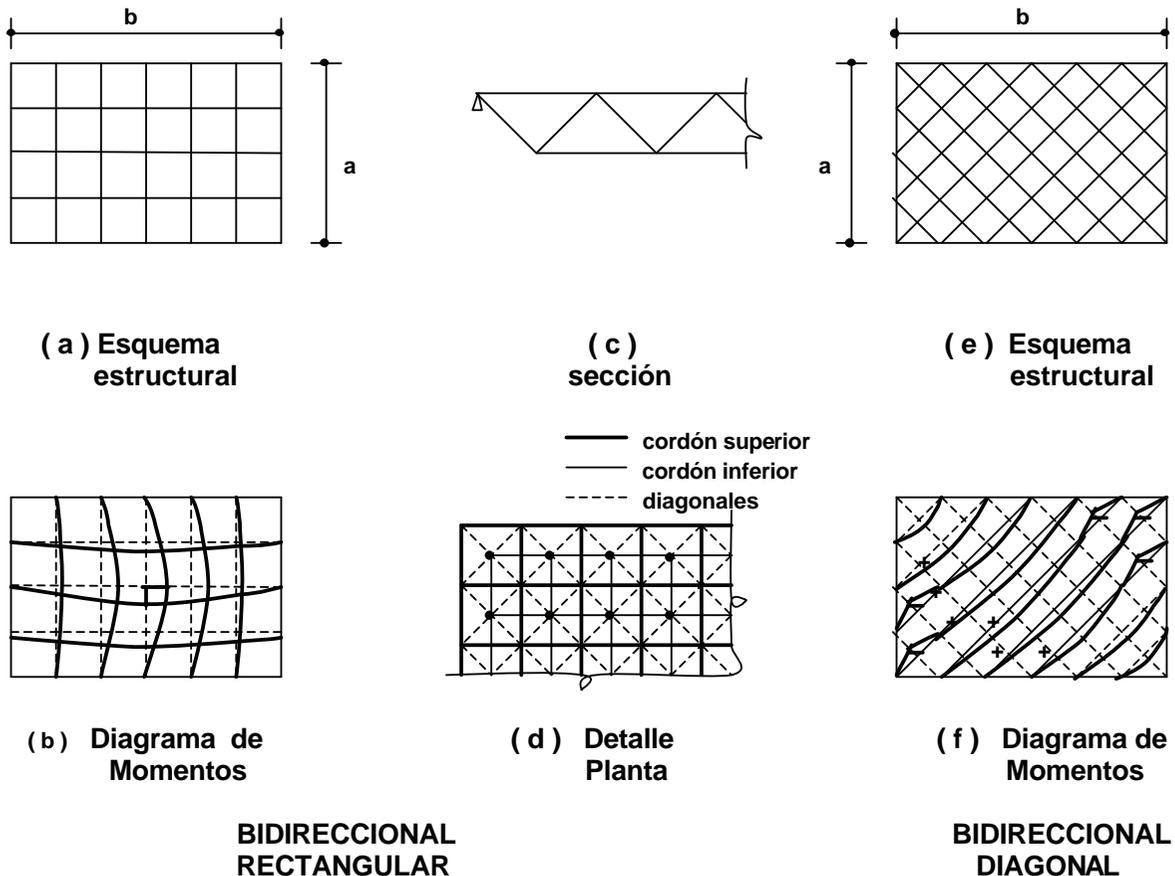


Figura 12-33

Las vigas generalmente son reticuladas de sección triangular con cordones comunes para las vigas contiguas y almas de diagonales inclinadas con respecto a la horizontal en ángulos entre 45° y 60° . El dibujo de las diagonales es del tipo Warren con ángulos entre 45° y 60° .

Presentan una interesante expresión arquitectónica lo que permite caracterizar la obra con su utilización.

La característica constructiva fundamental es que todos los elementos constitutivos deben ser repetidos para permitir su fabricación sistemática. Así los cordones son de la misma sección en toda su longitud, todas las diagonales y todos los nudos son iguales.

En un emparrillado bidireccional rectangular (**Figura 12-33 (a), (b)**) las vigas correspondientes a las fajas centrales en cada dirección tienen los máximos momentos flectores. Sólo en el caso de planta cuadrada estos máximos son iguales en ambas direcciones. A medida que aumenta la relación b/a los momentos flectores de las vigas en la dirección larga son cada vez más pequeños. Si todos los cordones tienen igual sección y debiendo dimensionarlos para el máximo momento, esta disposición lleva a un sobredimensionado de la mayoría de los cordones, excepto para planta cuadrada o casi cuadrada.

En la disposición bidireccional diagonal (**Figura 12-33 (e), (f)**) la interacción entre las vigas lleva a que mayor número de ellas tengan similares momentos máximos por lo que en plantas muy rectangulares esta disposición permite un mejor aprovechamiento del material. Presenta sin embargo mayores problemas constructivos. Desde el punto de vista de los momentos máximos el límite entre una y otra disposición se ubica aproximadamente cuando $b/a = \sqrt{2}$.

Una disposición tridireccional (**Figura 12-34**) con vigas que se cruzan a 60° puede utilizarse en plantas rectangulares. Los momentos flectores en la dirección corta se distribuyen en dos direcciones con lo que los momentos máximos en las tres direcciones resultan del mismo orden.

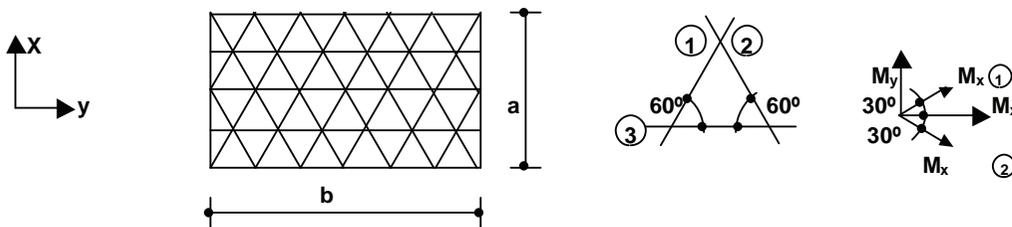


Figura 12-34

Para un predimensionado de estas estructuras se puede partir de una altura aproximada de $a/30$ a $a/40$, siendo a la dimensión menor del rectángulo.

Los emparrillados con las disposiciones indicadas para sus planos diagonales, tienen bastante rigidez torsional por lo que su comportamiento se asemeja al de una placa plana.

Para la determinación de los momentos flectores máximos lo mejor es recurrir a un programa de resolución de emparrillados de vigas. Se puede comenzar sin conocer las dimensiones de los elementos partiendo de igual rigidez flexional y torsional para todas las vigas.

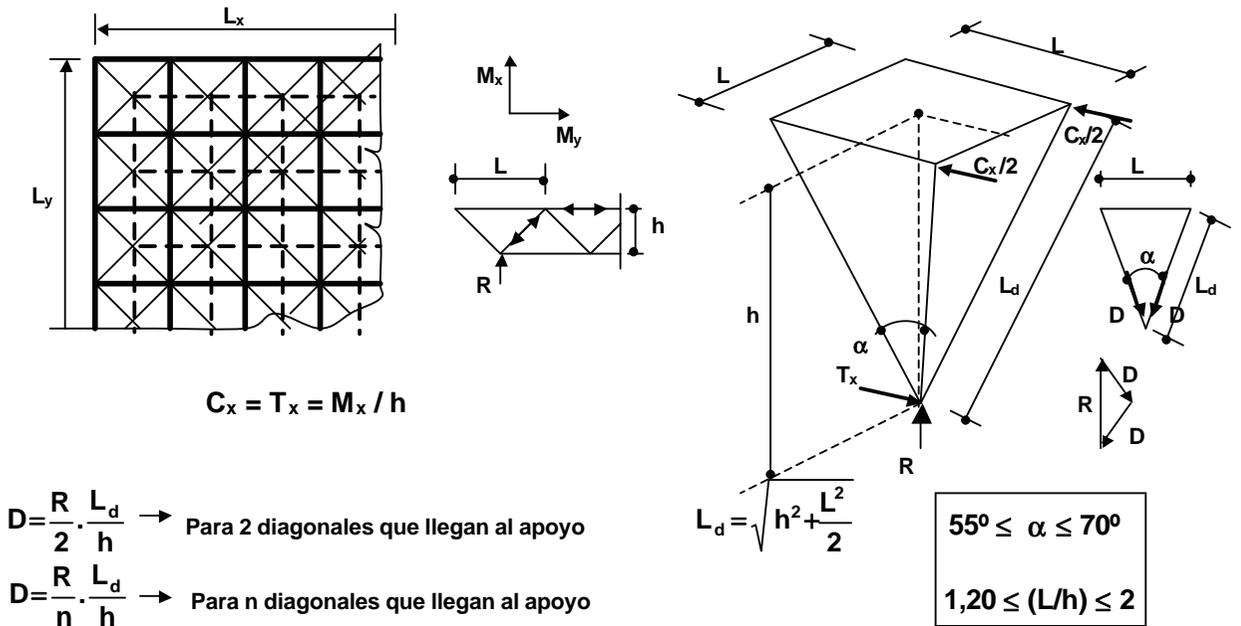
Para una disposición bidireccional rectangular en forma aproximada se puede conocer la repartición de carga en ambas direcciones igualando las flechas de la franja central. Resulta:

$$q_x = q \cdot \varepsilon^4 / (1 + \varepsilon^4) \quad \text{siendo} \quad \varepsilon = L_y/L_x \quad \text{y} \quad q_y = q - q_x$$

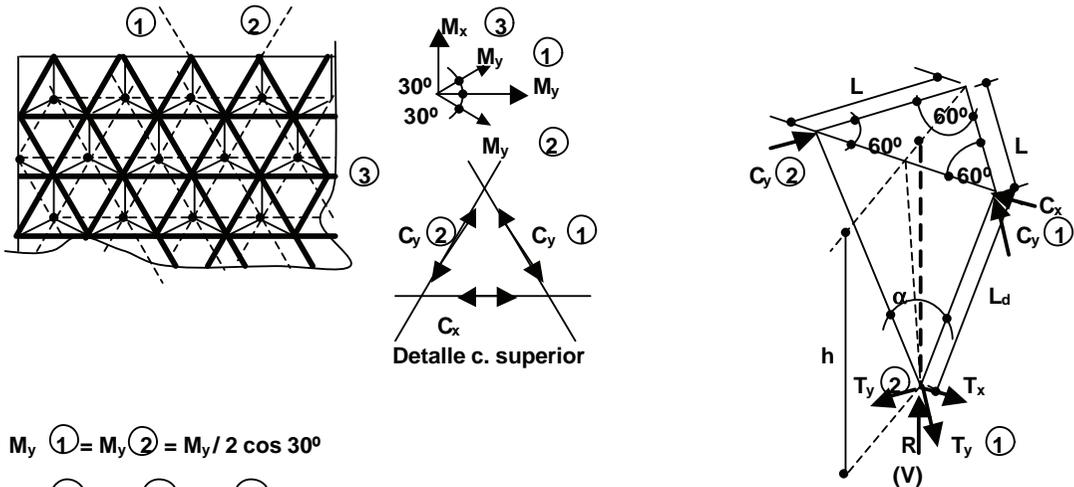
los momentos flectores $M_x = q_x \cdot L_x^2/8$ $M_y = q_y \cdot L_y^2/8$ (en unidades compatibles)

Para una disposición bidireccional diagonal aproximadamente el momento máximo es el que corresponde a una planta cuadrada de lado $\sqrt{2} \cdot a$ con disposición rectangular.

Determinados los momentos flectores máximos en cada dirección los esfuerzos en cordones y diagonales se pueden obtener según se indica en la **Figura 12-35** para disposición bidireccional rectangular y tridireccional.



BIDIRECCIONAL RECTANGULAR



$M_y \textcircled{1} = M_y \textcircled{2} = M_y / 2 \cos 30^\circ$

$C_y \textcircled{1} = T_y \textcircled{1} = M_y \textcircled{1} / h$

$C_y \textcircled{2} = T_y \textcircled{2} = M_y \textcircled{2} / h$

$C_x = T_x = M_x / h$

$D = \frac{V \cdot L_d}{n^0 \cdot h}$

$n^0 =$ número de diagonales que llegan al apoyo

TRIDIRECCIONAL

Figura 12-35

El problema fundamental de estas estructuras es la **resolución del nudo**. La concurrencia de barras en distintos planos y el proceso constructivo genera dificultades en el proyecto del mismo. También influye la forma seccional de cordones y diagonales.

La estructura se realiza generalmente en taller por paños que son transportados a obra. Se unen generalmente en el suelo y luego se monta. Según las dimensiones y la capacidad del equipos de montaje a veces es necesario realizar uniones entre partes montadas.

Las formas seccionales mas comunes para las barras son ángulos y tes para emparrillados de poca importancia y tubos de sección circular en el resto de los casos.

En los nudos existe en general un estado tensional complejo. Muchos de ellos están patentados y su proyecto se realiza por análisis tensional por elementos finitos corroborando su comportamiento por análisis experimental. En las figuras siguientes se indican algunos tipos de nudos. El de la **Figura 12-36** corresponde a un emparrillado plano sencillo. Los de las **Figuras 12-37 y 12-38** están obtenidos del libro La Estructura Metálica Hoy de R. Argüelles Alvarez. Las uniones son soldadas y abulonadas. El de la **Figura 12-39** es un diseño utilizado por FAPYM S.A y la unión es abulonada. El extremo de los tubos se aplasta y se le suelda una chapa que permite unir la barra al nudo que es una chapa estampada. El aplastamiento del extremo de los tubos circulares debe respetar radios de curvatura para permitir una buena trasmisión de fuerzas sin generar momentos locales. La **Figura 12-40** (extraída del Manual Construcción con Tubos de la Cámara de Fabricantes de Tubos) muestra una serie de uniones patentadas.

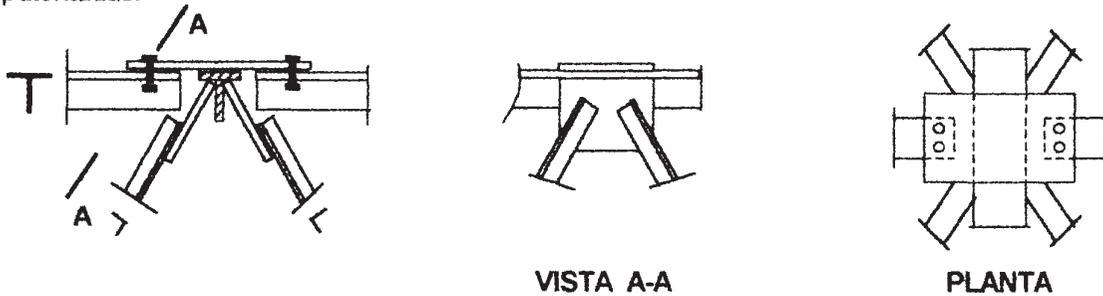


Figura 12-36

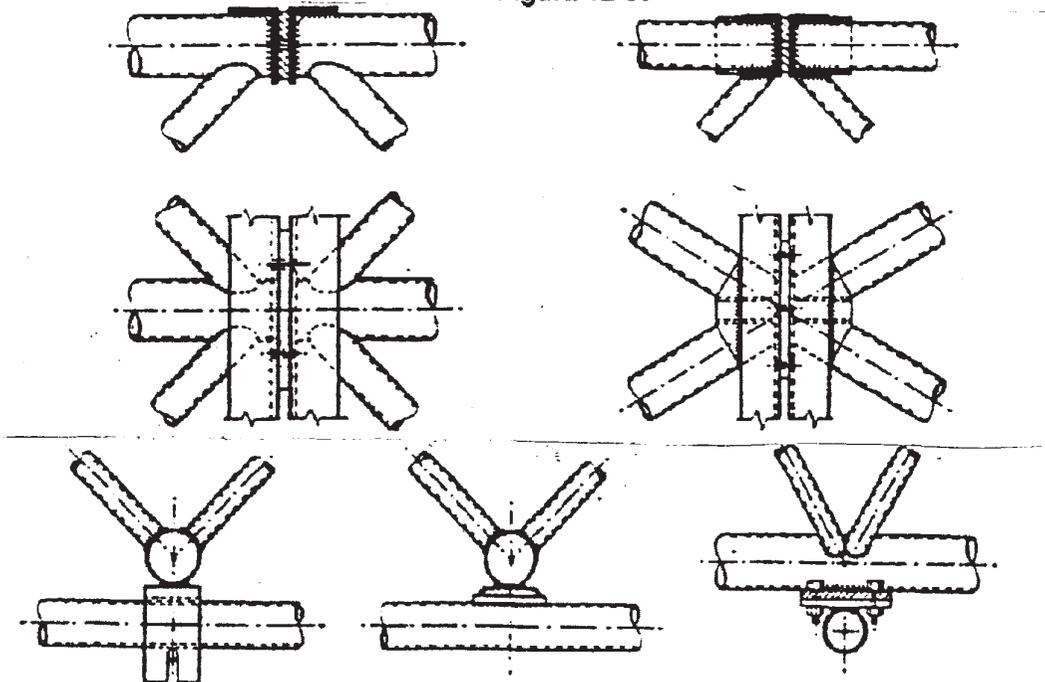


Figura 12-37

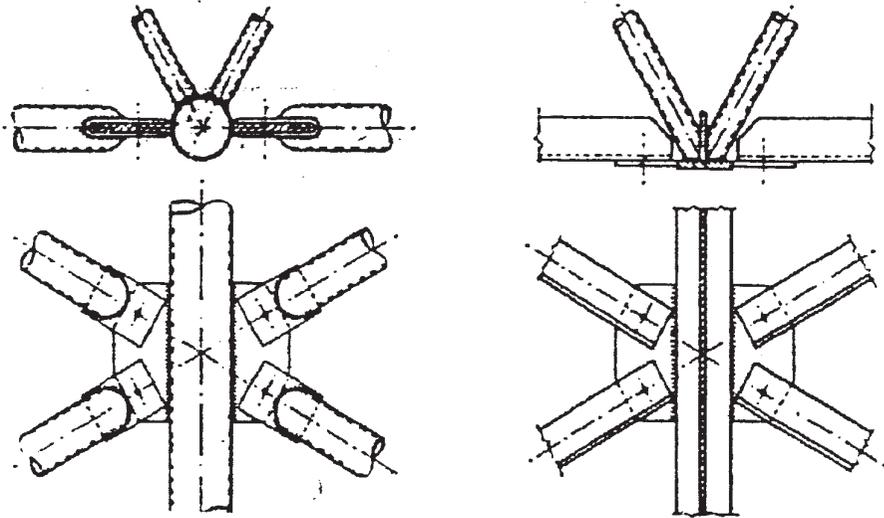


Figura 12-38

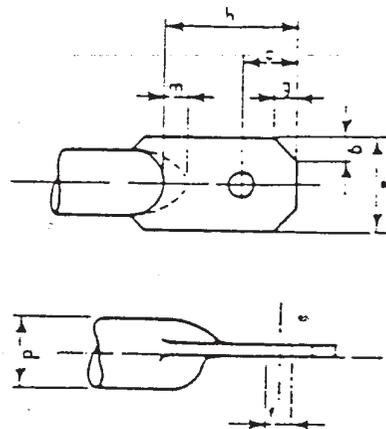
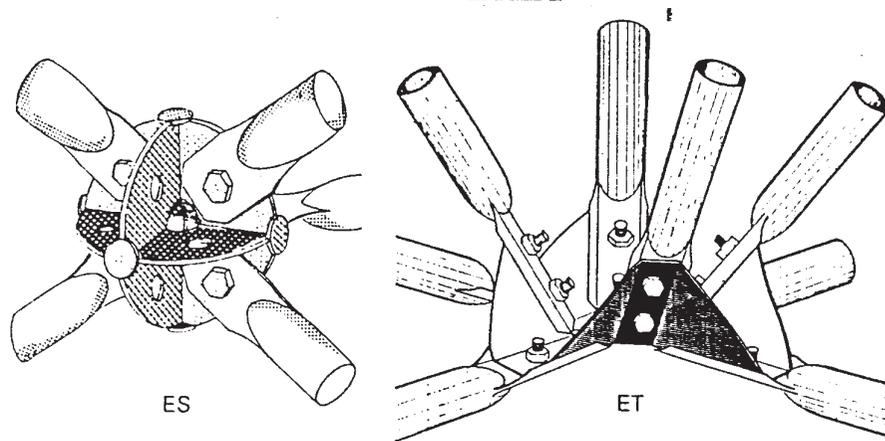


Figura 12-39

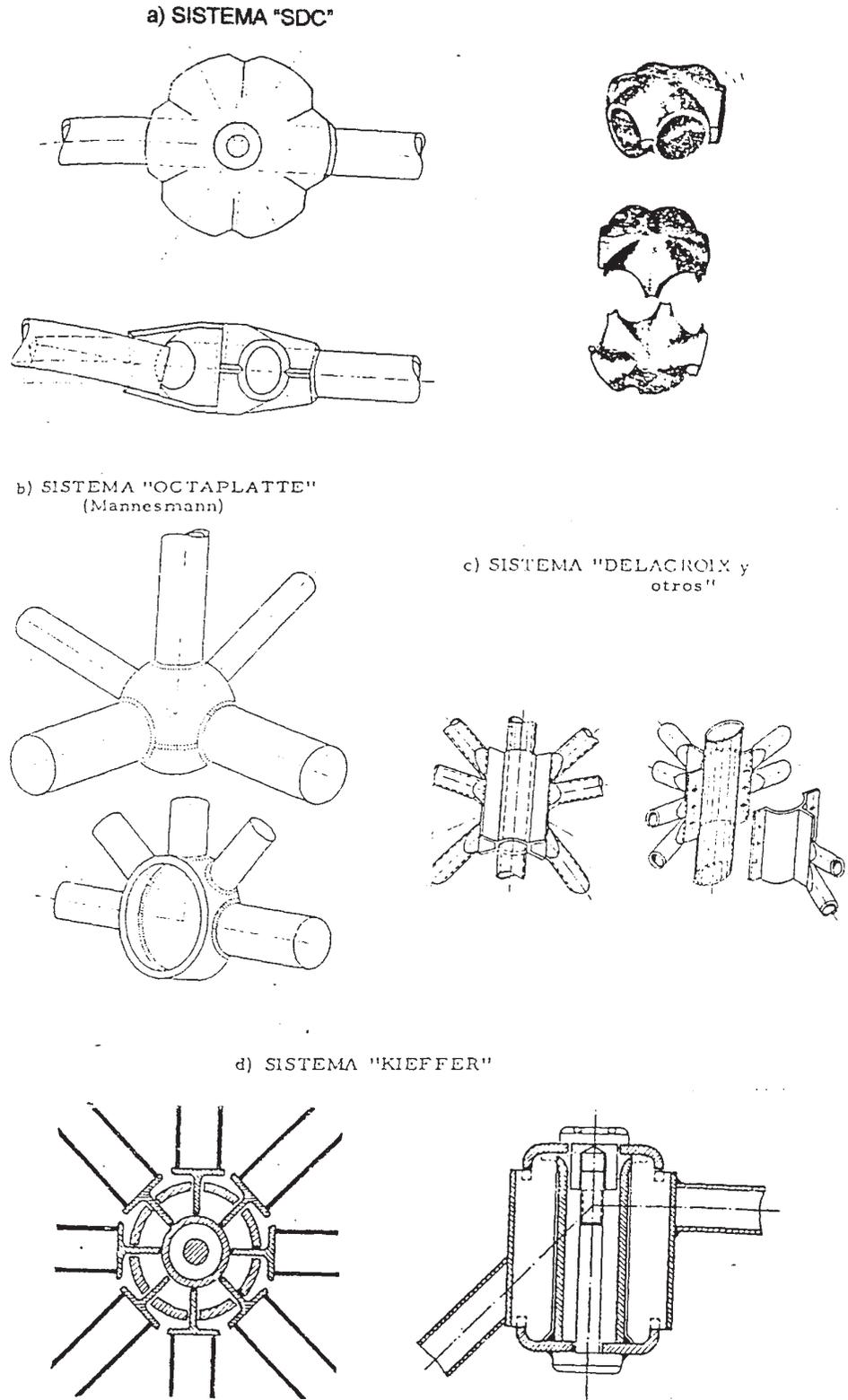
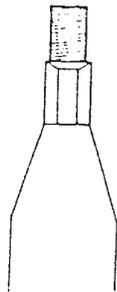
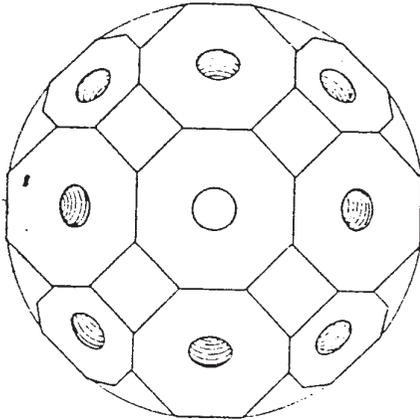
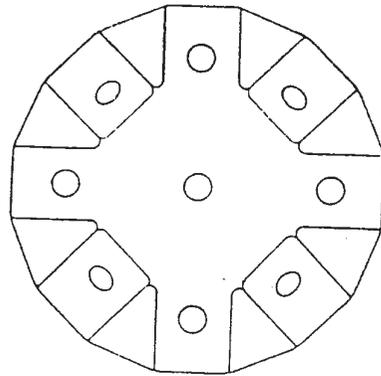


Figura 12-40

f) SISTEMA "MERO"
(Mannesmann)



g) SISTEMA "UNISTRUT" (USA)



h) SISTEMA "WUPPERMANN" (Alemania)

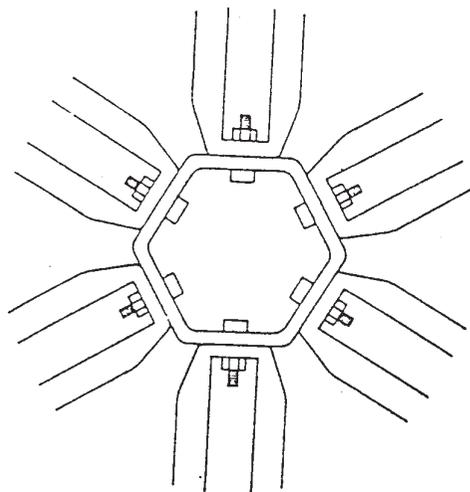
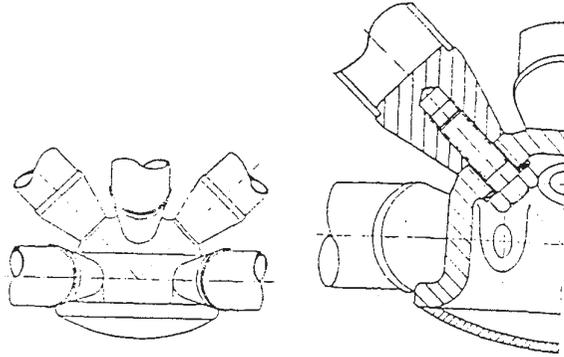
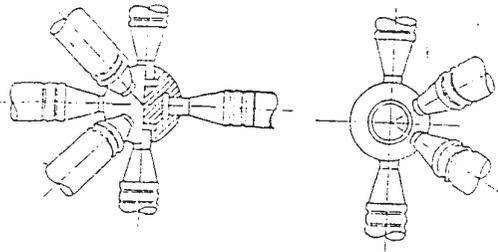


Figura 12-40 (continuación)

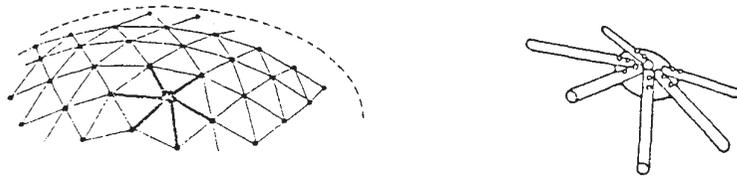
i) SISTEMA "BEGUE"



j) SISTEMA "BEGUE-KIEFFER"



k) SISTEMA "MAKOWSKI"



l) SISTEMA "SEGMO 2"

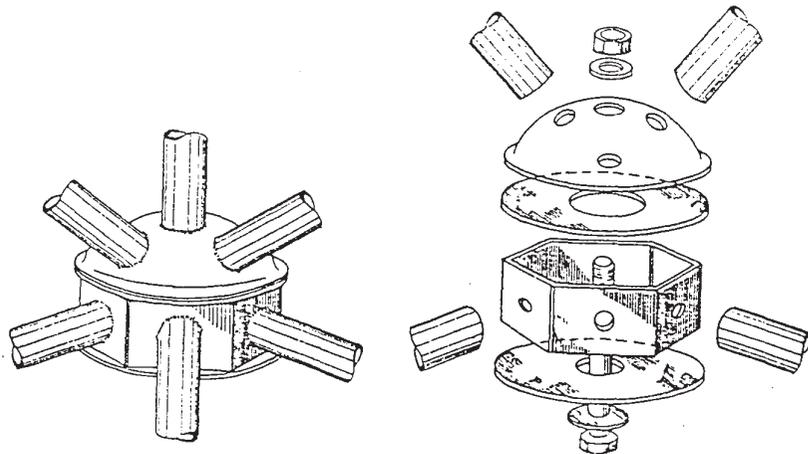


Figura 12-40 (continuación)

BIBLIOGRAFIA

- “Reglamento Argentino de Estructuras de Acero Para Edificios” CIRSOC 301/EL.
“Comentarios al Reglamento CIRSOC 301/EL”. CIRSOC. 2005.
- Ejemplos de Aplicación Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras de Acero Para Edificios Partes I y II. Ing. Gabriel R. Troglia. CIRSOC. 2005.
- Proyecto de “Reglamento Argentino para Construcciones Sismoresistentes”. INPRES-CIRSOC 103. Parte IV. Construcciones de Acero.
- Manual of Steel Construction. AISC-LRFD (Load & Resistance Factor Design - American Institute of Steel Construction).
Structural Members, Specifications, Codes, Connections. 2 Tomos. Segunda Edición. 1994.
- Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification for Structural Steel Buildings. AISC. Diciembre 1999.
- Load and Resistance Factor Design Specification for Single-Angle Members. AISC. Noviembre 2000.
- Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-05. AISC, 2005.
- “ Proyecto de Reglamento Argentino de Estructuras Livianas para Edificios con barras de Acero de Sección circular”. Proyecto CIRSOC 308-EL
“Proyecto de Comentarios al Reglamento CIRSOC 308”- CIRSOC.2005
- “Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Tubos de Acero para Edificios”. CIRSOC 302-EL. CIRSOC 2005
- “Proyecto de Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras en Acero”. CIRSOC 304/2007. CIRSOC,2007
- “Recomendación para Uniones Estructurales con Bulones de Alta Resistencia”. Recomendación CIRSOC 305. CIRSOC 2007
- Steel Structures. Design and Behavior.
C. Salmon- J. Johnson. Ed. Harper & Row. 3ª Edición. 1990.
- Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD.
J.C. Mc Cormac. Ed. Alfaomega. 1991.
- Diseño de Estructuras de Acero. (Método del factor de carga y Resistencia).
A.J. Rocach. Serie Shaum. Ed. Mc Grau-Hill. 1992.
- Fundamentos para el Cálculo y Diseño de Estructuras Metálicas de Acero Laminado.
Jaime Marco García. Ed. Mc Grau-Hill. 1997.
- Diseño de Estructuras de Acero con LRFD.
T. Galambos, F. J. Lin, B. G. Johnston. Ed. Prentice Hall. Ed. Español. 1999.
- Diseño Básico de Estructuras de Acero.
B. Johnston-Lin-Galambos. Ed. Prentice Hall. 3ª Edición.1988.
- Diseño de Estructuras de Acero.
Bresler-Lin-Scalzi. Ed. Limusa.1990.
- Pandeo en el Campo real de barras de acero . (Din 18800,AISC, Convención Europea). (Febrero 1992).
Pandeo en el Campo real de barras de acero. (Comparación AISC-LRFD y EUROCODIGOS). (Mayo 1999).(Febrero 2000).
Ing. Omar Miño. Fac. de Ingeniería. Rosario.
- La Estructura Metálica Hoy.
R. Argüelles Alvarez. L.T. Bellisco. (1975)
- Construcción con Tubos. Cámara Fab. de Caños y Tubos de acero. R. A.
- Construcción con perfiles tubulares de acero. Guías N° 1, 2 y 3
Comité Internacional para el desarrollo y el estudio de la construcción tubular. (CIDECT).
Versión en español. (1996)
- Hollow Structural Sections. Conections Manual. AISC, STI, AISI. 1997
- Design of Welded Tubular Connections. P.W. Marshall. Ed. Elsevier. (1992)
- Structural Welding Code- Steel. ANSI/AWS D1.1-98. (1998)

- Guide for the Design and Construction of Mill Buildings. AISE Technical Report N° 13. (Junio 1997)
- Steel Design Guide Series. AISC.
 - N° 3. Serviceability Design Considerations for Low-Rise Buildings. (1990)
 - N° 5. Low- and Medium-Rise Steel Buildings.
 - N° 7. Industrial Buildings. (1993)
 - N° 9. Torsional Analysis of Structural Steel Members. (1997)
- EUROCODIGO 1 . Bases de Proyecto y acciones en estructuras. Parte 1. Parte 2-1. Versión española de la AENOR. (1997)
- EUROCODE 3. Proyecto de Estructuras de Acero. Parte 1-1. (1993-1-1). Versión española de la AENOR (1996) y versión francesa de la AFNOR (1992).
- Norma Brasileira NBR 8800. (1986).
- Norma canadiense (Can/CSA-S16.1-M89). A National Standard of Canadá. Limit States Design of Steel Structures.

Nota: Las publicaciones del CIRSOC se encuentran en www.Inti.gov.ar/cirsoc

UNIDADES

En general las fórmulas dimensionales contenidas en el texto son aplicables con las unidades del Reglamento CIRSOC 301/EL y en el Proyecto CIRSOC 308/EL que son las del SIMELA. Las unidades Indicadas deben ser **estrictamente respetadas** en la aplicación de dichas fórmulas. En algunas fórmulas de carácter general se indica que las mismas deben ser utilizadas con unidades compatibles.

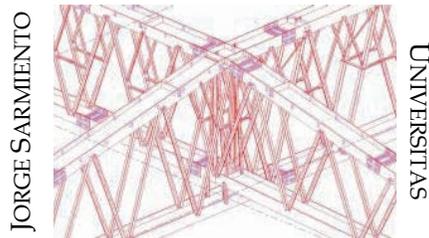
Las unidades utilizadas en el Reglamento CIRSOC 301/EL son:

dimensiones lineales	: cm.
áreas	: cm ²
módulo plástico, módulo resistente	: cm ³
momento de inercia, módulo de torsión	: cm ⁴
módulo de alabeo	: cm ⁶
tensiones	: MPa
tensiones	: KN/cm ² = 10 MPa
fuerzas, esfuerzos de corte	: kN
momentos flexores	: kN.m

Para facilitar el uso de las unidades del Reglamento se indican las equivalencias aproximadas con las unidades de tensiones, fuerzas y momentos flexores tradicionales en nuestro medio.

1 MPa	≅ 10 Kg/cm ²
1 kN	≅ 100 Kg = 0,1 Tn
1 kN.m	≅ 0,1 Tn.m

La presente edición de *Estructuras Metálicas* se terminó de imprimir en JORGE SARMIENTO EDITOR en el mes de Enero del año 2010.



Impreso en Córdoba - Argentina
⌘ 2010 ⌘



JORGE SARMIENTO EDITOR - UNIVERSITAS

Esta publicación busca presentar los fundamentos y procedimientos operativos del proyecto de estructuras metálicas por estados límites, aplicados a los casos mas comunes de la práctica.

El proyecto por estados límites permite al proyectista un conocimiento y control mas cierto de la seguridad real de la estructura y de sus elementos estructurales. Asimismo una confiabilidad mas uniforme, independiente del tipo de acciones que actúen sobre la estructura. Es, en esos aspectos, un apreciable avance sobre los procedimientos de cálculo que utilizan un coeficiente de seguridad único (métodos por tensiones admisibles), tradicionalmente utilizados en el proyecto de estructuras metálicas.

Se plantean además de los fundamentos y procesos operativos, criterios generales para el proyecto de las estructuras metálicas mas comunes y de sus elementos estructurales, obtenidos a partir del análisis cualitativo de su comportamiento. El proyectista debiera acostumbrarse a efectuar un análisis cualitativo del comportamiento de una estructura como paso previo al análisis numérico pues así podrá lograr estructuras mas eficientes, seguras, económicas y factibles de fabricar y montar con relativa facilidad.

La publicación se divide en dos partes. En la primera se desarrolla el contenido conceptual y operativo y en la segunda se dan ejemplos de aplicación ordenados en correspondencia con los capítulos de la primera.

Para la comprensión acabada del contenido de esta publicación son necesarios conocimientos previos de Estática, Resistencia de Materiales y Análisis estructural.

Se debe hacer notar que en este trabajo se cubren sólo aspectos básicos del proyecto y las estructuras y elementos estructurales mas comunes y simples. Para el estudio, proyecto y cálculo de aquellos casos no cubiertos por esta publicación deberá remitirse a la bibliografía que se acompaña y a las Especificaciones citadas, debiéndose destacar la Especificación AISC-LRFD, el Manual of Steel Construction y numerosos guías de diseño publicadas por la AISC.

Es deseo del autor que este trabajo sea útil a estudiantes y profesionales para su introducción en el conocimiento y proyecto de las estructuras metálicas, y que el mismo sea un aporte para el desarrollo de la construcción metálica en nuestro medio.

Ing. Civil Gabriel R. TROGLIA

ISBN 987940652-4



UNIVERSITAS. Editorial Científica Universitaria

Obispo Trejo 1404. 2 B - Te: 54-351-4117411 y 153650681 - Córdoba - Email: universitaslibros@yahoo.com.ar