

**Reglamento CIRSOC 701**  
**Ministerio de Planificación Federal,**  
**Inversión Pública y Servicios**  
**Secretaría de Obras Públicas de la Nación**

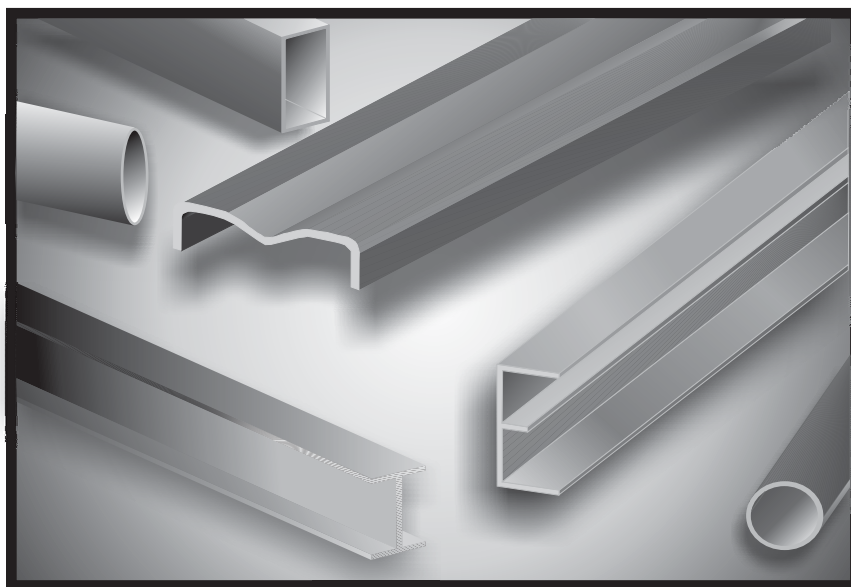
**INTI**

Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



**CIRSOC**

Centro de Investigación de los  
Reglamentos Nacionales de  
Seguridad para las Obras Civiles



***COMENTARIOS AL***  
***REGLAMENTO ARGENTINO***  
***DE ESTRUCTURAS DE***  
***ALUMINIO***

**Julio 2010**

***COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO  
DE ESTRUCTURAS  
DE ALUMINIO***

***EDICIÓN JULIO 2010***



**Av. Cabildo 65 Subsuelo Ala Savio  
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina  
TELEFAX. (54 11) 4779-5271 / 4779-5273**

**E-mail: [cirsoc@inti.gob.ar](mailto:cirsoc@inti.gob.ar)  
[cirsoc@ffmm.gov.ar](mailto:cirsoc@ffmm.gov.ar)**

**INTERNET: [www.inti.gob.ar/cirsoc](http://www.inti.gob.ar/cirsoc)**

*Primer Director Técnico († 1980): Ing. Luis María Machado*

*Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani*

*Coordinadora Área Acciones: Inga. Alicia M. Aragno*

*Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega*

*Área Administración, Finanzas y Promoción: Lic. Mónica B. Krotz*

*Área Venta de Publicaciones: Sr. Néstor D. Corti*

© 2009

**Editado por INTI**

**INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL**

**Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.**

**Printed in Argentina.**



## **ORGANISMOS PROMOTORES**

Secretaría de Obras Públicas de la Nación  
Subsecretaría de Vivienda de la Nación  
Instituto Nacional de Tecnología Industrial  
Instituto Nacional de Prevención Sísmica  
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén  
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires  
Dirección Nacional de Vialidad  
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires  
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas  
Cámara Argentina de la Construcción  
Consejo Profesional de Ingeniería Civil  
Cámara Industrial de Cerámica Roja  
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland  
Instituto Argentino de Normalización  
Techint  
Acindar  
Consejo Vial Federal

## **MIEMBROS ADHERENTES**

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón  
Asociación Argentina de Hormigón Estructural  
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado  
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón  
Asociación de Ingenieros Estructurales  
Centro Argentino de Ingenieros  
Instituto Argentino de Siderurgia  
Telefónica de Argentina  
Transportadora Gas del Sur  
Quasdam Ingeniería  
Sociedad Central de Arquitectos  
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica  
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires  
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines  
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil



**ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DE  
LOS**

**COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO  
DE ESTRUCTURAS  
DE ALUMINIO**

**CIRSOC 701**

***Mg.Ing. María Haydée Peralta***

***Mg.Ing. María Inés Montanaro***

***Mg.Ing. Irene Elisabet Rivas***

***Ing. María Laura Godoy***

***Ing. Gabriel Troglia***

***Ing. Daniel Troglia***



## ***Reconocimiento Especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades de **THE ALUMINUM ASSOCIATION** por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, el documento **ALUMINUM DESIGN MANUAL** y a las Autoridades de la **CÁMARA ARGENTINA DE LA INDUSTRIA DEL ALUMINIO Y METALES AFINES - CAIAMA** por haber apoyado y financiado completamente el desarrollo de este Reglamento.*





# ÍNDICE COMENTARIOS

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO A. DISPOSICIONES GENERALES Y BASES DE PROYECTO

C-A.1.	CAMPO DE VALIDEZ	1
C-A.1.1.	Alcance	1
C-A.1.2.	Unidades	2
C-A.1.3.	Tipos de Estructuras	2
C-A.2.	MATERIALES	3
C-A.2.2.	Tabla de propiedades mecánicas para aleaciones de aluminio	7
C-A.3.	ACCIONES Y COMBINACIÓN DE ACCIONES	7
C-A.4.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	8
C-A.5.	BASES DE PROYECTO	8
C-A.5.3.	Dimensionamiento para Estados Límites Últimos	8
C-A.5.4.	Dimensionamiento para Estados Límites de Servicio	13
C-A.7.	DOCUMENTACIÓN DE PROYECTO Y DOCUMENTACIÓN CONFORME A OBRA	14

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO B. REQUERIMIENTOS DE PROYECTO

C-B.2.	ÁREA BRUTA	15
C-B.3.	ÁREA NETA	15
C-B.4.	ÁREA NETA EFECTIVA PARA BARRAS TRACCIONADAS	15
C-B.4.1.	Área Neta Efectiva para barras traccionadas de secciones formadas con elementos planos	15
C-B.4.2.	Área Neta Efectiva para barras traccionadas de secciones formadas con elementos curvos	17

C-B.5.	RELACIÓN DE ESBELTEZ LOCAL PARA ELEMENTOS DE ESPESOR UNIFORMEMENTE VARIABLE	17
--------	---	----

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO C. REGLAS GENERALES DE DISEÑO

C-C.3.	TRACCIÓN AXIAL	19
C-C.4.	COMPRESIÓN AXIAL	20
C-C.4.1.	Resistencia de Diseño a Compresión para Pandeo Flexional	21
C-C.4.3.	Secciones con simetría doble o simple sujetas a pandeo torsional o pandeo flexo-torsional	25
C-C.4.4.	Secciones no simétricas sujetas a pandeo torsional o pandeo flexo-torsional	25
C-C.4.5.	Compresión uniforme en elementos de columnas. Elementos planos apoyados en un borde (elementos no rigidizados)	26
C-C.4.5.1.	Compresión uniforme en elementos no rigidizados de columnas, cuyo eje de pandeo es un eje de simetría	26
C-C.4.5.2.	Compresión uniforme en elementos no rigidizados de columnas, cuyo eje de pandeo NO es un eje de simetría	26
C-C.4.6.	Compresión uniforme en elementos de columnas – Elementos planos apoyados en ambos bordes (elementos rigidizados)	26
C-C.4.7.	Compresión uniforme en elementos de columnas – Elementos planos apoyados en un borde y con rigidizador en el otro	26
C-C.4.8.	Compresión uniforme en elementos de columnas – Elementos planos apoyados en ambos bordes y con un rigidizador intermedio	27
C-C.4.9.	Compresión uniforme en elementos de columnas – Elementos curvos apoyados en ambos bordes, paredes de tubos circulares y ovalados	27
C-C.5.	FLEXIÓN	28
C-C.5.1.	Plastificación de la fibra extrema traccionada	28
C-C.5.1.1.	Elementos planos de perfiles estructurales y tubos rectangulares en flexión sometidos a tracción uniforme	28
C-C.5.1.2.	Tubos circulares u ovalados	28
C-C.5.1.3.	Elementos planos sometidos a flexión en su plano, barras macizas rectangulares y circulares en flexión	28
C-C.5.2.	Pandeo lateral torsional	29
C-C.5.2.1.	Perfiles de una sola alma flexando alrededor del eje fuerte	29
C-C.5.2.2.	Vigas de una sola alma, incluyendo vigas de una sola alma con	29

	porciones tubulares	
C-C.5.2.2.1.	Secciones con simetría doble y secciones simétricas respecto del eje de flexión, flexando alrededor del eje fuerte	29
C-C.5.2.2.2.	Secciones con simetría simple asimétricas respecto del eje de flexión. Flexando alrededor del eje fuerte	30
C-C.5.2.2.3.	Secciones con simetría simple, simétricas o asimétricas respecto del eje de flexión, secciones con simetría doble y secciones sin eje de simetría. Flexando alrededor del eje fuerte	30
C-C.5.2.3.	Coeficientes de pandeo lateral	31
C-C.5.2.4.	Secciones rectangulares macizas flexando alrededor del eje fuerte	34
C-C.5.2.5.	Tubos rectangulares, secciones cajón, y vigas que tengan secciones con partes tubulares flexando alrededor del eje fuerte	34
C-C.5.2.6.	Alas comprimidas de vigas con apoyos elásticos	35
C-C.5.3.	Estado límite de pandeo local del ala uniformemente comprimida	36
C-C.5.3.1.	Tubos circulares u ovalados	36
C-C.5.3.2.	Elementos planos apoyados en un borde (no rigidizados)	36
C-C.5.3.3.	Elementos planos apoyados en ambos bordes (rigidizados)	36
C-C.5.3.4.	Elementos curvos apoyados en ambos bordes	37
C-C.5.3.5.	Elementos planos apoyados en un borde y con rigidizador en el otro	37
C-C.5.3.6.	Elementos planos apoyados en ambos bordes y con rigidizador intermedio	37
C-C.5.3.7.	Elementos planos apoyados en el borde traccionado, y con el borde comprimido libre	38
C-C.5.4.	Estado límite de pandeo local del alma	38
C-C.5.4.1.	Elementos planos apoyados en ambos bordes	38
C-C.5.4.2.	Elementos planos apoyados en ambos bordes y con un rigidizador longitudinal	38
C-C.5.5.	Flexión de secciones macizas respecto del eje débil	38
C-C.6.	RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTE	38
C-C.6.1.	Almas planas apoyadas en ambos bordes, sin rigidizadores	38
C-C.6.2.	Almas planas apoyadas en ambos bordes, con rigidizadores	39
C-C.6.3.	Tubos circulares y ovalados	39
C-C.7.	BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE SOLICITADAS A FLEXIÓN	40
C-C.7.1.	Resistencia de diseño a flexión	40
C-C.7.1.1.	Estado límite de pandeo local	40
C-C.7.1.2.	Estado límite de plastificación	41

C-C.7.1.3.	Estado límite de pandeo lateral-torsional	42
C-C.7.2.	Flexión alrededor de los ejes geométricos	42
C-C.7.2.1.	Casos con restricción torsional	42
C-C.7.2.2.	Ángulos de alas iguales sin restricción torsional	42
C-C.7.2.3.	Ángulos de alas desiguales sin restricción torsional	45
C-C.7.3.	Flexión alrededor de los ejes principales	45
C-C.7.3.1.	Ángulos de alas iguales	45
C-C.7.3.2.	Ángulos de alas desiguales	45
C-C.7.4.	Resistencia de diseño a corte de barras de ángulo simple	46

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO D. REGLAS ESPECIALES DE DISEÑO**

C-D.1.	COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN	49
C-D.1.1.	Combinación de tracción y flexión	49
C-D.1.2.	Combinación de compresión y flexión	49
C-D.2.	BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS	52
C-D.3.	EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	53
C-D.3.1.	Métodos Generales de Análisis Elástico de Segundo Orden	53
C-D.3.2.	Análisis de segundo orden por amplificación de momentos elásticos de primer orden	54
C-D.5.	COMBINACIÓN DE CORTE, COMPRESIÓN Y FLEXIÓN	54
C-D.6.	RIGIDIZADORES LONGITUDINALES PARA ALMAS	55
C-D.7.	RIGIDIZADORES TRANSVERSALES PARA ALMAS	56
C-D.8.	ANCHO EFECTIVO PARA EL CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN	56
C-D.9.	PANDEO LOCALIZADO DE ALMAS PLANAS	56

C-D.10.	COMBINACIÓN DE PANDEO LOCALIZADO DEL ALMA Y FLEXIÓN EN ALMAS PLANAS	57
---------	---	----

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO E. UNIONES MECÁNICAS

C-E.1.	DISPOSICIONES GENERALES	59
C-E.1.2.	Articulaciones	59
C-E.1.3.	Uniones de momento	60
C-E.1.5.	Mínima distancia al borde	64
C-E.1.6.	Máxima separación de los pasadores	64
C-E.1.7.	Rotura de bloque de corte	64
C-E.1.9.	Agujeros avellanados	64
C-E.2.	UNIONES ABULONADAS	65
C-E.2.1.	Tamaño y uso de agujeros	65
C-E.2.2.	Resistencia de diseño a tracción de bulones de aluminio	65
C-E.2.3.	Resistencia de diseño a corte de bulones de aluminio	65
C-E.2.4.	Resistencia de diseño para combinación de corte y tracción de los bulones de aluminio	66
C-E.2.5.	Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros	66
C-E.2.7.	Bulones calibrados (Bulones de seguridad)	67
C-E.2.8.	Uniones abulonadas de deslizamiento crítico	67
C-E.2.8.1.	Disposiciones generales	67
C-E.2.8.3.	Resistencia de diseño a corte de un bulón para cargas mayoradas	68
C-E.2.8.4.	Resistencia de diseño al deslizamiento crítico para cargas de servicio	68
C-E.2.8.5.	Arandelas	69
C-E.2.8.6.	Instalación y fuerza mínima de pretensado del bulón	69
C-E.3.	UNIONES REMACHADAS	69
C-E.3.3.	Resistencia de diseño al corte de un remache de aluminio	69
C-E.3.6.	Remaches ciegos	69
C-E.4.	UNIONES ATORNILLADAS	70
C-E.4.1.	Resistencia de diseño de tornillos solicitados a tracción	70
C-E.4.1.1.	Resistencia de diseño al arrancamiento de un tornillo	70
C-E.4.1.2.	Resistencia de diseño al aplastamiento del material unido	70

C-E.4.1.3.	Resistencia de diseño a la tracción del tornillo	71
C-E.4.2.	Resistencia de diseño de tornillos solicitados a corte	71
C-E.4.3.	Mínima separación de los tornillos	72
C-E.5.	UNIONES DE LAS CHAPAS DE ALUMINIO USADAS PARA REVESTIR TECHOS Y FACHADAS	72
C-E.5.2.	Solapes de los bordes laterales de las chapas	72
C-E.5.3.	Pasadores en los solapes	72

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO F. UNIONES SOLDADAS**

C-F.1.	DISPOSICIONES GENERALES	73
C-F.2.	ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOLDADOS	74
C-F.2.1.	Disposiciones generales	74
C-F.2.2.	Elementos estructurales con parte de su sección transversal afectada por una soldadura	74
C-F.2.3.	Columnas o vigas con soldaduras transversales alejadas de los apoyos y vigas en voladizo con soldaduras transversales	75
C-F.3.	UNIONES SOLDADAS	75
C-F.3.1.	Uniones soldadas a tope, con o sin Bisel.	75
C-F.3.1.1.	Juntas de penetración completa (JPC) y parcial (JPP)	75
C-F.3.2.	Soldaduras de filete	75
C-F.3.2.1.	Garganta efectiva y largo efectivo	75
C-F.3.2.2.	Resistencia de diseño	75
C-F.3.2.2.1.	Resistencia de un cordón de soldadura	75
C-F.3.2.2.2.	Resistencia a la rotura de bloque de corte	76
C-F.3.3.	Soldaduras de Tapón (Botón) y de ranura (Ojal o Muesca)	76
C-F.4.	TRATAMIENTO TÉRMICO POSTERIOR A LA SOLDADURA	77

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO G. PROYECTO PARA CONDICIONES DE SERVICIO**

C-G.1.	BASES DE PROYECTO	79
--------	-------------------	----

C-G.2.	CONTRAFLECHAS	80
C-G.3.	DILATACIÓN Y CONTRACCIÓN	81
C-G.4.	DEFORMACIONES, VIBRACIÓN Y DESPLAZAMIENTO LATERAL	81
C-G.4.1.	Deformaciones	81
C-G.4.2.	Vibración de pisos	81
C-G.4.3.	Desplazamiento lateral	82
C-G.6.	DURABILIDAD Y PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN	83

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO H. FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD**

C-H.2.	FABRICACIÓN	85
C-H.2.1.	Cortes	85
C-H.2.1.1.	Métodos	85
C-H.2.1.3.	Esquinas reentrantes	85
C-H.2.2.	Calentamiento	85
C-H.2.6.	Construcciones abulonadas	85
C-H.2.7.	Acabados	85
C-H.2.8.	Contacto con otros materiales	86
C-H.2.8.3.	Hormigón o mampostería	86
C-H.2.8.4.	Escurrimiento de agua con metales pesados	86
C-H.2.10.	Tolerancias en la fabricación	86
C-H.2.11.	Plegado	86
C-H.3.	MONTAJE	87
C-H.3.2.	Instalación de bulones	87

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO I. PIEZAS DE ALUMINIO FUNDIDO**

C-I.1.	MATERIALES	89
--------	------------	----



C-I.2.	PROPIEDADES MECÁNICAS	90
C-I.3.	DISEÑO	90
C-I.4.	SOLDADURAS	91

#### **COMENTARIOS AL CAPÍTULO J. ENSAYOS**

C-J.1.	DISPOSICIONES GENERALES	93
C-J.3.	NÚMERO DE ENSAYOS Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS	93
C-J.3.1.	Ensayos para determinar propiedades mecánicas	93
C-J.4.	ENSAYOS PARA CHAPAS DE ALUMINIO USADAS PARA REVESTIR TECHOS Y FACHADAS	93

#### Bibliografía

# COMENTARIOS AL CAPÍTULO A.

## DISPOSICIONES GENERALES Y BASES DE PROYECTO

### C-A.1. CAMPO DE VALIDEZ

Este Reglamento forma parte de la nueva generación de Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC que adoptan el Método de Factores de Carga y Resistencia como método de Proyecto (o Proyecto por Estados Límites) y se integra con los restantes Reglamentos y Recomendaciones CIRSOC correspondientes al área de las Estructuras de Acero.

Este Reglamento adopta como base la especificación norteamericana del Aluminum Design Manual. "Specification & Guidelines for Aluminum Structures of the Aluminum Association, Part I-B y Part II-B que utilizan el denominado método de los factores de carga y resistencia LRFD (Load and Resistance Factor Design) en su Edición de Enero de 2005.

Se han realizado algunas adaptaciones, agregados y modificaciones en el ordenamiento con respecto a la Especificación base a fin de adaptarla a las necesidades de nuestro medio y compatibilizarla con los Reglamentos CIRSOC 301-2005, CIRSOC 302-2005, CIRSOC 304-2007, CIRSOC 303-2009 y la Recomendación CIRSOC 305-2007. Estas modificaciones se describirán en cada capítulo.

Se ha adoptado el formato de todos los Reglamentos CIRSOC, esto es, está formado por Capítulos y Comentarios a los Capítulos. No se han incluido especificaciones referidas al Proyecto de Elementos Estructurales sometidos a cargas cíclicas (fatiga), pues se decidió **limitar el uso de elementos estructurales de aluminio a estructuras que soporten cargas predominantemente estáticas.**

Las especificaciones del Reglamento son prescriptivas y se deben aplicar integralmente y no en forma parcializada.

El Proyecto Estructural, el detallado y la Dirección de una estructura de aluminio deben ser ejecutados por profesionales habilitados, y la aplicación de las especificaciones se debe realizar con el uso del juicio profesional.

Los materiales utilizados, la fabricación y el montaje deben cumplir lo especificado y garantizar los factores de resistencia establecidos. Para ello la ejecución se debe realizar con talleres, técnicos y operarios debidamente calificados.

En estos Comentarios, basados también en los Comentarios de la Especificación base, las secciones, expresiones, Figuras y Tablas se identifican con la misma notación que en el Reglamento con el agregado de la letra C, y se presentan en el mismo orden secuencial.

#### C-A.1.1. Alcance

Teniendo en cuenta que la mayoría de las especificaciones de diseño han sido desarrolladas en base a trabajos experimentales con **cargas estáticas**, se ha planteado que el Reglamento se utilice **exclusivamente** para miembros estructurales de aluminio que soporten **cargas predominantemente estáticas** en edificios y otras estructuras no sometidas a cargas dinámicas y/o cíclicas. Por ello no se han incluido en el Reglamento

las especificaciones para estructuras sometidas a fatiga, contenidas en la Especificación base.

No siendo posible cubrir con las especificaciones del Reglamento todas las secciones o formas constructivas que pueden ser realizadas en aluminio y que tengan un adecuado comportamiento estructural, se plantea la posibilidad de determinar la Resistencia de Diseño y la rigidez de secciones y formas estructurales alternativas por medio de apropiadas teorías de ingeniería estructural siempre que las mismas sean corroboradas por ensayos para los cuales deberán aplicarse las especificaciones contenidas en el Capítulo J.

Las propiedades mecánicas mínimas de las aleaciones de aluminio dadas en la Tabla **A.2-1** son válidas para temperaturas de servicio menores que 95°. Si las temperaturas son más elevadas, la resistencia de las diferentes aleaciones puede verse afectada (Kisell and Ferry, 2002). La resistencia a corrosión de las diferentes aleaciones puede verse afectada por la temperatura. Está demostrado que las aleaciones que contienen más de un 3% de magnesio, tales como algunas de la serie 5000, a partir de los 65° sufren exfoliación que puede definirse como la delaminación de láminas del metal en planos aproximadamente paralelos a la superficie del metal, por lo cual no es aconsejable su uso para temperaturas superiores a la indicada. En la Tabla **9**, "Propiedades típicas en tracción correspondientes a diferentes temperaturas" incluida en la Parte V de la Especificación Base, se indican las propiedades típicas a diferentes temperaturas y aún mayores a la indicada como límite, las que no pueden utilizarse para el diseño. Para obtener mayor información sobre las propiedades a temperaturas más elevadas se deberá consultar al proveedor del material.

### **C-A.1.2. Unidades**

Se utilizan las mismas unidades del SIMELA que en los Reglamentos CIRSOC 301-2005, CIRSOC 302-2005, CIRSOC 304-2007, CIRSOC 303-2009 y la Recomendación CIRSOC 305-2007. Por ello, en algunas expresiones aparece un factor  $(10)^n$  para compatibilizar las unidades utilizadas para los factores que las componen. La unidad con que se debe utilizar cada parámetro está indicada en la definición del mismo.

### **C-A.1.3. Tipos de estructuras**

La caracterización de los dos tipos de estructuras básicas ha sido realizada para permitir en el análisis estructural, un reconocimiento del grado real de restricción al giro (empotramiento) que producen las uniones.

Toda unión produce un cierto grado de empotramiento. Dependiendo del grado de empotramiento o restricción al giro que producen las uniones, las estructuras son clasificadas en Tipo **TR** o **PR**.

Las tipologías **TR**, en las que las uniones de las barras tienen la suficiente rigidez para mantener invariables los ángulos entre ellas, pueden ser proyectadas utilizando análisis elástico.

Dentro de la tipología **PR** cuando se despreja la restricción al giro de todas las uniones, se tiene un "entramado simple" con todos sus nudos articulados. Con el diseño de las uniones, se debe asegurar que la hipótesis realizada de giro libre sea aproximadamente cumplida en la estructura real.

Para las tipologías **PR** con uniones donde haya certeza de su real capacidad de restricción al giro y siendo la misma inferior a la restricción total (empotramiento perfecto), se deberá incorporar en el análisis estructural dicha restricción parcial. En esos casos, para el

análisis de la estabilidad de la estructura, se deberá tener en cuenta la rigidez reducida de la unión y la influencia que ella produce en los efectos de segundo orden.

## C-A.2. MATERIALES

### a. Nomenclatura de productos de aluminio

La denominación de las aleaciones de aluminio usadas para propósitos generales de ingeniería utilizada en esta norma está de acuerdo con el sistema de clasificación internacional de 4 dígitos. La Tabla C-A.2-1 muestra las denominaciones de la Aluminum Association y de las antiguas y actuales normas británicas conjuntamente con los equivalentes más cercanos de la ISO y otras denominaciones extranjeras.

**Tabla C-A.2-1. Equivalente más cercano de las aleaciones de aluminio**

International Aluminium Association	British Standard	ISO	BS anterior	Austria	Bélgica	Canadá	Francia	Alemania
1200	1200	Al99,0	S1C	Al99	1200	2S	1200	Al99
3103	3103	Al Mn1	N3	AlMn	-	-	-	AlMn1
3105	3105	Al Mn0,5Mg0,5	N31	-	-	-	3105	AlMn0,5Mg0,5
5083	5083	Al Mg4,5Mn0,7	N8	AlMg4,5Mn	5083	5083	5083	AlMg4,5Mn
5154 <sup>a</sup>	5154A	Al Mg3,5(A)	N5	-	5154	-	5154	-
5251	5251	Al Mg2	N4	-	5251	-	5251	AlMg2Mn0,3
5454	5454	Al Mg3Mn	N51	-	5454	5454	5454	AlMg2,7Mn
6061	6061	Al Mg1SiCu	H20	-	6061	6061	6061	AlMg1SiCu
6063	6063	Al Mg0,7Si	H9	-	6063	-	-	-
6082	6082	Al Si1MgMn	H30	-	6082	-	6082	AlMgSi1
7020	7020	Al Zn4,5Mg1	H17	AlZn4,5Mg1	7020	-	7020	-
514.1	LM5	Al Mg5Si1	LM5	G-AlMg5	SG AlMg6	GS40	A-G6	G-AlMg5
A413,2	LM6	Al Si12	LM6	G-AlSi	SG AlSi12 DG AlSi12Fe	S12N	A-S13	G-AlSi12
A356,2 356.2 357.1 A357,2	LM25	Al Si7Mg	LM25	-	SG AlSi7Mg	SG 70N SG 70	A-S7G A-S7G03 A-S7G06	G-AlSi7Mg

**Tabla C-A.2-1. Equivalente más cercano de las aleaciones de aluminio (continuación)**

Aluminium Association	Italia	Japón	Noruega	España	Suecia	Suiza
1200	P-Al99,0	A1200	-	L-3001/Al99	Al99,0	Al99,0
3103	P-Al Mn1,2	-	AlMn1	L-3811/Al-1Mn	Al-Mn1	AlMn
3105	-	A3105	-	L-3831/Al-0,5MnMg	-	-
5083	P-Al Mg4,5	A5083	AlMg4,5Mn	L-3321/Al-4,5Mg	Al-Mg4,5Mn	-
5154	-	A5154	-	L-3392/Al-3,5Mg	Al-Mg3,5	-
-	P-Al Mg2Mn	-	AlMg2	L-3361/Al-2Mg	-	-
5454	P- Al Mg2,7Mn	A5454	-	L-3391/Al-3MgMn	-	AlMg2,7Mn
6061	P-Al Mg1SiCu	A6061	-	L-3420/Al-1MgSiCu	-	-
6063	P-Al Si0,5Mg	A6063	AlMgSi	L-3441/Al-0,7MgSi	Al-Mg0,5Si	AlMgSi0,5
-	P-Al Si1MgMn	-	AlSi1Mg	L3453/Al-1SiMgMn	Al-SiMgMn	AlMgSi1Mn
-	P-Al Zn4,5Mg	A7M01	-	L-3741/Al-4Zn1Mg	Al-Zn4,5Mg	AlZn4,5Mg
514.1	G-Al Mg5	ADC6 C7AV C7ASAC7A	AlMg5Si1	L-2331	4163	-
A413,2	G-Al Si13	DIV DIS ADC1 C3AV C3AS AC3A	AlSi12(Fe)	L-2520	4261	G-AlSi13
A356,2 356.2	G-Al Si7MgMn	C4CV C4CS AC4C AC4CH	AlSi7MgFe	L-2651 L-2652	4244 4445	G-AlSi7Mg
357.1		C4CHS		L-2653		
A357,2						

**b. Grupos de aleaciones**

La primera parte de la designación de una aleación de aluminio indica el grupo de aleación y consta de cuatro dígitos así:

- (a) Aluminio 99.00% mínimo y más 1\*\*\*
- (b) Grupos de aleaciones de aluminio según su mayor elemento aleado
- Cobre 2\*\*\*
- Manganeso 3\*\*\*
- Silicio 4\*\*\*
- Magnesio 5\*\*\*
- Magnesio y silicio 6\*\*\*
- Zinc 7\*\*\*
- Otro elemento 8\*\*\*
- Serie no usada 9\*\*\*

**GRUPO 1\*\*\*:** El grupo 1\*\*\*, es para pureza mínima de aluminio del 99.00% y mayor. Los dos últimos de los cuatro dígitos en la designación indican los mismos dígitos que hay a la derecha del punto decimal en el porcentaje mínimo de aluminio. Por ejemplo, 1060 indica una aleación que tiene 99.60 % de aluminio.

El segundo dígito en la designación indica modificaciones en los límites de impurezas o elementos aleados. Si el segundo dígito es cero, indica un aluminio no aleado, con límites de impureza naturales. Los números 1 a 9, que se asignan consecutivamente cuando se necesitan, indican control de una o más impurezas individuales o elementos aleados. Por ejemplo, 6463 es una modificación de 6063 con modificaciones en los límites de impurezas o elementos aleados.

**GRUPOS 2\*\*\* a 8\*\*\*:** En los grupos 2\*\*\* a 8\*\*\*, los últimos dos de los cuatro dígitos de la

designación no tienen significado especial sino que sirven únicamente para identificar las diferentes aleaciones de aluminio dentro del grupo. El segundo dígito indica modificaciones en la aleación. Si el segundo dígito es cero, indica la aleación original. Los números 1 a 9, que son asignados consecutivamente, indican modificaciones de la aleación.

### **c. Temple o Condición**

La designación para el temple o condición del aluminio o de la aleación de aluminio se indica con una letra que puede ir seguida por un número o números. Esta parte de la designación sigue a la designación del grupo de aleación y está separada por un guión.

#### **1. Aleaciones no tratadas en caliente**

Las aleaciones no tratadas en caliente (por ejemplo, 5083) son aquellas cuya resistencia sólo puede ser incrementada por endurecimiento por deformación. Este endurecimiento por deformación puede ser deliberado, como en el enderezamiento por estirado de una extrusión, o debido a formado u otro trabajo en frío de un producto terminado. Los temples de los productos no tratados en caliente se identifican por sufijos con las siguientes letras y símbolos:

- F Como fue fabricado.** Esta designación de temple se aplica al material que adquiere algún temple con el proceso de formación en el que no hay control especial sobre el tratamiento térmico o el endurecimiento por deformación. Para productos forjados sin límites de propiedades mecánicas.
- O Recocido.** Esta designación de temple se aplica al material que es totalmente recocido para obtener la más baja condición de resistencia.
- H Endurecido por deformación.** Esta designación de temple se aplica al material sometido a la aplicación de trabajo en frío y recocido parcial (o formado en caliente), o a una combinación de trabajo en frío y recocido parcial o estabilización, para lograr las propiedades mecánicas especificadas. La H va siempre seguida por dos o más dígitos que indican el grado final de endurecimiento por deformación. El primer dígito que sigue la H indica la combinación específica de operaciones básicas como sigue:
  - H1 Endurecido por deformación únicamente.** Esta designación de temple se aplica al material sometido a la aplicación de trabajo en frío después del recocido o formado en caliente.
  - H2 Endurecido por deformación y parcialmente recocido.** Esta designación de temple se aplica para conseguir las propiedades mecánicas especificadas.
  - H3 Endurecido por deformación y estabilizado.** El segundo dígito (2, 4, 6 u 8) que sigue la designación H1 o H2 indica el grado de endurecimiento por deformación en orden ascendente de temple.

El dígito que sigue al primero indica:

2: 1/4 duro. Cuarto duro

4: 1/2 duro. Semiduro

6: 3/4 duro. Tres cuarto duro

8: duro

9: extra duro

El efecto de calentar estos materiales es reducir su resistencia. La resistencia sólo puede ser recuperada por más endurecimiento por deformación.

## 2. Aleaciones tratadas en caliente

Las aleaciones tratadas en caliente (por ejemplo, 6082) derivan su resistencia mejorada de una o dos fases de tratamiento en caliente. La primera fase, tratamiento en caliente de solución, consiste en calentar el material completamente hasta una alta temperatura prescrita y luego enfriarlo bruscamente sumergiéndolo en agua fría; el enfriamiento rápido incrementa considerablemente la resistencia por encima de la condición caliente, recocida. En la segunda fase, tratamiento en caliente de precipitación, o envejecimiento, se mantiene el material durante un tiempo prescrito a una temperatura moderada y esto produce un incremento adicional en la resistencia. Con algunas aleaciones, el envejecimiento ocurre naturalmente después de algunos días o semanas a temperatura ambiente y, por lo tanto, se puede descartar el segundo tratamiento formal en caliente. La condición de un producto tratable en caliente se identifica por la letra T seguida de uno o más dígitos. Estos indican el método utilizado para conseguir propiedades estables.

- T3** Tratamiento térmico de solución y luego trabajado en frío
- T351** Tratamiento térmico de solución, estirado para liberar tensiones y luego trabajado en frío.
- T36** Tratamiento térmico de solución y luego trabajado en frío (controlado).
- T4** Tratamiento térmico de solución y luego envejecido naturalmente.
- T451** Tratamiento térmico de solución y luego estirado para liberar tensiones.
- T5** Tratamiento térmico de solución durante el proceso de fabricación y luego envejecido artificialmente.
- T6** Tratamiento térmico de solución y luego envejecido artificialmente.
- T651** Tratamiento térmico de solución seguido por estirado para liberar tensiones y envejecido artificialmente.
- T652** Tratamiento térmico de solución, liberación de tensiones por compresión y luego envejecido artificialmente.
- T7** Tratamiento térmico de solución y luego estabilizado.
- T8** Tratamiento térmico de solución, trabajado en frío y luego envejecido artificialmente.
- T81** Tratamiento térmico de solución, trabajado en frío (controlado) y luego envejecido artificialmente.
- T851** Tratamiento térmico de solución, trabajado en fría, estirado para liberar tensiones y luego envejecido artificialmente.
- T9** Tratamiento térmico de solución, envejecido artificialmente y luego trabajado en frío.
- T10** Tratamiento térmico de solución durante el proceso de fabricación, envejecido artificialmente y luego trabajado en frío.

Otros dígitos agregados indican modificaciones del proceso.

## **C-A.2.2. Tabla de propiedades mecánicas para aleaciones de aluminio**

### **(a) Materiales estándar**

Esta parte de la norma cubre el diseño de estructuras fabricadas con una serie de aleaciones de aluminio usadas en las condiciones y temple enumerados en las Tablas **A.2-1** y **A.2-2**

Las piezas coladas deberán ser usadas en estructuras de soporte de cargas únicamente después de que un adecuado procedimiento de prueba y control de calidad de su producción haya sido realizado y aprobado por el ingeniero. Las reglas de diseño de esta norma no se deben aplicar a piezas coladas sin una consulta estrecha con los fabricantes.

### **(b) Materiales de otros espesores y aleaciones con otras propiedades estándares y no estándares**

Las aleaciones enumeradas en las Tablas **A.2-1** y **A.2-2** son algunas veces usadas en otros espesores y en otros temple y condiciones estándares y no estándares. Las propiedades mínimas garantizadas para tales materiales pueden ser usadas si hay acuerdo entre el diseñador y el cliente.

### **(c) Otras aleaciones**

Hay disponibilidad de otras aleaciones que ofrecen resistencias más altas, por ejemplo 2014A, y/o mejores resistencias post-soldadura, por ejemplo 7019, pero estas resistencias pueden ser logradas con el detrimento de otras propiedades. El ingeniero está, por lo tanto, advertido de no usar estas aleaciones sin una cuidadosa consideración y estrecha consulta con un fabricante. Las propiedades a considerar deben incluir durabilidad, soldabilidad, resistencia a la propagación de grietas y comportamiento en servicio. Las aleaciones de la serie 7\*\*\* que tienen resistencias de prueba más altas, tales como la 7019, requieren control particular en los procesos de fabricación, por ejemplo, control de micro estructura, esfuerzos residuales y trabajo en frío.

**(d) Aleaciones no incluidas en las tablas** - Se podrán utilizar aleaciones no incluidas en las Tablas **A.2-1** y **A.2-2** siempre y cuando su uso en estructuras esté autorizado en normas expedidas por entidades de reconocida autoridad.

## **C-A.3. ACCIONES Y COMBINACIÓN DE ACCIONES**

Las **acciones y sus intensidades mínimas** son las establecidas en los Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC respectivos vigentes a la fecha de ejecución del Proyecto.

Se han listado las acciones comunes a considerar con la indicación del respectivo Reglamento sin designar el año de la edición vigente, pues a la fecha varios de ellos se encuentran en revisión y actualización. Para aquellas acciones donde no existan Reglamentos CIRSOC, el Proyectista deberá adoptar intensidades mínimas debidamente fundamentadas. Se pueden utilizar de referencia las Especificaciones de carga de origen norteamericano (como la ASCE 7) que sean compatibles con este Reglamento, hasta tanto se redacte el Reglamento CIRSOC respectivo.

El criterio adoptado para la combinación de acciones es el mismo que el establecido en el Capítulo A del Reglamento CIRSOC 301-2005.

## **C-A.4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

Se incorporan al Reglamento consideraciones sobre el análisis estructural. Valen al respecto las consideraciones realizadas en los Comentarios del Reglamento CIRSOC 301-2005 en las Secciones C-C.1 y C-C.2.



En el Reglamento CIRSOC 701 no se permite realizar el análisis plástico de las estructuras cubiertas por el Reglamento por las características de las secciones de aluminio que por su baja compacidad y su baja resistencia y rigidez a la torsión presentan dificultades para garantizar la formación de las rótulas plásticas y para lograr la deformación necesaria para que se produzcan los mecanismos, sin que se presenten problemas de pandeo local o pandeo lateral.

### **C-A.5. BASES DEL PROYECTO**

De la misma manera que el resto de los Reglamentos CIRSOC de nueva generación y basado en iguales fundamentos, se adopta como método de proyecto el Método por Estados Límites o método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (método LRFD).

Un estado límite es la condición en la cual la utilidad de un elemento estructural o de la estructura en su conjunto se ve afectada a tal punto que deja de ser seguro para los ocupantes de la estructura, o la condición en la cual el elemento o la estructura ya no es capaz de satisfacer la función para la cual fue diseñado. Los estados límites típicos para los miembros de aluminio son las deformaciones excesivas, la fluencia, la inestabilidad global o local. Estos estados límites se han establecido en base a la experiencia práctica o en laboratorio y han sido analizados exhaustivamente a través de investigaciones analíticas y experimentales. Los antecedentes del establecimiento de los estados límites están ampliamente documentados en (Winter, 1970; Pekoz, 1986; y Yu, 1991), y los continuos esfuerzos en la investigación de este campo permiten comprenderlos cada día mejor.

En el Proyecto por Factores de Carga y Resistencia se consideran dos tipos de estados límites:

- (1) los estados límites últimos o de resistencia definen la seguridad para resistir las cargas extremas que soliciten a la estructura durante su vida útil,
- (2) los estados límites de servicio definen la capacidad de la estructura de desempeñar la función para la cual fue diseñada durante toda su vida útil.

La condición de proyecto asegura que un estado límite es superado sólo con una pequeña y aceptable probabilidad, cuando se adoptan adecuados factores de carga, factores de resistencia, cargas nominales y resistencias nominales, las cuales nunca serán superadas bajo las hipótesis de proyecto.

El Reglamento considera el dimensionado para los estados límites últimos en la Sección **A.5.3** y los estados límites de servicio en la Sección **A.5.4**.

#### **C-A.5.3. Dimensionado para Estados Límites Últimos (Condición de resistencia)**

Para un estado límite de resistencia el formato general del método LRFD se expresa mediante la siguiente expresión:

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n \quad (C-A.5.3-1)$$

ó

$$R_u \leq \phi \cdot R_n = R_d$$

siendo:

$$R_u = \sum \gamma_i \cdot Q_i \quad \text{la resistencia requerida}$$

$$R_n \quad \text{la resistencia nominal}$$

- $\phi$  el factor de resistencia
- $\gamma_i$  el factor de carga correspondiente a la acción nominal
- $i$  el tipo de acción
- $Q_i$  el efecto de la acción nominal
- $\phi \cdot R_n = R_d$  la resistencia de diseño

La resistencia nominal es la resistencia del elemento o miembro para un estado límite dado, calculada para las propiedades nominales de la sección y para las propiedades mínimas especificadas del material de acuerdo con el modelo analítico adecuado que define la resistencia. El factor de resistencia  $\phi$  toma en cuenta las incertidumbres inherentes en la  $R_n$ , y generalmente es menor que la unidad. Los efectos de las cargas  $Q_i$  son los esfuerzos en la sección transversal (momento flector, fuerza axial, esfuerzo de corte) determinados a partir de las cargas nominales especificadas mediante análisis estructural y  $\gamma_i$  son los correspondientes factores de carga que toman en cuenta las incertidumbres de las cargas y del método de análisis estructural. La combinación de acciones mayoradas crítica es la que produce la mayor resistencia requerida

Los estados límites últimos varían de elemento estructural a elemento estructural y varios estados límites diferentes pueden ser aplicados a una misma barra o unión. Es necesario verificar el cumplimiento de la expresión (**C-A.5.3-1**) para todos los estados límites últimos posibles.

Las ventajas del Método LRFD son: (1) las incertidumbres en la intensidad y la acción simultánea de los distintos tipos de cargas son diferentes (por ejemplo, la carga permanente es menos variable que la carga de viento) y también lo son las incertidumbres de las resistencias, y con este método estas diferencias se pueden considerar utilizando diferentes factores de carga y de resistencia; y (2) al utilizar la teoría probabilística los diseños idealmente pueden lograr una confiabilidad más consistente. Por lo tanto el Método LRFD proporciona la base para un proyecto más racional y refinado que otros métodos como el antiguo ASD (Allowable Stress Design-Tensiones admisibles) ó el nuevo ASD (Allowable Strength Design-Resistencias admisibles).

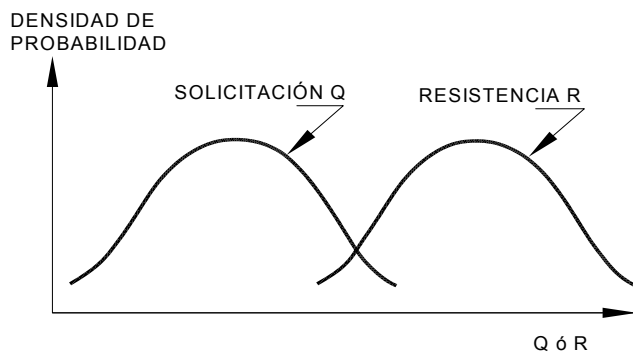
### a) Conceptos probabilísticos

A continuación se presentan de manera sencilla los conceptos básicos del diseño probabilístico. La falla se define cuando la resistencia, caracterizada por un estado límite, es menor o igual que la sollicitación que provocan las cargas sobre el elemento estructural. En estos criterios para LRFD para las estructuras de aluminio la sollicitación se caracteriza por la resistencia calculada por análisis elástico a partir de las fuerzas que actúan sobre la estructura. Tanto la resistencia  $R$  como la sollicitación  $Q$  son magnitudes aleatorias (Figura **C-A.5-1**).

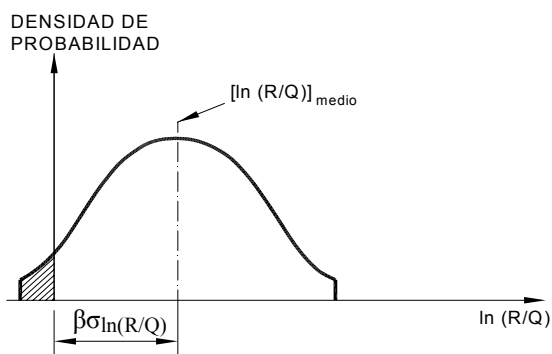
Los estados límites pueden ser últimos o de servicio. Estos criterios para LRFD corresponden a los estados límites últimos de fluencia, rotura, plastificación, pandeo y abolladura, aunque también se consideran los estados límites de servicio de deformación.

En consecuencia, la falla no necesariamente consiste en el colapso total del elemento estructural sino en alcanzar un estado límite último definido de forma práctica. Esto ocurre cuando  $R < Q$ . Alternativamente, la falla también se define como  $\ln(R/Q) \leq 0$ , como se ilustra en la Figura **C-A.5-2**. El área sombreada corresponde a la probabilidad de superar un estado límite. De acuerdo con la práctica actual, no es necesario definir una probabilidad de falla deseada sino que se determina un "índice de confiabilidad"  $\beta$  tal que el "índice de confiabilidad deseado"  $\beta_T$  para un nuevo Reglamento o código sea

aproximadamente igual al valor de  $\beta$  inherente en las especificaciones tradicionales para situaciones de diseño estándares. Este proceso de seleccionar un índice de confiabilidad deseado se denomina “calibración del Reglamento o código.” Se ilustra este procedimiento para el caso sencillo de elementos traccionados.



**Figura C-A.5-1. Representación esquemática de las probabilidades de la sollicitación y la resistencia**



**Figura C-A.5-2. Definición del índice de confiabilidad  $\beta$**

De acuerdo con cálculos estadísticos de primer orden, el valor de  $\beta$  de la Figura C.A.5.3-2 se expresa mediante la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{\ln(\bar{R}/\bar{Q})}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (\text{C.A.5.3-2})$$

En esta expresión  $\bar{R}$  y  $\bar{Q}$  son los valores medios de la resistencia de diseño  $R$  y la sollicitación o resistencia requerida  $Q$ , respectivamente, y  $V_R$  y  $V_Q$  son los correspondientes coeficientes de variación.

Para el estado límite de fluencia la resistencia de un elemento traccionado es:

$$R = AF_{yt} \quad (\text{C.A.5.3-3})$$

y por lo tanto:

$$\bar{R} = \overline{AF_{yt}} \quad (\text{C.A.5.3-4})$$

y

$$V_R = \sqrt{V_A^2 + V_{F_{yt}}^2} \quad (\text{C.A.5.3-5})$$

En la publicación de Galambos se evalúan datos disponibles sobre dimensiones y tensión de fluencia de las estructuras de aluminio y se sugirieren las siguientes estimaciones conservadoras para las propiedades estadísticas:

$$\bar{F}_{yt} = 1,10F_{ytn}, V_{F_{yt}} = 0,06, \bar{A} = A_n, V_A = 0,05$$

donde:  $F_{ytn}$  es la tensión de fluencia mínima especificada y  $A_n$  es el área teórica. Estos son los valores “nominales” que utiliza el diseñador. Con estos valores:

$$\bar{R} = 1,10R_n \text{ y } V_R = \sqrt{0,05^5 + 0,06^2} = 0,08$$

$R_n$  es la resistencia “nominal”,  $R_n = A_n F_{ytn}$

La solicitación  $Q$  es la fuerza de tracción en el elemento debida a las cargas aplicadas. A título ilustrativo sólo se utilizarán la carga permanente y la sobrecarga viva, es decir

$$Q = D + L \quad (\text{C.A.5.3-6})$$

$$\bar{Q} = \bar{D} + \bar{L} \quad (\text{C.A.5.3-7})$$

$$V_Q = \frac{\sqrt{(\bar{D}V_D)^2 + (\bar{L}V_L)^2}}{\bar{D} + \bar{L}} \quad (\text{C.A.5.3-8})$$

Los siguientes datos estadísticos referentes a las cargas se encuentran en B. Ellingwood et. al. (1980):

$$\bar{D} = 1,05D_n, \quad \bar{L} = L_n, \quad V_D = 0,1, \quad V_L = 0,25$$

siendo:  $D_n$  y  $L_n$  las cargas “nominales,” especificadas en el código.

Reordenando las expresiones **C.A.5.3-7** y **C.A.5.3-8** se obtienen las siguientes expresiones:

$$\bar{Q} = L_n(1,05D/L + 1) \quad (\text{C.A.5.3-9})$$

$$V_Q = \frac{\sqrt{(1,05xD/L)^2 + 0,25^2}}{1,05D/L + 1} \quad (\text{C.A.5.3-10})$$

siendo:  $D/L$  la relación entre la carga permanente nominal y la sobrecarga viva nominal.

Este proceso de calibración de acuerdo con la *Especificación para ASD* se realiza de la siguiente manera:

$$A_n F_{ytn} / F.S. = D_n + L_n \quad (\text{C.A.5.3-11})$$

o bien

$$R_n = F.S.(D_n + L_n) = F.S.(L_n)(D/L + 1) \quad (\text{C.A.5.3-12})$$

$F.S.$  es el factor de seguridad especificado, que en la *Especificación para ASD* es igual a 1.65 para el estado límite de fluencia.

Sustituyendo  $F.S. = 1,65$  en la expresión **C.A.5.3-12** y usando la expresión **C.A.5.3-9** en la relación  $\bar{R}/\bar{Q}$  se obtiene

$$\bar{R}/\bar{Q} = \frac{1,06 \times 1,65(D/L + 1)}{1,05D/L + 1} \quad (\text{C.A.5.3-13})$$

$\bar{R}/\bar{Q}$  y  $V_Q$  (expresión C.A.5.3-10) y por lo tanto también  $\beta$  (expresión C.A.5.3-2) dependen de la relación entre la carga permanente y la sobrecarga útil. En general, las estructuras de aluminio tienen bajas relaciones carga permanente-sobrecarga útil. A continuación presentamos valores de  $\beta$  determinados usando la expresión **C.A.5.3-1** para el estado límite de fluencia ( $F.S. = 1,65$ ) y para el estado límite de rotura ( $F.S. = 1,95$ ). Para este último caso  $\bar{R} = 1,10R_n$  y  $V_R = 0,08$ , igual que para el estado límite de fluencia (Galambos, T.V., Research Report N° 54).

D/L	$\beta$ Fluencia	$\beta$ rotura
0,2	2,6	3,4
0,1	2,5	3,2

Este proceso de calibración, para el método LRFD propuesto, se realiza de acuerdo con el siguiente enfoque:

$$\phi A_n F_{ym} = \gamma_D D_n + \gamma_L L_n \quad (\text{C.A.5.3-14})$$

Usando  $R_n = A_n F_{ym}$ ;  $\gamma_D = 1,2$  y  $\gamma_L = 1,6$  según se recomienda en la publicación de B. Ellingwood et. al. (1980),

$$R_n = \frac{L_n}{\phi} (1,2D/L + 1,6) \quad (\text{C.A.5.3-15})$$

de donde:

$$\bar{R}/\bar{Q} = \frac{1,10}{\phi} \left[ \frac{1,2D/L + 1,6}{1,05D/L + 1} \right] \quad (\text{C.A.5.3-16})$$

Los cálculos arrojan los siguientes resultados:

$\phi$	D/L	$\beta$	
0,95	0,2	2,5	} Estado límite de fluencia
0,95	0,1	2,5	
0,85	0,2	3,1	} Estado límite de rotura
0,85	0,1	2,9	

Los valores de  $\phi$  se redondearon al 0,05 más cercano, y la comparación de los  $\beta$  indica que para las relaciones carga permanente-sobrecarga típicas en las estructuras de

aluminio (es decir, para relaciones  $D/L$  comprendidas entre 0,2 y 0,1) los valores de  $\beta$  se encuentran próximos al valor objetivo de 2,5 para el estado límite de fluencia y del valor objetivo  $\beta_T$  de 3,0 para el estado límite de rotura. Esta diferencia refleja la mayor confiabilidad que requiere el estado límite de mayor gravedad. Estos índices de confiabilidad objetivo son similares a los utilizados por AISI para acero conformado en frío.

En base a los resultados arriba presentados, se recomienda utilizar  $\phi = 0,95$  para el estado límite de fluencia y  $\phi = 0,85$  para el estado límite de rotura. Existen métodos que permiten verificar, de manera sencilla, las consecuencias que implican para la confiabilidad el hecho de modificar  $\phi$ .

#### **C-A.5.4. Dimensionado para Estados Límites de Servicio**

Los estados límites de servicio son condiciones bajo las cuales la estructura no puede satisfacer las funciones para las cuales fue diseñada. En general las condiciones de seguridad y resistencia no se ven afectadas por los estados límites de servicio. Sin embargo, los criterios de serviciabilidad son esenciales para garantizar el comportamiento estructural, la economía del diseño y la economía de mantenimiento..

Las condiciones habituales que pueden requerir estados límites de servicio son:

- 1) Deformaciones, desplazamientos o rotaciones excesivas que pueden afectar la apariencia o funcionalidad de la estructura. Es necesario considerar las deformaciones que pueden provocar daños en los elementos no estructurales.
- 2) Vibraciones excesivas que pueden incomodar a los ocupantes o provocar el mal funcionamiento de los equipos.
- 3) Deterioro provocado por el tiempo que puede incluir la corrosión o aspectos estéticos, la respuesta de la estructura y la reacción de los ocupantes del edificio.

Daño local excesivo que pueda requerir un costoso y reiterado mantenimiento o conducir a la corrosión.

Al verificar los estados límites de servicio el proyectista debe considerar las cargas de servicio adecuadas, la respuesta de la estructura y la reacción de los ocupantes del edificio.

Las cargas de servicio que pueden requerir consideración incluyen las cargas estáticas, las cargas de nieve o de lluvia, las variaciones de temperatura y las cargas dinámicas provocadas por las actividades de los ocupantes, los efectos inducidos por el viento o la operación de maquinarias. Las cargas de servicio son las cargas reales que actúan sobre la estructura en cualquier instante arbitrario. Las cargas de servicio adecuadas para verificar los estados límites de servicio pueden ser apenas una fracción de las cargas nominales.

Generalmente la respuesta de la estructura frente a las cargas de servicio se puede analizar suponiendo un comportamiento elástico lineal. Sin embargo, es posible que los miembros que acumulan deformaciones residuales bajo cargas de servicio requieran la consideración de este comportamiento a largo plazo.

Los estados límites de servicio dependen de la función de la estructura y de la percepción del observador. A diferencia de los estados límites de resistencia, no es posible especificar estados límites de servicio generalizados que sean aplicables a todas las estructuras. La Especificación base no contiene requisitos específicos ni combinación de acciones aplicables dejando las mismas libradas al criterio del Proyectista o al acuerdo entre Proyectista y Comitente. En el Reglamento se ha adoptado el criterio utilizado en los

Reglamentos CIRSOC 301-2005, CIRSOC 302-2005 y CIRSOC 308-2007 que es el seguido por los EUROCODES. Las especificaciones adoptadas se indican en el Capítulo **G** del Reglamento.

### **C-A.7. DOCUMENTACIÓN DE PROYECTO Y DOCUMENTACIÓN CONFORME A OBRA**

Las especificaciones para esta Sección son las mismas de la Sección **A.7.** del Reglamento CIRSOC **301-2005.**

# COMENTARIOS AL CAPÍTULO B REQUERIMIENTOS DE PROYECTO

## C-B.2. ÁREA BRUTA

En alas de espesor variable resulta práctico tomar como espesor del elemento para el cálculo del área bruta, el correspondiente a la mitad de la distancia entre el borde libre del ala y la cara contigua del alma.

## C-B.3. ÁREA NETA

El área neta se refiere al área bruta menos la de agujeros, ranuras o muescas. El área que se resta es la de un rectángulo normal a la dirección de la fuerza e igual al producto del ancho del agujero por el espesor del elemento. Se considera, en general, que la ejecución del agujero destruye o daña el metal más allá del borde de aquél. Por ello se toma como ancho de cálculo del agujero de un pasador **2 mm** más que el ancho nominal del mismo. Este ancho nominal está determinado por las dimensiones máximas de los agujeros, en sus distintos tipos establecidos en la Sección **E.2.1**, y dados en la Tabla **E.2-1** en función de los diámetros de los pasadores.

Cuando existen agujeros alternados existen varias posibles líneas de falla. La falla se producirá por la línea que resulte de menor sección neta. 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 fuerza normal. Para resolver el problema se usa una expresión empírica propuesta por V.H. Cochrane que ha mostrado en los ensayos una buena aproximación al comportamiento real de la junta y resulta de muy simple aplicación.

El ancho neto de cálculo se obtiene restando al ancho bruto de la barra la totalidad de los diámetros de los agujeros de la cadena considerada y sumando la cantidad  **$s^2/4g$**  por cada diagonal de la cadena. Cuando el espesor a lo largo de la cadena no es constante se puede obtener el área neta con aproximación suficiente de la siguiente manera: se resta del área bruta de la sección la suma de las áreas de los agujeros de la cadena y se adicionan las cantidades  **$s^2/4g$**  multiplicadas por los correspondientes espesores medios, por cada diagonal considerada en la cadena.

Cuando los agujeros son del tipo ovalados largos, el estado tensional mas 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 para este caso de la expresión propuesta, hacen aconsejable no adicionar la cantidad  **$s^2/4g$**  en el cálculo del ancho neto.



## C-B.4. ÁREA NETA EFECTIVA PARA BARRAS TRACCIONADAS

### C-B.4.1. Área Neta Efectiva para Barras Traccionadas de Secciones Formadas con elementos planos

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 estos, y a través de la unión, a la otra barra. Este efecto es conocido como retardo de corte. (Figura C-B.3-1). Si la longitud de la unión no es suficiente el área neta efectiva en la zona de la unión que resiste la fuerza es menor que la nominal.

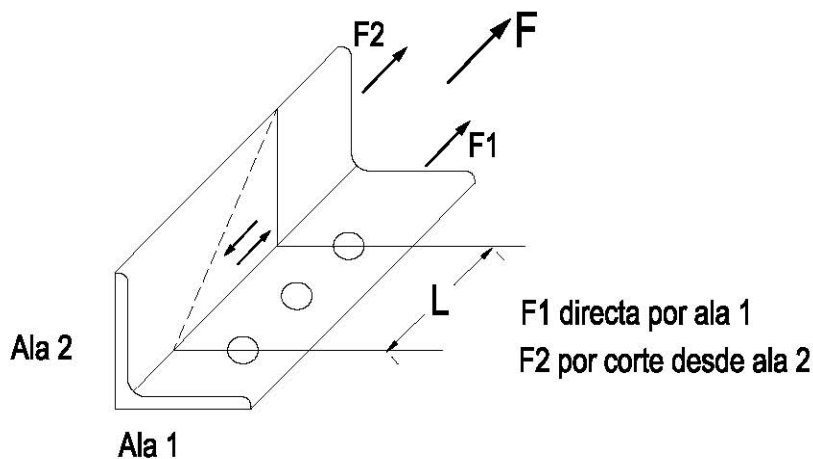


Figura C-B.3-1. Retardo de corte.

La reducción está relacionada:

- 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 ( $\bar{x}$ ). (Ver Figura B.4-1 de Capítulo B);
- con la longitud de la unión, pues al aumentar ésta la fuerza que viene por el elemento no conectado se va transmitiendo por corte sin que exista concentración de tensiones cortantes.

El fenómeno ocurre tanto en las uniones soldadas como en las con pasadores. El coeficiente de reducción  $U$  se aplica al área neta  $A_n$  en barras con pasadores y al área bruta en barras soldadas. El valor de  $U$  viene dado por la expresión empírica  $U = 1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9$ , que cubre los resultados de ensayos dentro de un margen de  $\pm 10\%$ .

Para cualquier perfil o elemento unido  $\bar{x}$  es una propiedad geométrica fija. La longitud  $L$  depende del número de pasadores o longitud de soldadura necesarios para transmitir la fuerza de tracción, dependiendo también de las propiedades mecánicas de la barra y de la

capacidad de los pasadores o soldadura utilizados.

Para la aplicación de la expresión en uniones abulonadas  $L$  se toma como la distancia entre el primer y último bulón paralela a la dirección de la fuerza, considerando la línea con mayor número de bulones. Hay insuficiente datos para establecer un valor de  $U$  cuando todas las líneas tienen un sólo bulón, pero es conservador en ese caso tomar  $A_e$  igual al área neta del elemento unido.

En uniones soldadas  $L$  es la longitud del cordón longitudinal, pues los cordones transversales prácticamente no tienen efecto sobre el retardo de corte.

Cuando la fuerza de tracción es transmitida por soldaduras tipo filete a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal, se deberá controlar la resistencia de la soldadura.

#### **C-B.4.2. Área Neta Efectiva para barras traccionadas de secciones formadas con elementos curvos**

Las uniones extremas de tubos sometidos a una fuerza de tracción son habitualmente realizadas con uniones soldadas continuas alrededor del perímetro del tubo. Alternativamente se pueden usar uniones extremas con chapas de nudo. Una placa de nudo simple se suelda en una ranura longitudinal ubicada en el eje de la sección transversal. Como no es recomendable soldar alrededor del extremo de la chapa de nudo, el área neta del tubo en la sección ubicada en el extremo de la ranura será menor que el área bruta, tal como se observa en la Figura **B.4-4** de este Reglamento. Se pueden soldar un par de chapas de nudo en las caras opuestas de un tubo rectangular con soldaduras a tope acampanadas en bisel.

Para una unión extrema de cualquiera de los tres tipos indicados, las especificaciones generales de la Sección **B.3.** (Capítulo **B**) del Reglamento CIRSOC 301-2005 se pueden simplificar y la excentricidad de la unión  $\bar{x}$  puede ser explícitamente definida. Las uniones con chapas de nudo y sus correspondientes  $\bar{x}$  y  $L$  (longitud de la unión soldada en la dirección de la fuerza) se pueden observar en la Figura **B.4-3** de este Reglamento.

Cuando existe un solo bulón o una sola hilera de bulones perpendicular a la fuerza, la rotación de la unión y la deformación fuera del plano son en general excesivas (Chong y Matlock, 1975; Carril, La Boube y YU, 1994). La reducción de la sección neta por efecto del retardo de corte está adoptada de la Especificación AISI (2001) y del Capítulo **2** del Reglamento CIRSOC 302-2005 y está expresada en función de la relación entre la suma de los diámetros de los bulones de la línea y el ancho de la chapa que trasmite la carga. En los tubos rectangulares se ha considerado como tal el ancho de la parte plana de la cara. La sección neta de cada cara es la que resulta de restar la sección de agujeros a la sección bruta, que se toma hasta la mitad de la curva de esquina en cada extremo. Además influye en la reducción de área neta la existencia o no de arandelas a ambos lados del paquete de chapas unidas. La existencia de arandelas en las dos superficies de apriete aumenta el área que trasmite la fuerza antes de llegar a la rotura por tracción.

#### **C-B.5. RELACIÓN DE ESBELTEZ LOCAL PARA ELEMENTOS DE ESPESOR UNIFORMEMENTE VARIABLE**

Para determinar la relación de esbeltez local en alas de espesor variable se debe considerar el diferente comportamiento a pandeo del elemento según que el borde apoyado sea el de mayor o el de menor espesor. Esto se especifica en la Sección **B.5** del Reglamento.

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO C REGLAS GENERALES DE DISEÑO

Este Capítulo contiene las especificaciones para el diseño de: elementos traccionados, elementos axialmente comprimidos, elementos en flexión simple y corte.

Tal como se ha indicado en la Sección **C-A.1**, este Reglamento toma como base la especificación norteamericana Aluminum Design Manual. Specifications & Guidelines for Aluminum Structures & of the Aluminum Association, Part I-B y Part II-B que utilizan el denominado método de los factores de carga y resistencia LRFD (Load and Resistance Factor Design) en su Edición de 2005. En particular los temas contenidos en los Capítulos 3 y 4 de la mencionada Especificación, relacionados con las reglas de diseño generales y particulares, se incluyen en los Capítulos **C** y **D** del presente Reglamento, con modificaciones en algunos aspectos para su aplicación en nuestro medio y su compatibilización con el formato de los Reglamentos CIRSOC **301-2005**, CIRSOC **302-2005** y CIRSOC **303-2009**.

En particular se efectuaron modificaciones de orden en la secuencia de las verificaciones con la finalidad de facilitar el uso de este Reglamento, reagrupando y ordenando las Secciones de acuerdo con el tipo de sollicitación y el estado límite analizados. Por ello se incluyen en este Capítulo C, secciones que en la especificación base se encuentran en los Capítulos 3 y 4.

Otra diferencia importante radica en que las expresiones dadas por la especificación base determinan en la mayoría de los casos tensiones de diseño, mientras que este Reglamento proporciona en general Resistencias de Diseño con las expresiones equivalentes a las de la especificación base. Las Resistencias de diseño se dan en la forma de esfuerzos de tracción axial, de compresión axial, de momento flector y de esfuerzo de corte. Esta modificación se efectuó con la finalidad de seguir el criterio de presentación de los Reglamentos CIRSOC **301-2005**, CIRSOC **302-2005** y CIRSOC **303-2009**.

### **C-C.3. TRACCIÓN AXIAL**

La resistencia a la tracción axial es el menor valor entre los determinados por:

- 1) la tensión de fluencia en la sección bruta
- 2) la resistencia a la rotura en la sección neta.

Esto se debe a que la sección neta generalmente sólo existe en una pequeña porción de la longitud total del elemento y a que el alargamiento del elemento debido a la fluencia de la sección neta es pequeño. En consecuencia, la fluencia de la sección neta no constituye un estado límite.

Los valores adoptados de  $\phi$  para la falla por fluencia y para la falla por rotura reflejan la diferencia de confiabilidad entre el proyecto y la ejecución de la barra y de sus uniones, criterio de seguridad tradicional en las normativas para estructuras metálicas.

Algunos elementos de uso frecuente, como por ejemplo los perfiles que se unen solamente por una de sus alas, no sólo tienen una concentración de tensiones en la zona circundante al bulón, sino que también tienen tensiones no uniformes en su sección transversal debido a la excentricidad de la carga con respecto al plano de transferencia de la misma. Este efecto se toma en cuenta al utilizar el área neta efectiva de la sección transversal, con lo cual el área para calcular la resistencia de diseño a tracción (área neta efectiva), resulta menor que el área neta.

En la expresión general para determinar la resistencia de diseño a tracción, el coeficiente de resistencia  $\phi$  se divide por un factor  $K_t$ . Para las zonas ubicadas a una distancia mayor que 25 mm de una soldadura, este factor es igual a 1,0 para la mayoría de las aleaciones que figuran en el Reglamento. Las excepciones son las aleaciones 2014-T6, 6066-T6 y 6070-T6. Para la aleación 2014-T6 el valor de  $K_t$  es 1,25, mientras que para las aleaciones 6066-T6 y 6070-T6 el valor de  $K_t$  es 1,1. Este factor se introduce para tomar en cuenta el hecho de que estas aleaciones de alta resistencia son un poco más sensibles al efecto de entalladura que las demás aleaciones listadas en este Reglamento.

#### **C-C.4. COMPRESIÓN AXIAL**

La expresión para determinar la resistencia de diseño,  $P_d$ , de barras sometidas a compresión axial estará dada en función de la tensión de diseño a compresión axial  $\phi F_{np}$ .

La misma será función de la relación entre: la tensión de diseño global  $\phi F_{ng}$  (determinada según la Sección **C.4.1.** a **C.4.4.**) y la tensión de diseño local a compresión  $\phi F_{nLi}$  de cada uno de los elementos que componen la sección transversal (determinada según las Secciones **C.4.5.** a **C.4.9.**). De dicha relación surge que la tensión de diseño a compresión axial  $\phi F_{np}$  puede resultar igual a la tensión de diseño global  $\phi F_{ng}$ ; o bien igual a la tensión de diseño promedio de los elementos que componen la sección, donde la tensión en cada elemento se pondera de acuerdo con la relación entre el área del elemento y el área total de la sección.

El factor de longitud efectiva  $k$  se debe determinar de acuerdo con lo especificado en la Sección **A.4.4.** del presente Reglamento.

Generalmente las columnas forman parte de una estructura y, por lo tanto, para determinar el factor de longitud efectiva es necesario considerar la totalidad de la estructura. Las características de las uniones y la resistencia de la estructura contra la rotación y la traslación de los extremos de las columnas influyen significativamente en la resistencia de las columnas. Se deberán elegir valores conservadores para la relación de esbeltez, ya que compensan en parte la reducción de la resistencia debida a la falta de linealidad que no se incluye en las expresiones para columnas. Más información sobre la longitud efectiva de columnas está dada en la Referencia (Galambos, 1998).

Las soldaduras disminuyen la resistencia de las barras comprimidas para la mayoría de las aleaciones y temple.

La resistencia de las columnas que tienen soldaduras transversales depende de la ubicación y cantidad de las soldaduras. Si las soldaduras están ubicadas sólo en los extremos, la columna se diseña como una columna articulada en sus extremos considerando la tensión de fluencia por compresión para estructuras soldadas indicada en la Tabla **A.2-2**, para determinar la resistencia de diseño. Las soldaduras transversales,

alejadas de los extremos de la columna, reducen la resistencia más que las soldaduras en los extremos. En este caso la columna se debería diseñar como si toda la columna tuviera una resistencia a la compresión en función de la tensión de fluencia por compresión que se indica en la Tabla A.2-2. La Figura C-C.4-1 ilustra la resistencia de columnas de aleación 6061-T6 soldadas transversalmente y sin soldaduras (Sharp, 1993). Si la columna tiene soldaduras longitudinales y transversales los requisitos determinantes son en general los correspondientes a las soldaduras transversales.

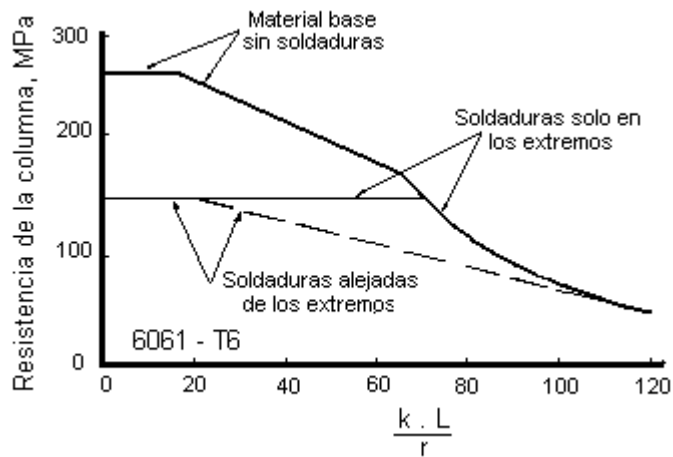


Figura C-C.4-1. Efecto de las soldaduras transversales

#### C-C.4.1. Resistencia de Diseño a Compresión para Pandeo Flexional

Para valores de  $kL/r$  mayores que  $S_1$  las expresiones de esta Sección se aproximan a la resistencia de columnas obtenida aplicando la expresión en base al módulo tangente. La expresión para columnas en base al módulo tangente es:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (\text{C-C.4.1-1})$$

siendo:

$F_{cr}$  la resistencia de columna, en MPa.

$E_t$  el módulo tangente (pendiente de la curva tensión-deformación) correspondiente a  $F_{cr}$ , en MPa.

$kL$  la longitud efectiva de pandeo de la columna, en cm.

$r$  el radio de giro de la columna correspondiente al eje de pandeo considerado, en cm.

Se debe considerar la mayor esbeltez global ( $kL/r$ )

En el rango elástico, la expresión utilizada es simplemente la expresión de Euler para columnas, la cual se utiliza como base para determinar las resistencias de diseño para valores de  $kL/r$  mayores que  $S_2$ . Para valores de  $kL/r$  comprendidos entre  $S_1$  y  $S_2$  la expresión en base al módulo tangente se aproxima bastante a una recta (Clark y Rolf, 1966), la cual se utiliza como base para la expresión de las resistencias de diseño.

Numerosos ensayos realizados indican que estas expresiones permiten pronosticar con bastante precisión la resistencia de las columnas esencialmente rectas (Clark y Rolf, 1966; Templin y otros, 1938).

La longitud efectiva de una columna habitualmente se define como un factor  $k$  multiplicado por la longitud de la columna entre apoyos laterales.

Para valores de  $kL/r$  menores que  $S_1$  la resistencia a la compresión de una columna es igual a la tensión de fluencia en compresión. Estas columnas algunas veces reciben la denominación de columnas cortas, elementos para los cuales el modo de falla es el de fluencia y no el de pandeo.

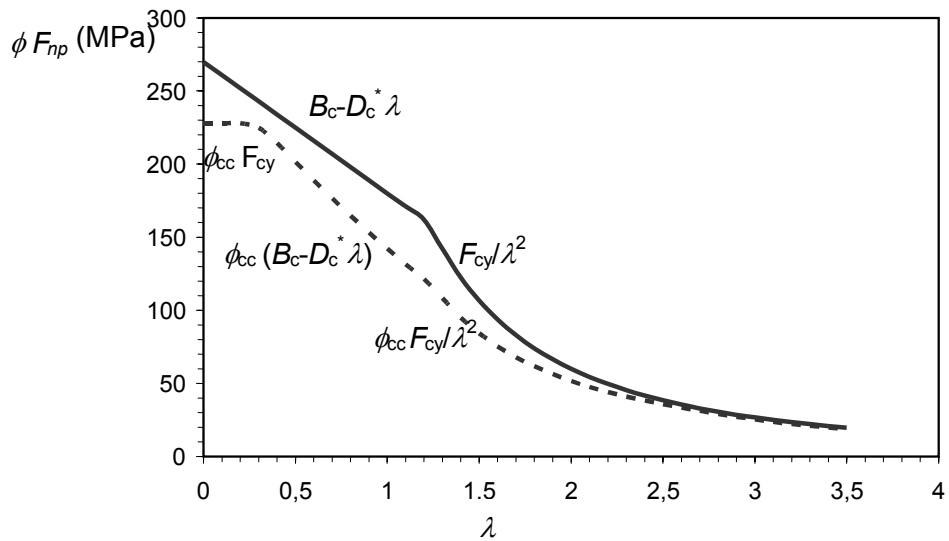
Las investigaciones utilizadas como antecedente consideraron conveniente introducir una relación de esbeltez adimensional:

$$\lambda_c = \frac{kL}{r} \left( \frac{1}{\pi} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \quad (\text{C-C.4.1-2})$$

y de hecho las expresiones dadas en la Sección **C.4.1** están expresadas en términos de  $\lambda_c$  y no en términos de la relación de esbeltez efectiva.

En la Figura **C-C.4-2** se ilustra la relación entre la tensión nominal en estado límite  $F_{np}$  y la tensión en estado límite mayorada  $\phi F_{np}$  y el parámetro de esbeltez para una aleación en particular.

El factor de resistencia  $\phi_{cc}$  varía con el parámetro de esbeltez. La expresión particular para  $\phi_{cc}$  dada en la Sección **C.4.1** es similar, pero no idéntica, a los factores de resistencia recomendados en la bibliografía aportada por Galambos; y Chapuis y Galambos, en las cuales se realizaron una cantidad considerable de trabajo para desarrollar requisitos para el LRFD de columnas y, en ellas se presenta detalladamente la forma en que se seleccionó  $\phi_{cc}$ .



**Figura C-C.4-2. Curva para columna de aleación 6061-t6**

En la bibliografía: (Galambos; y Chapuis y Galambos) se demuestra que la resistencia media de una columna con sus extremos idealmente articulados, pero que inicialmente no es perfectamente recta, es igual a:

$$\bar{R} = \bar{A} \bar{\sigma}_{TM} \bar{B}_T \bar{B}_u \quad (\text{C-C.4.1-3})$$

Consecuentemente el coeficiente de variación es:

$$V_R = \sqrt{V_A^2 + V_{\sigma_{TM}}^2 + V_{B_T}^2 + V_{B_u}^2} \quad (\text{C-C.4.1-4})$$

Los términos de la expresión **C-C.4.1-4** se definen de la siguiente manera:

$\bar{A}$  el área promedio de la sección transversal de una columna, en  $\text{cm}^2$

De acuerdo con la nomenclatura de los capítulos precedentes:

$$\bar{A} = A_n$$

siendo:

$A_n$  el área nominal.

$$V_A = 0,05,$$

$\sigma_{TM}$  la tensión media de pandeo de una columna idealmente recta determinada mediante la teoría del módulo tangente, es decir:



$$\sigma_{TM} = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2} \quad (\text{C-C.4.1-5})$$

En los desarrollos de los trabajos de (Galambos; y Chapuis y Galambos) se adopta una curva tensión-deformación del tipo Ramberg-Osgood, por lo tanto el módulo tangente  $E_t$  es igual a:

$$E_t = \frac{E}{1 + 0,002 n \left(\frac{E}{\sigma_{0,2}}\right) \left(\frac{\sigma}{\sigma_{0,2}}\right)^{n-1}} \quad (\text{C-C.4.1-6})$$

En esta expresión  $E$  es el módulo de elasticidad,  $\sigma$  es la tensión promedio bajo esta carga de pandeo,  $\sigma_{0,2}$  es la tensión de compresión cuando la deformación es igual a **0,2%** y  $n$  es el parámetro de endurecimiento por deformación. En la bibliografía (Chapuis y Galambos) se demuestra que el coeficiente de variación de  $\sigma_{TM}$ ,  $V\sigma_{TM}$ , es igual a 0,06.

$\overline{B}_r$  es el valor medio de la relación entre los resultados de ensayos realizados y la carga correspondiente a la teoría del módulo tangente, para columnas rectas. Analizando los resultados de ensayo disponibles en (Galambos) se obtuvieron las siguientes estadísticas:

$$\overline{B} = 1,0$$

$$V_B = 0,05$$

Esto significa que la teoría del módulo tangente es efectivamente un muy buen pronosticador para las columnas rectas.

$\overline{B}_u$  es el valor medio de la relación entre la resistencia última de una columna que inicialmente no es recta y que está articulada en sus extremos y la resistencia pronosticada por la teoría del módulo tangente para columnas rectas. Se supuso que la desviación inicial de la columna respecto de la forma recta es en forma de una onda sinusoidal cuya amplitud máxima es igual a un milésimo de su longitud. Esto concuerda con lo recomendado por el *Structural Stability Research Council*.

En la bibliografía (Chapuis y Galambos) se derivaron las siguientes expresiones para la relación  $\overline{B}_u$ :

$$\overline{B}_u = 1,0 \quad \text{para} \quad \lambda_c \leq 0,263$$

$$\overline{B}_u = 1,05 - 0,19 \quad \text{para} \quad 0,263 \leq \lambda_c \leq 1,20$$

$$\overline{B}_u = 0,63 + 0,16 \quad \text{para} \quad 1,20 \leq \lambda_c \leq 2,00$$

$$\overline{B}_u = 0,95 \quad \text{para} \quad 2,00 \leq \lambda_c$$

$$V_B = 0,10$$

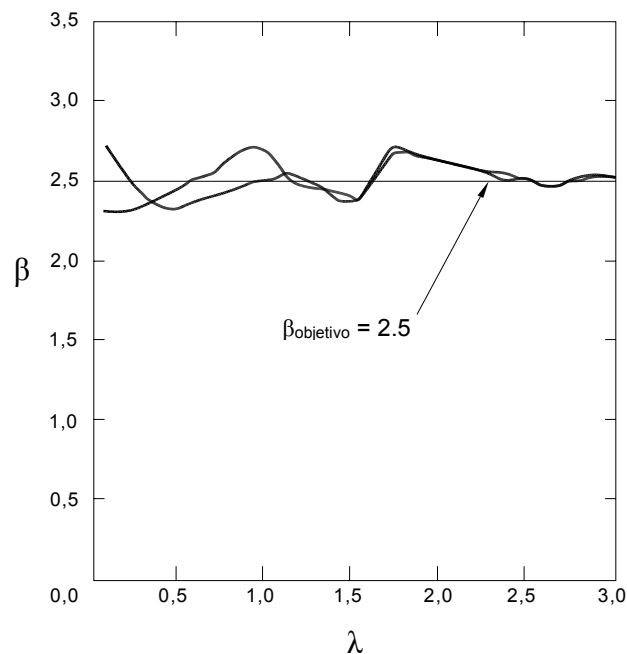
Se realizó un estudio de calibración similar al presentado anteriormente para elementos traccionados, usando la expresión **C.A.5.3-2** para determinar  $\beta$  y usando expresiones para la resistencia nominal de la columna. Se investigaron cuatro tipos de aleaciones, se probaron diferentes tipos de relaciones para  $\phi$  y finalmente se seleccionaron las siguientes expresiones por ser razonablemente precisas y aún así relativamente simples:

$$\phi_c = 1 - 0,21\lambda_c \leq 0,95 \quad \text{para} \quad \lambda_c \leq 1,20 \quad (\text{C-C.4.1-7})$$

$$\phi_c = 0,58 + 0,14\lambda_c \leq 0,95 \quad \text{para} \quad \lambda_c \leq 1,20 \quad (\text{C-C.4.1-8})$$

De este modo el factor de resistencia varía linealmente al igual que el parámetro  $\lambda_c$ . En la Figura **C-C.4-3** se ilustran los valores de  $\beta$  que resultan de utilizar  $\phi_{cc}$  (expresiones **C-C.4.1-7** y **C-C.4.1-8**) en los criterios para diseño LRFD. Se observa se aproxima bastante el valor deseado  $\beta_T = 2,5$ .

En la bibliografía (Chapuis y Galambos) se presenta un trabajo considerable sobre otro aspecto del diseño de columnas. En la práctica raramente existen columnas con extremos verdaderamente articulados. Aún las columnas nominalmente articuladas en sus extremos tienen algún grado de restricción, y la mayoría de las columnas están restringidas por su unión a la base o a elementos que se conectan en sus extremos. Además no son habituales los elementos solicitados únicamente por carga axial, en realidad la mayoría de los elementos comprimidos están sujetos también a flexión. Se demostró que cada uno de estos efectos tiene una influencia conservadora y que por lo tanto tienden a aumentar  $\beta$ . Varios casos adicionales estudiados mostraron la misma tendencia general de obtener valores de  $\beta$  algo mayores debido a la restricción.



**Figura C-C.4-3.**

#### **C-C.4.3. Secciones con simetría doble o simple sujetas a pandeo torsional o pandeo flexo-torsional**

En base a los datos publicados por Abranson (1977), Sharp (1993) demuestra que las expresiones de diseño para columnas de la Sección **C.4.1.** se pueden utilizar para pandeo flexo-torsional elástico si se define una relación de esbeltez equivalente  $(kL/r)_e$ . Luego, la tensión de pandeo flexo-torsional inelástico se calcula usando las expresiones de diseño para columnas que se utilizan para pandeo flexional. Para las secciones simétricas respecto de un punto, como por ejemplo las secciones cruciformes, el pandeo torsional es el modo de falla más probable y  $F_e$  se vuelve igual a  $F_{et}$ .

#### **C-C.4.4. Secciones no simétricas sujetas a pandeo torsional o pandeo flexo-torsional**

La Especificación base no indica una expresión para el análisis del pandeo flexo-torsional de perfiles asimétricos, pero se incorpora a este Reglamento la expresión para determinar la tensión crítica elástica que presenta el Reglamento CIRSOC **301-2005**, Capítulo **E**, Sección **E.3**.

#### **C-C.4.5. Compresión uniforme en elementos de columnas. Elementos planos apoyados en un borde (elementos no rigidizados)**

##### **C-C.4.5.1. Compresión uniforme en elementos no rigidizados de columnas, cuyo eje de pandeo es un eje de simetría**

La Sección **C.4.5.1.** parte **(c)** se basa en la resistencia post-crítica a pandeo, y no en la resistencia crítica al pandeo de las placas planas no rigidizadas (Sooi y Peköz 1993).

Ensayos realizados sobre columnas cortas de sección cruciforme indican la existencia de resistencia post-crítica al pandeo. Estos requisitos se aplican a los perfiles doble te de ala ancha que pandean respecto de cualquiera de sus ejes y a las secciones tipo canal que pandean alrededor del eje fuerte.

##### **C-C.4.5.2. Compresión uniforme en elementos no rigidizados de columnas, cuyo eje de pandeo NO es un eje de simetría**

En las columnas que pandean respecto de un eje principal que no es un eje de simetría es posible que el baricentro de las tensiones no coincida con el baricentro de la sección. Esto se debe a la distribución no lineal de tensiones en los elementos planos de la sección en el rango post-crítico. En estos casos, aunque es posible que aún exista algo de resistencia post-crítica, puede que no sea tan grande como lo sería si el eje de pandeo fuera un eje de simetría. Por este motivo los requisitos de esta Sección limitan la resistencia a la resistencia crítica elástica al pandeo local. Estos requisitos se aplican a las secciones de columnas de simple simetría que pandean respecto del eje débil, como por ejemplo las secciones tipo canal.

#### **C-C.4.6. Compresión uniforme en elementos de columnas. Elementos planos apoyados en ambos bordes (elementos rigidizados)**

En el rango inelástico, la resistencia última es igual a la resistencia al pandeo local, de manera que la resistencia de diseño se basa en la expresión para pandeo local con una relación de esbeltez equivalente igual a  $1,6 b/t$  y un coeficiente de resistencia  $\phi_c$ .

El coeficiente **1,6** es aproximadamente el valor que se aplica a una placa simplemente apoyada sobre dos bordes longitudinales.

#### **C-C.4.7. Compresión uniforme en elementos de columnas – Elementos planos apoyados en un borde y con rigidizador en el otro**

La expresión **C.4.7-2** proporciona una transición entre resistencia de diseño en un elemento plano no rigidizado y la resistencia de diseño en un elemento plano rigidizado en un borde por medio de un rigidizador totalmente adecuado. Las capacidades estimadas utilizando los requisitos de esta Sección se correlacionan adecuadamente con las capacidades obtenidas experimentalmente a partir de ensayos realizados sobre columnas cortas con rigidizadores de borde (Sooi y Peköz 1993).

Las expresiones **C.4.7-3** a **C.4.7-5** son las relaciones  $r_s/R_a$  para diferentes rangos de las relaciones  $b/t$ , donde  $r_s$  es el radio de giro de un rigidizador de borde respecto de la superficie que se encuentra a la mitad del espesor de la placa y  $R_a$  es el radio de giro de un rigidizador adecuado para que el ala rigidizada funcione como un elemento plano apoyado en ambos bordes longitudinales. Las expresiones para  $R_a$  están dadas por los denominadores de las expresiones **C.4.7-4** y **C.4.7-5**. Las expresiones para determinar  $R_a$  han sido adaptadas a partir de la Especificación AISI (1986) y comparadas con (Sharp 1966). El análisis de pandeo elástico realizado por (Sharp 1966) indica que un rigidizador de borde es adecuado si  $r_s = 6t$ . El pandeo elástico comienza para una relación  $b/t$  igual a  $S$ , siendo  $S$  la relación  $b/t$  límite para la cual un elemento rigidizado es totalmente efectivo. Para este valor de la relación  $b/t$  el valor de  $R_a$  obtenido mediante la expresión **C-C.4.7-4** es idéntico al valor de  $r_s$ . Si la relación  $b/t$  está comprendida entre  $S/3$  y  $S$ , se asume una relación lineal entre  $R_a$  y  $b/t$ .

El valor de  $r_s$  necesario para considerar que un rigidizador de borde es adecuado es mayor que  $6t$  en el rango post-crítico del elemento rigidizado. Existe resistencia post-crítica en un elemento plano rigidizado en su borde que tiene una relación  $b/t$  mayor que  $S$ . La expresión **C.4.7-5** es válida para valores de relaciones  $b/t$  comprendidas entre  $S$  y  $2S$ . No hay suficientes datos experimentales disponibles que permitan desarrollar una expresión para determinar  $R_a$  cuando la relación  $b/t$  es mayor que  $2S$ .

La limitación que se aplica a la relación  $D_s/b$  evita cualquier interacción negativa entre el pandeo local del rigidizador en forma de labio y el ala.

Se debe observar que el valor de  $\phi F_{nL}$  determinado de acuerdo con las expresiones **C.4.7.-1** y **C.4.7.-2** no debe ser mayor que el valor de  $\phi F_{nL}$  determinado para el labio rigidizador de acuerdo con la Sección **C.4.5**.

En esta sección, al igual que en algunas de las secciones siguientes, se especifica que si el radio interno de la esquina es mayor que 4 veces el espesor, entonces para calcular  $b$  el radio interno se deberá tomar igual a 4 veces el espesor. Esta regla fue desarrollada sobre la base de que un radio demasiado grande sería perjudicial para la resistencia post-crítica del elemento y que utilizar el ancho del elemento plano para calcular la resistencia sería demasiado poco conservador.

#### **C-C.4.8. Compresión uniforme en elementos de columnas – Elementos planos apoyados en ambos bordes y con un rigidizador intermedio**

Los requisitos de esta Sección se basan en lo publicado por (Sharp 1966), cuya discusión se presenta en la Sección **C.5.3.6**.

#### **C-C.4.9. Compresión uniforme en elementos de columnas. Elementos curvos apoyados en ambos bordes, paredes de tubos circulares y ovalados**

En teoría, la resistencia al pandeo elástico de una cáscara cilíndrica ideal cargada en compresión se puede determinar utilizando una relación de esbeltez equivalente igual a  $4R_b/t$  en la expresión para columnas. Sin embargo, la resistencia al pandeo de las cáscaras reales es afectada fuertemente por las imperfecciones geométricas y las condiciones de apoyo. Ensayos realizados indican que este efecto tiende a aumentar a medida que aumenta  $R_b/t$ . Las expresiones de esta Sección toman en cuenta este efecto de las imperfecciones, y son conservadoras en comparación con los resultados de numerosos ensayos realizados sobre tubos y probetas cilíndricas (Clark y Rolf 1964, y Weingarten y otros 1965). Las expresiones de esta Sección se basan en la resistencia crítica al pandeo local, ya que para estas cargas ocurren deformaciones severas.

Se ha demostrado que la resistencia de los tubos con soldaduras circunferenciales se puede determinar adecuadamente usando las mismas expresiones que se utilizan para tubos sin soldaduras cuando  $R_b/t \leq 20$  (aproximadamente). Estudios recientes indican que los requisitos pueden ser altamente no conservadores (Sharp 1993) en el caso de los cilindros con soldaduras circunferenciales con relaciones  $R_b/t$  mucho más elevadas, y es por este motivo que se incluye la restricción de  $R_b/t$  para los tubos con soldaduras circunferenciales.

### **C-C.5. FLEXIÓN**

El Momento de Diseño de una barra sometida a flexión simple será el menor de los que resulten para los estados límites que pueden ser críticos: plastificación de la fibra extrema traccionada (Sección **C.5.1**), pandeo lateral torsional (Sección **C.5.2**), pandeo local del ala uniformemente comprimida (Sección **C.5.3**) o pandeo local del alma (Sección **C.5.4**).

#### **C-C.5.1. Plastificación de la fibra extrema traccionada**

En algunas aleaciones de aluminio se debe analizar este estado límite, ya que existen diferencias entre las tensiones de fluencia a compresión y a tracción.

##### **C-C.5.1.1. Elementos planos de perfiles estructurales y tubos rectangulares en flexión sometidos a tracción uniforme**

La Sección **C.5.1.1** se aplica a los elementos planos de vigas sometidos a tracción uniforme como resultado de la flexión. Por ejemplo las alas de una viga doble T en flexión alrededor del eje fuerte o de un tubo rectangular en flexión alrededor de cualquiera de sus ejes principales.

##### **C-C.5.1.2. Tubos circulares u ovalados**

Las resistencias de diseño a tracción para tubos circulares u ovalados sujetos a flexión son levemente mayores que aquellas para los perfiles estructurales. Estudios y ensayos realizados (Clark y Rolf 1964) han demostrado que la fluencia o falla de las vigas de sección tubular no ocurre hasta que el momento flector supera considerablemente el momento de fluencia pronosticado mediante la expresión habitual aplicable en flexión. Esto se debe a la distribución no lineal de las tensiones en el rango inelástico. La fluencia no se hace aparente tan pronto como la tensión calculada en la fibra extrema llega a la tensión de fluencia, ya que las fibras menos traccionadas que se encuentran próximas al

centro de la viga aún se encuentran en el rango elástico. Las constantes **1,17** y **1,24** se pueden considerar como factores de forma para la tensión de fluencia y la resistencia última, respectivamente.

Estas constantes fueron seleccionadas en base a curvas de tensión de fluencia correspondientes a secciones tubulares de proporciones representativas (0,2% de desplazamiento). Los factores de forma para resistencia última se dedujeron a partir de curvas de tensión-deformación aparente y real a una tensión correspondiente a la resistencia a la tracción del material.

### **C-C.5.1.3. Elementos planos sometidos a flexión en su plano, barras macizas rectangulares y circulares en flexión**

Al igual que en el caso de los tubos circulares y las secciones circulares de sección maciza, la teoría y los ensayos realizados muestran que los elementos de aleaciones de aluminio que componen estas secciones pueden soportar momentos flectores considerablemente mayores que aquellos pronosticados en base a la expresión habitual aplicable en flexión (Clar y Rolf 1966). En este caso, los factores de forma utilizados para tensión de fluencia y resistencia última, respectivamente, son 1,30 y 1,42. Para los elementos asimétricos respecto del eje de flexión, es conservador utilizar la resistencia de diseño obtenida de acuerdo con **C.5.1.1**.

Esta sección se aplica a las alas traccionadas de un perfil doble te flexando alrededor del eje débil, almas de perfiles te o secciones macizas de sección rectangular o circular.

### **C-C.5.2. Pandeo lateral torsional**

#### **C-C.5.2.1. Perfiles de una sola alma flexando alrededor del eje fuerte**

En el rango inelástico las expresiones utilizan una recta que aproxima la curva pandeo versus módulo tangente que también se utiliza para columnas. Ensayos realizados muestran que esta curva es conservadora para el caso de vigas (Clark y Rolf 1966). Clark y Hill (1960) analizan los fundamentos del cálculo del pandeo lateral torsional de vigas de una sola alma flexando respecto de su eje fuerte.

Las expresiones asumen una viga de un solo tramo restringida contra el desplazamiento lateral y vertical en los apoyos pero libre de rotar en vertical y en horizontal en los extremos, no pudiendo rotar alrededor de su eje. También asumen que la sección es simétrica y que el momento es uniforme. Las expresiones obtenidas para el pandeo lateral (Clark y Hill 1960) resultaron algo complejas.

Con el objetivo de simplificar los cálculos se desarrolló un método aproximado para estimar la resistencia al pandeo lateral. Se halló que una relación de esbeltez equivalente  $L/1,2r_y$  permitía obtener respuestas conservadoras para los perfiles de aluminio estándares. Debido a lo conservador que resulta el método aproximado, la Sección **C.5.2.2** permite que el diseñador calcule un valor más preciso de  $r_y$  en base a la solución "exacta".

#### **C-C.5.2.2. Vigas de una sola alma, incluyendo vigas de una sola alma con porciones tubulares**

Las expresiones de la Sección **C.5.2.1.**, para vigas de una sola alma, se basan en una aproximación en la cual el término  $L_b/r_y$  reemplaza a una expresión más compleja que involucra varias propiedades de la sección transversal. Debido al uso de esta

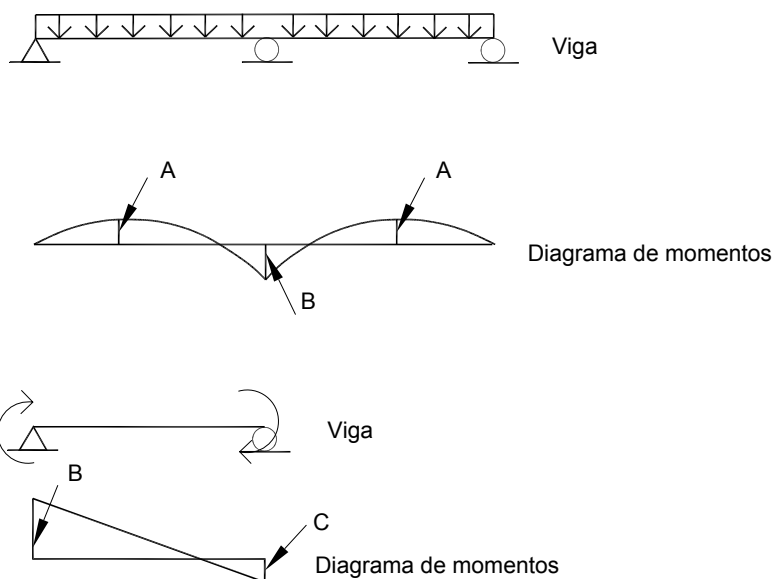
aproximación, las expresiones dan resultados muy conservadores bajo ciertas condiciones, es decir para valores de  $L_b/r_y$  mayores que aproximadamente 50 y para vigas con cargas transversales aplicadas a un ala y en una dirección que se aleja del centro de corte de la viga. En estos casos, para calcular resistencias de diseño a compresión más precisas, el valor de  $r_y$  de la Sección C.5.2.1 se puede reemplazar por un  $r_y$  efectivo o  $r_{ye}$  dado por una de las expresiones de la Sección C.5.2.2.

Para las secciones con simetría doble se puede utilizar la Sección C.5.2.2.1 o bien la Sección C.5.2.2.3. La Sección C.5.2.2.3 es más precisa y en general permite obtener resistencias de diseño más elevadas. Para las secciones con simetría simple asimétricas respecto del eje de flexión se pueden utilizar las Secciones C.5.2.2.2 o C.5.2.2.3. La Sección C.5.2.2.3 es más precisa que la C.5.2.2.2.

#### C-C.5.2.2.1. Secciones con simetría doble y secciones simétricas respecto del eje de flexión, flexando alrededor del eje fuerte

Las resistencias de diseño se determinan en los extremos o en los puntos de arriostramiento de las vigas y también entre puntos de arriostramiento. La expresión C.5.2.2.1-1 se utiliza para calcular la resistencia de diseño en los puntos de arriostramiento o apoyo de una viga. Esta misma expresión se puede utilizar entre puntos de arriostramiento si la viga está sujeta a cargas laterales que se aplican exclusivamente en el centro de corte de la sección. La expresión C.5.2.2.1-2 se utiliza para calcular la resistencia de diseño entre puntos de arriostramiento o apoyo cuando hay una carga transversal aplicada en el ala superior o inferior de la viga y la carga tiene libertad de desplazarse lateralmente junto con la viga si ésta pandea.

La selección de cuál expresión se debe utilizar para determinar  $r_{ye}$  se puede ilustrar usando la Figura C-C.5-1. En ambas vigas, para el punto B se debe utilizar la expresión C.5.2.2.1-1. Para el punto A también se debe utilizar la misma expresión si la carga distribuida se aplica al nivel del eje neutro. Si la carga distribuida no se aplica al nivel del eje neutro se debe utilizar la expresión C.5.2.2.1-2. El enfoque para verificar el momento en el punto C se discutirá al hablar de la selección de  $C_b$  en la Sección C.5.2.3.



## Figura C-C.5-1. Ejemplos de vigas y diagramas de momentos

### C-C.5.2.2.2. Secciones con simetría simple asimétricas respecto del eje de flexión. Flexando alrededor del eje fuerte

Para las vigas que son asimétricas respecto del eje  $x$ ,  $r_{ye}$  de la Sección C.5.2.2.1 se puede calcular de manera aproximada tomando  $r_y$ ,  $I_y$ ,  $S_c$  y  $J$  como si ambas alas fueran iguales al ala comprimida manteniendo la misma altura total de la sección. Esta aproximación es siempre conservadora cuando el ala más pequeña está comprimida. La aproximación puede resultar menos conservadora cuando el ala comprimida es la de mayor tamaño. Al suponer una sección más grande que la real, cuando el ala mayor es la que está comprimida, se deberá tener en cuenta que esto puede o no ser compensado por la naturaleza conservadora de las expresiones de la Sección C.5.2.2.1.

### C-C.5.2.2.3. Secciones con simetría simple simétricas o asimétricas respecto del eje de flexión, secciones con simetría doble y secciones sin eje de simetría. Flexando alrededor del eje fuerte

Esta Sección se aplica a cualquier viga solicitada a flexión respecto del eje fuerte debida a momentos o cargas laterales aplicadas a través del centro de corte de la sección. La expresión C.5.2.2.3-1 se deriva de la bibliografía (Clark y Hill 1960) en base a la teoría del pandeo elástico flexo-torsional. Esta expresión considera la asimetría de la sección respecto del eje de flexión, así como la ubicación de la carga aplicada lateralmente con respecto al centro de corte.

Al calcular las propiedades de la sección y el parámetro  $g_o$  es fundamental utilizar la orientación de los ejes especificada. La Figura C-C.5-2 ilustra la orientación de los ejes y la simbología utilizada para la sección transversal.

Las magnitudes de  $y_o$ , la constante de torsión  $J$  y la constante de alabeo  $C_w$  se pueden determinar usando las expresiones dadas por (Roak y Young 1989).

La expresión aproximada para  $j$  dada en la expresión C.5.2.2.3-6, así como el enfoque para flexión con curvatura doble, se basa en información proporcionada por (Kitipornchai y otros 1986). Para los casos en los cuales las alas comprimida y traccionada son aproximadamente iguales  $j$  también se puede aproximar mediante  $-y_o$ .

### C-C.5.2.3. Coeficientes de pandeo lateral

El aumento de la capacidad de pandeo lateral debido a la variación del diagrama de momentos la longitud no arriostrada  $L_b$  se toma en cuenta usando el factor  $C_b$  en las Secciones C.5.2.1, C.5.2.4 y C.5.2.5..

La expresión para  $C_b$  que aparece en el presente Reglamento es igual que la publicada en la segunda edición de la Especificación AISC (para LRFD 1993) y utilizada por el Reglamento CIRSOC 301-2005.

Las expresiones para  $C_b$ ,  $C_1$  y  $C_2$  correspondientes a los casos especiales se basan en el trabajo informado por (Wang y Kitipornchai 1986). Las expresiones para  $C_b$  son versiones algo simplificadas de las indicadas en la referencia.

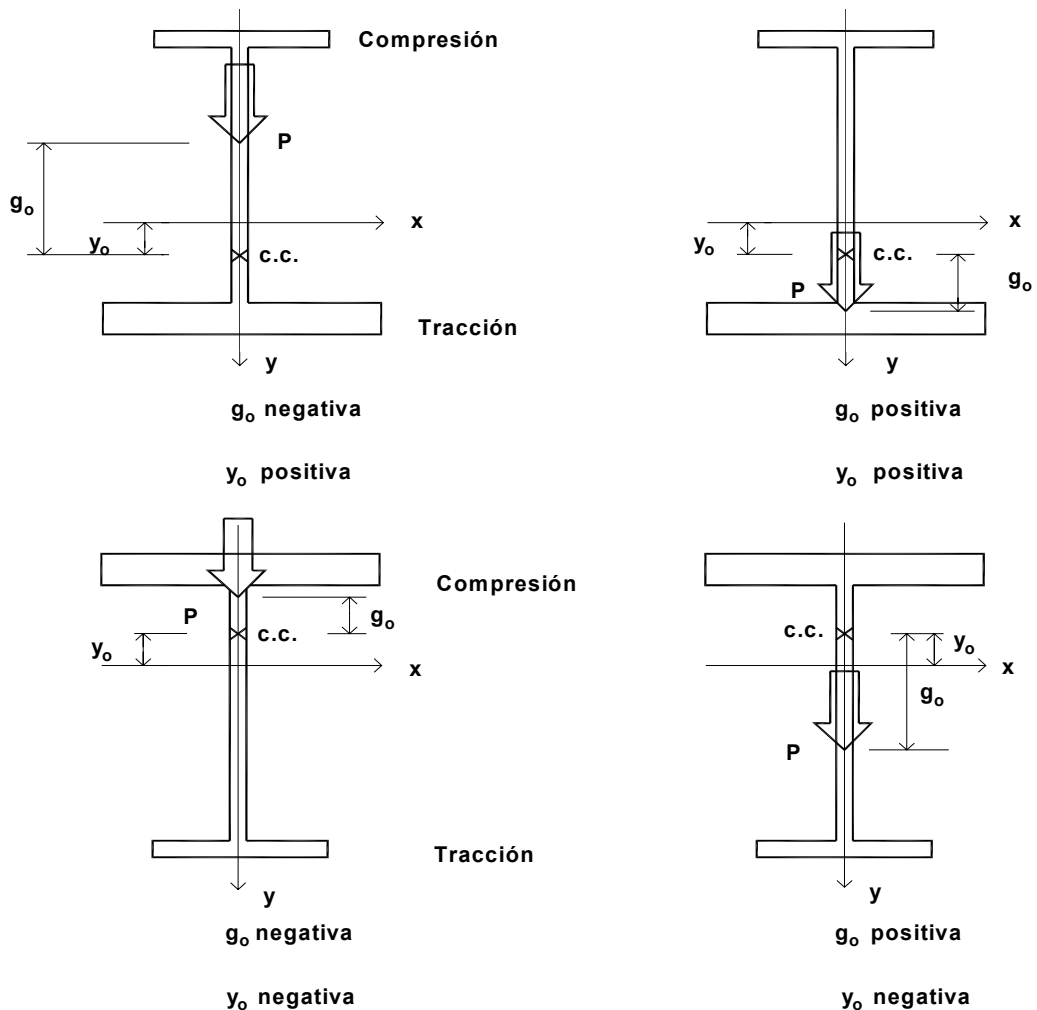
Se demuestra (Kitipornchai y otros 1986) que aplicar el factor  $C_b$  a las secciones de simetría simple de la misma manera que se aplica a las secciones de simetría doble puede



ser no conservador en ciertas situaciones. Los casos no conservadores surgen cuando el factor  $C_b$  se aplica al momento crítico, determinado para el caso de ala mayor comprimida  $M_L$ , cuando es posible que en alguna parte del segmento de viga no arriostrado el ala menor esté sujeta a compresión. En tales casos el factor  $C_b$  correcto también se debería aplicar, al momento crítico determinado, para el caso correspondiente a ala menor comprimida  $M_S$ .

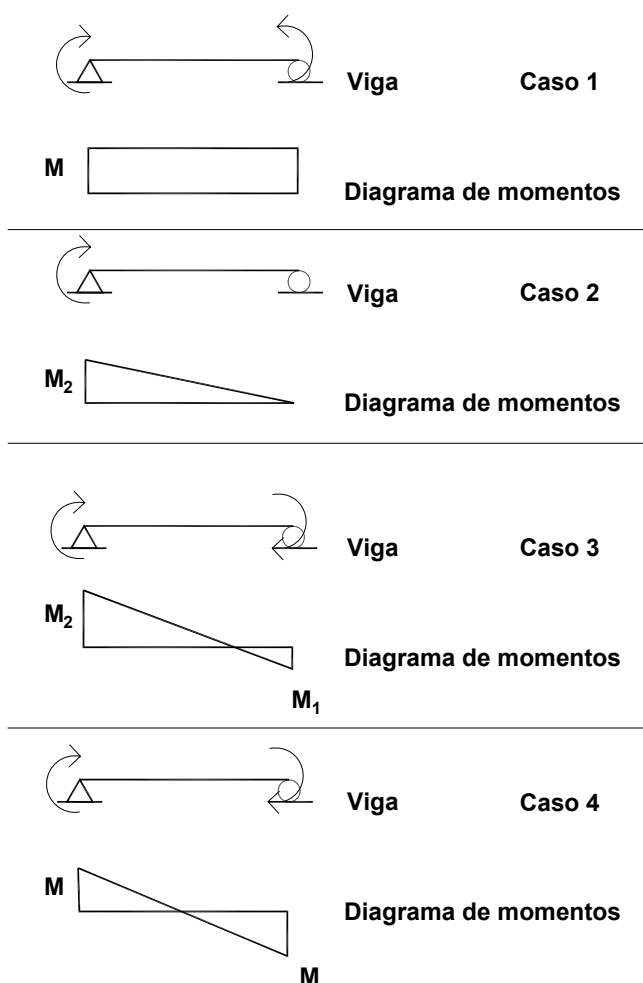
La aplicación de los coeficientes  $C_b$ ,  $C_1$  y  $C_2$  se puede discutir con ayuda de los ejemplos ilustrados en las Figuras C-C.5-1 y C-C.5-2. En la viga de un solo tramo de la Figura C-C.5-1, si el ala superior es el ala menor y  $M_{MAX}$  ocurre en una sección (punto B) con el ala menor comprimida, para determinar el momento crítico se aplicaría el factor  $C_b$  a  $M_S$ .

Si en la viga de un solo tramo de la Figura C-C.5-1 el ala superior es el ala mayor y  $M_{MAX}$  ocurre en una sección con el ala mayor comprimida (en el punto B), entonces determinar el momento crítico como  $C_b M_L$  puede ser no conservador ya que la presencia de un segmento con el ala menor comprimida podría llevar a un menor momento crítico real. Se puede hallar un límite inferior para el momento de pandeo lateral en el extremo con el ala menor comprimida (punto C) suponiendo que el gradiente de momentos en la viga es como se ilustra en el Caso 2 de la Figura C-C.5-3 y usando el correspondiente valor de  $C_b$ .



**Figura C-C.5-2. Orientación de los ejes y simbología utilizada para la sección transversal**

La aplicación de los coeficientes  $C_b$ ,  $C_1$  y  $C_2$  a casos con momento en los extremos se puede demostrar para las cuatro vigas ilustradas en la Figura C-C.5-3. Si el ala superior es el ala menor, el factor  $C_b$  se puede aplicar a  $M_s$  conservadoramente en todos los casos. Se requiere que los momentos de pandeo lateral resultantes sean mayores que los momentos máximos reales aplicados.



**Figura C-C.5-3. Ejemplos de vigas y diagramas de momentos**

Si el ala superior es el ala mayor, el factor  $C_b$  no se puede aplicar conservadoramente a  $M_L$  en el Caso 3 sin realizar una verificación para ver si es posible que haya un momento de pandeo lateral menor debido al hecho de que en una porción de la viga el ala menor está comprimida. Se puede hallar un límite inferior para el momento de pandeo para el caso en el cual el ala menor está comprimida en una parte del tramo suponiendo que el ala menor está sujeta a una distribución de momentos como se ilustra para el Caso 2 con el ala menor en compresión, es decir  $C_b = 1,67$ .

Para el Caso 4 en el cual los momentos en los extremos son iguales y opuestos, sólo es necesario verificar el ala menor en el extremo derecho. Para esta verificación  $C_b = 2,27$  de acuerdo con la expresión **C.5.2.3.1-1**.

En resumen,  $C_b$  se puede determinar de la manera usual para todos los casos excepto aquellos en los cuales  $M_{MÁX}$  produce compresión en el ala mayor y el ala menor también está solicitada a compresión en la longitud no arriostrada. En este caso también es necesario verificar el elemento en la ubicación donde el ala menor está solicitada a su máxima compresión.

Si una de las dos alas es tan pequeña que  $I_{cy}/I_y$  es menor o igual que 0,1 o mayor o igual que 0,9 entonces  $C_b$  se debe tomar igual a 1,0 en base a la información presentada en (Kitipornchai y otros 1986).  $C_b$  también se debe tomar igual a 1,0 cuando se considera la restricción contra la rotación ( $k_y < 1$ ) debido a que la expresión **C.5.2.3-1** sobrestima  $C_b$  cuando se utiliza  $k_y$  menor que 1.

No se han derivado valores de  $C_1$  y  $C_2$  directamente para vigas continuas. Se puede demostrar que para cargas como las ilustradas en la Figura **C-C.5-1** se obtienen resultados razonablemente conservadores considerando que:

- cuando el ala menor (superior) está comprimida (casos ilustrados en la parte superior de la Figura **C-C.5-2**)

$$C_1 = 0,41C_b \quad ; \quad C_2 = 0,47C_b$$

- cuando el ala mayor (superior) está comprimida (casos ilustrados en la parte inferior de la Figura **C-C.5-2**).

$$C_1 = 0 \quad ; \quad C_2 = 0$$

El presente Reglamento no especifica requisitos para las vigas en voladizo debido a la complejidad de este tema, particularmente en el caso de las secciones de simetría simple. Lineamientos para el diseño de este tipo de elementos fueron dados por: (Kirby y Nethercot 1979), (Dux y Kitipornchai 1986), (Anderson y Trahair 1972) y (Wang y Kitipornchai 1986).

#### **C-C.5.2.4. Secciones rectangulares macizas flexando alrededor del eje fuerte**

Una viga rectangular maciza sin apoyo lateral y de sección transversal suficientemente angosta puede fallar por pandeo lateral torsional. Este tipo de falla se toma en cuenta en esta Sección usando una relación de esbeltez equivalente igual a  $2,3(d/t)\sqrt{L_b/d}$ . Si la viga es lo suficientemente ancha no pandeará, y la resistencia de diseño será controlada por la tensión de fluencia. Cuando  $2,3(d/t)\sqrt{L_b/d} < S_1$  se adopta un factor de forma igual a 1,3 para la fluencia, al igual que en la Sección **C.5.1.3**. En el rango de relaciones de esbeltez intermedias, la resistencia al pandeo se ve afectada considerablemente por la redistribución de tensiones que acompaña a la fluencia plástica, de manera que las tensiones aparentes en el momento del pandeo son apreciablemente más elevadas que los valores correspondientes a vigas de una sola alma. Se ha demostrado que la expresión utilizada para representar la resistencia al pandeo es consistente con los resultados de ensayos de pandeo realizados sobre vigas rectangulares por (Clark y Rolf 1966).

Las expresiones se basan en condiciones de momento uniforme sobre una viga de un solo tramo, simplemente apoyada, con sus extremos impedidos de desplazarse lateralmente pero libres de rotar respecto del eje vertical.

### C-C.5.2.5. Tubos rectangulares, secciones cajón, y vigas que tengan secciones con partes tubulares flexando alrededor del eje fuerte

Esta sección se aplica a los perfiles cerrados. No es necesario que el espesor de pared sea uniforme.

Las resistencias de diseño de esta Sección se basan en la resistencia al pandeo lateral torsional de los perfiles tubulares.

Debido a que las especificaciones dadas por este Reglamento se pueden utilizar para una gran variedad de perfiles extruidos o conformados, se adoptó la hipótesis conservadora de que el factor de forma para fluencia es igual a 1,0.

Para una sección cerrada la constante de torsión  $J$  es igual a:

$$J = \frac{4A_m^2}{\int \frac{ds}{t}} \quad (\text{C-C.5.2.5-1})$$

siendo:  $A_m$  el área encerrada por la línea media entre los bordes interno y externo y  $ds$  es el diferencial de longitud a lo largo del perímetro de espesor  $t$ . Para el caso de espesor  $t$  uniforme, esta expresión se convierte en:

$$J = \frac{4A_m^2}{s} \quad (\text{C-C.5.2.5-2})$$

donde  $s$  es la longitud del perímetro a la mitad del espesor. La expresión para un tubo rectangular hueco es:

$$J = \frac{2t_2t_1(a-t_2)^2(b-t_1)^2}{at_2 + bt_1 - t_2^2 - t_1^2} \quad (\text{C-C.5.2.5-3})$$

La Figura C-C.5-4 ilustra la simbología utilizada.

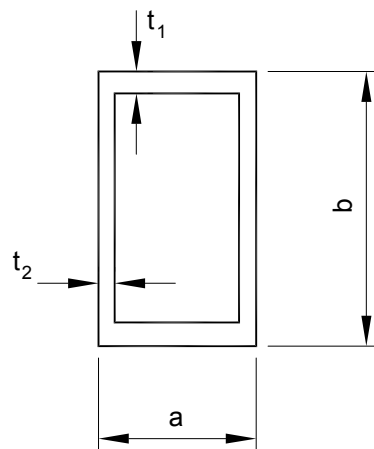


Figura C-C.5-4. Simbología utilizada para la sección transversal.

#### **C-C.5.2.6. Alas comprimidas de vigas con apoyos elásticos**

La expresión se puede utilizar para determinar la resistencia de diseño en el baricentro del ala comprimida de una viga que tiene riostras laterales sólo en el ala traccionada y en la cual las riostras son intermitentes. Este tipo de análisis se describe en (Haussler 1964). Si no se conoce la rigidez rotacional de la unión entre el larguero y el ala traccionada, ésta se debería medir experimentalmente e introducir en la expresión para  $\beta_s$  (Haussler y Pabers 1974).

#### **C-C.5.3. Estado límite de pandeo local del ala uniformemente comprimida**

##### **C-C.5.3.1. Tubos circulares u ovalados**

Para valores de  $R_b/t$  por debajo del límite de esbeltez  $S_1$ , la resistencia de diseño se incrementa por encima de la resistencia de compresión básica de diseño, ya que ensayos realizados demuestran que se puede aplicar un factor de forma igual a 1,17 con respecto a la fluencia en tubos circulares. Para valores de  $R_b/t$  comprendidos entre  $S_1$  y  $S_2$ , la resistencia de diseño se basa en una expresión con la cual se obtiene una buena aproximación a los valores de resistencia al pandeo obtenidos experimentalmente ensayando tubos circulares solicitados a flexión (Clark y Rolf 1964).

En esta Sección el valor de  $S_2$  es el valor de  $R_b/t$  para el cual la curva de resistencia a flexión interseca la curva de tensión de pandeo bajo compresión axial. Para valores de  $R_b/t$  más elevados se adopta la hipótesis conservadora de que la resistencia de diseño en flexión es igual que en compresión directa. La limitación que establece que las expresiones sólo se aplican cuando  $R_b/t \leq 20$  en el caso de tubos con soldaduras circunferenciales es igual que la que se aplica en la Sección **C.4.9**.

##### **C-C.5.3.2. Elementos planos apoyados en un borde (no rigidizados)**

Si esta Sección fuera aplicable solamente a perfiles estructurales estándares hubiera sido posible suponer algo de restricción de la rotación en el borde del ala apoyado, con lo cual se hubieran obtenido resistencias de diseño un poco más elevadas. Sin embargo, esta Sección también es aplicable a otros perfiles extruidos y elementos conformados, en los cuales el alma puede ofrecer poca restricción contra la rotación del ala. Por este motivo se adoptó como hipótesis conservadora la de un elemento simplemente apoyado en un borde.

Esta Sección permite que el diseñador aproveche el hecho de que en las secciones muy delgadas la resistencia última puede ser mayor que la resistencia al pandeo local crítico, debido al efecto postcrítico.

Las expresiones **5.3.2-2** y **5.3.2-3** se basan en la resistencia última de un ala saliente simplemente apoyada en un borde.

##### **C-C.5.3.3. Elementos planos apoyados en ambos bordes (rigidizados)**

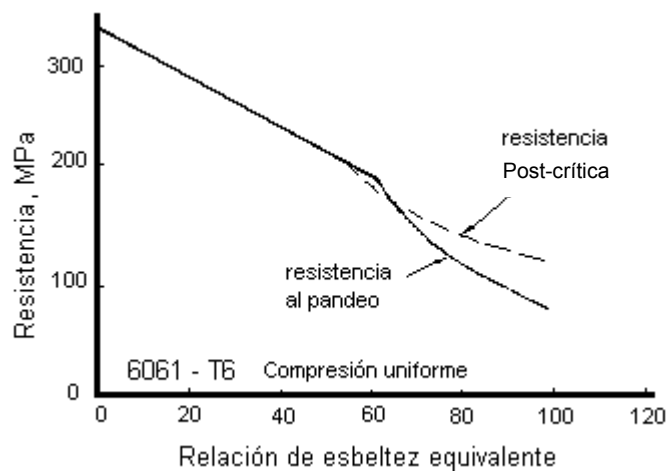
Las expresiones **C.5.3.3-2** y **C.5.3.3-3** se basan en la resistencia última post-crítica de una placa simplemente apoyada en ambos bordes.

En la Especificación Base las mismas expresiones de resistencia para compresión en placas no soldadas se aplican para placas con soldaduras. Sin embargo, la resistencia de

una placa soldada está limitada a la resistencia del material a través de una soldadura a tope. Se ha publicado información sobre placas soldadas (Sharp, 1993) que indica que este procedimiento puede resultar levemente no conservador para la resistencia última de aleaciones cuya resistencia como metal base difiere sustancialmente de su resistencia soldada, particularmente en el caso de chapas delgadas. Sin embargo, diseñar placas soldadas suponiendo que toda la placa es afectada por la soldadura también resultaría en un diseño no conservador. Por lo tanto, si se desean obtener estimaciones más precisas, será necesario realizar verificaciones utilizando ensayos o métodos analíticos avanzados.

Otra área en la cual se requieren más investigaciones es la que respecta a la definición del ancho de placa para el cálculo de la resistencia post-crítica, especialmente cuando los extremos poseen radios. Las expresiones para la resistencia post-crítica de los elementos de la sección transversal se basa en la redistribución de las tensiones y las condiciones de los extremos que soportan adecuadamente los bordes de la placa como para desarrollar la tensión de fluencia del material en estos bordes. El objetivo de imponer como requisito que el radio en los bordes se limite a  $4t$  para determinar el ancho del elemento (para el cálculo de la resistencia post-crítica) es proveer la resistencia y apoyo necesarios en las esquinas.

La Figura C-C.5-5 muestra un ejemplo de las resistencias: crítica al pandeo y post-crítica (resistencia última).



**Figura C-C.5-5. Comportamiento en pandeo crítico / post-crítico de elementos de placas planas**

#### C-C.5.3.4. Elementos curvos apoyados en ambos bordes

Estas expresiones para secciones curvas se obtienen de Referencia (Task Comité on Lightweight Alloys 1969) y se aplican a los componentes curvos de las vigas, excepto los tubos circulares u ovalados, los cuales se especifican en la Sección C.5.3.1. Para valores de  $R_p/t$  comprendidos entre  $S_1$  y  $S_2$  las resistencias permitidas por la Sección C.5.3.4 son algo menores que aquellas permitidas por la Sección C.5.3.1; esto se debe a que ensayos realizados han demostrado que no todas las vigas con secciones curvas de estas proporciones pueden soportar las elevadas tensiones aparentes que desarrollan los tubos circulares u ovalados.

#### **C-C.5.3.5. Elementos planos apoyados en un borde y con rigidizador en el otro**

Los requisitos de esta Sección son similares a los de la Sección **C.4.7**. El comentario a la Sección **C.4.7** también es aplicable a esta Sección.

#### **C-C.5.3.6. Elementos planos apoyados en ambos bordes y con rigidizador intermedio**

La expresión **C.5.3.6-6** es la relación de esbeltez equivalente que se debe utilizar con las expresiones para pandeo de columnas dadas por las expresiones **C.5.3.6-2** y **C.5.3.6-3**.

#### **C-C.5.3.7. Elementos planos apoyados en el borde traccionado, y con el borde comprimido libre**

Los coeficientes de la expresión para resistencia al pandeo inelástico se asumieron iguales a los coeficientes para vigas rectangulares (Sección **C.4.6**.); esto se debe a que cálculos y ensayos realizados indican que la tensión aparente  $M_c / S$  para la cual la fibra externa de secciones tales como las secciones en Te, L y C llega a la fluencia es aún mayor que en las vigas rectangulares. Se asumió que la relación de esbeltez equivalente es igual a **3,5b/t**, lo cual implica restricción parcial contra la rotación en el borde apoyado. Esto se basa en la resistencia al pandeo elástico. Se asume que en este tipo de elemento la resistencia post-crítica es despreciable.

#### **C-C.5.4. Estado límite de pandeo local del alma**

##### **C-C.5.4.1. Elementos planos apoyados en ambos bordes**

Los comentarios de la Sección **C-C.5.3.7** referentes al factor de forma y a las constantes usadas en la expresión de pandeo también son aplicables a esta sección. Cuando el eje neutro está a la mitad de la altura del elemento la relación de esbeltez equivalente es igual a **0,65h/t**, lo cual se aplica a una placa con dos bordes simplemente apoyados solicitada a flexión. Se supusieron condiciones de apoyo simple porque las condiciones de borde en el borde comprimido son más importantes que en el borde traccionado, y es posible que los elementos comprimidos que soportan el ala comprimida pandeen en el mismo momento que el alma.

##### **C-C.5.4.2. Elementos planos apoyados en ambos bordes y con un rigidizador longitudinal**

Los comentarios sobre las Secciones **C.5.3.7** y **C.5.4.1** también se aplican a esta Sección. La relación de esbeltez equivalente es **0,29h/t** considerando apoyos simples en los bordes y en el rigidizador (Bleich 1952).

##### **C-C.5.5. Flexión de secciones macizas respecto del eje débil**

Este estado límite se debe tener en cuenta debido a que para algunas aleaciones de aluminio, las tensiones de fluencia a tracción y fluencia a compresión resultan diferentes.

## C-C.6. RESISTENCIA DE DISEÑO A CORTE

Hay dos conjuntos de expresiones de resistencia disponibles para determinar la resistencia al corte en las almas, uno para almas no rigidizadas dado por las expresiones **C.6.1-1**, **C.6.1-2**, y **C.6.1-3**, y otro para almas rigidizadas dado por las expresiones **C.6.2-1**, **C.6.2-2**, y **C.6.2-3**. Estos requisitos se basan en la resistencia al pandeo de paneles de corte con bordes apoyados parcialmente restringidos contra la rotación. Las mismas expresiones se utilizan para construcciones soldadas. La máxima resistencia está limitada a la tensión de fluencia al corte del material soldado.

### C-C.6.1. Almas planas apoyadas en ambos bordes, sin rigidizadores

El correspondiente valor de la relación de esbeltez equivalente es **1.25h/t** (Bleich 1952; Gerard y Becker 1957). Las expresiones para determinar los coeficientes de pandeo en el rango inelástico fueron originalmente desarrolladas para el pandeo por corte de tubos (Clark y Rolf 1964), pero también se aplican a las placas planas solicitadas a corte.

### C-C.6.2. Almas planas apoyadas en ambos bordes, con rigidizadores

Un alma plana rigidizada que ha pandeado por corte puede continuar soportando carga por acción de tracción diagonal (acción del campo a tracción) en el alma (Moore 1947; Rockey 1963; Kuhn y otros 1952). Por lo tanto, para un alma rigidizada no es necesario utilizar el mismo factor de seguridad contra el pandeo por corte que el que se utiliza para un alma no rigidizada en la cual el pandeo local podría provocar el colapso. Sin embargo, se asumió que no sería deseable que hubiera pandeo local en las almas bajo cargas de diseño.

Se considera que los bordes están parcialmente restringidos contra la rotación, con lo cual se obtiene una relación de esbeltez equivalente igual a:

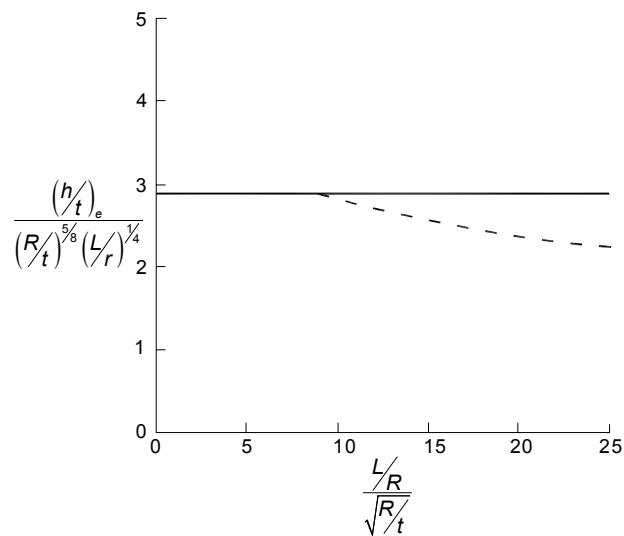
$$\frac{1,25 a_1}{t \sqrt{1 + 0,7 \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^2}} \quad (\text{C-C.6.2-1})$$

### C-C.6.3. Tubos circulares y ovalados

El pandeo por corte de los tubos se calcula usando una relación de esbeltez equivalente según la expresión **C.6.3-1**, la cual se basa en el pandeo de las paredes entre rigidizadores circunferenciales provocado por cargas de torsión. Esta expresión puede ser muy conservadora en el caso de tubos largos que tienen rigidizadores tanto longitudinales como circunferenciales. La Figura **C.C.6-1** muestra cómo varía el coeficiente de la expresión **C.6.3-1** con la longitud del tubo. Para todos los casos se especifica un coeficiente de **2,9** (línea llena de la Figura **C-C.6-1**). Un valor más preciso y menos conservador para tubos largos sería menor que **2,9**, tal como lo ilustra la línea de trazos de la Figura **C-C.6-1**. En el gráfico de esta figura la ordenada representa una forma reordenada de la expresión **C.6.3-1**. Generalmente la adición de rigidizadores longitudinales junto con rigidizadores circunferenciales aumenta la resistencia de un tubo en comparación con un tubo que sólo tiene rigidizadores circunferenciales. El comportamiento de estos casos ha sido publicado por (Sharp, 1993).



La expresión para  $h/t$  equivalente se basa en la resistencia teórica al pandeo elástico de cilindros solicitados a torsión. Los tubos solicitados a torsión no son tan sensibles a los efectos de las imperfecciones geométricas iniciales como los tubos solicitados a compresión axial. Se ha determinado que la resistencia teórica al pandeo concuerda satisfactoriamente con los resultados de ensayos realizados sobre cilindros delgados que fallan en el rango elástico (Battdorf y otros, 1947) y que el uso de esta expresión con las expresiones para pandeo inelástico empleadas en el presente Reglamento también concuerda satisfactoriamente con los resultados experimentales en el rango inelástico (Clark y Rolf 1964).



**Figura C-C.6-1. Pandeo por corte de tubos con rigidizadores circunferenciales.**

### C-C.7. BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE SOLICITADAS A FLEXIÓN

La resistencia nominal a flexión es establecida para los estados límites de plastificación, pandeo local y pandeo flexo-torsional.

La flexión de ángulos de alas iguales alrededor de un eje geométrico (eje paralelo a un ala) es considerada en forma separada por ser una situación muy común.

Se designa por punta del ángulo a los bordes libres extremos de ambas alas.

En casi todos los casos de flexión donde no exista una restricción, las tensiones que se producen en las dos puntas serán del mismo signo (tracción o compresión). Cuando la flexión, por una restricción al desplazamiento o al giro, es obligada a realizarse alrededor de un eje geométrico, las tensiones en las puntas van a tener signo contrario.

En general deberá controlarse los estados límites correspondientes a tracción y compresión en ambas puntas, aunque en la mayoría de los casos es evidente cuál es el determinante.

Además para vigas de ángulo único deberán considerarse apropiados estados límites de

servicio. En particular, en barras largas sometidas a flexión no restringida es más probable que sea la deformación y no la resistencia a pandeo local o lateral-torsional lo que defina la dimensión necesaria.

### C-C.7.1. Resistencia de diseño a flexión

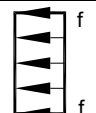
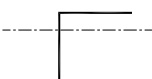

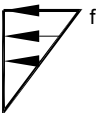

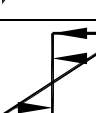
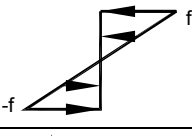

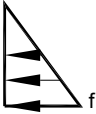
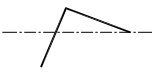
#### C-C.7.1.1. Estado límite de pandeo local:

Las resistencias nominales a flexión para el estado límite de pandeo local siguen el criterio general utilizado en toda la Especificación AISC-LRFD (Specification for Single-Angle Members, 2000) adoptado por el Reglamento CIRSOC **301-2005**.

Hay una zona de plastificación total, una zona de transición lineal hasta el momento de plastificación y una zona de pandeo local elástico. La resistencia en plastificación total está limitada a **1,30** veces el momento elástico correspondiente a la punta comprimida, a diferencia de lo establecido en la Especificación AISC y Reglamento CIRSOC **301-2005** que la limita a **1,5M<sub>y</sub>**.

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.

**Tabla C-C.7-1. Resistencias al pandeo local para las alas de un ángulo simple**

Caso		Distribución de tensiones en el ala del ángulo	Relación de esbeltez equivalente / (b/t) (apoyo articulado)	Relación de esbeltez equivalente / (b/t) (apoyo empotrado)	Orientación del ángulo
1	borde libre		5,13	2,89	
	borde apoyado				
2	borde libre		4,45	2,62	
	borde apoyado				
3	borde libre		3,64	2,27	
	borde apoyado				
	borde libre		2,56	1,36	
	borde apoyado				

Los límites de **b/t** son más 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 compresión uniforme. Aún en el caso de flexión alrededor del eje geométrico que produce compresión uniforme en el ala, debido a la influencia del ala traccionada, los límites adoptados resultan conservadores. Ello se ha probado con los resultados obtenidos de los ensayos realizados por Earls y Galambos (1997).

La resistencia al pandeo local de una de las alas del ángulo depende del grado de empotramiento del extremo que le proporcione la otra ala y de la variación de la tensión en el ancho del ala. El límite inferior para la restricción al giro del extremo corresponde a un apoyo articulado; el límite superior corresponde a un apoyo empotrado. En la Tabla **C-C.7-1** se resumen las resistencias al pandeo para un ala de ancho  $b$  y espesor  $t$  (Sharp, 1993).

#### **C-C.7.1.2. Estado límite de plastificación**

Dado que el factor de forma para ángulos es mayor a **1,5** la adopción de la resistencia nominal a flexión  $M_n = 1,30 M_y$  para barras con sección compacta en las que la inestabilidad no gobierna la resistencia, está plenamente justificada.

#### **C-C.7.1.3. Estado límite de pandeo lateral-torsional**

El pandeo lateral-torsional puede limitar la resistencia nominal a flexión de una viga de ángulo simple. La expresión **C.7.1.3-1** representa la zona de pandeo elástico en que la resistencia nominal  $M_n$  varía entre el **75%** y el **92%** del momento teórico de pandeo  $M_{ob}$ . La expresión **C.7.1.3-2** representa la zona de transición de pandeo inelástico entre **0,75  $M_y$**  y **1,30  $M_y$** .

Las expresiones citadas están basadas en investigaciones realizadas en Australia sobre vigas de ángulos simples y en un modelo analítico de la sección formado por dos elementos rectangulares de ancho igual al real del ala menos la mitad de su espesor. (Leigh y Lay, 1984; Australian Institute of Steel Construction, 1975; Leigh y Lay, 1978; Madugula y Kennedy, 1985).

#### **C-C.7.2. Flexión alrededor de los ejes geométricos**

##### **C-C.7.2.1. Casos con restricción torsional**

Una viga de ángulo simple cargada paralelamente a un ala va a flexarse y deformarse en la dirección del ala sólo si el ángulo está lateralmente arriostrado en toda su longitud. En este caso se produce flexión simple alrededor de un eje geométrico sin que exista rotación ni desplazamiento lateral de la sección. Por ello para la determinación de la resistencia de diseño y las deformaciones se deberán usar las propiedades de la sección referidas al eje geométrico.

Si sólo la sección de máximo momento está lateralmente arriostrada, los efectos del pandeo lateral-torsional en los segmentos no arriostrados bajo la flexión simple deberán ser considerados con el procedimiento indicado en la Sección **C.7.2.1** parte **(b)**.

##### **C-C.7.2.2. Ángulos de alas iguales sin restricción torsional**

Cuando una viga de ángulo simple es cargada paralelamente a un ala se desplaza tanto en la dirección de la carga como lateralmente. Su comportamiento puede ser analizado descomponiendo la carga y/o los momentos en las direcciones de los ejes principales y componiendo o sumando los efectos de la flexión alrededor de esos ejes principales. La Sección **C.7.2.2.** se incorpora para simplificar y hacer expeditivo el cálculo para ángulos de alas iguales en esta situación, muy común en la práctica.

En una viga de ángulo simple lateralmente no arriostrada y para la condición de carga indicada, la tensión normal máxima en la punta del ala (en la dirección de la flexión) va a

ser aproximadamente un **25%** mayor que la calculada usando el módulo resistente elástico de la sección referido al eje geométrico. La utilización del valor de  $M_{ob}$  obtenido de la expresión **C.7.2.2-1** y el cálculo del  $M_y$  usando el **0,80** del módulo resistente elástico de la sección con respecto al eje geométrico, representan la flexión real alrededor del eje inclinado que se indica en la Figura **C-C.7-1**.

La deformación total real es aproximadamente un **82%** mayor que la deformación calculada usando el momento de inercia de la sección respecto del eje geométrico de flexión. La deformación tiene dos componentes: una vertical (en la dirección de la carga aplicada) de **1,56** veces el valor calculado, y una horizontal de **0,94** veces el valor calculado. La deformación total resultante tiene en general dirección normal al eje principal de menor inercia (ver Figura **C-C.7-1**). Esta deformación debida a la flexión sin restricciones al giro y/o al desplazamiento lateral deberá ser considerada en el estudio de los estados límites de servicio y a menudo es la que define las dimensiones necesarias del perfil en lugar del estado límite último de pandeo lateral-torsional.

El hecho de que la componente horizontal de la deformación sea aproximadamente el **60%** de la componente vertical ( $0,94/1,56 \approx 0,6$ ) significa que la fuerza de arriostramiento necesaria para asegurar una deformación sólo vertical (ver Sección **C.7.2.1**.) debe ser el **60%** de la fuerza vertical aplicada (o equivalentemente producir un momento del **60%** del momento aplicado), lo que resulta un valor muy significativo.

El pandeo lateral-torsional esta limitado por el momento crítico elástico  $M_{ob}$  (Leigh y Lay. 1984 y 1978) dado por la expresión (**C.7.2.2-1**). Esta expresión está basada en la siguiente expresión general del momento crítico para un perfil de alas iguales:

$$M_{cr} = \frac{2,33 E b^4 t}{(1 + 3 \cos^2 \theta)(k L)^2} \left[ \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{0,156 (1 + 3 \cos^2 \theta)(k L)^2 t^2}{b^4}} + \sin \theta \right] \quad (\text{C-C.7.2.2-1})$$

La expresión **C.7.2.2-1** se basa en la expresión **C-C.7.2.2-1** para la condición más severa, que es cuando la punta del ala del ángulo está en compresión y corresponde a  $\theta = -45^\circ$  (ver Figura **C-C.7-2**).

El pandeo lateral torsional también puede limitar la capacidad de momento de la sección transversal cuando la máxima tensión en la punta del ángulo es de tracción para la flexión alrededor de un eje geométrico especialmente cuando se usa la capacidad límite dada en la Sección **C.7.1**. Usando  $\theta = 45^\circ$  en la expresión **C-C.7.2.2-1** la expresión resultante es la expresión **C.7.2.2-2** con **(+1)** en lugar de **(-1)** en el último término.

Cuando el ángulo simple sometido a flexión no está lateralmente arriostrado la tensión resultante en la punta del ala paralela al eje de la flexión aplicada es del mismo signo que la máxima tensión en la punta de la otra ala. Para ángulos de alas iguales, la tensión en la punta del ala paralela al eje de la flexión aplicada es del orden de la tercera parte de la tensión máxima. Por ello cuando se analiza un ángulo de este tipo sólo es necesario comparar con la resistencia nominal a flexión correspondiente a la punta del ala donde se produzca la máxima tensión. Dado que la resistencia nominal según la Sección **C.7.2.2** considera la combinación de los momentos con respecto a los dos ejes principales y la expresión **C.7.2.2-1** representa el momento crítico para esa combinación de momentos flexores, cuando se considere la combinación de solicitaciones axiales y de flexión, sólo es necesario considerar un término simple de flexión.

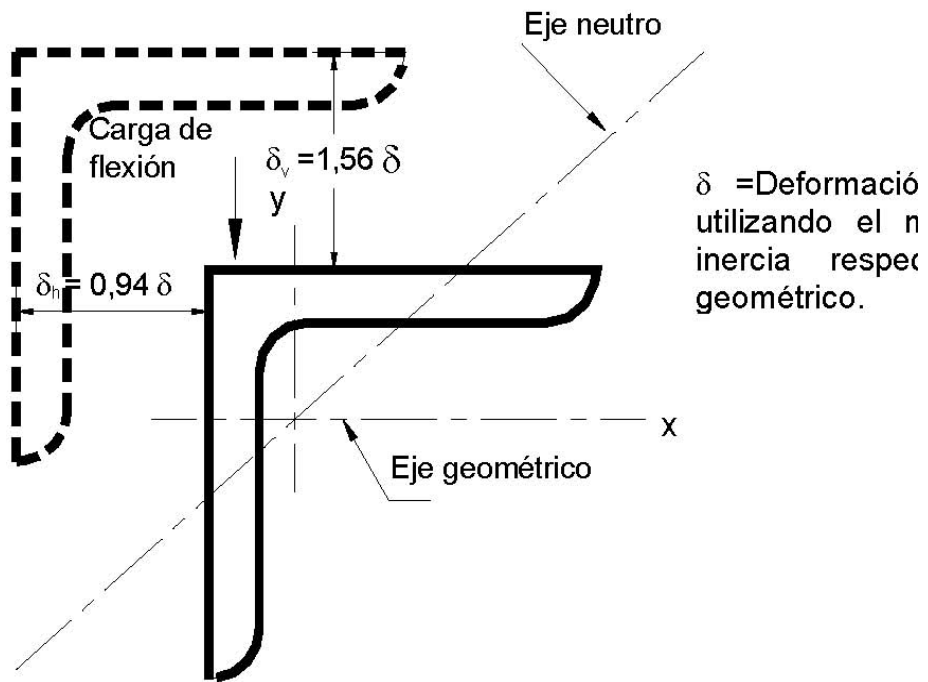


Figura C-C.7-1. Flexión alrededor de un eje geométrico de ángulo de alas iguales lateralmente no arriostrado.

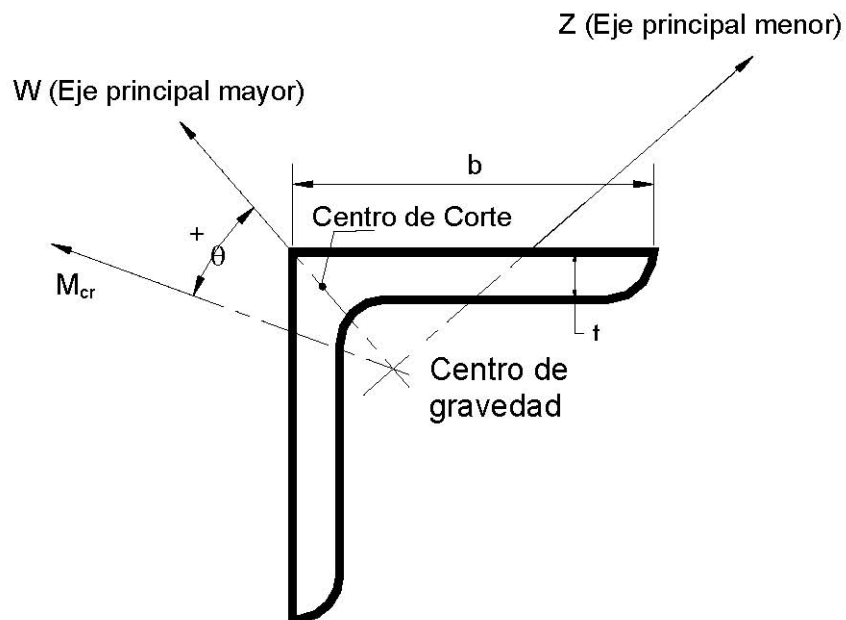


Figura C-C.7-2. Ángulo de alas iguales en caso general de flexión.

El factor de corrección  $C_b$  para considerar los casos con diagramas de momentos no uniformes ha sido analizado en el Comentario de la Sección C.5.2.3 En forma

conservadora y sin realizar un análisis más detallado, para vigas formadas por un sólo ángulo se limita su valor a un máximo de **1,5** para considerar la flexión disimétrica que resulta en ese tipo de secciones.

### C-C.7.2.3. Ángulos de alas desiguales sin restricción torsional

En los ángulos de alas desiguales sin arriostramiento lateral, las fuerzas o momentos aplicados en todos los casos deberán ser descompuestas en sus componentes según los ejes principales y se deberá considerar la flexión disimétrica resultante usando la expresión de interacción.

### C-C.7.3. Flexión alrededor de los ejes principales

#### C-C.7.3.1. Ángulos de alas iguales

Para ángulos de alas iguales sometidos a flexión alrededor del eje principal de mayor momento de inercia, la expresión **C.7.3.1-1** en combinación con las expresiones **C.7.1.3-1** o **C.7.1.3-2** definen el momento resistente nominal para el estado límite de pandeo lateral-torsional. Ello se basa en el momento crítico  $M_{cr}$  dado por la expresión **C-C.7.2.2-1** considerando  $\theta = 0$ .

#### C-C.7.3.2. Ángulos de alas desiguales

En un perfil ángulo de alas desiguales el pandeo lateral-torsional alrededor del eje principal de mayor inercia  $w$  es controlado por  $M_{ob}$  dado por la expresión (**C.7.3.2-1**).

El factor  $\beta_w$  es una propiedad de la sección. Refleja la posición relativa del centro de corte con respecto al eje principal de inercia y la dirección de la flexión cuando la barra es sometida a un momento flexor uniforme.  $\beta_w$  positivo y un valor máximo de  $M_{ob}$ , ocurren cuando el centro de corte está en compresión por efecto de la flexión, mientras que un  $\beta_w$  negativo y un valor mínimo de  $M_{ob}$  resultan cuando el centro de corte está en tracción por acción de la flexión (ver Figura **C-C.7-3**). El efecto de  $\beta_w$  es consistente con el comportamiento de las vigas con secciones "doble te" de simple simetría, que son más estables cuando el ala comprimida es más grande que el ala traccionada.

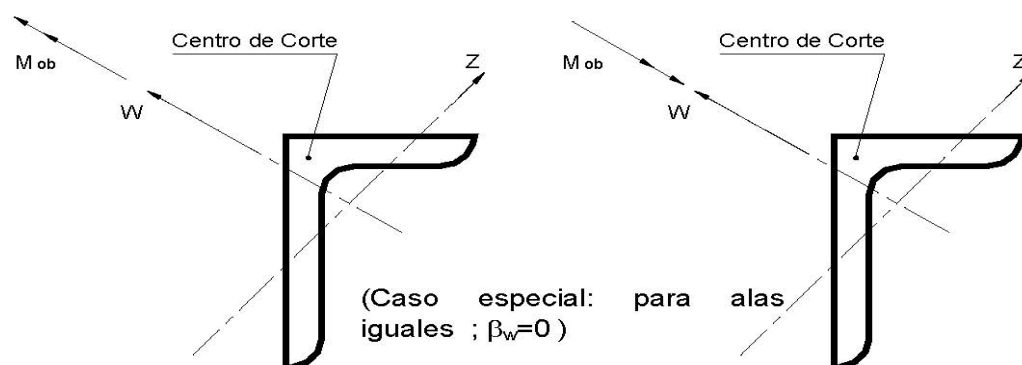


Figura C-C.7-3. Ángulos de alas desiguales en flexión

**TABLA C-C.7-2. Valores de  $\beta_w$  para ángulos**

Tamaño del Ángulo (cm)	$\beta_w$ (cm)*
22,86 x 10,16	16,61
20,32 x 15,24	8,41
20,32 x 10,16	13,92
17,78 x 10,16	11,10
15,24 x 10,16	7,98
15,24 x 8,89	9,37
12,7 x 8,89	6,10
12,7 x 7,62	7,59
10,16 x 8,89	2,21
10,16 x 7,62	4,19
8,89 x 7,62	2,21
8,89 x 6,35	4,11
7,62 x 6,35	2,18
7,62 x 5,08	3,96
6,35 x 5,08	2,16
Alas iguales	0,00

\*tiene un valor negativo o positivo dependiendo de la dirección de la flexión (ver Figura C-C.7-3)

En la flexión de ángulos de alas iguales alrededor del eje principal  $w$ ,  $\beta_w$  resulta igual a cero debido a la simetría y para ese caso la expresión **C.7.3.2-1** queda reducida a la expresión **C.7.3.1-1**.

En el caso de flexión con doble curvatura parte de la longitud no arriostrada tiene  $\beta_w$  positivo, y el resto  $\beta_w$  negativo, por lo que conservadoramente se considera el valor negativo para todo el segmento lateralmente no arriostrado.

El parámetro  $\beta_w$  es esencialmente independiente del espesor del ángulo (menos del **1%** de variación respecto del valor medio) y depende fundamentalmente de los anchos de las alas. Pueden utilizarse para el cálculo los valores medios indicados en la Tabla **C-C.7-2**.

#### **C-C.7.4. Resistencia de diseño a corte de barras de ángulo simple**

Las tensiones de corte en perfiles ángulo debidas a las cargas mayoradas son el resultado de la variación de momento flexor a lo largo de su longitud (esfuerzo de corte debido a la flexión) y a la acción del momento torsor.

La máxima tensión tangencial elástica  $f_v$ , MPa, producida por el esfuerzo de corte debido a la flexión puede ser determinada por:

$$f_v = 1,5 \frac{V_b}{b t} (10) \quad (\text{C-C.7.4-1})$$

siendo:

$V_b$  la componente de la fuerza de corte (kN) paralela a un ala del ángulo de longitud  $b$  (cm) y espesor  $t$  (cm).

La tensión de corte es constante en todo el espesor del ala. Debería ser determinada para ambas alas y luego tomar el máximo valor obtenido.

El factor **1,5** corresponde a la teoría elástica para ángulos de alas iguales cargados en un plano que contenga a uno de los ejes principales de inercia.

Para un ángulo de alas iguales cargado en un plano que contenga a uno de sus ejes geométricos (esté o no lateralmente arriostrado) el factor es **1,35**. Los factores correspondientes entre ambos límites pueden ser calculados conservadoramente con la expresión de Jouraski que determina la máxima tensión tangencial en el eje neutro  $f_v$  (MPa):

$$f_v = \frac{V_b Q}{I t} (10) \quad (\text{C-C.7.4-2})$$

**Q** el momento estático con respecto al eje neutro del área ubicada a un lado de aquél, en  $\text{cm}^3$

**I** el momento de inercia de la sección con respecto al eje de flexión, en  $\text{cm}^4$ .

Alternativamente, si sólo se considera el esfuerzo de corte debido a la flexión, y debido al comportamiento inelástico del material y la consiguiente redistribución de tensiones, se puede tomar una tensión tangencial uniforme en el ala  $f_v$ , en MPa:

$$f_v = \frac{V_b}{b t} (10) \quad (\text{C-C.7.4-3})$$

Si el perfil ángulo no está lateralmente arriostrado para evitar la torsión, y si el plano de carga no pasa por el centro de corte ubicado en el talón del ángulo, se genera un momento torsor igual al producto de la carga aplicada por la distancia **e** entre el plano de carga y el centro de corte.

El momento torsor produce dos tipos de respuesta resistente en la sección: torsión pura (torsión uniforme o de Saint Venant) y torsión por alabeo restringido (torsión no uniforme). Si los vínculos permiten el libre alabeo de la sección transversal, el momento torsor aplicado  $M_t$  es resistido sólo por tensiones tangenciales tal como se indica en la Figura **C-C.7-4** parte **(a)**. Estas tensiones son constantes a lo largo del ala excepto en su punta.

Su valor máximo  $f_v$ , en MPa, aproximadamente se puede determinar por:

$$f_v = \frac{M_t t}{J} (10)^3 = 3 \frac{M_t}{A t} (10)^3 \quad (\text{C-C.7.4-4})$$

siendo:

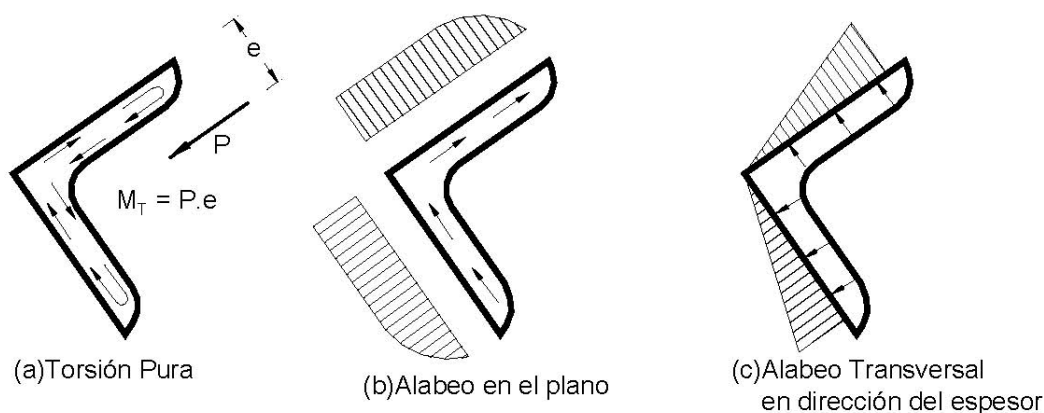
$M_t$  el momento torsor, en kN.m.

**J** el Módulo de torsión de la sección, aproximadamente igual a  $\Sigma b \cdot t^3 / 3$  cuando no se dispone de un valor exacto precalculado y tabulado, en  $\text{cm}^4$ .

**t** el espesor del ala, en cm.



A el área de la sección transversal del ángulo, en  $\text{cm}^2$ .



**Figura C-C.7-4. Tensiones tangenciales debidas a torsión**

En la sección donde el alabeo está restringido, el momento torsor es resistido por tensiones tangenciales por alabeo de dos tipos, (Gjelsvik, 1981). Las del primer tipo se producen en el plano como se indica en la Figura C-C.7-4 parte (b), y varían desde cero en la punta hasta un máximo en el talón del ángulo. Las del segundo tipo se producen en la dirección del espesor y suelen designarse como tensiones tangenciales por alabeo secundarias. Varían desde cero en el talón hasta un máximo en la punta del ala, tal cual se indica en la Figura C-C.7-4 parte (c).

En una barra de sección ángulo con condiciones de vínculo típicas y puntos de aplicación de la carga sin restricciones al giro o desplazamiento lateral, el momento torsor genera los tres tipos de tensiones tangenciales descritas (por torsión pura, por alabeo restringido en el plano y por alabeo restringido secundario), en proporciones variables a lo largo de su longitud. El momento torsor total aplicado es equilibrado por los momentos torsores internos generados por los tres tipos de tensiones tangenciales. La incidencia de cada uno en el total depende de la distancia de la sección considerada a los vínculos que producen la restricción al alabeo. Para los perfiles ángulo de dimensiones típicas se puede demostrar que las dos tensiones tangenciales debidas a la restricción del alabeo son aproximadamente del mismo orden y menores al **20%** del valor de las tensiones tangenciales por torsión pura correspondientes al mismo momento torsor. Por ello resulta conservador calcular las tensiones tangenciales debidas a la torsión, usando sólo la expresión correspondiente a la torsión pura con el momento torsor aplicado total, o sea como si no existiera el alabeo restringido.

La tensión tangencial por torsión así obtenida se suma directamente a la tensión tangencial debida al esfuerzo de corte, obteniendo un máximo que ocurre aproximadamente en la mitad de la longitud del ala. Dado que dicha suma es un máximo local limitar su valor a  **$0,6 \phi_v F_y$**  adiciona un grado de seguridad en el dimensionamiento de este perfil en relación al de otras formas seccionales.

En general los momentos torsores debidos a la acción de cargas transversales en barras lateralmente no arriostradas también producen tensiones normales cuando el alabeo está restringido o el momento torsor no es uniforme. Estas se suman a las tensiones normales debidas a la flexión. Sin embargo, debido a que la resistencia por alabeo del perfil ángulo es relativamente pequeña, las tensiones normales adicionales debidas a la torsión son despreciables y frecuentemente se ignoran en la práctica.

# COMENTARIOS AL CAPÍTULO D

## REGLAS ESPECIALES DE DISEÑO

Resulta también válida para este Capítulo la acotación efectuada en los Comentarios al Capítulo **C**, del presente Reglamento, respecto de las modificaciones de orden que se efectuaron en la secuencia de las verificaciones. Las mismas tienen por finalidad facilitar el uso de este Reglamento, y es por ello que algunos de los temas contenidos en los Capítulos 3 y 4 de la Especificación base, se incluyen en los Capítulos **C** y **D** del presente Reglamento.

En particular este Capítulo **D**, contiene:

- las especificaciones para el diseño de elementos sometidos a esfuerzos combinados.

Hay cinco combinaciones de cargas disponibles para el diseñador, todas las cuales utilizan una expresión de interacción

- efectos de Segundo Orden
- rigidizadores
- ancho efectivo para el cálculo de la deformación por flexión
- abolladura de almas planas

### **C-D.1. COMBINACIÓN DE CARGA AXIAL Y FLEXIÓN**

#### **C-D.1.1. Combinación de tracción y flexión**

Las expresiones dadas en esta Sección se aplican para flexión y tracción axil simultáneas. Si ocurre flexión sin presencia de tracción axil, se deberán satisfacer las especificaciones de la Sección **C.5**.

En la acción simultánea es necesario no sobreestimar la fuerza de tracción pues ello resultaría no conservador.

La expresión **D.1.1-1** proporciona un criterio de diseño para impedir la fluencia del ala traccionada. La expresión **D.1.1-2** busca prevenir la falla del ala comprimida.

#### **C-D.1.2. Combinación de compresión y flexión**

Los miembros de aluminio sometidos a una combinación de compresión axil y flexión generalmente se conocen como vigas-columnas. La flexión puede ser el resultado de cargas excéntricas, cargas transversales o momentos aplicados. Con frecuencia estos miembros se encuentran en estructuras aporricadas, cerchas y montantes que forman parte de tabiques exteriores. Para calcular estos miembros se han desarrollado expresiones para vigas-columnas localmente estables e inestables en base a un análisis teórico riguroso.

El comportamiento estructural de las vigas-columnas depende, entre otros factores, de la forma y dimensiones de su sección transversal, el punto de aplicación de la carga excéntrica, la longitud de la columna, la condición de vínculo de los extremos y la condición de arriostamiento.

Cuando una viga-columna está sometida a una carga axial,  $P$ , y a momentos en sus extremos,  $M$ , como se ilustra en la Figura **C-D.1-1(a)**, la tensión combinada en compresión axial y flexión en el campo elástico está dada por la expresión **C-D.1.2-1**, siempre que la barra permanezca recta:

$$f = \frac{P}{A}(10) + \frac{M}{S}(10)^3 = f_a + f_b \quad (\text{C-D.1.2-1})$$

siendo:

$f$  la tensión combinada en compresión, en MPa.

$f_a$  la tensión de compresión axial, en MPa.

$f_b$  la tensión de flexión en compresión, en MPa.

$P$  la carga axial aplicada, en KN.

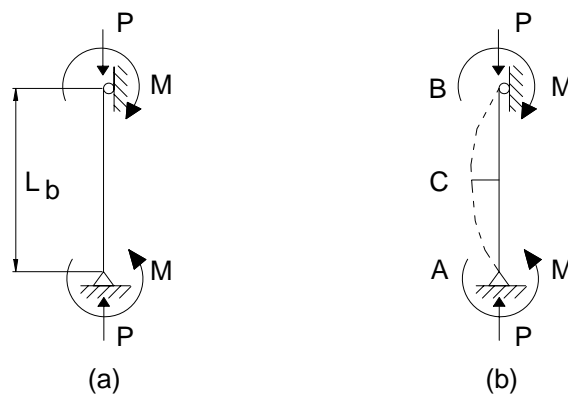
$A$  el área de la sección transversal, en  $\text{cm}^2$ .

$M$  el momento flector, en KNm.

$S$  el módulo resistente elástico de la sección, en  $\text{cm}^3$ .

Si se mantiene la condición elástica hasta la fluencia la máxima tensión de compresión está limitada a  $F_y$

$$f_a + f_b \leq F_y \quad \text{ó} \quad \frac{f_a}{F_y} + \frac{f_b}{F_y} \leq 1 \quad (\text{C-D.1.2-2})$$



**Figura C-D.1-1. Viga-columna sometida a cargas axiales y momentos en los extremos**

En términos de resistencia elástica la expresión **C-D.1.2-2** se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{P_u}{A.F_y} + \frac{M_u}{S.F_y} \leq 1 \quad (\text{C-D.1.2-3})$$

siendo:

$P_u$  la carga axial requerida =  $A.f_a.(10)^1$ , en KN.

$M_u$  el momento flector requerido =  $S.f_b.(10^3)$ , en KN.m.

$A.F_y.(10)^1$  la resistencia elástica a compresión, en KN.

$S.F_y.(10)^3$  la resistencia elástica a flexión, en KN.m.

En términos de resistencia de diseño, la expresión **C-D.1.2-3** se puede escribir de la siguiente manera:

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} + \frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} \leq 1 \quad (\text{C-D.1.2-4})$$

La expresión **C-D.1.2-4** es una expresión de interacción conocida, que ha sido adoptada en diferentes especificaciones para el cálculo de vigas-columnas. Se la puede utilizar con razonable precisión para miembros cortos y miembros sometidos a una carga axial relativamente pequeña. Se debe observar que en las aplicaciones prácticas, cuando al miembro se le aplican momentos en los extremos, éste se flexionará como se ilustra en la Figura **C-D.1-1(b)** debido al momento aplicado  $M$  de primer orden y al momento secundario que resulta de la carga axial aplicada  $P$  y la deformación por flexión del miembro (Efecto  $P-\delta$ ).

También aparecen momentos adicionales si el miembro comprimido tiene un desplazamiento relativo entre sus extremos (Efecto  $P-\Delta$ ).

Por ello es necesario que en el Momento requerido  $M_u$  sean considerados los efectos de Segundo Orden ( $P-\delta$  y  $P-\Delta$ ) cuando ellos incrementan los Momentos requeridos de Primer Orden. Los mismos se determinarán según lo especificado en la Sección **D.3** del Reglamento.

La expresión **D.1.2-1** del Reglamento es la expresión **C-D.1.2-4** para la situación general de que exista flexión alrededor de ambos ejes principales.

Se puede observar que difiere de las utilizadas en el Reglamento CIRSOC **301-2005** para secciones de simple y doble simetría sometidas a flexión y compresión (expresiones **H.1.1(a)** y **H.1.1(b)** del Capítulo **H**, Sección **H.1.2.**) que están basadas en la Especificación AISC (1999).

La resistencia nominal a compresión debe ser determinada según lo especificado en la Sección **C.4** del Reglamento. Los factores de longitud efectiva  $k$  serán los que correspondan según la columna tenga sus extremos indesplazables o desplazables.

En términos teóricos del análisis elástico para columnas con nudos desplazables, si se

consideran los efectos de Segundo Orden incrementando los momentos requeridos, podría dimensionarse la columna con un  $k = 1$ . Sin embargo se debe considerar 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, 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, 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 más precisos o adicionar fuerzas horizontales equivalentes de mayor intensidad.

Para la aplicación de la expresión de interacción la resistencia de diseño a compresión se debe determinar para el pandeo alrededor del eje con mayor esbeltez, independientemente de la dirección de la flexión cuando esta se produce alrededor de un solo eje. Se deben verificar las secciones con máximas resistencias requeridas a flexión en ambas direcciones considerando la acción simultánea del momento flector requerido en la otra dirección y en la misma sección de la columna analizada.

#### **C-D.2. BARRAS DE ÁNGULO SIMPLE SOMETIDAS A SOLICITACIONES COMBINADAS**

Se utilizan las expresiones de interacción de la Sección **D.1** con las modificaciones necesarias para dar respuesta a las variadas condiciones de flexión que pueden presentarse en las barras de un sólo angular. En dichas barras normalmente la carga axil va acompañada de flexión, puesto que las cargas axiles y las uniones extremas son excéntricas con respecto al centro de gravedad de la sección transversal. En los casos en que se cumplan las condiciones establecidas en las Secciones **C.7.2.1** y **C.7.2.2** pueden usarse las especificaciones de las Secciones **D.2.1.2.** y **D.2.1.3.**. En los restantes casos se deberá descomponer el momento aplicado en las direcciones de los ejes principales y verificar las expresiones de interacción con dichos momentos componentes.

Para ángulos asimétricos (alas desiguales) y de simple simetría (alas iguales) la aplicación de la expresión de interacción referida a tensiones para un punto determinado de la sección transversal, es la que da los resultados más exactos, en razón de la falta de doble

simetría.

En un punto determinado de la sección transversal los distintos componentes de la sollicitación pueden producir tensiones de distinto signo y la condición crítica resultará de la combinación de las tensiones de tracción y compresión en ese punto. El valor absoluto de la tensión resultante de la combinación deberá ser menor o igual a 1. La verificación deberá ser realizada en el talón del ángulo y en las puntas de las alas.

Cuando para ángulos simples se usen las expresiones de combinación de sollicitaciones,  $M_{uw}$  y  $M_{uz}$  se tomarán como positivos. El valor de  $M_n$  obtenido por aplicación de la Sección C.7.1 depende de la zona de la sección transversal que está siendo analizada, debiéndose usar el valor que corresponda del módulo resistente elástico  $S$ . Debido a que el signo de la tensión es importante en el uso de las expresiones D.2.1-1 y D.2.1-2, se deberá considerar  $M_n$  positivo o negativo según corresponda de acuerdo al tipo de tensión, asignando para ello un signo a  $S$ . Los términos de flexión se sumarán o restarán al término de la carga axial según el tipo de tensión generado por ellos. El proyectista podrá elegir cualquier convención de signo siempre que la misma sea consistente con el efecto físico.

Es conservador ignorar el refinamiento del procedimiento anterior y simplemente usar valores positivos para los  $M_n$  en los términos de flexión y sumar los valores absolutos de todos los términos. (Elgaaly, Davids y Dagher, 1992 y Adluri y Madugula, 1992).

Algunas expresiones especiales de interacción alternativas para barras de un sólo perfil ángulo han sido publicadas en fecha reciente. (Alluri y Madugula, 1992).

**C-D.2.1.3.** Cuando la máxima tensión debida a la flexión en una barra de ángulo simple es determinada para una longitud lateralmente no arriostrada según lo especificado en la Sección C.7.2, el eje de flexión es un eje inclinado como se muestra en la Figura C-C.7-1.

El radio de giro modificado para usar en la amplificación por deformación del momento flexor alrededor del eje geométrico es 1,35 veces el radio de giro de la sección con respecto al eje geométrico. El factor  $1,35 = \sqrt{1,82}$  toma en cuenta el incremento de deformación con respecto a la calculada referida al eje geométrico, producido por la flexión lateralmente no restringida.

Se mantiene el factor 1,35 para el caso de barras arriostradas en el punto de máximo momento a fin de mantener un cálculo conservador para ese caso. Si dicho arriostramiento presenta alguna flexibilidad usar como radio de giro  $r = r_x$  ( $x$  = eje geométrico) resultaría no conservador.

### **C-D.3. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN**

De acuerdo con lo dicho en la Sección C-D.1.2 de los Comentarios deben considerarse los efectos de segundo orden cuando los mismos incrementan los momentos flectores en las barras.

#### **C-D.3.1. Métodos Generales de Análisis Elástico de Segundo Orden**

Para ello puede utilizarse cualquier método exacto de Análisis Elástico de Segundo Orden que considere los efectos de la deformación de las barras producida ya sea por momentos aplicados en sus extremos o por cargas aplicadas entre apoyos (Efectos  $P-\delta$ ) y los efectos

resultantes de la traslación de los extremos de las barras (Efectos **P-Δ**). En razón de lo dicho sobre la relativa incertidumbre de los resultados de los métodos elásticos, frente al real comportamiento de las estructuras, se plantea en la Sección **D.3.1** del Reglamento la exigencia de considerar un desplazamiento lateral inicial de la estructura de la altura sobre 500, cuando se utilicen métodos de análisis elástico de segundo orden.

### **C-D.3.2. Análisis de Segundo Orden por Amplificación de Momentos Elásticos de Primer Orden**

En la Sección **D.3.2** se plantea como alternativa para determinar los efectos de Segundo Orden la utilización del método aproximado de Amplificación de Momentos Elásticos de Primer Orden. Este es el mismo especificado en la Sección **C.1.4** del Reglamento CIRSOC **301-2005**. Los fundamentos del mismo se pueden encontrar en la bibliografía y en la Sección **C-C.1.4** de los Comentarios al Reglamento CIRSOC **301-2005**.

Se limita la aplicación del método a elementos comprimidos en los cuales la relación entre los desplazamientos relativos de sus extremos de segundo orden y de primer orden no supera **1,5**. En este caso, los errores resultantes de las simplificaciones del método de análisis no pueden ser despreciados. Es de hacer notar que esa situación corresponde a estructuras muy deformables horizontalmente resultante de su falta de rigidez lateral lo que las hace no recomendables en general. La relación entre desplazamientos de segundo y primer orden puede ser cuantificada por el factor de amplificación **B<sub>2</sub>**.

Para la **determinación del factor B<sub>2</sub>** se considera el efecto desestabilizante de las cargas gravitatorias de todas las columnas cuyos extremos están unidos por un plano rígido o sea todas las que interactúan en el pandeo. También el efecto estabilizador de todas las columnas unidas por un plano rígido que aportan rigidez lateral al sistema a través de su resistencia crítica elástica **P<sub>e2</sub>**. Por ello para la determinación de **P<sub>e2</sub>** se deberá tomar el factor de longitud efectiva **k** para el modo **desplazable**, pero **sin considerar el efecto de pandeo no simultáneo y el de columnas sin rigidez lateral**, pues dicho efecto ya está contemplado en la determinación de **B<sub>2</sub>**.

De acuerdo a lo dicho en la Sección **C-D.1.2** de estos Comentarios, para determinar la Resistencia nominal a compresión **P<sub>n</sub>** a incluir en la expresión de interacción para compresión y flexión (expresión **D.1.2-1**) del Reglamento, se establecen límites de la relación entre desplazamientos de segundo y primer orden (o de **B<sub>2</sub>**) para utilizar un factor de longitud efectiva **k** igual a 1 o el correspondiente al modo desplazable. Para el caso de poder considerar **k = 1**, y con la finalidad de limitar los efectos de las diferencias entre el comportamiento real de la estructura y el supuesto, es necesario aplicar una fuerza horizontal adicional que representa la influencia de un desplome inicial de la altura sobre 500.

### **C-D.5. COMBINACIÓN DE CORTE, COMPRESIÓN Y FLEXIÓN**

La expresión de interacción para la combinación de tensiones en las paredes de superficies curvas o elementos tubulares de sección circular (expresión **D.5-1**) se basa en investigaciones (Galambos, 1998; Gerard y Becker, 1957; Schilling, 1965). Además, la expresión de interacción para la combinación de tensiones en las almas de perfiles rectilíneos y las placas de vigas compuestas o elementos similares (expresión **D.5-2**) se basa en la resistencia al pandeo de estos elementos (Galambos, 1998; Bleich, 1952). Estas dos expresiones se basan en el pandeo local de los elementos que componen la sección.

## C-D.6. RIGIDIZADORES LONGITUDINALES PARA ALMAS

En esta Sección se tratan los rigidizadores longitudinales utilizados en elementos comprimidos y los rigidizadores utilizados en almas de vigas. Normalmente los rigidizadores mejoran la eficiencia del diseño y permiten lograr elementos de menor peso. Los costos de fabricación que implica el agregado de rigidizadores pueden ser muy bajos. Los rigidizadores conformados son efectivos en productos fabricados a partir de chapas (Sooi y Peköz, 1993), mientras que es muy sencillo agregar rigidizadores a los perfiles extruidos.

Se establece que si se utiliza un rigidizador longitudinal en el alma de una viga, éste se debe ubicar de manera que la distancia entre la cara más próxima del ala comprimida y el baricentro del rigidizador sea igual a **0,4** veces la distancia entre la cara más próxima del ala comprimida y el eje neutro de la viga. Esta es la ubicación óptima para aumentar la resistencia al pandeo del alma bajo la influencia de tensiones de compresión por flexión en el alma. El aumento resultante de la resistencia de diseño en el alma se refleja en las Secciones **C.5.4.2** (Bleich, 1952).

La expresión **D.6-1** permite calcular el momento de inercia requerido para un rigidizador longitudinal del alma de una viga de manera tal que dicho rigidizador evite que en esa ubicación el alma sufra pandeo por compresión. Esta expresión es igual a la utilizada en especificaciones anteriores publicadas por ASCE (Task Comité on Lightweight Alloys, 1962), y concuerda muy satisfactoriamente con el tamaño recomendado en base a consideraciones teóricas (Bleich, 1952) y además concuerda satisfactoriamente con los resultados de ensayo (Rockey, 1958). El factor **D** toma en cuenta el efecto de la excentricidad para aquellos casos en los cuales solamente hay un rigidizador a uno de los lados del alma (Massonnet, 1962).

Para **placas con un borde apoyado y el otro borde con un rigidizador**, la resistencia de la placa rigidizada está dada por las expresiones **C.4.7-1** y **C.4.7-2** para el caso de los componentes de las columnas, y por las expresiones **C.5.3.5-1** y **C.5.3.5-2** para el caso de los componentes comprimidos de las vigas. Se utilizan dos conjuntos de expresiones porque para vigas y columnas se aplican diferentes factores de seguridad; las resistencias para un factor de seguridad igual a 1,0 resultan iguales. Los requisitos abarcan a los rigidizadores de diversos tamaños, desde aquellos que son pequeños para afectar la resistencia de la placa hasta aquellos suficientes para soportar completamente el borde de la misma. También es necesario verificar el rigidizador para asegurar que tenga suficiente resistencia al pandeo.

Estos requisitos se aplican para un rigidizador que tiene el mismo espesor que el ala; para otros tipos de rigidizadores resultan conservadores. Los rigidizadores en forma de nervio y otras geometrías complejas permiten lograr mayores resistencias que las indicadas en el presente Reglamento. Se ha publicado un método para estimar la resistencia al pandeo de otras geometrías diferentes (Sharp, 1993).

Para **placas con ambos bordes apoyados y con un rigidizador intermedio**, la relación de esbeltez equivalente a utilizar en las expresiones de pandeo de columnas está dada por la expresión **C.4.8-6** para el caso de elementos de columnas y por la expresión **C.5.3.6-6** para el caso de elementos comprimidos de vigas. Ambas expresiones son iguales.



Estos requisitos se aplican para una placa que tiene un rigidizador intermedio, la cual probablemente sea la disposición más eficiente. Existen otras publicaciones (Sharp, 1993) que indican la expresión general para pandeo de paneles con uno o más rigidizadores.

Para **alas comprimidas sin apoyo lateral**, la expresión **C.5.2.6-1** se utiliza para calcular una relación de esbeltez para las expresiones de pandeo de columnas. Estos requisitos se aplican para las secciones cuya ala comprimida no está restringida contra el desplazamiento lateral pero en las cuales el ala traccionada tiene apoyo lateral y por lo tanto provee algo de resistencia contra el desplazamiento lateral del ala comprimida. Un ejemplo de este tipo de elemento estructural son las secciones en forma de omega invertida con sus dos alas comprimidas. La resistencia a la rotación en el ala traccionada puede ser continua o intermitente. Se han publicado discusiones más detalladas sobre el comportamiento de este tipo de secciones (Sharp, 1993).

#### **C-D.7. RIGIDIZADORES TRANSVERSALES PARA ALMAS**

El tamaño de rigidizador recomendado es suficiente para limitar el pandeo local de las almas por corte a los paneles entre rigidizadores y para proveer una considerable resistencia post-crítica en el alma. Estas expresiones también se utilizaban en las especificaciones publicadas por ASCE (Task Comité on Lightweight Alloys, 1962). Concuerdan satisfactoriamente con los resultados de ensayos (Moore, 1942) y son conservadoras cuando se las compara con los tamaños de rigidizador que se obtienen en base a consideraciones teóricas (Cook y Rockey, 1962). En las Referencias (Hartmann y Clark, 1963), y (Sharp y Clark, 1970) se discuten los antecedentes de estos requisitos.

Esta Sección requiere que el momento de inercia de un rigidizador en un punto de apoyo sea igual a la sumatoria de los momentos de inercia requeridos para resistir la tendencia del alma a pandear y el momento de inercia requerido para que el rigidizador soporte la carga de aplastamiento como una columna de longitud igual a la altura del alma.

Las expresiones **D.7.1-1** y **D.7.1-2** permiten calcular el momento de inercia requerido para los rigidizadores intermedios del alma de una viga. Se basa en requisitos mínimos necesarios para que un rigidizador subdivida el alma en paneles y para desarrollar la resistencia al pandeo por corte del panel. Este momento de inercia se multiplica por la relación entre la carga de corte aplicada y la carga de corte que provoca pandeo a fin de permitir algún ajuste del tamaño del rigidizador dependiendo de la carga realmente aplicada. La expresión **D.7.2-1** considera un momento de inercia adicional para aquellos casos en los cuales el rigidizador soporta una carga concentrada adicional, o es un rigidizador de apoyo.

#### **C-D.8. ANCHO EFECTIVO PARA EL CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR FLEXIÓN**

Una manera de tomar en cuenta el efecto del pandeo local sobre el comportamiento post-crítico de los elementos estructurales es considerar que, a tensiones mayores que la tensión de pandeo local, sólo parte de la sección transversal del elemento pandeado es efectiva para soportar carga. Se ha determinado que la expresión aquí indicada es en general conservadora para los elementos de aluminio (Sooi y Peköz 1993) y (Jombock y Clark, 1968).

#### **C-D.9. ABOLLADURA DE ALMAS PLANAS**

Las expresiones dadas en esta Sección se basan en la bibliografía (Sharp, 1990), la cual también se describe en la bibliografía (Sharp, 1993). Si la carga de borde está concentrada en una parte de la longitud del elemento es necesario considerar la abolladura del alma. Este modo de falla se confina a la zona del alma debajo de la carga. Para determinar la máxima resistencia en el caso de cargas interiores se utiliza la expresión **D.9-1**, mientras que para el caso de cargas en los extremos se utiliza la expresión **D.9-2**. Las resistencias son efectivamente valores post-críticos. Por lo tanto, para las resistencias calculadas las almas delgadas tendrán desplazamientos laterales.

#### **C-D.10 COMBINACIÓN DE ABOLLADURA DEL ALMA Y FLEXIÓN EN ALMAS PLANAS**

Las expresiones dadas en esta Sección se basan en la bibliografía (Sharp, 1990), la cual también se describe en la bibliografía (Sharp, 1993).



# COMENTARIOS AL CAPÍTULO E

## UNIONES MECÁNICAS

### C-E.1. DISPOSICIONES GENERALES

#### C-E.1.2. Articulaciones

En barras simplemente apoyadas sometidas sólo a flexión, las uniones extremas sólo transmiten fuerzas de corte. Por ello se designan como uniones de corte. Si la barra está sujeta también a un esfuerzo axial, éste también deberá ser transmitido por la unión.

Teóricamente, los extremos articulados de las barras están totalmente libres para rotar. Aunque las uniones de corte reales poseen cierta restricción al giro, como se muestra en la curva A de la Figura C-E.1-1, normalmente esto se desprecia y la unión se idealiza como una articulación teórica. Por este motivo, las uniones de corte se dimensionan para soportar exclusivamente la reacción o el corte de la viga que soportan. Debe tenerse en cuenta que estas uniones deben tener una flexibilidad suficiente para permitir la rotación que se requiere en los extremos de la viga.

Si un pórtico tiene todas sus barras unidas por uniones de corte es hipostático y se debe prever que existan elementos estructurales que estabilicen el pórtico para la actuación de las cargas gravitatorias y además resistan las cargas laterales. Los sistemas más utilizados son los arriostramientos en X o K, uniones PR o TR y las paredes o núcleos de hormigón armado o mampostería.

De acuerdo con la práctica habitual, y cuando sea posible, el proyectista estructural debe dejar al fabricante y al montador la mayor libertad para elegir el tipo de unión que ofrezca la mayor economía de fabricación y montaje. Por este motivo, cuando el fabricante ejecuta la ingeniería de detalle de las uniones, el proyectista debe indicar las acciones que deben soportar la unión y el tipo de unión previsto (TR o PR)

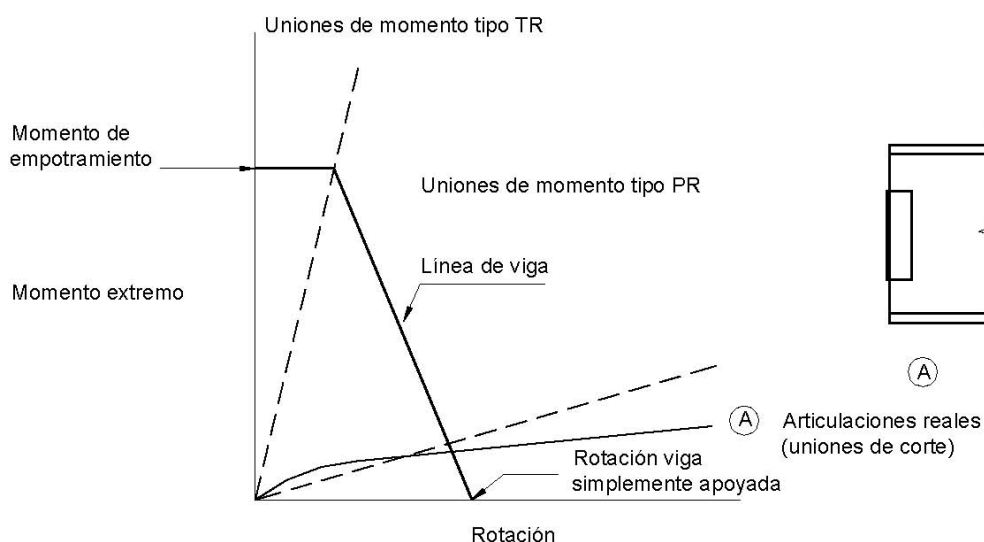


Figura C-E.1-1. Uniones de corte simple.

### C-E.1.3. Uniones de momento

#### (a) Uniones semirígidas (tipo PR)

El comportamiento de las uniones PR, que tienen una flexibilidad intermedia entre las articulaciones y las uniones totalmente restringidas, se ilustra en la Figura C-E.1-2. Se permite la utilización de uniones PR siempre que se pueda asegurar que la unión es capaz de restringir el giro en un porcentaje establecido.

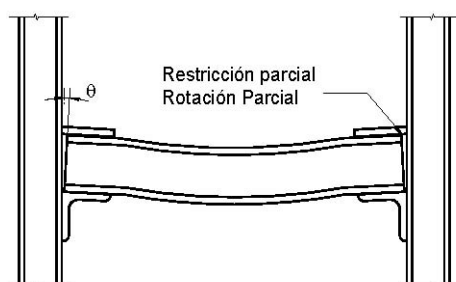


Figura C-E.1-2. Uniones parcialmente restringidas (PR)

La Figura C-E.1-3 da una idea cualitativa del comportamiento de una unión PR. La línea de viga representa la relación entre el momento y la rotación extrema de una viga. La rotación máxima corresponde a un momento extremo nulo (unión de corte simple) mientras que una rotación nula corresponde a un empotramiento perfecto (unión TR).

La curva momento-rotación de una unión PR puede ser dibujada en la misma figura. Para las curvas A o B, la intersección de la curva momento-rotación con la línea de viga, define el momento de apoyo y la resistencia requerida para la cual la unión debe ser dimensionada. Por lo tanto, el dimensionamiento de vigas con uniones PR debe ser realizado de forma tal que en los extremos no exista un grado mayor de restricción al giro que el supuesto.

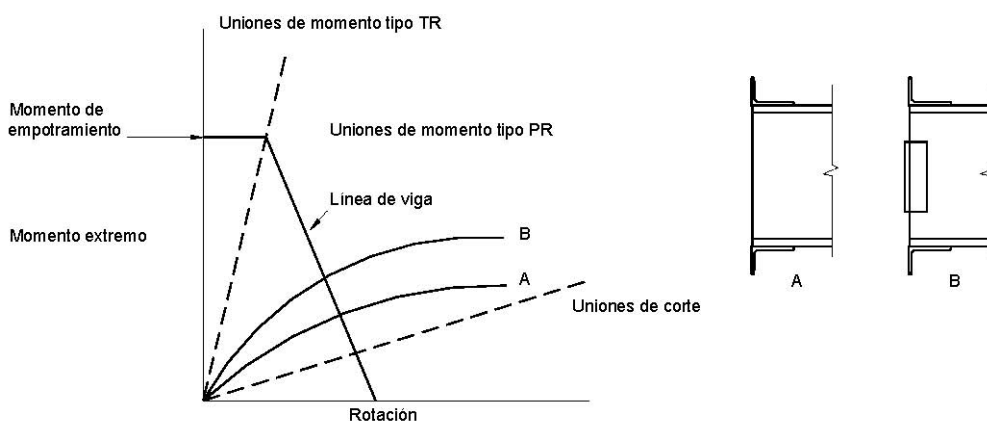
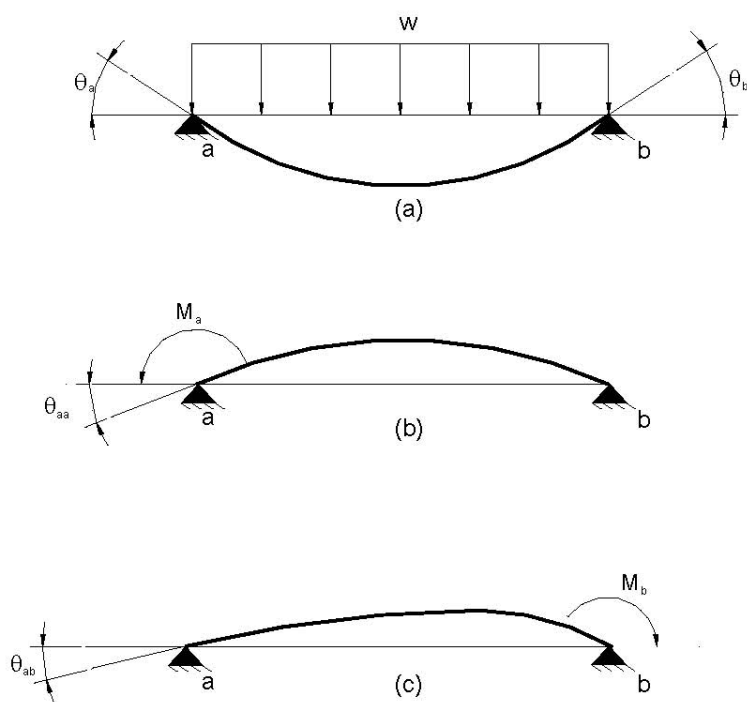


Figura C-E.1-3. Comportamiento de uniones PR.

Por lo tanto, cuando la curva momento-rotación es conocida, se debe suponer una determinada resistencia. Dado que el punto exacto de intersección depende de los resultados de ensayos y de la experiencia con situaciones similares, las uniones PR son confiables sólo como lo sean las curvas en las cuales se basa su dimensionamiento.

Se puede modelar el rango total del comportamiento de una unión, desde la articulación perfecta hasta el empotramiento total, como un resorte rotacional con una determinada rigidez  $n$ . El momento en el resorte será:

$$M_{\text{unión}} = n \theta_{\text{unión}}$$



**Figura C-E.1-4**

Si la unión corresponde a una viga simplemente apoyada con carga uniforme (Figura C-E.1-4), se hace un análisis para relacionar el momento en el resorte con la carga y con las rigideces de la viga y del resorte. Se quitan primero los resortes, permitiendo el giro libre. Se aplica a la viga el momento que soportaría el resorte como se muestra en la Figura C-E.1-4. Las rotaciones en los extremos para los tres casos son:

$$\theta_a = wL^3 / 24EI$$

$$\theta_{aa} = -M_a L / 3EI$$

$$\theta_{ab} = -M_b L / 6EI$$

la superposición de las tres rotaciones es la rotación final de la viga en el extremo:

$$\theta_{\text{final}} = \theta_a + \theta_{aa} + \theta_{ab}$$

Como la rotación real de la viga debe ser igual que la del resorte, se obtiene:

$$M_{\text{unión}} / n = wL^3 / 24EI - M_a L / 3EI - M_b L / 6EI$$

Teniendo en cuenta la simetría de la estructura y dado que el momento en el resorte es el momento en la viga,

$$M_{\text{unión}} = M_a = M_b$$

se llega a

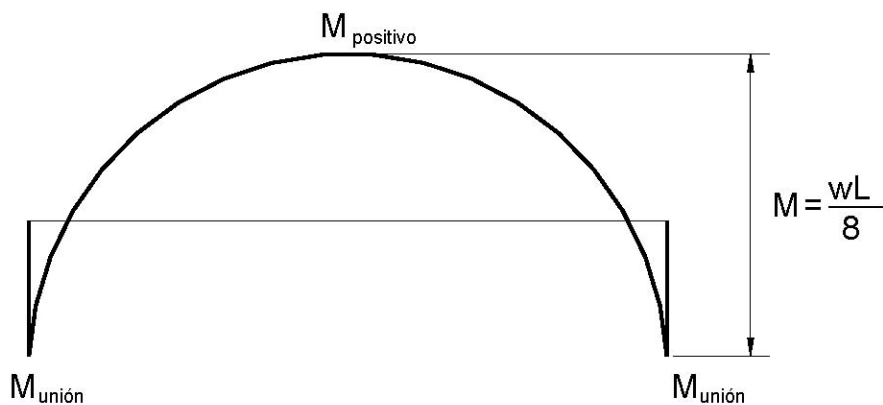
$$M_{\text{unión}} = \frac{wL^3/24EI}{1/n + L/2EI}$$

Para simplificar se puede definir la relación de la rigidez de la viga con la rigidez del resorte como:

$$u = \frac{EI/L}{n} \quad n = \frac{EI/L}{u}$$

y sustituyendo en  $M_{\text{unión}}$

$$M_{\text{unión}} = \left( \frac{1}{2u+1} \right) \cdot \frac{wL^2}{12}$$



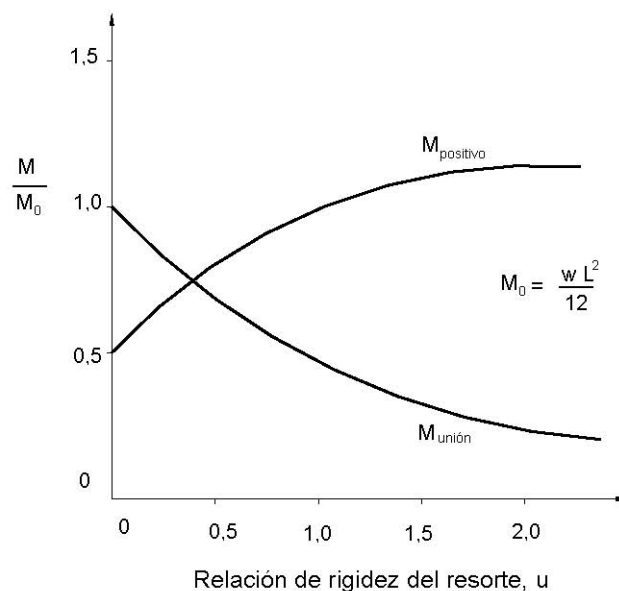
**Figura C-E.1-5. Diagrama de momentos: viga con empotramiento parcial**

El diagrama de momento se muestra en la Figura C-E.1-5. La superposición del diagrama de momentos de una viga simplemente apoyada con el diagrama de una viga con momentos extremos conduce a:

$$M_{\text{pos}} = \frac{wL^2}{8} - \frac{wL^2/12}{2u+1}$$

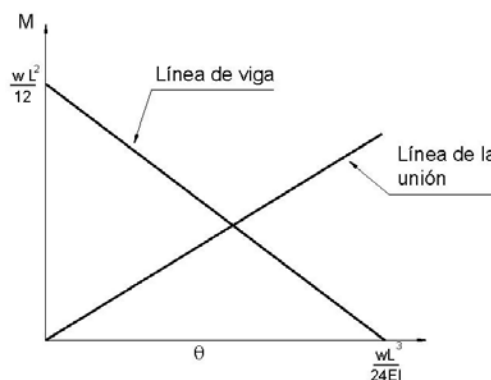
$$M_{\text{pos}} = \left( \frac{6u+1}{4u+2} \right) \cdot \frac{wL^2}{12}$$

Los momentos en la unión y en el centro del tramo resultan de un coeficiente que multiplica el momento de empotramiento en el extremo. Si este coeficiente se grafica como una función de la relación de rigidez del resorte, la respuesta definitiva de la viga se puede representar en la Figura C-E.1-6.



**Figura C-E.1-6 Relación momento-rigidez del resorte.**

La relación entre el momento y la rotación en los extremos de una viga con carga uniformemente distribuida, como se muestra en la Figura C-E.1-7 es la línea de viga. La rotación es nula para empotramiento en el apoyo y el momento es nulo para una articulación teórica. Una recta une las dos condiciones extremas.



**Figura C-E.1-7. Relación momento-rotación.**

La unión está representada por la expresión  $M_{unión} = n \cdot \theta_{unión}$ , como una recta con pendiente n. La intersección de las dos rectas representa la condición de equilibrio real para la viga con una unión PR.

Así, para una unión con una rigidez  $u$  conocida, la solución se obtiene de la expresión:

$$M_{unión} = \left( \frac{6u + 1}{4u + 2} \right) \cdot \frac{wL^2}{12}$$



### (b) Uniones rígidas (tipo TR)

Para el Reglamento, las uniones de momento del tipo TR son aquellas que poseen suficiente rigidez para mantener constante el ángulo entre las barras que se vinculan. En realidad, las uniones consideradas de momento TR, rara vez impiden totalmente el giro relativo entre las barras, pero puede despreciarse una pequeña flexibilidad de la unión, tal como se muestra en la Figura C-E.1-8.

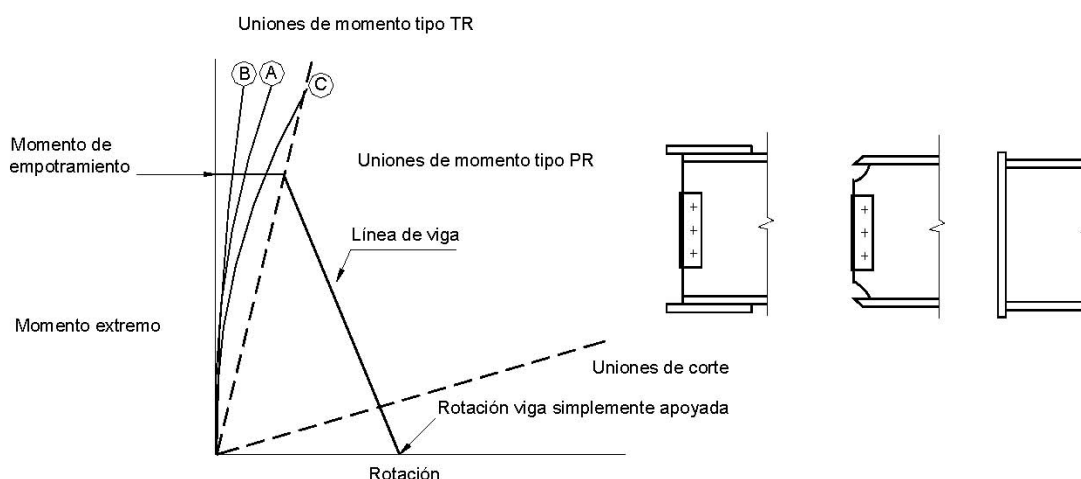


Figura C-E.1-8. Relación momento extremo-rotación.

#### C-E.1.5. Mínima distancia al borde

Los requisitos sobre distancia al borde ( $2d$  para resistencia al aplastamiento plena y  $1.5d$  mínimo para resistencia al aplastamiento reducida) fueron seleccionados de manera tal que para un pasador único la resistencia a la rotura de bloque de corte sea mayor o igual que la resistencia al aplastamiento. Por consiguiente, para un único pasador, el satisfacer los requisitos de aplastamiento anulan la necesidad de verificar la rotura de bloque de corte.

#### C-E.1.6. Máxima separación de los pasadores

La máxima separación de los pasadores en los elementos armados sujetos a compresión pretende evitar el pandeo de los componentes entre puntos de fijación.

Los límites impuestos a la separación de los pasadores en los componentes de elementos que están sujetos a tracción se basan en la experiencia, no en resultados de ensayos ni en consideraciones teóricas. Limitar la separación entre los pasadores usados para unir componentes de elementos traccionados ayuda a evitar el pandeo en caso que sobre el elemento actúen compresiones no anticipadas.

#### C-E.1.7. Rotura de bloque de corte

La resistencia a la rotura de bloque de corte dada en este Reglamento es igual que la indicada en el Reglamento CIRSOC 301-2005, sección J.4.3 (Menzemer, Craig, April, 1999).

### C-E.1.9. Agujeros avellanados

Se debe tener precaución cuando la profundidad de la avellanadura se aproxima al espesor de la pieza, lo cual puede crear un filo en el agujero que se podría dañar fácilmente.

## C-E.2. UNIONES ABULONADAS

### C-E.2.1. Tamaño y uso de agujeros

Para disponer de alguna tolerancia para la corrección de la verticalidad de un pórtico durante su montaje, o para facilitar el montaje de vigas y mejorar el comportamiento de uniones de corte, se permiten tres tipos de agujeros mayores que los normales, sujetos a la aprobación del Proyectista o el Director Técnico. El tamaño máximo de dichos agujeros está dado en la Tabla E.2.1-1 para los bulones allí indicados. Su uso está sujeto a lo especificado en las Secciones E.2.6 y E.1.5.

El diámetro nominal de los agujeros normales para bulones no deberá ser más que 2 mm (1/16 in) mayor que el diámetro del bulón, a menos que se usen uniones antideslizantes.

El ancho nominal de los agujeros holgados para bulones no deberá ser más que 2 mm (1/16 in) mayor que el diámetro del bulón. Si el diámetro nominal del agujero holgado es mayor que  $2.5d$  o si la distancia al borde es menor que  $2d$ , siendo  $d$  el diámetro nominal del bulón, la distancia al borde perpendicular a la longitud del agujero holgado y la longitud del agujero holgado se deberán dimensionar de manera de evitar tensiones excesivas en el material a lo largo del agujero holgado. A menos que se usen uniones de deslizamiento crítico, la longitud será perpendicular a la dirección de la carga.

### C-E.2.2. Resistencia de diseño a tracción de bulones de aluminio

La decisión de utilizar el área neta de la parte roscada para determinar la resistencia a la tracción de los pasadores de aluminio en lugar de utilizar el área traccionada (que es ligeramente mayor) se basa en Dewalt, W.J. and Mack, R.E., 1980. El área neta de la parte roscada se basa en el menor diámetro nominal de los filetes de rosca externos ( $D - 1.191/n$ ) dado en la Sección 10.1 de la norma ASME B1.1-1989 (*Unified Inch Screw Threads* - la versión más reciente de este documento fue ratificada en el año 2001).

### C-E.2.3. Resistencia de diseño a corte de bulones de aluminio

El valor de  $\phi = 0,65$  para la tensión de corte en remaches y bulones se determinó de la siguiente manera. Se asumió que los valores "típicos" de la resistencia al corte para remaches indicados en ASCE Task Committee on Lightweight Alloys, Dec 1962, representan valores medios. Se halló que la relación entre los valores medio y "mínimo esperado" era de 1,15. Se asumió un coeficiente de variación igual a 0,1. También se asumió que el área nominal de un remache es igual al área media, con un coeficiente de variación de 0,1. Considerando lo anterior, la capacidad de corte media de un remache es:

$$\bar{R} = \bar{A} \bar{F}_{uv} = 1,15 A_n F_{uvm} \quad (\text{C-E.2-1})$$

y

$$V_R = \sqrt{V_A^2 + V_{F_{uv}}^2} = \sqrt{0,1^2 + 0,1^2} = 0,14 \quad (\text{C-E.2-2})$$

Con estos valores se realizó una calibración usando la expresión **C-A.5.3-2** y para  $DIL = 0,2$  mediante diseño por tensiones admisibles (ASD) se obtuvo  $\beta = 3,9$ . Mediante diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) con  $\phi = 0,65$  se obtuvo  $\beta = 4,0$ .

En lugar de utilizar relaciones aproximadas entre las áreas roscadas y no roscadas de los bulones y una tensión de diseño diferente cuando hay filetes de rosca en el plano de corte, en ambos casos se utiliza la misma tensión de diseño y el área efectiva de corte se ajusta adecuadamente.

#### **C-E.2.4. Resistencia de diseño para combinación de corte y tracción de los bulones de aluminio**

Cuando sobre un bulón actúan tanto fuerzas de tracción como fuerzas de corte, resulta conveniente expresar la interacción como una solución elíptica (Chesson y otros, 1965) que incluye los elementos del bulón actuando exclusivamente al corte y el bulón actuando exclusivamente a la tracción. Aunque la solución elíptica proporciona la mejor estimación de la resistencia de los bulones sometidos a una combinación de corte y tracción y, por lo tanto, es la que se utiliza en este Reglamento, la naturaleza de la solución elíptica permite aproximarla convenientemente por medio de tres rectas (Carter y otros, 1997). La utilización de estas representaciones lineales permite una mayor simplicidad en los cálculos de diseño y es el procedimiento adoptado por el Reglamento CIRSOC **301-2005**. Alternativamente puede usarse la expresión más precisa de interacción elíptica.

#### **C-E.2.5. Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros**

La tensión de diseño al aplastamiento ( $2F_{ut}$ ) es la carga para la cual la deformación del agujero es aproximadamente  $d/4$ , siendo  $d$  el diámetro nominal del bulón (menzemer, C.C, Ortiz-Morgado, R., lascone, R., and Srivatsan, T., 2001).

Ver también el comentario de la Sección **E.1.5**.

La falla por aplastamiento ocurre cuando el alargamiento del agujero del pasador se vuelve excesivo. Las uniones abulonadas o remachadas también pueden fallar por corte de los pasadores, por rotura por corte del material entre agujeros y en el extremo de la pieza conectada, o por fractura en la sección neta. El factor de seguridad para corte del pasador (2,34) es mayor que para los restantes modos de falla (1,95) porque la integridad estructural de los pasadores es menos confiable que la del material base. Esto se debe a que los pasadores están expuestos a riesgos adicionales que no afectan al metal base. Ellos pueden estar instalados incorrectamente (por ejemplo con un ajuste excesivo o insuficiente), pueden faltar tuercas o arandelas, o pueden haber quedado filetes de rosca en el plano de corte cuando esto no fue considerado en el diseño.

Ensayos de aplastamiento realizados (Metallic Materials an Elements for Aerospace Vehicle Structures, 1994) indican que para relaciones entre distancia al borde y diámetro del pasador tan pequeñas como 1,5 es conservador reducir la resistencia de diseño al aplastamiento multiplicando por la relación entre la distancia al borde y dos veces el diámetro del pasador. El Reglamento no permite relaciones entre distancia al borde y diámetro del pasador menores que 1,5.

Ensayos realizados (Moisseiff, Leon S., Hartman, E.C. and Moore, R.L., 1944) han demostrado que antes de producirse la falla última de las uniones de aleaciones de

aluminio estructural unidas mecánicamente se produce una distribución relativamente uniforme de la carga entre los pasadores.

La resistencia al aplastamiento en las superficies planas de elementos con pasadores o bulones en agujeros ovalados largos es igual a 2/3 de la resistencia al aplastamiento de los elementos que están unidos mediante remaches y bulones con agujeros normales. Originalmente este requisito se tomó de las especificaciones para acero. En estos casos el uso de una menor resistencia pareciera ser razonable, ya que la presión aplicada puede estar mucho más concentrada que en las uniones remachadas o abulonadas con agujeros normales porque el diámetro del elemento que aplica la carga (el pasador) puede ser pequeño en relación con el diámetro del agujero en el elemento que recibe la carga. Una buena práctica para las uniones abulonadas y remachadas consiste en utilizar una correspondencia razonable entre el pasador y el diámetro del agujero correspondiente.

#### **C-E.2.7. Bulones calibrados (Bulones de seguridad)**

Un bulón de seguridad incluye un pasador similar a un bulón y un collar cuya función es similar a la de una tuerca. El collar se estampa sobre las ranuras que posee el pasador. Los bulones de seguridad se fabrican de acero al carbono, acero inoxidable o aluminio.

#### **C-E.2.8. Uniones abulonadas de deslizamiento crítico**

##### **C-E.2.8.1. Disposiciones generales**

Este tipo de uniones puede ser utilizado en circunstancias relativamente limitadas: las superficies a unir deben ser erosionados con escoria de carbón hasta un perfil medio del sustrato de 0,05 mm, para el cual se da un coeficiente de deslizamiento de 0,5. Estas superficies de aluminio pueden utilizarse en contacto con otras tratadas de forma similar o superficies de acero con un espesor máximo de pintura rica en zinc de 0,1 mm.

Solo pueden utilizarse bulones A325 o ISO 8.8 zincados, a fin de prevenir la corrosión galvánica entre los bulones de acero y los elementos de aluminio. Los elementos de aluminio conectados deben tener una tensión de fluencia de al menos 105 Mpa para evitar el aplastamiento de la chapa por el bulón

Esta Sección se basa en especificaciones e investigaciones europeas y en ensayos realizados en Estados Unidos (Kissell, J.R. and Ferry, R.L., April 1997). Las uniones de deslizamiento crítico entre elementos de aluminio están incluidas en las especificaciones canadienses y británicas, en las especificaciones ISO y en el Eurocódigo propuesto. En Estados Unidos el uso de bulones de acero de alta resistencia es gobernado por el documento *Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts* del RCSC (Research Council on Structural Connections).

Esta Especificación del RCSC se ocupa del uso de estos bulones de acero de alta resistencia para conectar piezas de acero, y por lo tanto aquí se la modifica para que sea aplicable a las uniones entre piezas de aluminio. Todas las secciones de la Especificación del RCSC que no son modificadas por los requisitos de la Sección **E.2.8** (por ejemplo, los requisitos sobre inspecciones) también se aplican a las uniones de deslizamiento crítico entre elementos de aluminio. En nuestro país, las uniones de deslizamiento crítico entre elementos de aluminio o entre elementos de aluminio y elementos de acero deberán satisfacer las especificaciones del Reglamento CIRSOC **301-2005** y de la Recomendación CIRSOC **305-2007** excepto en lo específicamente modificado por este Reglamento.

Las uniones de deslizamiento crítico resisten corte por fricción entre las superficies de las partes conectadas, las cuales se mantienen fuertemente unidas mediante bulones de acero de alta resistencia. Las uniones de deslizamiento crítico se utilizan cuando se desea impedir el movimiento relativo de las partes conectadas. Este tipo de uniones son útiles para las uniones en las cuales la carga es compartida entre bulones y soldaduras, las uniones con agujeros holgados, y las uniones con agujeros ovalados en las cuales las cargas no se aplican perpendicularmente al eje del agujero.

Además de los requisitos para las uniones por aplastamiento, las uniones de deslizamiento crítico deben cumplir el requisito adicional que establece que la resistencia al deslizamiento de la unión debe ser mayor que las cargas de corte de servicio aplicadas. La resistencia de diseño de las uniones de deslizamiento crítico no puede ser mayor que la resistencia de diseño de la misma unión diseñada como una unión por aplastamiento para cargas mayoradas. La resistencia de diseño de una unión de deslizamiento crítico está limitada al menor de los valores entre la resistencia de diseño del bulón en corte y aplastamiento para cargas mayoradas y la resistencia al deslizamiento de la unión para cargas de servicio.

#### **C-E.2.8.3. Resistencia de diseño a corte de un bulón para cargas mayoradas**

Las uniones de deslizamiento crítico se deben diseñar asumiendo que podría ocurrir deslizamiento, aplicando corte sobre el bulón y aplastamiento en los laterales del agujero. Las resistencias al corte de los bulones son iguales que en la Recomendación CIRSOC **305-2007**. Las resistencias al corte de diseño de los bulones se deberían reducir adecuadamente en las uniones que abarcan una gran longitud, ya que los bulones al final de este tipo de uniones soportan una fuerza de corte mayor que los bulones próximos al centro de la longitud de estas uniones. La Recomendación CIRSOC **305-2007** exige reducir las resistencias al corte en un 20% en las conexiones cuya longitud entre pasadores extremos, medida paralela a la línea de fuerza, es mayor que 1300 mm.

#### **C-E.2.8.4. Resistencia de diseño al deslizamiento crítico para cargas de servicio**

Se presentan coeficientes de deslizamiento para dos tipos de superficies de contacto: superficie de aluminio áspera sobre superficie de aluminio áspera, y superficie de aluminio áspera sobre superficie de acero pintado con zinc. Estas superficies fueron ensayadas de acuerdo con el método de ensayo indicado en la Especificación del RCSC tanto para deslizamiento como para fluencia lenta (Kissell, J.R. and Ferry, R.L., April 1997). Realizando ensayos de acuerdo con la Recomendación CIRSOC **305-2007** es posible determinar coeficientes de deslizamiento para otros tipos de superficies.

Debido a que el coeficiente de expansión térmica del aluminio es mayor que el del acero, la tensión en el bulón de acero puede cambiar en caso que una unión de deslizamiento crítico entre piezas de aluminio esté sujeta a un cambio de temperatura respecto de la temperatura de instalación. Cuando la temperatura cae por debajo de la temperatura de instalación es posible que la tensión en el bulón disminuya debido a que el espesor de las piezas de aluminio sujetadas se contraería más que el pasador de acero si el aluminio no estuviera restringido. Para considerar las caídas de temperatura se puede reducir la resistencia de diseño al corte usando un análisis racional que tome en cuenta las proporciones de la unión y las propiedades de los materiales. El efecto de las caídas de temperatura también se puede tomar en cuenta realizando los ensayos indicados por la Recomendación CIRSOC **305-2007** para fluencia lenta a una temperatura menor que la de instalación y determinando el coeficiente de deslizamiento correspondiente. Los bulones de acero se instalan a una tensión levemente superior a su tensión de fluencia, de modo que un aumento de temperatura por encima de la

temperatura de instalación en general no provocará tensiones adicionales significativas debido a que el bulón sufre endurecimiento por deformación. Sin embargo, el aumento de temperatura podría provocar un alargamiento permanente del bulón y en consecuencia una pérdida parcial de la fuerza de pretensado al producirse nuevas caídas de temperatura. Por este motivo, el efecto de los cambios de temperatura depende de las temperaturas extremas que experimentará la unión abulonada.

En la bibliografía (Luttrell, C.R., April, 1999) y (Fortlin, Beaulieu and Bastien, 2001) contienen más información acerca de los efectos de la temperatura sobre las uniones abulonadas antideslizantes entre piezas de aluminio.

#### **C-E-2.8.5. Arandelas**

Se requieren arandelas debajo de todas las cabezas de bulones y tuercas. Este requisito pretende minimizar la aparición de daños superficiales (“*galling*”) en la pieza sujeta externa y la relajación de la tensión del bulón por fluencia lenta.

#### **C-E.2.8.6. Instalación y fuerza mínima de pretensado del bulón**

El apriete por el método de los giros de tuerca (“*turn-of-nut*”) se realiza llevando el conjunto a una condición de ajuste sin juego y luego aplicando un número predeterminado de giros de tuerca. (La condición de ajuste sin juego se logra cuando todas las piezas conectadas en la unión están en contacto firme pero no necesariamente continuo. Esto se puede lograr aplicando algunos impactos con una llave de impacto o bien aplicando toda la fuerza de un hombre usando una llave convencional.).

El módulo de elasticidad del aluminio es menor que el del acero, lo que significa que se necesitarían más giros para los conjuntos de aluminio que para los conjuntos de acero si es que la tensión inicial en el bulón en el momento de iniciar el apriete por giros de tuerca fuera la misma tanto para los conjuntos de acero como para los conjuntos de aluminio. Sin embargo, la flexibilidad de las piezas de aluminio permite que al realizar el apriete para llegar a la condición de ajuste sin juego las piezas se aproximen más a la condición de contacto pleno que si se tratara de piezas de acero, por lo cual la tensión inicial en el bulón en el momento de iniciar el apriete por giros de tuerca es mayor en los conjuntos de aluminio. Mediante ensayos se ha confirmado que el resultado neto es que después de alcanzar la condición de ajuste sin juego, para llegar a la tensión de los bulones arriba especificada, los conjuntos de aluminio requieren aproximadamente el mismo número de giros que los conjuntos de acero.

El galvanizado aumenta la fricción entre el bulón y los filetes de rosca de la tuerca y hace que la tracción inducida por torque sea más variable; sin embargo la lubricación reduce el torque y además hace que sea más consistente. Por lo tanto, la norma IRAM **5453** (ASTM A325) requiere que antes de realizar un embarque el fabricante instale un bulón galvanizado, una tuerca galvanizada lubricada y una arandela galvanizada en una unión entre piezas de acero y que además realice ensayos de acuerdo con la norma IRAM **5456** (ASTM A563) para asegurar que el pasador se pueda girar más allá de la rotación requerida respecto de la condición de ajuste sin juego sin que se rompa. Debido a que algunos lubricantes son solubles en agua, los bulones y tuercas galvanizados se deberían transportar en bolsas plásticas dentro de contenedores metálicos o de madera.

### **C-E.3. UNIONES REMACHADAS**

#### **C-E.3.3. Resistencia de diseño a corte de un remache de aluminio**

La resistencia de diseño al corte de los remaches de aluminio se fundamenta en que el remache debe llenar el agujero de manera que el área de corte efectiva del remache sea igual al diámetro nominal del agujero.

#### **C-E.3.6. Remaches ciegos**

Los remaches ciegos se pueden instalar en uniones en las cuales sólo es posible acceder a uno de los lados.

### **C-E.4. UNIONES ATORNILLADAS**

Para formular los requisitos para las uniones atornilladas se analizaron los resultados de más de 3500 ensayos realizados a nivel mundial sobre uniones de acero y aluminio de poco calibre (Peköz, T., October 23-24, 1990). Se consideraron las Recomendaciones Europeas (European Convention for Constructional Steelwork, 1987) y las Normas Británicas (British Standard Institution, 1987), las cuales se modificaron adecuadamente. La intención de estos requisitos es que sean utilizados cuando para un tipo determinado de aplicación no haya una cantidad suficiente de resultados de ensayos disponibles. Se puede lograr un mayor grado de precisión ensayando cada aplicación en particular.

La correcta instalación de los tornillos es importante para lograr un comportamiento satisfactorio. En general se utilizan herramientas eléctricas con control de torque y limitación de la profundidad de colocación.

Los ensayos sobre uniones atornilladas utilizados para formular estos requisitos incluyeron probetas con un único pasador y otras con múltiples pasadores. Sin embargo, se recomienda utilizar como mínimo dos tornillos para conectar elementos individuales. De este modo se logra redundancia en caso que el apriete sea insuficiente, que sea excesivo, etc., y se limita la deformación de los elementos planos no conformados tales como los flejes en las uniones solapadas solicitadas a corte.

#### **C-E.4.1. Resistencia de diseño de tornillos solicitados a tracción**

Las uniones atornilladas traccionadas pueden fallar ya sea por arrancamiento del tornillo de la chapa (arrancamiento), o por aplastamiento del material sobre la cabeza del tornillo y la arandela, si es que se utilizan arandelas (aplastamiento), o por rotura por tracción del tornillo.

##### **C-E.4.1.1. Resistencia de diseño al arrancamiento de un tornillo**

Las expresiones para determinar la resistencia al arrancamiento de un tornillo se derivaron a partir de investigaciones realizadas por AAMA, incluyendo más de 400 ensayos de arrancamiento (American Architectural Manufacturers Association, 2001). Estas expresiones se basan en tres regiones de comportamiento: fluencia (estiramiento circunferencial y flexión del aluminio alrededor del tornillo), corte de los filetes de rosca internos en el agujero, y una región de transición entre la fluencia y el corte. Las resistencias al arrancamiento dependen del tipo de rosca: de paso grueso (UNC) o de paso fino.

### C-E.4.1.2. Resistencia de diseño al aplastamiento del material unido

La expresión para determinar la resistencia al aplastamiento del material unido para el caso de los tornillos no avellanados se basa en la Referencia (Sharp, Maurice L., 1993). Los tornillos se pueden colocar atravesando los valles o las crestas de los revestimientos corrugados para cubiertas o fachadas. (Ver la Figura C-E.4-1). Se utiliza un coeficiente de 0.7 cuando las piezas conectadas no están en contacto, como por ejemplo en el caso de pasadores que atraviesan la cresta de un revestimiento para cubierta cuando no se utiliza un bloque separador entre el revestimiento y el elemento estructural. Las resistencias obtenidas mediante ensayos sobre este tipo de uniones atornilladas son más variables que para las uniones en las cuales las piezas conectadas están en contacto directo en la unión, como por ejemplo el pasador colocado en el valle ilustrado en la Figura C-E.4-1.

La expresión para determinar la resistencia al aplastamiento del material conectado de los tornillos avellanados se basa en más de 200 ensayos realizados usando 5 tamaños diferentes de tornillos de cabeza plana, 6 espesores de chapa, y aleaciones de dos temple diferentes (LaBelle, James C. and Dolby, Tania, 2004). Los ensayos se limitaron a los tornillos de uso más habitual con cabeza con ángulo nominal de 82 grados, de manera que se desconoce si la expresión es aplicable para tornillos que tienen cabezas con ángulos diferentes.

La variación de los diámetros reales de los agujeros avellanados perforados a mano puede afectar significativamente la resistencia al aplastamiento del material conectado. Se debe tener cuidado de evitar sobredimensionar excesivamente los agujeros avellanados. El sobredimensionado se debe limitar para que la parte superior del tornillo esté a no más de  $t/4$  o 0.8 mm, cualquiera sea el valor que resulte menor, por debajo de la parte superior de la chapa.

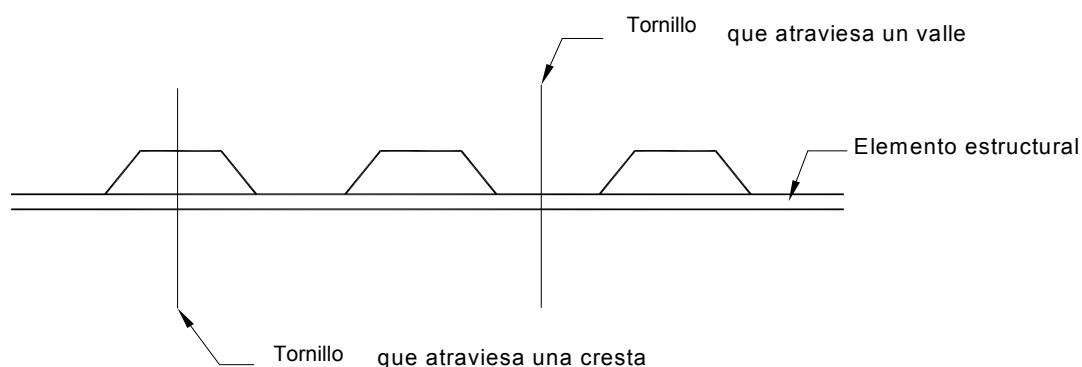


Figura C-E.4-1. Tornillos en un revestimiento para cubierta.

### C-E.4.1.3. Resistencia de diseño a la tracción del tornillo

La resistencia a la tracción de los tornillos también debe ser conocida y estar documentada a partir de ensayos. La resistencia a tracción de los tornillos deberá ser determinada y publicada por el fabricante. A fin de impedir la falla frágil y brusca por tracción del tornillo se limita la resistencia al 80% de la resistencia a la tracción del tornillo informada por el fabricante o determinada mediante ensayos en laboratorios independientes debidamente habilitados.



#### **C-E.4.2. Resistencia de diseño de tornillos solicitados a corte**

Las uniones atornilladas solicitadas a corte pueden sufrir un único modo o una combinación de varios modos de falla. Estos modos son corte del tornillo, desgarramiento de los bordes, inclinación y posterior arrancamiento del tornillo, y aplastamiento de los materiales unidos.

La resistencia al corte propia del tornillo debe ser conocida y documentada a partir de ensayos. El fabricante debe establecer y publicar la resistencia de los tornillos. A fin de evitar rotura frágil y brusca por corte de los tornillos, la Sección **E.4.2.1** del Reglamento limita la resistencia al 80% de la resistencia al corte del tornillo informada por el fabricante o determinada mediante ensayos en laboratorios independientes debidamente habilitados.

La inclinación del tornillo seguida del arrancamiento de los filetes de rosca de la chapa inferior reduce la capacidad de corte de la conexión respecto de la resistencia al aplastamiento típica. La expresión **E.4.2.2-1** cubre los casos en los cuales la inclinación del tornillo puede reducir su resistencia.

El diámetro y la rigidez del pasador, así como el espesor y la resistencia a la tracción de la chapa, afectan significativamente la carga de falla por corte de una unión. Existen una gran variedad de arandelas y estilos de cabezas de pasadores. Las arandelas deben tener un espesor mayor o igual que 1,3 mm (0,050 in) para soportar esfuerzos de flexión con deformación escasa o nula.

En base a una cantidad de ensayos limitados, pareciera que la fuerza de aplastamiento sobre un tornillo se debería limitar a la que produce un alargamiento del agujero de **D/8** para evitar que los filetes de rosca se suelten de los laterales del agujero. Se recomienda realizar ensayos para establecer la resistencia al aplastamiento de las uniones atornilladas. Esta recomendación es sólo para las uniones atornilladas sujetas tanto a cargas de aplastamiento como a cargas de tracción.

#### **C-E.4.3. Mínima separación de los tornillos**

La separación mínima es igual a la especificada para los bulones.

### **C-E.5. UNIONES DE LAS CHAPAS DE ALUMINIO USADAS PARA REVESTIR TECHOS Y FACHADAS**

#### **C-E.5.2. Solapes de los bordes laterales de las chapas**

Siempre que sea posible, los solapes de los bordes laterales de las chapas se deberían orientar de manera de lograr la máxima protección contra los vientos predominantes; es decir, durante la instalación la colocación debe avanzar en sentido horizontal colocando las chapas en la dirección opuesta a la de los vientos predominantes.

#### **C-E.5.3. Pasadores en los solapes**

Para los solapes de los bordes superiores, inferiores o laterales de las chapas se especifican tornillos que tengan un tamaño mínimo equivalente al #12 o remaches que tengan un diámetro mínimo de 5 mm para de este modo lograr un cierre prolijo y resistente a la acción de la intemperie. En muchos casos los pasadores primarios que unen las chapas usadas como revestimiento con el material de apoyo lograrán cierres satisfactorios en los solapes de los bordes superiores e inferiores; sin embargo, en los solapes de los bordes laterales se deberían utilizar pasadores adicionales si la unión no encastra adecuadamente.

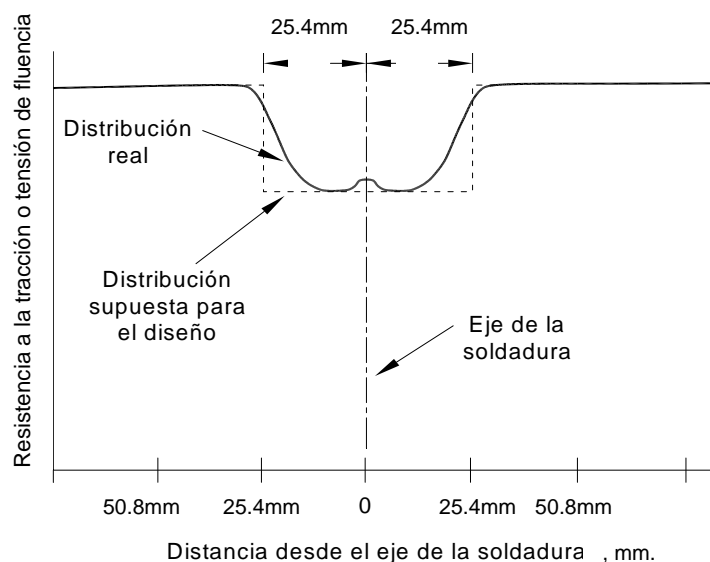
## COMENTARIOS AL CAPÍTULO F UNIONES SOLDADAS

Este Capítulo contiene las especificaciones de diseño para la soldadura de elementos estructurales de aluminio. Debe utilizarse complementariamente con el Reglamento CIRSOC **704-2010** que contiene los requerimientos mínimos para el diseño, fabricación y montaje de estructuras de aluminio y sus aleaciones conectadas o unidas mediante soldadura.

Se efectuaron, respecto de la especificación base, modificaciones en el ordenamiento del cálculo de las resistencias de diseño y se incorporó en este capítulo el cálculo de la resistencia a la rotura de bloque de corte por soldadura.

### C-F.1. DISPOSICIONES GENERALES

La mayoría de las aleaciones de aluminio utilizadas para elementos estructurales obtienen su resistencia mediante tratamientos térmicos o endurecimiento por deformación. Las soldaduras provocan revenido localizado que produce una zona de menor resistencia a lo largo de ambos lados de la soldadura. La consiguiente variación de las propiedades mecánicas en la proximidad de una soldadura se ilustra mediante la distribución típica de la Figura **C-F.1-1**. Al diseñar elementos soldados, además de las reglas de diseño indicadas en el Capítulo **C** se deberá considerar esta reducción de la resistencia.



**Figura C.F.1-1. Distribución de las propiedades mecánicas en la proximidad de una soldadura**

Los efectos del calor de soldado sobre las propiedades mecánicas del aluminio han sido discutidos exhaustivamente (Doerr, 1966; Brooks, 1966; Clark, 1966; Moore, et al, 1971).

Para las aleaciones no tratables térmicamente, en la zona afectada por el calor la resistencia después del soldado es esencialmente la del material revenido. La resistencia de las soldaduras en las aleaciones tratadas térmicamente, tales como la 6061-T6, está comprendida entre la resistencia del material revenido y la resistencia del material original tratado térmicamente.

La mínima resistencia a la tracción de las aleaciones soldadas indicada en la Tabla **A.2-2** son las resistencias correspondientes a la clasificación de soldaduras del Reglamento **CIRSOC 704-2010**, que son iguales a las resistencias “revenidas” en el caso de las aleaciones no tratables térmicamente y levemente menores que las resistencias “tratadas térmicamente por solución” en el caso de las aleaciones tratables térmicamente (Nelson et al, 1952).

## **C-F.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES SOLDADOS**

### **C-F.2.1. Disposiciones generales**

Las soldaduras afectan la resistencia al pandeo según el rango de relaciones de esbeltez en el cual la resistencia es determinada (Brungraber et al, 1962), debiendo utilizarse en las expresiones para determinar las constantes de pandeo (Tablas **C.2-1** ó **C.2-2**, según corresponda), las propiedades mínimas del metal base no soldado (Tabla **A.2-1**) o soldado (Tabla **A.2-2**) según corresponda. Ver también sección **C-C.4** de los comentarios del Cap. **C**.

Los tubos soldados (Secciones **C.3** a **C.5**) son una excepción. Para estos tubos se utilizan las tensiones de fluencia en compresión (Tabla **A.2-2**) en las expresiones para determinar las constantes de pandeo, las cuales se toman de la Tabla **C.2-1** independientemente del temple o del metal base antes del soldado. Ensayos de pandeo realizados sobre tubos soldados han demostrado que este enfoque es conservador (Clark et al 1964). Otras excepciones son las columnas con soldaduras en ubicaciones diferentes a los extremos y los voladizos que tienen una soldadura en el extremo apoyado.

Ensayos de compresión realizados sobre placas de aluminio soldadas (Clark, 1966; Conley et al, 1963) han demostrado que las soldaduras no tienen mayor efecto sobre la resistencia post-pandeo.

Los factores de resistencia para soldaduras de la especificación base **han sido disminuidos al 80%** para contemplar las condiciones tecnológicas de nuestro medio.

### **C-F.2.2. Elementos estructurales con parte de su sección transversal afectada por una soldadura**

La expresión presentada en esta Sección se basa en el hecho de que la resistencia de una sección transversal en la cual sólo una parte ha sido afectada por el calor de soldado se puede estimar sumando la resistencia del material en la zona afectada por el calor más la resistencia del material no afectado que se encuentra fuera de esta zona (Clark, 1966; Hill, 1962).

La tensión de fluencia del material afectado por el calor se basa en una tensión de fluencia para una longitud de referencia de 50 mm proporcionada en la Tabla **A.2-2**. Para calcular la resistencia de diseño al pandeo de una columna de material afectado por el calor se

utilizan las constantes para la expresión de pandeo dadas en la Tabla **C.2-1** para todas las aleaciones y temple debido a que son las que mejor representan el material afectado por el calor (Sharp, 1993).

### **C-F.2.3. Columnas o vigas con soldaduras transversales alejadas de los apoyos y vigas en voladizo con soldaduras transversales**

Las soldaduras en el centro de una columna apoyada en ambos extremos o en el extremo fijo de una columna en voladizo pueden afectar considerablemente la resistencia al pandeo del elemento. En estos casos la resistencia se calcula como si la totalidad de la columna fuera de material soldado. Este procedimiento es conservador (Sharp, 1993).

## **C-F.3. UNIONES SOLDADAS**

Los tipos de uniones soldadas en aluminio incluyen las soldaduras a tope, las soldaduras de filete, las soldaduras de tapón y de ranura. Estos tipos de soldaduras han sido ensayados exhaustivamente (Moore et al, 1971; Sharp et al, 1982).

### **C-F.3.1. Uniones soldadas con o sin bisel**

#### **C-F.3.1.1. Juntas de penetración completa y parcial**

A fin de determinar el tamaño de la soldadura, las soldaduras a tope se clasifican como soldaduras de penetración completa y soldaduras de penetración parcial. La clasificación de las soldaduras a tope es igual que en el Reglamento **CIRSOC 704-2010**. Las soldaduras a tope con respaldo permanente tienen menos resistencia a la fatiga que las soldaduras a tope sin respaldo permanente.

### **C-F.3.2. Soldaduras de filete**

#### **C-F.3.2.1. Garganta efectiva y largo efectivo**

La garganta efectiva de una soldadura de filete de catetos iguales de tamaño **E** es igual a **0,707E**.

#### **C-F.3.2.2. Resistencia de diseño**

##### **C-F.3.2.2.1. Resistencia de un cordón de soldadura**

Las resistencias al corte de las aleaciones 4047, 4643 y 5183 se tomaron de la bibliografía (Menzemer et al, 2002); las resistencias al corte de los demás metales de aporte se tomaron de la bibliografía (Nelson et al, 1966). Ambas referencias utilizan el mismo método, por lo cual los ensayos que se realicen para determinar la resistencia al corte de otros materiales de aporte también deberían seguir dicho método.

Para la obtención de la tensión de corte de diseño para las soldaduras de filete se adopta  $\phi = 0,60$ , corresponde a  $\phi = 0,80$  de la especificación base disminuida al 80%. El valor 0,80 de la especificación base se determinó de manera que una soldadura dimensionada por tensiones admisibles (ASD) tuviera aproximadamente el mismo tamaño que una soldadura dimensionada por factores de carga y resistencia (LRFD), **Tabla C-F.3-2**.

La resistencia media al corte de una soldadura de filete es igual a:

$$\bar{R} = \bar{r}_u \bar{A} \quad (\text{C.F-1})$$

donde  $\bar{r}_u$  es la resistencia media al corte y  $\bar{A}$  es el área de la garganta de la soldadura.

Asumiendo que el coeficiente de variación  $V_{su} = 0,2$  (comparado con los valores de 0,18, 0,23 y 0,17 de la **Tabla C-F.3-1**) y que la resistencia media  $\bar{R} = 1,5R_n$  (comparada con los valores de 1,62, 1,78 y 1,45 de la **Tabla C-F.3-1**) y asumiendo además que el área media de la soldadura es igual a su área nominal con  $V_A = 0,1$ , el índice de seguridad  $\beta$  varió de 3,9 a 4,4 cuando  $D/L$  varió de 0,1 a 0,5 para un factor de seguridad de 2,34. Cambiando el factor de seguridad para soldaduras de filete de 2,34 a 1,95, el índice de seguridad  $\beta$  varía de 3,3 a 3,7. Debido a que se considera que la calidad de las soldaduras ha mejorado desde 1966, es probable que en la actualidad el índice de seguridad sea mayor, aunque no se han recolectado datos recientemente.

**Tabla C-F.3-1. Resistencias de las soldaduras de filete**

Metal de aporte	$\bar{V}_{su} / F_w$	$\bar{V}_{su}$	Orientación de la soldadura
1100	1,62	0,18	longitudinal
1100	1,78	0,23	transversal
4043	1,45	0,17	longitudinal

**Tabla C-F.3-2. Relación entre las áreas de soldadura requeridas por LRFD y aquellas requeridas por la especificación para diseño por tensiones admisibles**

LRFD/ASD para $\phi = 0,80$ y SF = 1.95 para		
$D/L = 0.1$	$D/L = 0.25$	$D/L = 0.5$
1,00	0,97	0,94

#### C-F.3.2.2.2. Resistencia a la rotura de bloque de corte

El modo de falla por rotura de bloque de corte debe ser también verificado alrededor del perímetro de las uniones soldadas. Los resultados de ensayos sugieren que es razonable sumar la resistencia a la fluencia en un plano con la resistencia a la rotura del plano perpendicular. Por lo tanto pueden calcularse dos resistencias posibles de bloque de corte, la resistencia a la rotura por tracción con tensión  $F_u$  a lo largo de la sección traccionada, más la fluencia por corte con tensión  $0.6 F_y$  en la sección del plano de corte, o la resistencia a rotura por corte con tensiones  $0.6 F_u$  en las áreas solicitadas a corte combinada con la fluencia con tensión  $F_y$  en el área traccionada. En esto se basan las expresiones **F.3.2.2-4** y **F.3.2.2-5**. El bloque de corte es un fenómeno de rotura o desgarramiento, no un estado límite de fluencia. Por ello, la expresión apropiada a usar es aquella cuyo término de rotura sea mayor.

### **C-F.3.3. Soldaduras de tapón (botón) y de ranura (ojal o muesca)**

Las soldaduras de tapón y de ranura se utilizan fundamentalmente para transmitir corte en el plano de la soldadura. Un ejemplo de esto sería una platabanda unida a un ala mediante soldaduras de tapón.

### **C-F.4. TRATAMIENTO TÉRMICO POSTERIOR A LA SOLDADURA**

Las tensiones admisibles para los postes de alumbrado de aleación 6005 y 6063 tratados térmicamente (envejecimiento artificial) después de la soldadura se basan en numerosos resultados de ensayos.



# COMENTARIOS AL CAPITULO G

## PROYECTO PARA CONDICIONES DE SERVICIO

### C-G.1. BASES DE PROYECTO

Las condiciones de servicio son formuladas para prevenir interrupciones en el funcionamiento normal de un edificio y daños a la estructura o elementos a ella vinculados, durante su uso normal. Si bien un mal funcionamiento no puede ocasionar el colapso de la estructura o pérdida de vidas o lesiones, el mismo puede afectar seriamente la utilidad de la estructura y/o conducir a costosas reparaciones. No considerar las condiciones de servicio puede llevar al proyecto y construcción de estructuras inaceptablemente deformables.

Esencialmente hay tres tipos de comportamiento estructural que pueden afectar las condiciones de servicio con sus respectivos estados límites asociados:

- (1) Deformaciones, desplazamientos o rotaciones que puedan afectar el aspecto, funcionamiento o desagüe de la estructura, o puedan causar daño a componentes no estructurales de la construcción y/o a sus accesorios.
- (2) Daño local excesivo (fluencia local, pandeo, deslizamiento o agrietamiento) que pueda requerir un costoso y reiterado mantenimiento o conducir a la corrosión.
- (3) Vibraciones excesivas producidas por el viento o cargas variables que afecten el confort de los ocupantes de la construcción o la operación de equipos mecánicos.

En el proyecto por los métodos de tensiones admisibles los posibles daños locales eran prevenidos por los factores de seguridad incluidos en las tensiones admisibles, mientras que la deformación y vibración se controlaban directa o indirectamente, limitando las deformaciones y las relaciones largo-alto de la estructura. La aplicación de esas especificaciones condujo a comportamientos satisfactorios de las estructuras con la posible excepción de pisos de grandes dimensiones sin paneles divisorios u otras formas de amortiguamiento.

En el proyecto por estados límites las condiciones de servicio se deberán controlar con la elección de apropiados estados límites de servicio y combinación de acciones para ellos, el análisis de la respuesta de la estructura y la reacción de los ocupantes a dicha respuesta.

Ejemplos de acciones que pueden afectar las condiciones de servicio son: las sobrecargas de uso, viento y sismos de ocurrencia frecuente (esta acción no está definida en el Reglamento INPRES-CIRSOC 103); efectos de actividades humanas como el desplazamiento de personas, bailes, actividades gimnásticas, etc.; variaciones de temperatura; y vibraciones producidas por la operación de equipos mecánicos en el edificio o por el tránsito de vehículos en las cercanías de la construcción.

El control de las condiciones de servicio está relacionado con el adecuado comportamiento de la estructura sometida a las apropiadas condiciones de carga.



La especificación de la Aluminum Association, base de este Reglamento, no define las combinaciones de acciones con las que se deberán verificar los estados límites de servicio, dejando las mismas libradas al acuerdo entre proyectista y comitente. Si bien este criterio se adapta a las variadas situaciones que se pueden presentar, se considera conveniente establecer una referencia de mínima que garantice una adecuada verificación en los casos comunes. Este criterio es seguido por los EUROCODES, las Normas de Canadá y Brasil. Las combinaciones de acciones incluidas en el Capítulo **G** han sido tomadas del National Building Code of Canada (1990) y presentadas con el formato de las combinaciones de acciones para los estados límites últimos del Capítulo **A**. Se basan en la utilización de las intensidades nominales de las acciones y en la distinta probabilidad que se alcancen los valores nominales simultáneamente cuando actúan sólo una o más de una de las acciones.

Se establece claramente en el Reglamento que para situaciones particulares a convenir con el comitente o por exigencias de reglamentos específicos puede ser necesario considerar combinaciones de acciones más rigurosas.

En servicio, normalmente puede ser aceptado el comportamiento elástico, por lo que las fórmulas elásticas pueden ser usadas para determinar los efectos de las acciones que deben controlarse. Sin embargo en algunas situaciones y para algunos elementos estructurales puede ser necesario controlar el comportamiento bajo acciones de larga duración o considerar la presencia de deformaciones plásticas que en general son inaceptables.

Los valores límites de los parámetros que definen las condiciones de servicio son, en general, difíciles de especificar, pues dependen del tipo de estructura, de la función y uso de la construcción y de las reacciones psicológicas subjetivas de los ocupantes. Así por ejemplo, el movimiento de la estructura aceptable para un hospital debería ser mucho menor que para un edificio industrial común. También debe considerarse que los seres humanos perciben niveles de movimiento estructural mucho menores que los que pueden producir daños estructurales. Los límites de los parámetros que definen los estados límites de servicio deben pues ser determinados por consideraciones muy minuciosas del proyectista. Aquí tampoco la especificación tomada como base fija valores límites sino que los deja librados al convenio de proyectista y comitente. Sin embargo se ha considerado que el Reglamento debe fijar valores mínimos para algunos parámetros y para los casos más comunes. Por ello se incluye en el Capítulo **G** la Tabla **G.4-1** con valores límites para deformaciones verticales y para desplazamientos laterales para casos comunes.

## **C-G.2. CONTRAFLECHAS**

Puede ser necesario dotar a las barras de contraflecha cuando las deformaciones verticales resultantes de la combinación de acciones apropiada, generan problemas a alguna condición de servicio.

Generalmente la contraflecha es la necesaria para anular o hacer levemente negativa la deformación vertical causada por las acciones permanentes en la construcción terminada. Cuando existan acciones permanentes con efectos de larga duración sobre algunos materiales componentes (fluencia lenta), dichos efectos serán tomados en cuenta para la elección de la contraflecha mas conveniente.

### **C-G.3. DILATACION Y CONTRACCION**

Similarmente que para las deformaciones, y tal vez en mayor medida, un control satisfactorio de las dilataciones y contracciones resulta difícil de reducir al enunciado de unas pocas y simples recomendaciones. Por ello los límites de la condición de servicio deben ser fijados por el proyectista usando el criterio y la experiencia.

El problema generado por las dilataciones es más serio en edificios con paredes de mampostería que en aquellos con cerramientos prefabricados. La separación total de la estructura con juntas de dilatación ampliamente espaciadas es generalmente más conveniente que la adopción de dispositivos que permitan el deslizamiento de las partes apoyadas o la adopción de apoyos de rodillos o del tipo balancín.

Además de la variación de temperatura, la fluencia lenta y la retracción del hormigón, y la fluencia del aluminio son causas que producen cambios dimensionales de los elementos estructurales.

### **C-G.4. DEFORMACIONES, VIBRACION Y DESPLAZAMIENTO LATERAL**

#### **C-G.4.1. Deformaciones**

Las deformaciones excesivas pueden producir: daño permanente en elementos de la estructura o elementos de la construcción unidos a la estructura sobre todo si ellos son rígidos; separación de revestimientos; interrupción del funcionamiento de equipos o sistemas de servicio del edificio; modificaciones no aceptables del aspecto de partes del edificio; molestias a los ocupantes; etc.

La Especificación de la Aluminum Association no fija valores límites para las deformaciones de la estructura o de sus elementos estructurales planteando sólo que los mismos dependen de la función de la estructura. En este Reglamento se adopta el criterio de establecer límites mínimos para situaciones comunes, tomando como referencia el Reglamento CIRSOC **301-2005** y Eurocódigo 9, los que se dan en la Tabla **G.4-1**. Se establece claramente que para situaciones particulares puede ser necesario establecer límites más rigurosos. Por ejemplo, en algunos sistemas de pisos de grandes luces puede ser necesario fijar límites independientemente de la luz de las barras, sobre todo para minimizar la posibilidad de daño a elementos no estructurales apoyados (tabiques), suspendidos (cielorrasos) o unidos (carpintería).

En algunos casos, para determinados niveles de intensidad de acciones, pueden ocurrir deformaciones inelásticas permanentes que deberán ser consideradas evaluando el efecto que dichas deformaciones pueden producir en la función de la estructura.

También deberá ser considerado el efecto que puedan producir las cargas de larga duración sobre la deformación y si existen cargas cíclicas, la posibilidad de incremento de las deformaciones residuales que pueden conducir a una falla creciente.

#### **C-G.4.2. Vibración de pisos**

La utilización de materiales de alta resistencia y de sistemas estructurales eficientes lleva a mayores luces y a sistemas de pisos más flexibles. En estos casos la fijación de límites de deformación en función de la luz puede no prevenir los problemas de vibración, siendo

necesario para algunos sistemas de pisos un análisis específico de sus características dinámicas y estáticas.

La respuesta dinámica de las estructuras o sistemas estructurales puede ser difícil de analizar por las dificultades para definir la masa real, la rigidez y las características del amortiguamiento. Además, diferentes tipos de carga originan distintas respuestas. Así, por ejemplo, un sistema de piso formado por vigas de acero y losa de hormigón puede responder a cargas variables como un sistema no compuesto, pero frente a una excitación transitoria provocada por la actividad humana puede responder como una placa ortótropa compuesta.

Los tabiques divisorios no estructurales, los revestimientos y el amoblamiento empotrado, aumentan significativamente la rigidez y el amortiguamiento de la estructura y frecuentemente eliminan los potenciales problemas de vibración. El amortiguamiento también puede ser función de la amplitud de la excitación.

El objetivo general de minimizar los problemas asociados con el excesivo movimiento de la estructura es limitar las aceleraciones, velocidades y desplazamientos a niveles que no resulten molestos para los ocupantes del edificio. Generalmente, los ocupantes de un edificio encuentran más molestas las vibraciones continuas que las transitorias.

Los niveles de aceleraciones picos que resultan molestos a la gente dependen de la frecuencia de la respuesta. Los umbrales de molestia para vibraciones transitorias son algo más elevados y dependen del amortiguamiento en el sistema de piso. Estos niveles dependen del individuo y de la actividad que realiza en el momento de la excitación.

Para referencias y guía sobre el tema puede consultarse ASCE 7-98 (Apéndice B y Comentarios) y bibliografía allí citada; ISO 1974; CAN/CSA-S16.1-M89 Apéndice G (Norma de Canadá) y bibliografía allí citada; EUROCODE 9 (2000) Sección 4.3.

El método más efectivo para reducir los efectos de vibraciones continuas es la adopción de dispositivos de aislamiento. Donde el período de la excitación en estado estable es cercano al período fundamental del sistema, se debe tener cuidado de evitar la resonancia.

Las vibraciones transitorias se reducen más efectivamente con un incremento del amortiguamiento en el sistema.

Es conveniente aislar adecuadamente el equipamiento mecánico que puede producir vibraciones no admisibles en alguna parte de la estructura, a fin de reducir la propagación de esas vibraciones a elementos críticos de la misma.

### **C-G.4.3. Desplazamiento lateral**

Para los efectos de los desplazamientos laterales valen las mismas consideraciones realizadas para las deformaciones en el primer párrafo de los Comentarios a la Sección **C.G.4.1.**

La Especificación de la Aluminum Association tampoco fija valores límites para el desplazamiento lateral. Por lo ya comentado este Reglamento establece límites mínimos que se dan en la Tabla **G.4-1** del Capítulo **G**. Se establece claramente que para situaciones particulares puede ser necesario establecer límites más rigurosos. Esto ocurre por ejemplo, para algunas estructuras con puentes grúas o montacargas donde la

operación de los mismos exija menores desplazamientos horizontales que los admitidos en la Tabla.

Los límites establecidos deberán ser aplicados a la estructura como una unidad.

En algunos casos, para determinados niveles de intensidad de las acciones, pueden ocurrir deformaciones inelásticas permanentes que deberán ser consideradas evaluando el efecto que dichas deformaciones pueden producir en la función de la estructura.

Valen también aquí las consideraciones realizadas en el último párrafo de los Comentarios a la Sección **G.4.1** (Deformaciones) sobre los efectos de cargas cíclicas.

### **C-G.6. DURABILIDAD Y PROTECCIÓN CONTRA LA CORROSIÓN**

Los elementos de aluminio pueden deteriorarse por corrosión en condiciones particulares de servicio en función del ambiente en que ellos se encuentren. La corrosión puede ser externa y por ello visible en una inspección o estar ubicada en zonas indetectables. En este caso la reducción de resistencia no podrá ser advertida.

Una de las medidas que pueden tomarse durante el proyecto de las estructuras de aluminio atendiendo este aspecto es seleccionar la aleación y temple adecuado al tipo de ambiente al que estará expuesta la estructura. La especificación base no establece consideraciones para contemplar la prevención de la corrosión, el presente reglamento incluye lo especificado por Eurocódigo **9** considerando niveles de durabilidad según el tipo de aleación y la necesidad o no de protección según el tipo de ambiente.

El Proyectista deberá prevenir los problemas por corrosión a través de un adecuado diseño atendiendo a la prevención de la corrosión galvánica provocada por el contacto entre diferentes materiales, a la selección de juntas apropiadas, adoptando sistemas de protección apropiados (a través de capas de protección) y/o planificando programas de mantenimiento.



# COMENTARIOS AL CAPITULO H

## FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD

### C-H.2. FABRICACIÓN

#### C-H.2.1. Cortes

##### C-H.2.1.1. Métodos

Se debe prestar particular atención a la fisuración de los bordes en las aleaciones tratadas térmicamente cortadas por láser o arco eléctrico.

##### C-H.2.1.3. Esquinas reentrantes

Se requiere un redondeo de las esquinas para reducir la tensión en las mismas. El radio de esquina adecuado depende del elemento en particular y del uso que se le dará. Los radios mínimos de los chaflanes para soldaduras, seguirán los lineamientos del Reglamento CIRSOC **304-2007** para estructuras de acero y CIRSOC **704** para estructuras de aluminio. Debido a que el Reglamento también es aplicable a piezas pequeñas no resulta práctico especificar un radio mínimo.

#### C-H.2.2. Calentamiento

La resistencia del metal templado se puede reducir luego de su exposición a procesos que involucran temperaturas elevadas (como por ejemplo el curado con pintura en fábrica, la cocción de los revestimientos con esmalte porcelánico y el conformado en caliente). La magnitud de la reducción de la resistencia varía dependiendo de la aleación, del temple y del tiempo de exposición. Se puede consultar a los proveedores para averiguar las resistencias del material sujeto a tales procesos. Debido a que para las aleaciones, temples y exposiciones considerados en la Tabla **H.2-1** la reducción de la resistencia no superará el 5%, si se respetan estos límites de temperatura no es necesario reducir las tensiones de diseño. Para interpolar con precisión entre los valores de la Tabla **H.2-1** es necesario utilizar la fórmula logarítmica.

Las aleaciones de la serie 5XXX con contenidos de magnesio superiores a 3% que se mantienen en un rango de temperatura de 66°C a 230°C pueden posteriormente sufrir exfoliación y fisuración por corrosión bajo tensiones. El tiempo de permanencia a temperatura elevada es un factor crítico que determina el grado de sensibilización a la exfoliación y a la fisuración por corrosión bajo tensiones.

#### C-H.2.6. Construcciones abulonadas

El uso de bulones de alta resistencia se ajustará a las especificaciones de la Recomendación CIRSOC **305-2007** para los bulones A325, ISO 8.8.

#### C-H.2.7. Acabados

La AAMA (American Architectural Manufacturers Association) ofrece las siguientes Especificaciones Voluntarias, Requisitos de Comportamiento y Procedimientos de Ensayo referentes a los acabados para aluminio:

*AAMA 2603 Pigmented Organic Coatings on Aluminum Extrusions and Panels*

Para limpiar el material o acabar una superficie se puede utilizar un chorro abrasivo. Los medios abrasivos incluyen la granalla de acero, la arena de sílice, el óxido de aluminio, las cáscaras de nuez trituradas y la escoria de carbono. Las tensiones residuales luego de aplicar un chorro abrasivo o granallado pueden hacer que el material se enrolle si éste tiene poco espesor.

Si se permite que permanezca agua entre piezas de aluminio en contacto entre sí puede producirse un tipo de oxidación llamada manchas de agua. Aunque esta oxidación no afecta de modo alguno la resistencia del material y deja de avanzar una vez que se retira el agua, resulta poco atractiva estéticamente y difícil de eliminar. Se puede prevenir manteniendo el aluminio seco o sin contacto con otros elementos de aluminio cuando potencialmente haya humedad presente.

#### **C-H.2.8. Contacto con otros materiales**

Se pueden colocar aislantes tales como Teflón, neopreno o acero inoxidable serie 300 entre el aluminio y los otros materiales para así evitar que estén en contacto. El aislante no debe ser poroso para evitar que en la unión quede atrapada agua u otras sustancias, y compatible tanto con el aluminio como con el otro material bajo las condiciones de servicio anticipadas.

#### **C-H.2.8.3. Hormigón o mampostería**

Para evitar la aparición de manchas y la corrosión superficial, el aluminio con acabado de fábrica y el aluminio anodizado se deberán proteger del hormigón no curado, del mortero y de otras sustancias alcalinas similares, así como del ácido muriático utilizado para limpiar el hormigón y la mampostería.

Los productos para mampostería diseñados para permanecer con un pH relativamente bajo durante y después del curado (como por ejemplo el mortero con fosfato de magnesio que no supera un pH de 8,5) no corroen el aluminio.

#### **C-H.2.8.4. Escurrimiento de agua con metales pesados**

Los metales pesados pueden provocar la corrosión del aluminio. El cobre es de estos metales el más utilizado en la construcción, pero el acero con recubrimiento de plomo-estaño también puede tener este efecto.

#### **C-H.2.10. Tolerancias en la fabricación**

La tolerancia de **L/960** respecto de la forma recta fue elegida de manera que la reducción de la resistencia al pandeo con respecto a la de un elemento perfectamente rectilíneo sea menor que aproximadamente 20%. La tolerancia estándar para algunos productos en fábrica no satisface la tolerancia aquí especificada para los elementos fabricados. Un ejemplo de esto son las extrusiones de T6511 con espesor de pared menor que 2,413 mm. Puede ser necesario rectificar estos elementos de manera que satisfagan los requisitos de esta sección.

### **C-H.2.11. Plegado**

La fisuración de las aleaciones tratadas térmicamente se puede evitar más fácilmente si la línea de plegado es perpendicular a la dirección de laminación o extrusión, mientras que lo opuesto es válido en el caso de las aleaciones no tratables térmicamente.

## **C-H.3. MONTAJE**

### **C-H.3.2. Instalación de bulones**

La condición de ajuste sin juego (contacto firme pero no necesariamente continuo) se puede lograr aplicando algunos impactos con una llave de impacto o bien aplicando toda la fuerza de un hombre usando una llave convencional. En las uniones que no son de deslizamiento crítico no es necesario aplicar una fuerza de apriete específica, ya que el diseño toma en cuenta el hecho de que las piezas podrían deslizarse una respecto de la otra.





# COMENTARIOS AL CAPÍTULO I PIEZAS DE ALUMINIO FUNDIDO

## C- I.1. MATERIALES

Las normas ASTM B 26 y B 108 no especifican tensiones de fluencia mínimas en tracción para algunas de las aleaciones y temple que se utilizan en las piezas de aluminio fundido incluidas en dichas normas (por ejemplo, aleación 356.0-T7 fundida en molde de arena). Estas aleaciones y temple no están incluidos en la Tabla I.1-1 (y por lo tanto quedan excluidas del alcance de este Reglamento) debido a que para realizar el diseño normalmente se requiere la tensión de fluencia. También existen otras aleaciones de acuerdo con las normas ASTM B 26 y B 108 que no están incluidas en la Tabla I.1-1 y que por lo tanto no se incluyen en este Reglamento.

Debido a que las normas ASTM B 26 y B 108 no establecen requisitos dimensionales (tolerancias) como sí lo hacen las especificaciones ASTM para productos forjados (por ejemplo, la norma B 209), es necesario establecer estándares para las piezas de aluminio fundido en el Reglamento. Los requisitos dimensionales establecidos en el presente Reglamento son aquellos establecidos en el documento *Standards for Aluminum Sand and Permanent Mold Castings* publicado por la Aluminum Association.

Las resistencias mínimas especificadas en la Tabla 2 de la norma ASTM B 26 para piezas fundidas en molde de arena corresponden a barras de ensayo fundidas separadamente y no a las piezas fundidas en sí. Como se indica en la Sección 11.3 de la norma ASTM B 26, "Cuando se los especifique, los valores de la resistencia a la tracción, la tensión de fluencia y el alargamiento de probetas cortadas de piezas fundidas no deberán ser menores que 75% de los valores de la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia ni menores que 25% de los valores de alargamiento especificados en la Tabla 2." Por lo tanto, las resistencias mínimas que aparecen en la Tabla I.1-1 se basan en el 75% de las resistencias mínimas especificadas en la Tabla 2 de la norma ASTM B 26 de manera de ser representativas de lo que el comprador esperaría recibir si es que especifica que se ensayen las piezas fundidas en sí y no algunas barras especialmente preparadas para los ensayos.

Las piezas de aluminio fundido son menos propensas a las discontinuidades que los productos forjados. Por lo tanto, el Reglamento incluye requisitos sobre discontinuidades para el caso de las piezas fundidas a fin de que éstas puedan ser diseñadas aplicando los mismos requisitos que los productos forjados. Los requisitos de calidad se basan en lo siguiente:

Tanto la norma ASTM B 26 como la B 108 (sección 20) incluyen opciones sobre las inspecciones con penetración de líquido y radiográficas que puede especificar el comprador. Las inspecciones mediante penetración de líquido solamente detectan fallas superficiales y por lo tanto son insuficientes. Las normas ASTM B 26 y B 108 sólo exigen la realización de inspecciones radiográficas si el comprador las especifica. Si se especifican estas inspecciones, el comprador también debe especificar cuáles de los cuatro criterios de calidad se deben satisfacer (A, B, C o D). El Grado A no permite la presencia de ningún tipo de discontinuidades; este criterio es más exigente que los niveles de calidad exigidos para los productos forjados y por lo tanto se considera excesivo.

Cuando se especifica Grado D no se pueden exigir ensayos de tracción de probetas cortadas de las piezas fundidas. Por lo tanto, sólo los Grados B o C son adecuados para el tipo de elementos estructurales cubiertos por el Reglamento. Se decidió utilizar el Grado C debido a que este grado permite orificios generados por la presencia de gases no mayores que aproximadamente 0,3 cm y este valor es igual que el límite del tamaño de falla mediante inspección ultrasónica para Grado B en el documento *Aluminum Standards and Data* (Tabla 6.3). *Aluminum Standards and Data* sólo especifica límites para las discontinuidades de unas pocas aleaciones 2xxx y 7xxx forjadas.

Una vez determinados los criterios de aceptación para una pieza de aluminio fundida individual, es necesario establecer el número de piezas de un lote que deberán ser sometidas a inspección radiográfica y los criterios de aceptación para la totalidad del lote. El documento *Standards for Aluminum Sand and Permanent Mold Castings* establece cuatro niveles de frecuencia de inspección, siendo el nivel 1 el que requiere inspecciones más frecuentes. En el presente Reglamento se utiliza el nivel 2, ya que el nivel 1 exige radiografiar todas las piezas, el nivel 3 deja la frecuencia de inspección a criterio de la fundición y por lo tanto resulta indeterminado, y el nivel 4 no requiere ninguna radiografía.

### C- I.2. PROPIEDADES MECÁNICAS

Las resistencias dadas en la Tabla I.1-1 fueron tomadas de la normas ASTM B 26 para piezas fundidas en molde de arena y ASTM B 108 para piezas fundidas en molde permanente. La norma ASTM B 26 permite que el comprador exija que la mínima resistencia de probetas cortadas de las piezas fundidas producidas sean igual al 75% de la resistencia especificada, de manera que los valores de la Tabla I.1-1 son los valores de la norma ASTM B 26 multiplicados por 0,75. La norma ASTM B 108 contiene el mismo requisito, pero para ciertas aleaciones y temple permite que el comprador especifique ya sea: 1) ubicaciones en la pieza fundida que deberán tener ciertas resistencias a la tracción especificadas en la norma B 108; o 2) que cualquier ubicación en la pieza fundida deberá tener ciertas resistencias a la tracción especificadas en la norma B 108. En general las resistencias para el caso 2) son menores que para el caso 1). Para ambos casos las resistencias mínimas indicadas en la Tabla I.1-1 son las resistencias especificadas en la norma B 108 sin que se les haya aplicado ningún factor.

La Figura 5.4 del trabajo de Kaufman (2001) titulado *Fracture Resistance of Aluminum Alloys* proporciona relaciones entre la resistencia al efecto de entalladura y la tensión de fluencia para diferentes aleaciones y temple, considerando fundición tanto en moldes de arena como en moldes permanentes. Las aleaciones y temple indicados en el capítulo I tienen relaciones **entalladura / fluencia  $\geq 1,0$** , de modo que no se requiere ninguna reducción de la resistencia a la fractura por tracción para considerar la sensibilidad al efecto de entalladura para estas aleaciones y temple; el coeficiente para elementos traccionados  $K_t$  es igual a 1,0.

### C- I.3. DISEÑO

El diseño de las piezas fundidas es igual al diseño de los productos forjados.

### C- I.4. SOLDADURAS

La 356.0 es la única aleación y temple que se incluye en el Capítulo F para la cual la Tabla 3.2 de la norma AWS D1.2:2003 especifica una resistencia luego de la soldadura, que

tiene un valor de 160 MPa. Esto aparentemente corresponde a una probeta fundida en forma separada y no a una probeta cortada a partir de una pieza fundida, ya que la resistencia mínima no soldada de las probetas cortadas de piezas fundidas de aleación 356.0-T6 en moldes de arena es 154 MPa (ver Tabla I.1-1). Por este motivo y debido a que la norma D1.2:2003 no proporciona resistencias luego de la soldadura para otras aleaciones y temple, en correspondencia este capítulo I no especifica resistencias luego de la soldadura. Estas resistencias se deben establecer en base a la calificación de los procedimientos de soldadura requeridos por la norma D1.2:2003.



# COMENTARIOS AL CAPÍTULO J

## ENSAYOS

### C-J.1. DISPOSICIONES GENERALES

Los criterios de ensayo son muy similares a los de la Especificación para ASD, excepto que proporcionan una guía para determinar un factor de resistencia (y no un factor de seguridad) en base a ensayos (Sección J.3.2).

### C-J.3. NÚMERO DE ENSAYOS Y EVALUACIÓN DE LOS RESULTADOS DE ENSAYOS

#### C-J.3.1. Ensayos para determinar propiedades mecánicas

La expresión J.3.1-1 se tomó del artículo del tomo 02.02 publicado por ASTM, *Aluminum and Magnesium Alloys*, titulado "Statistical Aspects of Mechanical Property Assurance" de W.P. Goepfert (Goepfert, W.P., 1994). Los valores de  $K$  se tomaron de la publicación *Juran's Quality Control Handbook*, editada por Juran, J.M., 4<sup>ta</sup> Edición, publicada por McGraw-Hill, y son coeficientes unilaterales para que al menos el 99% de la población caiga por encima del valor mínimo pronosticado con un nivel de confianza del 95%.

### C-J.4. ENSAYOS PARA CHAPAS DE ALUMINIO USADAS PARA REVESTIR TECHOS Y FACHADAS

El método de ensayo al cual se hace referencia en esta Sección corresponde a la norma ASTM E1592, Structural Performance of Sheet Metal Roof and Siding Systems by Uniform Static Air Pressure Difference.



## BIBLIOGRAFÍA

Abramson, A.B., (1977), "Inelastic Torsional-Flexural Buckling of Aluminum Sections", Report No. 365, Department of structural Engineering School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, Ithaca, NY.

AISC 1993

American Architectural Manufacturers Association, AAMA TIR-A9-91 Metal Curtain Wall Fasteners, with 2000 Addendum, Schaumburg, IL, 2001

Anderson, J.M. and Trahair, N.S., (1972), "Stability of Monosymmetric Beams and Cantilevers", Journal of the Structural Division, ASCE.

ASCE Task Committee on Lightweight Alloys, Dec 1962

Battdorf, S.B., Stein, M., and Schildcrout, M., (1947), Critical Stress of Thin-Walled Cylinders in Torsión, Technical Note 1344, Nacional Advisory Comité for Aeronautics.

Bleich, F., (1952), "Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill.

British Standard Institution, British Standard-Structural Use of Steelwork in Building-Part 5. Code of Practice for Design of Cold-Formed Sections, BS 5950: Part 5: 1987

Brooks, C.L., (1966), "Effect of Weld Heat in Arc Welding Aluminum", Proceeding of Aluminum Welding Seminar, The Aluminum Association.

Brungraber, R.J., and Clark, J.W., (1962), "Strength of Welded Aluminum Columns", Transactions ASCE, Vol.127, Part II, p. 202.

Carter y otros, 1997 (CIRSOC 305)

Chesson y otros, 1965 (CIRSOC 305)

Clark, J.W. and Hill, H. N., (1960), "lateral Buckling of Beams", Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 86 No. ST7, p. 175.

Clark, J.W. and Rolf, R.L., (1964), "Design of aluminum Tubular Members", Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 90 No. ST6, p. 259.

Clark, J.W. and Rolf, R.L., (1966), "Buckling of aluminum Columns, Plates, and Beams", Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 92 No. ST3, p. 17.

Clark, J.W., (1966), "Design of Welded Aluminum Structures and Choice of Filler Metal", Proceeding of Aluminum Welding Seminar, The Aluminum Association.

Conley, W.F., Becker, L.A. and Allnutt, R.B., (1963), "Buckling and Ultimate Strength of Plating Loaded in Edge Compression. Progress Report 2: Unstiffened Panels", Report 1682, David Taylor Model Basin, U.S.Department of the Navy , Washington, DC.



Cook, I. T., and Rockey, K.C., (1962), "Shear Buckling of Clamped and Simple Supported Infinitely Long Plates Reinforced by Transverse Stiffeners", The Aeronautical Quarterly, Vol. 13, p 41.

Dewalt, W.J. and Mack, R.E., Design Considerations for Aluminum Fasteners, SAE Technical Paper 800455, 1980

Doerr, D.D., (1966), "Engineering Design Considerations of Aluminum", Proceeding of Aluminum Welding Seminar, The Aluminum Association.

Dux, P.F., and Kitipornchai, S., (1986), "Elastic Buckling Strength of Braced Beams", Journal of the Australian Institute of Steel Construction.

Especificación AISC-LRFD (Specification for Single-Angle Members, 2000)

Especificación AISI (1986)

European Convention for Constructional Steelwork, European Recommendations for the Design of Light Gage Steel Members, First edition, 1987, Brussels, Belgium

Fortlin, Beaulieu and Bastien, Experimental Investigation of Aluminum Friction-Type Connections, INALCO 2001, Munich, 2001

Galambos, T.V., (1998), Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Fifth Edition, John Wiley and Sons, NY.

Gerard, G., and Becker, H., (1957), Handbook of Structural Stability, Part 1-Buckling of Flat Plates, Technical note 3781, Nacional Advisory Comité for Aeronautics.

Goepfert, W.P., "Statistical Aspects of Mechanical Property Assurance", Aluminum and Magnesium Alloys, ASTM Volume 02.02, 1994

Hartmann, E. C., and Clark, J.W., (1963), The U.S. Code, Proceedings of the Symposium on Aluminum in Structural engineering, The Institution of Structural Engineers and The Aluminum Federation, London.

Haussler, R.W. and PabersR.F., (1974), "Some Aspects of The Stability of Cold-Formed Shapes", Preprint MTS-21, ASCE/EIC/RTAC Joint Transportation Engineering Meeting.

Haussler, R.W., (1964), "Strength of Elastically Stabilized Beams", Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 90 No. ST3, p. 219.

Hill, H.N., Clark, J.W. and Brungraber, R.J., (1962), Design of Welded Aluminum Structures", Transactions ASCE, Vol 127, Part II, p. 102.

J.C. Chapuis y T.V. Galambos, "Design Criteria for Aluminum Columns and Beam-Columns" Research Report No. 58, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Washington, St. Louis, Mo.

Jombock, J. R. and Clark, J.W., (1968), "Bending Strength of Aluminum Formed Sheet Members", Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 94 No. ST2, p. 511.

Kaufman, J.G., (2001), Fracture Resistance of Aluminum Alloys, ASM Internacional, Materials Park, OH.

Kirby, P.A. And Nethercot, D.A., (1979), "Design for Structural Stability", Constrado Nomographs, A Halstead Press Book, Jhon Wiley & Sons, New York.

Kissell, J.R. and Ferry, R.L., "Aluminum Friction Connections", Proceedings of Structures Congress XV, April, 1997

Kitipornchai, S., Wang, C.M., and Trahair, N.S., (1986), "Buckling of Monosymmetric I-Beams Under Moment Gradient", Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 112 No. ST4, p. 781-799.

Kuhn, P., Peterson, J.P. and Levin, L.R., (1952), A Summary of Diagonal Tension, Part I-Methods of Analysis, Technical Note 2661, Nacional Advisory Comité for Aeronautics.

LaBelle, James C. and Dolby, Tania, INALCO 2004, Flat Head Fastener Pullover in thin Aluminum with Countersunk Holes, Cleveland, 2004

Load and Resistance Factor Design, (1993), Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Second Edition, Chicago, IL.

Luttrell, C.R., "Thermal Cycling of Slip-Critical Aluminum Joints", Proceeding of Structures Congress XVII, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, April, 1999

Massonnet, C.E.L., (1962), "Stability Considerations in the Design of Steel Plate Girders", Transactions ASCE, Vol. 127, Part II.

Menzemer, Craig, (1999), "Failure of bolted connections in an aluminum Alloy", Journal of Materials Engineering and Performance", ASM, Vol. 8, No. 2.

Menzemer, C.C, Ortiz-Morgado, R., Iascone, R., and Srivatsan, T., INALCO 2001, Bearing Capacity of Aluminum Alloys in Bolted Connections, Munich, 2001

Menzemer, C. and Iascone, R. (2002), "Reestablishing the Shear Strength of Aluminum Alloy Fillet Welds", Welding Journal.

Metallic Materials and Elements for Aerospace Vehicle Structures, MIL-HDBK-5, Department of Defense, Washington, DC, 1994

Moisseiff, Leon S., Hartman, E.C. and Moore, R.L., "Riveted and Pin-Connected Joints of Steel and aluminum Alloys", Transactions ASCE, Vol. 109, 1944, p. 1359

Moore, R. L., (1947), "Observations on the Behavior of Aluminum Alloy Test Girders", Transactions ASCE, Vol. 112, p 901.

Moore, R.L., (1942), "An Investigation of the Effectiveness of Stiffeners on Shear-Resistant Plate-Girder Webs", Technical Note 862, Nacional Advisory Comité for Aeronautics.

Moore, R.L., Jombeck, J.R. and Kelsey, R.A. (1971), Strength of Welded Joints in Aluminum Alloy 6061-T6 Tubular Members, The Welding Journal.

Nelson, F.G. Jr., and Howell, F.M., (1952), "The Strength and Ductility of Welds in Aluminum Alloy Plate", The Welding Journal.

Nelson, F.G. Jr., and Rolf, R.L., (1966), "Shear Strength of Aluminum Alloy Fillet Welds", The Welding Journal.

Peköz, T., "Designs of Cold-Formed Steel Screw Connections", Proceedings of the Tenth International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures, October 23-24, 1990, University of Missouri-Rolla, MO

Roark, R.J. and Young, W.C., (1989), "Formulas for Stress and Strain", McGraw-Hill.

Rockey, K.C., (1958), "Web Buckling and the Design of Web Plates", The Structural Engineer.

Rockey, K.C., (1963), "Aluminum plate Girders", Proceedings of the Symposium of Aluminum in Structural Engineering, The Institution of Structural Engineers and the Aluminum Federation.

Schilling, C.F., (1965), "Buckling Strength of Circular Tubes", Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 91 No. ST5, p. 325.

Sharp, M.L., (1966), "Longitudinal Stiffeners for Compression Members", Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 92 No. ST5, p. 187.

Sharp, M.L., (1993), "Behavior and Design of Aluminum Structures", McGraw-Hill, New York.

Sharp, M.L., and Clark, J.W., (1970), "Thin Aluminum Shear Webs", Preprint no. 1237, ASCE.

Sharp, M.L., Rolf, R.L., Nordmark, G.E., and Clark, J.W., (1982), "Tests of Fillet Welds in Aluminum", The Welding Journal.

Sharp, M.L., (1990), "Design Parameters for Web Crippling of Thin-Walled Members", Report No. 57-90-21, ALCOA Laboratories.

Sooi, T.K. and Peköz, T., (1993), "Behavior of Component Elements of Aluminum Members", Reseca Report No.93-1, School of Civil and Environmental Engineering, Cornell University, Ithaca, NY.

Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, (1986), American Iron and Steel Institute.

T.V. Galambos, "Load and Resistance Factor Design for Aluminum Structures" Research Report No. 54, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Washington, St. Louis. Mo.

Task Committee on Lightweight Alloys, (1969), "Guide for the Design of Aluminum Formed-Sheet Building Sheathing", Journal of the Structural Division, Proceedings ASCE, Vol. 86 No. ST7, p. 175.

Task Committee on Lightweight Alloys, (Diciembre 1962), "Suggested Specifications for Structural Aluminum Alloys 6061-T6 and 6062-T6," Paper 3351, *Journal of the Structural Division*, Proceedings ASCE, Vol. 88, No. ST6.

Task Committee on Lightweight Alloys, (Diciembre 1962), "Suggested Specifications for Structures of Aluminum Alloy 6063-T5 and 6063-T6," *Journal of the Structural Division*, Proceedings ASCE, Vol. 88, No. ST6.

Templin, R.L., Sturm, R.G. Hartmann, E.C., and Holt, M., (1938), "Column Strength of Various Aluminum Alloys", Alcoa Research Laboratories Technical Paper No. 1, Aluminum Co. Of America, Pittsburg, PA.

Wang, C.M. and Kitipornchai, S., (1986), "Buckling Capacities of Mono Symetric I-Beams", *Journal of the Structural Division*, Proceedings ASCE, Vol. 112 No. ST11, p. 2373-2391.

Wang, C.M. and Kitipornchai, S., (1986), "On the Stability of Monosymmetric Cantilevers", *eng. Structures*, Vol. 8.

Weingarten, V.L., Morgan, E.J., and Seide, P., (1965), "Elastic Stability of Thin Walled Cylindrical and Conical Shells under Axial Compression", *AIAA Journal*, Vol. 3, No. 3, p 500.

