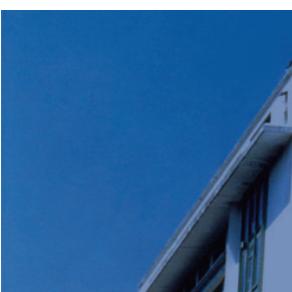


Ministerio de Obras Públicas de la Nación  
Secretaría de Obras Públicas

JULIO 2018



# 301 REGLAMENTO CIRSOC

## Comentarios al Reglamento Argentino de ESTRUCTURAS DE ACERO PARA EDIFICIOS



Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial

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



**COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO DE  
ESTRUCTURAS DE ACERO  
PARA EDIFICIOS**

***EDICIÓN JULIO 2018***



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio  
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina  
TELEFAX. (54 11) 4779-3182 / 4779-3183**

**E-mail:** cirsoc@inti.gob.ar  
cirsoc@fm.gob.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*

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

*Área Estructuras Sismorresistentes: Ing. Daniel Yañez García*

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

*Área Diseño, Edición y Publicaciones: Sr. Néstor D. Corti*

© 2018

**Editado por INTI  
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL  
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7º piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

**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  
Secretaría de Vivienda y Hábitat 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  
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas  
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires  
Dirección Nacional de Vialidad  
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires  
Consejo Vial Federal  
Cámara Argentina de la Construcción  
Consejo Profesional de Ingeniería Civil  
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland  
Instituto Argentino de Normalización  
Techint  
Acindar - Arcelor Mittal

## **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  
Cámara Industrial de Cerámica Roja  
Centro Argentino de Ingenieros  
Instituto Argentino de Siderurgia  
Transportadora Gas del Sur  
Quasdam Ingeniería  
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  
Federación Argentina de la Ingeniería Civil



## ***Reconocimiento Especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Standards Institute (ANSI) y del American Institute of Steel Construction (AISC) por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, el documento **Specification for Structural Steel Buildings – ANSI/AISC 360-2010.***



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

**COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO  
DE ESTRUCTURAS  
DE ACERO PARA EDIFICIOS**

**CIRSOC 301**

*Ing. Gabriel Troglia*

*Ing. Daniel Troglia*

*Ing. Eduardo Asta (Capítulo N)*

*Ing. Jorge Mallamaci (Apéndice 4)*



# **COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC**

## ***Coordinador***

**Ing. Gabriel R. Troglia**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA,  
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y  
NATURALES – PROFESOR CONSULTO

## ***Integrantes:***

**Lic. Marcelo Cinalli**

**Ing. Francisco Pedrazzi**

INSTITUTO ARGENTINO DE SIDERURGIA

**Ing. Jorge Mallamaci**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN JUAN, FACUL-  
TAD DE INGENIERIA

**Ing. Alejandro Sesin**

TECHINT S.A.

**Ing. Gustavo Darin**

CENTRO ARGENTINO DE INGENIEROS

**Ing. Juan Carlos Martínez**

**Ing. Ignacio Zardini**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO, FACUL-  
TAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERIA Y  
AGRIM., CONSTRUCCIONES METÁLICAS II

**Ing. Juan Carlos Piter**

UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL, FACUL-  
TAD REGIONAL CONCEPCIÓN DEL URUGUAY

**Ing. Héctor Auad**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN, FACUL-  
TAD DE CIENCIAS EXACTAS Y TECNOLOGÍA

**Ing. Alejandro Giuliano**

INPRES - INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN  
SÍSMICA

**Ing. Faustino Amelong**

**Tco. Diego García**

**Ing. Adrián Puente Vergara**

ACINDAR – GRUPO ARCELOR MITTAL

**Ing. Oscar Arroyo**

INTI - CONSTRUCCIONES

**Ing. Agustín Fragueiro**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CÓRDOBA –  
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS FÍSICAS Y  
NATURALES – CÁTEDRA DE ESTRUCTURAS  
METÁLICAS Y DE MADERA

**Ing. Mariano Semorile**

IRAM

**Ing. Rodolfo Rocca**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA

**Ing. Pablo Alra**

TENARIS-SIDERCA

# **COMISION PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC**

*(continuación)*

<b>Ing. Héctor Ruffo</b>	CINTER
<b>Ing. Manuel Müller</b>	
<b>Ing. Daniel García Gei</b>	UNIVERSIDAD TECNOLOGICA NACIONAL, FACULTAD REGIONAL MENDOZA
<b>Ing. Oscar Troviano</b>	MINISTERIO DE HACIENDA, FINANZAS Y OBRAS PÚBLICAS DE LA PROVINCIA DEL NEUQUÉN, SUBSECRETARÍA DE OBRAS Y SERVICIOS PÚBLICOS
<b>Ing. Francisco Crisafulli</b>	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CUYO, FACULTAD DE INGENIERIA
<b>Ing. María Haydée Peralta</b>	
<b>Ing. María Inés Montanaro</b>	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CENTRO DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
<b>Ing. Irene Elisabet Rivas</b>	
<b>Ing. María Laura Godoy</b>	
<b>Ing. Martín Polimeni</b>	AIE
<b>Ing. Enrique Trivelli</b>	TUBHIER S.A.
<b>Ing. Jorge Durán</b>	
<b>Ing. Gustavo Sibuet</b>	DINSA
<b>Ing. José M. Vidmar</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Antonio Coloccini</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Bruno Coloccini</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Eduardo Asta</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Inga. Nora Moncada</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Daniel Troglia</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Juan C. Steigerwald</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Roberto Cudmani</b>	INVITADO ESPECIAL
<b>Ing. Juan Carlos Reimundin</b>	INVITADO ESPECIAL

\*\*\*





# ÍNDICE COMENTARIOS

## SIMBOLOGÍA

## GLOSARIO

### COMENTARIOS AL CAPÍTULO A. ESPECIFICACIONES GENERALES

C A.1. INTRODUCCIÓN	1
C A.2. CAMPO DE VALIDEZ	2
C A.3. MATERIALES Y NORMAS IRAM E IRAM-IAS DE APLICACIÓN	2

### COMENTARIOS AL CAPÍTULO B. REQUERIMIENTOS DE PROYECTO

C B.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	5
C B.2. ACCIONES Y COMBINACIÓN DE ACCIONES	5
C B.2.1. Acciones	5
C B.2.2. Combinaciones de acciones para los estados límite últimos	6
C B.2.3. Combinaciones de acciones para los estados límite de servicio	7
C B.3. BASES DE PROYECTO	8
C B.3.1. Estados límite	8
C B.3.2. Dimensionamiento para estados límite últimos. Proyecto por resistencia	9
C B.3.3. Estabilidad de la estructura	14
C B.3.4. Proyecto de uniones	14
C B.3.5. Redistribución de momentos flectores en vigas	19
C B.3.6. Diafragmas y sistemas de arriostramiento	20
C B.3.7. Dimensionamiento para estados límite de servicio	20
C B.3.8. Verificación del sistema estructural de cubierta o techo frente a la acumulación de agua	21
C B.3.9. Dimensionamiento para cargas cíclicas (fatiga)	21
C B.3.10. Proyecto para condiciones de incendio	21
C B.3.11. Efectos de la corrosión	21
C B.4. PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS	22
C B.4.1. Clasificación de las secciones de acero según el pandeo local	22
C B.4.2. Determinación del área bruta y el área neta de una sección transversal	25
C B.4.2.1. Área bruta ( $A_g$ )	25
C B.4.2.2. Área neta ( $A_n$ )	25
C B.5. FABRICACIÓN Y MONTAJE	26
C B.6. CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD	26
C B.7. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	26

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO C. PROYECTO POR CONSIDERACIONES DE ESTABILIDAD Y RESISTENCIA**

C C.1. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA	27
C C.2. DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS POR EL MÉTODO DE ANÁLISIS DIRECTO(MAD)	29
C C.2.1. Especificaciones generales del análisis directo	30
C C.2.2. Consideración de las imperfecciones iniciales	37
C C.2.3. Ajustes en la rigidez	38
C C.3. DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS DE DISEÑO PARA EL MÉTODO DE ANÁLISIS DIRECTO	39

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO D. PROYECTO DE MIEMBROS TRACCIONADOS**

C D.1. LÍMITES DE ESBELTEZ	43
C D.2. RESISTENCIA DE DISEÑO A TRACCIÓN	43
C D.3. ÁREA NETA EFECTIVA	44
C D.4. BARRAS ARMADAS	46
C D.5. BARRAS UNIDAS POR PERNO	46
C D.5.1. Resistencia de diseño	46
C D.6. BARRAS DE OJO	46

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO E. PROYECTO DE MIEMBROS COMPRIMIDOS**

C E.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	49
C E.2. FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA Y LIMITACIÓN DE ESBELTECES	49
C E.3. RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN POR PANDEO FLEXIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS	49
C E.4. RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN POR PANDEO TORSIONAL Y FLEXO-TORSIONAL	51
C E.5. RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN DE ÁNGULOS SIMPLES	51
C E.6. BARRAS ARMADAS	53
C E.6.1. Definición y alcance de las especificaciones	53
C E.6.2. Resistencias nominales a compresión y especificaciones particulares y constructivas de barras armadas de Grupos I, II y III	54

C E.6.3. Resistencia de diseño, verificación de los cordones y de los elementos de enlace, y especificaciones particulares y constructivas de barras armadas de Grupos IV y V	55
---	----

<b>C E.7. RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN DE MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS</b>	56
---	----

C E.7.1. Factor de reducción $Q_s$ para elementos no rigidizados	57
C E.7.2. Factor de reducción $Q_a$ para elementos rigidizados	58

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO F. PROYECTO DE VIGAS Y OTROS MIEMBROS EN FLEXIÓN**

C F.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	61
-----------------------------------	----

C F.2. MIEMBROS DE SECCIONES COMPACTAS DOBLE TE DE DOBLE SIMETRÍA Y CANALES FLEXADOS ALREDEDOR DE SU EJE FUERTE	66
---	----

C F.3. MIEMBROS DE SECCIÓN DOBLE TE DE DOBLE SIMETRÍA Y CANALES CON ALMAS COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS, FLEXADOS ALREDEDOR DE SU EJE FUERTE	71
---	----

C F.4. OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN DOBLE TE CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS, CANALES CON ALMAS NO COMPACTAS, TODOS CON ALAS COMPACTAS, NO COMPACTAS O ESBELTAS Y FLEXADOS ALREDEDOR DE SU EJE FUERTE	72
---	----

C F.5. MIEMBROS DE SECCIÓN DOBLE TE DE SIMPLE Y DOBLE SIMETRÍA CON ALMAS ESBELTAS FLEXADOS ALREDEDOR DE SU EJE FUERTE	74
---	----

C F.6. MIEMBROS DE SECCIÓN DOBLE TE Y CANALES, FLEXADOS ALREDEDOR DE SU EJE DÉBIL	75
---	----

C F.7. SECCIONES CAJÓN SIMÉTRICAS CON ALAS COMPACTAS, NO COMPACTAS Y ESBELTAS Y CON ALMAS COMPACTAS Y NO COMPACTAS, FLEXADAS ALREDEDOR DE UN EJE DE SIMETRÍA	75
--	----

C F.8. PERFILES TUBULARES SIN COSTURA DE SECCIÓN CIRCULAR	76
---	----

C F.9. SECCIONES TE Y ÁNGULOS DOBLES EN UNIÓN CONTINUA, CARGADAS EN EL PLANO DE SIMETRÍA	76
--	----

C F.10. MIEMBROS DE ÁNGULO SIMPLE	80
-----------------------------------	----

C F.10.1. Estado límite de plastificación	80
---	----

C F.10.2. Estado límite de pandeo lateral-torsional	81
---	----

C F.10.3. Estado límite de pandeo local del ala	86
---	----

C F.11. BARRAS MACIZAS DE SECCIÓN RECTANGULAR Y CIRCULAR	86
--	----

C F.12. MIEMBROS CON SECCIONES ASIMÉTRICAS	86
--	----

C F.13. REQUISITOS DIMENSIONALES PARA VIGAS Y VIGAS ARMADAS	86
C F.13.1. Reducciones en la resistencia de miembros con agujeros en las alas traccionadas	86
C F.13.2. Valores límites de las dimensiones de miembros de sección doble T e	87
C F.13.3. Chapas y platabandas adicionadas a las alas	87
C F.13.5. Longitud lateralmente no arriostrada para redistribución de momentos	87

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO G. PROYECTO DE MIEMBROS SOMETIDOS A CORTE**

C G.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	89
C G.2. MIEMBROS CON ALMAS NO RIGIDIZADAS Y CON ALMAS RIGIDIZADAS	89
C G.2.1. Resistencia nominal al corte	89
C G.2.2. Rigidizadores transversales	92
C G.3. RESISTENCIA AL CORTE CON ACCIÓN DEL CAMPO A TRACCIÓN	92
C G.3.1. Limitaciones para el uso de la acción del campo a tracción	92
C G.3.2. Resistencia nominal al corte con acción del campo a tracción	93
C G.3.3. Rigidizadores transversales	93
C G.4. ÁNGULOS SIMPLES	94
C G.5. TUBOS DE SECCIÓN CIRCULAR SIN COSTURA	96
C G.6. CORTE POR FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DÉBIL DE SECCIONES DE DOBLE Y SIMPLE SIMETRÍA	97
C G.7. INTERACCIÓN ENTRE FLEXIÓN Y CORTE	97
C G.8. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA	97

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO H. PROYECTO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN**

C H.1. MIEMBROS DE DOBLE Y SIMPLE SIMETRÍA SOLICITADOS A FLEXIÓN Y A CARGA AXIL	99
C H.1.1. Miembros de doble y simple simetría solicitados a flexión y a compresión	100
C H.1.2. Miembros de doble y simple simetría solicitados a flexión y a tracción	101
C H.1.3. Perfiles laminados compactos de doble simetría solicitados a flexión simple y a compresión	101
C H.2. MIEMBROS DE SECCIÓN ASIMÉTRICA Y OTROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y A CARGA AXIL	103

C H.3. MIEMBROS SOLICITADOS A TORSIÓN Y A COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE Y/O CARGA AXIL	105
C H.3.1. Resistencia de diseño a torsión de tubos de sección circular (tubos HSS sin costura)	105
C H.3.2. Miembros tubulares de sección circular sometidos a combinación de torsión, corte, flexión y carga axil	107
C H.3.3. Miembros no tubulares sometidos a combinación de torsión, corte, flexión y carga axil	108
C H.4. RESISTENCIA A LA ROTURA DE ALAS CON AGUJEROS, SOMETIDAS A TRACCIÓN Y FLEXIÓN	109
C H.5. BARRAS ARMADAS DE GRUPOS IV Y V SOMETIDAS A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN	109
<b>COMENTARIOS AL CAPÍTULO I. DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COM-PUESTA</b>	111
<b>COMENTARIOS AL CAPÍTULO J. PROYECTO DE UNIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN</b>	
C J.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	113
C J.1.1. Bases de proyecto	113
C J.1.2. Uniones simples (articulaciones)	113
C J.1.3. Uniones de momento	113
C J.1.4. Apoyo extremo por contacto de miembros axialmente comprimidos	114
C J.1.5. Empalmes en perfiles pesados	115
C J.1.6. Rebajes en vigas y agujeros de acceso para soldar	116
C J.1.7. Distribución de bulones y soldaduras	117
C J.1.8. Bulones en combinación con soldadura	118
C J.1.9. Bulones de alta resistencia en combinación con remaches	119
C J.1.10. Limitaciones para uniones abulonadas y soldadas	119
C J.2. SOLDADURA	119
C J.2.1. Soldadura a tope	119
C J.2.1. (a). Área efectiva	119
C J.2.1. (b). Limitaciones	120
C J.2.2.- Soldadura de filete	121
C J.2.2. (a). Área efectiva	121
C J.2.2. (b). Limitaciones	121
C J.2.3. Soldadura de tapón y de muesca	127
C J.2.3. (a). Área efectiva	128
C J.2.3. (b). Limitaciones	128
C J.2.4. Resistencia de diseño de uniones soldadas	128
C J.2.5. Combinación de soldaduras	132
C J.2.6. Material de aporte	133
C J.2.7. Mezcla de material de soldadura	134
C J.3. BULONES Y BARRAS ROSCADAS	134

C J.3.1. Bulones de alta resistencia	134
C J.3.2. Tamaño y uso de agujeros	139
C J.3.3. Separación mínima	139
C J.3.4. Distancia mínima al borde	139
C J.3.5. Máximas separación y distancia al borde	140
C J.3.6. Resistencia de diseño a la tracción o al corte en uniones tipo aplastamiento	140
C J.3.7. Combinación de tracción y corte en uniones tipo aplastamiento	142
C J.3.8. Bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico	145
C J.3.9. Tracción y corte combinados en uniones de deslizamiento crítico	147
C J.3.10. Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros	147
C J.3.12. Pasadores traccionados	151
C J.3.13. Espesor del paquete de chapas	151
<b>C J.4. ELEMENTOS AFECTADOS DE LOS MIEMBROS UNIDOS Y ELEMENTOS AUXILIARES DE LA UNIÓN</b>	<b>151</b>
C J.4.1. Resistencia de diseño de elementos sometidos a tracción	151
C J.4.2. Resistencia de diseño de elementos sometidos a corte	151
C J.4.3. Resistencia de diseño a la rotura de bloque de corte	151
C J.4.4. Resistencia de diseño de elementos sometidos a compresión	153
<b>C J.5. CHAPAS DE RELLENO</b>	<b>153</b>
<b>C J.7. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO</b>	<b>154</b>
<b>C J.8. BASES DE COLUMNAS Y COMPRESIÓN SOBRE EL HORMIGÓN</b>	<b>154</b>
<b>C J.9. ANCLAJE DE INSERTOS, BARRAS, PERNOS Y BULONES DE ANCLAJE</b>	<b>154</b>
<b>C J.10 ALAS Y ALMAS SOMETIDAS A FUERZAS CONCENTRADAS</b>	<b>155</b>
C J.10.1. Flexión local del ala	156
C J.10.2. Fluencia local del alma	158
C J.10.3. Pandeo localizado del alma	159
C J.10.4. Pandeo lateral del alma	159
C J.10.5. Pandeo por compresión del alma	160
C J.10.6. Fluencia por corte en alma de panel nodal	162
C J.10.7. Extremos no rigidizados de vigas y vigas armadas	164
C J.10.8. Especificaciones adicionales para rigidizadores para fuerzas concentradas (rigidizadores de fuerza)	164
C J.10.9. Especificaciones adicionales para chapas de refuerzo para fuerzas concentradas	166
<b>COMENTARIOS AL CAPÍTULO K. REQUISITOS ADICIONALES PARA CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES Y SECCIONES CAJÓN</b>	<b>167</b>
<b>COMENTARIOS AL CAPÍTULO L. PROYECTO POR CONDICIONES DE SERVICIO</b>	<b>169</b>
<b>C L.1. ESPECIFICACIONES GENERALES</b>	<b>169</b>
<b>C L.2. CONTRAFLECHAS</b>	<b>170</b>

C L.3. DEFORMACIONES	171
C L.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES	171
C L.5. VIBRACIONES DE PISOS	172
C L.6. MOVIMIENTO Y VIBRACIÓN INDUCIDOS POR EL VIENTO	174
C L.7. DILATACIÓN Y CONTRACCIÓN	175
C L.8. DESLIZAMIENTO DE UNIONES	175

#### **COMENTARIOS AL CAPÍTULO M. FABRICACIÓN Y MONTAJE**

C M.2. FABRICACIÓN	177
C M.2.1. Contraflecha, curvado y enderezado	177
C M.2.2. Corte térmico	177
C M.2.5. Construcciones abulonadas	177
C M.3. PINTURA DE TALLER	178
C M.3.5. Superficies adyacentes a las soldaduras de obra	178
C M.4. MONTAJE	178
C M.4.2. Arriostramiento	178
C M.4.4. Ajuste de uniones de columnas comprimidas y placas base	178
C M.4.5. Soldaduras de obra	179

#### **COMENTARIOS AL CAPÍTULO N. CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD**

C N.1. CAMPO DE VALIDEZ	181
C N.2. PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD DEL FABRICANTE Y DEL MONTADOR	182
C N.3. DOCUMENTOS DEL FABRICANTE Y DEL MONTADOR	183
C N.3.1. Requerimientos para la construcción en acero	183
C N.3.2. Documentos disponibles para la construcción en acero	183
C N.4. PERSONAL DE INSPECCIÓN Y ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS	184
C N.4.1. Calificación del Inspector de Control de Calidad	184
C N.4.2. Calificación del Inspector de Aseguramiento de la Calidad	184
C N.4.3. Calificación del personal para Ensayos No Destructivos (END)	184

<b>C N.5. REQUISITOS MÍNIMOS PARA LA INSPECCIÓN DE EDIFICIOS CON ESTRUCTURAS DE ACERO</b>	<b>184</b>
C N.5.1. Control de Calidad	184
C N.5.2. Aseguramiento de la Calidad	185
C N.5.3. Inspecciones coordinadas	186
C N.5.4. Inspecciones de soldaduras	186
C N.5.5. Ensayos No Destructivos de juntas soldadas	189
C N.5.6. Inspección de instalación de bulones de alta resistencia	190
<b>C N.6. FABRICANTES Y MONTADORES APROBADOS</b>	<b>192</b>
 <b>COMENTARIOS AL APÉNDICE 1. PROYECTO POR ANÁLISIS INELÁSTICO</b>	
C 1.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	193
C 1.2. REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD	195
C 1.2.1. Material	196
C 1.2.2. Sección transversal del miembro. Relación ancho-espesor de elementos comprimidos	196
C 1.2.3. Longitud lateralmente no arriostrada	197
C 1.2.4. Resistencia de diseño a compresión axil	199
C 1.3. REQUERIMIENTOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	199
C 1.3.1. Propiedades de los materiales y criterio de consideración de la fluencia	199
C 1.3.2. Imperfecciones geométricas iniciales	200
C 1.3.3. Efectos de las tensiones residuales y de la fluencia parcial	200
 <b>COMENTARIOS AL APÉNDICE 2. PROYECTO PARA ACUMULACIÓN DE AGUA</b>	
 <b>COMENTARIOS AL APÉNDICE 3. PROYECTO PARA CARGAS CÍCLICAS (FATIGA)</b>	
C 3.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	207
C 3.2. CÁLCULO DE LA TENSIÓN MÁXIMA Y DEL RANGO DE TENSIÓN	207
C 3.3. VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FATIGA PARA MATERIAL BASE Y JUNTAS SOLDADAS. RANGO DE TENSIÓN DE DISEÑO	208
C 3.4. VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FATIGA PARA BULONES Y PARROSCADAS. RANGO DE TENSIÓN DE DISEÑO	210
C 3.5. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA FABRICACIÓN Y MONTAJE	210
 <b>COMENTARIOS AL APÉNDICE 4. PROYECTO PARA CONDICIONES DE INCENDIO</b>	
C 4.1. GENERALIDADES	213

C 4.3. RESISTENCIA AL FUEGO	214
<b>COMENTARIOS AL APÉNDICE 5. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES</b>	
C 5.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	217
C 5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	217
C 5.2.1. Determinación de los ensayos necesarios	217
C 5.2.2. Propiedades mecánicas	217
C 5.2.4. Tenacidad del metal base	218
C 5.2.5. Metal de soldadura	218
C 5.2.6. Bulones y remaches	218
C 5.3. EVALUACIÓN POR ANÁLISIS ESTRUCTURAL	219
C 5.3.2. Evaluación de resistencia	219
C 5.4. EVALUACIÓN POR ENSAYOS DE CARGA	219
C 5.4.1. Determinación de la capacidad de sobrecarga útil por medio de ensayos	219
C 5.4.2. Evaluación de condiciones de servicio	220
C 5.5. INFORME DE LA EVALUACIÓN	220
<b>COMENTARIOS AL APÉNDICE 6. ARRIOSTRAMIENTOS PARA LA ESTABILIDAD DE VIGAS Y COLUMNAS</b>	
C 6.1. ESPECIFICACIONES GENERALES	221
C 6.2. ARRIOSTRAMIENTOS DE COLUMNAS	226
C 6.3. ARRIOSTRAMIENTO DE VIGAS	227
C 6.3.1. Arriostramiento lateral	227
C 6.3.2. Arriostramientos para torsión	228
C 6.4. ARRIOSTRAMIENTO DE VIGA-COLUMNNA	231
<b>COMENTARIOS AL APÉNDICE 7. MÉTODOS ALTERNATIVOS PARA EL PROYECTO POR CONSIDERACIONES DE ESTABILIDAD Y RESISTENCIA</b>	
C 7.2. MÉTODO DE LA LONGITUD EFECTIVA (MLE)	233
C 7.3. MÉTODO DE ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN	247

## **COMENTARIOS AL APÉNDICE 8. ANÁLISIS APROXIMADO DE SEGUNDO ORDEN**

C 8.1. LIMITACIONES	249
C 8.2. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	249
C 8.2.1. Factor Amplificador $B_1$ por efectos $P-\delta$	252
C 8.2.2. Factor Amplificador $B_2$ por efectos $P-\Delta$	255

## **BIBLIOGRAFÍA**

# SIMBOLOGÍA

La sección numerada entre paréntesis al final de la definición de un símbolo se refiere a la sección del Reglamento donde el símbolo es definido o utilizado por primera vez. Los Capítulos están identificados con letras mayúsculas mientras que los Apéndices (1 a 8) están identificados con números.

- A** área de los elementos directamente unidos, en cm<sup>2</sup>. (D.3).
- A<sub>b</sub>** área nominal del cuerpo no roscado del bulón, o de la parte roscada, en cm<sup>2</sup>. (J.3.6).
- A<sub>BM</sub>** área de la sección transversal del metal base, en cm<sup>2</sup>. (J.2.4).
- A<sub>e</sub>** área neta efectiva, en cm<sup>2</sup>. (B.3).
- A<sub>ef</sub>** área efectiva en barras con elementos comprimidos rigidizados, en cm<sup>2</sup>. (E.7.2).
- A<sub>fe</sub>** área efectiva del ala traccionada, en cm<sup>2</sup>. (B.10.).
- A<sub>fg</sub>** área bruta del ala, en cm<sup>2</sup>. (B.10.).
- A<sub>fn</sub>** área neta del ala, en cm<sup>2</sup>. (B.10.).
- A<sub>g</sub>** área bruta, en cm<sup>2</sup>. (B.4.2).
- A<sub>gv</sub>** área bruta solicitada al corte, en cm<sup>2</sup>. (J.4.3).
- A<sub>n</sub>** área neta, en cm<sup>2</sup>. (B.4.2).
- A<sub>nt</sub>** área neta solicitada a tracción, cm<sup>2</sup>. (J.4.3).
- A<sub>nv</sub>** área neta solicitada al corte, en cm<sup>2</sup>. (J.4.3).
- A<sub>pb</sub>** proyección del área de aplastamiento, en cm<sup>2</sup>. (J.7).
- A<sub>sf</sub>** área de corte de la línea de falla, en cm<sup>2</sup>. (D.5).
- A<sub>w</sub>** área del alma, en cm<sup>2</sup>. (G.2).
- A<sub>we</sub>** área efectiva de la soldadura, en cm<sup>2</sup>. (J.2.4).
- A<sub>1</sub>** área de acero concéntrica con el apoyo de hormigón, en cm<sup>2</sup>. (J.8).
- A<sub>2</sub>** máxima área de la superficie de apoyo, geométricamente similar y concéntrica con el área cargada, en cm<sup>2</sup>. (J.8).

- B** factor para tensiones de flexión en perfiles Te y ángulos dobles. (F.9.2).
- B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>** factores utilizados en la determinación de  $M_u$  para amplificar momentos determinados por análisis de primer orden, cuando actúan simultáneamente fuerzas axiles. (8.2).
- C<sub>b</sub>** coeficiente de flexión dependiente del diagrama de momento flexor. (F.1).
- C<sub>m</sub>** coeficiente utilizado para calcular **B<sub>1</sub>**, dependiente de la curvatura de la columna causada por la aplicación de momentos. (8.2.1).
- C<sub>p</sub>** constante de flexibilidad de la viga primaria. (2.1).
- C<sub>s</sub>** constante de flexibilidad de la viga secundaria. (2.1).
- C<sub>v</sub>** relación entre la tensión crítica del alma según la teoría de pandeo lineal y la tensión de fluencia por corte del acero del alma. (G.2.1).
- C<sub>w</sub>** módulo de alabeo, en cm<sup>6</sup>. (E.4).
- D** diámetro exterior del tubo, en cm. (F.8.1).
- D** peso propio de la estructura, de todo elemento de la construcción, de maquinaria fija. (B.2.1).
- D<sub>u</sub>** factor que refleja la relación entre la pretensión media del bulón instalado y la pretensión mínima especificada. (J.3.8).
- E** módulo de elasticidad longitudinal del acero, en MPa. (A.3.5). (**E = 200 000 MPa**).
- E** acción sísmica. (B.2.1).
- F** acciones de líquidos en general (en caso de presencia continuada y con presiones y máxima altura bien definidas). (B.2.1).
- F<sub>EXX</sub>** número de clasificación del electrodo (resistencia mínima especificada), en MPa. (Tabla J.2.5).
- F<sub>L</sub>** el menor de ( $F_{yf} - F_r$ ) ó  $F_{yw}$ , en MPa. Tabla (B.4.1).
- F<sub>BM</sub>** resistencia nominal del metal base, en MPa. (J.2.4).
- F<sub>nt</sub>** tensión nominal resistente a la tracción según la Tabla J.3.2., en MPa. (J.3.7).
- F'<sub>nt</sub>** tensión nominal a la tracción calculada según la Tabla J.3.6., en MPa. (J.3.7).
- F<sub>nv</sub>** tensión nominal resistente al corte según la Tabla J.3.2., en MPa. (J.3.7).
- F<sub>SR</sub>** rango de tensión de diseño, en MPa. (3.3).
- F<sub>TH</sub>** umbral de rango de tensión de fatiga, rango de tensión máximo para vida útil indefinida, en MPa. (3.3).

$F_{cr}$	tensión crítica de pandeo, en MPa. (E.3).
$F_{cry}$	tensión crítica de pandeo flexional alrededor de eje de simetría, en MPa. (E.4).
$F_{crz}$	tensión de pandeo flexotorsional para barras comprimidas formadas por ángulos dobles o perfiles Te, en MPa. (E.4).
$F_e$	tensión de pandeo elástico flexional, torsional o flexotorsional, en MPa. (E.3).
$F_{ex}$	tensión de pandeo flexional elástico respecto al eje fuerte, en MPa. (E.4).
$F_{ey}$	tensión de pandeo flexional elástico respecto al eje débil, en MPa. (E.4).
$F_{ez}$	tensión de pandeo torsional elástico, en MPa. (E.4).
$F_r$	tensión residual de compresión en el ala ( <b>69 MPa</b> para secciones laminadas; <b>114 MPa</b> para secciones soldadas). (Tabla B.4.1b).
$F_u$	tensión mínima de rotura a la tracción especificada para el tipo de acero que está siendo utilizado, en MPa. (D.2).
$F_{nw}$	resistencia nominal del material del electrodo, en MPa. (J.2.4).
$F_y$	tensión de fluencia mínima especificada para el acero que se está utilizando .El término "tensión de fluencia" se refiere en este Reglamento, al punto mínimo de fluencia (para aquellos aceros que presentan un punto de fluencia), o a la tensión de fluencia especificada (para aquellos aceros que no presentan un punto de fluencia), en MPa. (Tabla B.4.1a).
$F_{yf}$	tensión de fluencia mínima especificada del acero del ala, en MPa. (Tabla B.4.1b).
$F_{yst}$	tensión de fluencia mínima especificada del acero de rigidizadores, en MPa. (G.3.3).
$F_{yw}$	tensión de fluencia mínima especificada del acero del alma, en MPa. Tabla (B.4.1b).
$G$	módulo de elasticidad transversal elástico del acero, en MPa. (A.3.5).( <b><math>G = 77200 MPa</math></b> ).
$H$	peso y empuje lateral del suelo y del agua en el suelo. (B.2.1).
$H$	fuerza horizontal debida a las cargas laterales que producen el desplazamiento $\Delta_{oh}$ , en kN. (8.2.2).
$H$	constante de flexión. (E.4).
$I_t$	momento de inercia del cordón de una columna armada con respecto al eje paralelo al eje libre analizado, en $\text{cm}^4$ . (E.6.3.1(b)).
$I_d$	momento de inercia de la chapa de acero de cubierta apoyada en las barras secundarias, en $\text{cm}^4/\text{cm}$ . (2.1).
$I_p$	momento de inercia de barras primarias, en $\text{cm}^4$ . (2.1).

- $I_p$  momento de inercia de una presilla en su plano, en  $\text{cm}^4$ . (E.6.3.1(b)).
- $I_s$  momento de inercia de barras secundarias, en  $\text{cm}^4$ . (2.1).
- $I_{st}$  momento de inercia del rigidizador transversal, en  $\text{cm}^4$ . (G.2.2).
- $I_x, I_y$  momentos de inercia de la sección respecto de los ejes principales, fuerte y débil respectivamente, en  $\text{cm}^4$ . (E.4).
- $I_{yc}$  momento de inercia del ala comprimida con respecto al eje **y**, o si la flexión produce doble curvatura, del ala mas pequeña con respecto al eje **y**, en  $\text{cm}^4$ . (F.4.2).
- $I_w$  momento de inercia de la sección de una barra de ángulo simple con respecto al eje principal de mayor momento de inercia, en  $\text{cm}^4$ . (F.10.2).
- $I_z$  momento de inercia de la sección de una barra de ángulo simple con respecto al eje principal de menor momento de inercia, en  $\text{cm}^4$ . (F.10.2).
- $J$  módulo de torsión para una sección, en  $\text{cm}^4$ . (E.4).
- $K_{sc}$  factor de reducción de la fuerza de rozamiento en uniones de deslizamiento crítico sometidas a tracción y a corte. (J.3.9).
- $L$  altura de piso o espaciamiento de paneles, en cm. (8.2.2).
- $L$  longitud de la unión en la dirección de la fuerza, en cm. (D.3).
- $L$  acción en pisos debida a la ocupación, al equipamiento, al montaje, a líquidos, a granos, a acciones térmicas no normativas; acción en techo por sobrecargas suspendidas (B.2.1).
- $L$  longitud lateralmente no arriostrada del miembro comprimido, cm. (E.2).
- $L$  longitud de cordón de soldadura, en cm. (D.3).
- $L$  longitud de aplastamiento del apoyo, en cm. (J.7).
- $L_b$  longitud lateralmente no arriostrada; longitud entre puntos de arriostramiento contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o entre puntos arriostrados contra la torsión de la sección transversal, en cm. (F.2.2).
- $L_c$  distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o el borde del material, en cm. (J.3.10).
- $L_p$  longitud lateralmente no arriostrada límite para desarrollar la capacidad de plastificación total por flexión, para el caso de momento uniforme ( $C_b = 1$ ), en cm. (F.2.2).
- $L_p$  separación entre columnas en la dirección de la viga principal, en cm. (2.1).
- $L_{pd}$  longitud lateralmente no arriostrada límite para **análisis global inelástico**, en cm. (1.2.3).

- $L_q$  máxima longitud no arriostrada para la carga axial requerida de la columna con  $k = 1$ ; máxima distancia no arriostrada de una viga para desarrollar  $M_u$ , en cm. (6.2.1) (6.3.1).
- $L_r$  longitud lateralmente no arriostrada límite para pandeo lateral torsional inelástico, en cm. (F.2.2).
- $L_r$  acción en techo por sobrecargas útiles, montaje y mantenimiento de cubiertas. (B.2.1).
- $L_s$  separación entre columnas en la dirección perpendicular a la viga principal, en cm. (2.1).
- $L_v$  distancia entre la sección con esfuerzo de corte máximo y la sección con esfuerzo de corte nulo, en cm. (G.5).
- $M_A$  valor absoluto del momento flexor al cuarto del segmento de viga no arriostrado, en kNm. (F.1).
- $M_B$  valor absoluto del momento flexor al medio del segmento de viga no arriostrado, en kNm. (F.1).
- $M_c$  valor absoluto del momento flexor a tres cuartos del segmento de viga no arriostrado, en kNm. (F.1).
- $M_{cr}$  momento de pandeo elástico, en kNm. (F.2.2).
- $M_{dx}$  resistencia de diseño a flexión alrededor del eje fuerte, en kNm. (H.4).
- $M_{lt}$  resistencia requerida a flexión debida solamente al desplazamiento lateral del pórtico, en kNm. (8.2).
- $M_{máx}$  valor absoluto del máximo momento flexor en el segmento de viga no arriostrado, en kNm. (F.1).
- $M_n$  resistencia nominal a flexión, en kNm. (F.2.1).
- $M_{nt}$  resistencia requerida a flexión en una barra suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico al cual pertenece, en kNm. (8.2).
- $M_{ob}$  momento elástico de pandeo lateral torsional para miembros de ángulo simple, en kNm. (F.10.2).
- $M_p$  momento plástico de flexión, en kNm. (Tabla B.4.1b).
- $M_r$  momento límite de pandeo igual a  $M_{cr}$ , cuando  $\lambda = \lambda_r$  y  $C_b = 1 \text{ kNm}$ . (F.2.2).
- $M_s$  momento de segundo orden en barras armadas axilmente comprimidas resultante de la excentricidad inicial, en kNm. (E.6.3.1).
- $M_u$  resistencia requerida a flexión, en kNm. (8.2).
- $M_{u1}$  momento flexor requerido en un cordón de una barra armada del Grupo V generado por la deformación inicial, en kNm. (E.6.3.1(b)).

$M_{xc}$	momento elástico referido al ala comprimida, en kNm. (F.4).
$M_y$	momento correspondiente a la llegada a fluencia de la fibra extrema para una distribución elástica de tensiones sin tensiones residuales ( $= F_y S (10)^{-1}$ para secciones homogéneas), en kNm. (Tabla B.4.1b).
$M_1$	menor momento flexor en el extremo de la longitud no arriostrada de la viga o viga-columna, en kNm. (8.2.1).
$M_2$	menor momento flexor en el extremo de la longitud no arriostrada de la viga o viga-columna, en kNm. (8.2.1).
$N$	longitud de carga de la fuerza concentrada, en cm. (J.10.2).
$N$	número de variaciones del rango de tensión en la vida útil de la estructura. (3.3).
$N_b$	cantidad de bulones cargados con la fuerza de tracción $T_u$ . (J.3.9).
$N_i$	carga ficticia aplicada en el nivel $i$ , en kN. (C.2.2(b)).
$N_s$	cantidad de superficies de rozamiento. (J.3.8).
$P_{br}$	resistencia requerida de la riostra, en kN. (6.2.2).
$P$	paso de rosca, cm/rosca. (3.4).
$P_{cm}$	carga de Euler de una columna armada para la esbeltez modificada, en kN. (E.6.3.1).
$P_{e1}, P_{e2}$	carga de pandeo elástico de Euler para miembros de pórticos arriostrados y no arriostrados, respectivamente, en kN. (8.2.1), (8.2.2).
$P_n$	resistencia nominal a fuerza axil (compresión o tracción), en kN. (D.1.).
$P_p$	resistencia nominal al aplastamiento del hormigón, en kN. (J.8).
$P_u$	resistencia axil requerida (compresión o tracción) del miembro, en kN. (C.2.3).
$P_{u1}$	fuerza axil requerida en cada barra de una columna armada, en kN. (E.6.3.1).
$P_y$	resistencia nominal a compresión por fluencia, en kN. (C.2.3).
$P\Delta$	efecto de segundo orden como consecuencia del desplazamiento lateral del pórtico (C.2.1).
$P\delta$	efecto de segundo orden por efecto de cargas transversales entre los nudos. (C.2.1).
$Q$	factor de reducción por pandeo local de elementos esbeltos comprimidos. (E.7).

<b><math>Q_a</math></b>	factor de reducción por pandeo local para elementos esbeltos comprimidos rigidizados. (E.7).
<b><math>Q_s</math></b>	factor de reducción por pandeo local para elementos esbeltos comprimidos no rigidizados. (E.7).
<b><math>R</math></b>	acción debida a la lluvia inicial o hielo sin considerar los efectos de acumulación de agua. (B.2.1).
<b><math>R_{PG}</math></b>	factor de reducción de la resistencia nominal a flexión de una viga armada. (F.5.1).
<b><math>R_e</math></b>	factor de viga armada híbrida. (F.5.2).
<b><math>R_d</math></b>	resistencia de diseño. (B.3.2).
<b><math>R_n</math></b>	resistencia nominal. (B.3.2).
<b><math>R_{pc}</math></b>	factor de plastificación del alma para fluencia del ala comprimida. (F.4.2).
<b><math>R_{pt}</math></b>	factor de plastificación del alma para fluencia del ala traccionada. (F.4.4).
<b><math>R_{str}</math></b>	resistencia nominal al deslizamiento, en kN. (J.3.8).
<b><math>R_u</math></b>	resistencia requerida. (B.3.2).
<b><math>S</math></b>	módulo resistente elástico de la sección, en $\text{cm}^3$ . (F.2.1).
<b><math>S</math></b>	acción de la nieve. (B.2.1).
<b><math>S</math></b>	separación de miembros secundarios, en cm. (2.1).
<b><math>S_c</math></b>	módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta comprimida, en miembros de ángulo simple, en $\text{cm}^3$ . (F.10.3).
<b><math>S_t</math></b>	módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la punta traccionada, en miembros de ángulo simple, en $\text{cm}^3$ . (F.10.1).
<b><math>S_{eff}</math></b>	módulo resistente elástico de la sección efectiva respecto al eje fuerte, en $\text{cm}^3$ . (F.7.3).
<b><math>S_{lim}</math></b>	valores límites adoptados para los efectos de servicio. (B.3.7).
<b><math>S_{ser}</math></b>	valores de los efectos obtenidos por las combinaciones de servicio. (B.3.7).
<b><math>S_{xt}, S_{xc}</math></b>	módulo resistente elástico de la sección relativo al eje de flexión y correspondiente a la fibra extrema del ala traccionada o comprimida, respectivamente, en $\text{cm}^3$ . (F.4.2).
<b><math>T</math></b>	acciones térmicas climáticas, acciones térmicas funcionales del tipo normativo, deformaciones impuestas por el proceso constructivo o fuerzas resultantes del proceso de soldado. (B.2.1).
<b><math>T</math></b>	fuerzas resultantes del proceso de soldadura. (B.2.1).

$T_b$	fuerza de pretensado mínima para bulones de alta resistencia totalmente traccionados, en kN.(J.3.8).
$T_d$	resistencia de diseño a torsión, en kNm. (H.3.2).
$T_u$	resistencia a tracción requerida debida a acciones mayoradas, en kN. (J.3.9).
$T_u$	resistencia a torsión requerida debida a acciones mayoradas, en kNm. (H.3.2).
$U$	coeficiente de reducción, utilizado en el cálculo del área neta efectiva. (D.3).
$U_{bs}$	coeficiente de reducción del área neta traccionada. (J.4.3).
$U_p$	índice de tensión para el miembro primario. (2.2).
$U_s$	índice de tensión para el miembro secundario. (2.2).
$V$	esfuerzo de corte ideal en una barra armada, en kN. (E.6.2).
$V_{eu}$	esfuerzo de corte requerido en columnas armadas axialmente comprimidas generado por la deformación inicial, en kN. (E.6.3.1).
$V_n$	resistencia nominal al corte, en kN. (G.1).
$V_u$	resistencia requerida al corte, en kN. (G.3.3).
$V_{u1}$	esfuerzo de corte requerido en un cordón de una columna armada del Grupo V generado por la deformación inicial, en kN. (E.6.3.1(b)).
$Y_i$	carga gravitacional mayorada aplicada en el nivel $i$ , en kN. (C.2.2(b)).
$Y_t$	coeficiente que actúa sobre el área bruta del ala traccionada. (F.13.1).
$W$	acción del viento. (B.2.1).
$X_1$	factor de pandeo de viga definido por la expresión (F.2.4c), en MPa. (F.2.2).
$X_2$	factor de pandeo de viga definido por la expresión (F.2.4d), en $(\text{MPa})^{-2}$ . (F.2.2).
$Z$	módulo plástico de la sección, en $\text{cm}^3$ . (F.2.1).
$a$	distancia entre rigidizadores transversales, en cm. (G.2.1).
$a$	distancia entre conectores en una barra armada, en cm. (E.6.2).
$a$	menor distancia desde el borde del agujero del pasador hasta el borde del miembro, medida en la dirección paralela a la fuerza, en cm. (D.5.1).
$a_w$	relación entre el área de alma y el área de ala comprimida. ( F.5.2).
$a'$	longitud de soldadura, en cm. (F.13.3).

<b>b</b>	ancho de un elemento comprimido, en cm. (B.4.1).
<b>b<sub>e</sub></b>	ancho efectivo reducido para elementos esbeltos comprimidos, en cm. (E.7.2).
<b>b<sub>eff</sub></b>	distanzia efectiva a borde, en cm. (D.5).
<b>b<sub>f</sub></b>	ancho del ala, en cm. (B.4.1).
<b>b<sub>i</sub></b>	ala larga del ángulo, en cm. (E.5).
<b>b<sub>p</sub></b>	ancho de platabanda, en cm. (Figura F.13.1).
<b>b<sub>s</sub></b>	ancho del rigidizador para rigidizadores de un solo lado, en cm. (C.3.2(a)).
<b>b<sub>s</sub></b>	ala corta del ángulo, en cm. (E.5).
<b>d</b>	diámetro nominal de un bulón, en cm. (J.3.10).
<b>d</b>	altura total de la sección de un miembro, en cm. (B.4.1).
<b>d</b>	diámetro del perno, en cm. (D.5.1).
<b>d<sub>b</sub></b>	altura de la viga, en cm. (J.10.6).
<b>d<sub>b</sub></b>	diámetro nominal (diámetro del cuerpo o espiga), en cm. (3.4).
<b>d<sub>c</sub></b>	altura de la columna, en cm. (J.10.6).
<b>e</b>	base del logaritmo natural.
<b>e<sub>o</sub></b>	mínima deformación inicial para columna armada, en cm. (E.6.3.1).
<b>f<sub>1</sub>, f<sub>2</sub></b>	factores de carga de acompañamiento en combinaciones de acciones. (B.2.2).
<b>f'<sub>c</sub></b>	resistencia especificada a compresión del hormigón, en MPa. (J.8).
<b>f<sub>o</sub></b>	tensión debida a la combinación de acciones <b>1,2 D + 1,2 R</b> , en MPa. (2.2).
<b>f<sub>ua</sub></b>	tensión normal requerida por compresión , en MPa. (H.2).
<b>f<sub>un</sub></b>	tensión normal requerida, en MPa, (H.3.3).
<b>f<sub>ubw</sub>, f<sub>ubz</sub></b>	tensiones normales requeridas por flexión, en MPa. (H.2).
<b>f<sub>uv</sub></b>	tensión de corte requerida, en MPa. (H.3.3).
<b>f<sub>v</sub></b>	tensión de corte requerida en bulones debida a acciones mayoradas, en MPa. (J.3.7).
<b>g</b>	distancia en dirección perpendicular a la fuerza entre centros de agujeros consecutivos, en cm. (B.4.2).

- h*** distancia libre entre alas menos los radios de acuerdo entre alma y alas en secciones laminadas; y para secciones armadas: la distancia entre líneas adyacentes de pasadores o la distancia libre entre las caras internas de las alas cuando se utiliza soldadura, en cm. (B.4.1).
- h*** distancia entre centros de gravedad de las barras componentes de una barra armada medida perpendicularmente al eje de pandeo de la barra, cm. (E.6.3.1).
- h<sub>c</sub>*** valor igual al doble de la distancia entre el baricentro de la sección y la cara interna del ala comprimida menos el radio de acuerdo entre el alma y el ala, para secciones laminadas línea de pasadores más próxima al ala comprimida ó a la cara interna del ala comprimida cuando se utiliza soldadura, para secciones armadas, en cm. (B.4.1).
- h<sub>i</sub>*** distancia del baricentro de una sección a la línea inferior de pasadores entre el alma y el ala, en secciones laminadas. La cara superior del ala inferior, en secciones soldadas, en cm. (Figura B.4.1).
- h<sub>f</sub>*** factor de chapas de relleno. (J.3.8).
- h<sub>o</sub>*** distancia entre centros de gravedad de las alas, en cm. (E.4).
- h<sub>p</sub>*** el doble de la distancia entre el eje plástico de una sección y la cara interna del ala comprimida cuando se utiliza soldadura, para secciones armadas, en cm. (Tabla B.4.1b).
- h<sub>s</sub>*** distancia del baricentro de una sección a: la línea superior de pasadores entre alma y ala, en secciones laminadas; la cara inferior del ala superior, en secciones soldadas, en cm. (Figura B.4.1).
- h<sub>w</sub>*** altura del alma, en cm.(Tabla B.4.1a).
- j*** factor definido mediante la expresión A-F.2.4 para el momento de inercia mínimo de un rigidizador transversal. (G.2.2).
- k*** factor de longitud efectiva de barras para pandeo flexional. (C.3).
- k*** distancia desde la cara externa del ala al inicio del alma, en cm. (J.10.2).
- k<sub>c</sub>*** coeficiente que mide la interacción ala-alma para pandeo local. (Tabla B.4.1b).
- k<sub>v</sub>*** coeficiente de abolladura de la placa del alma. (G.2.1).
- k<sub>z</sub>*** factor de longitud efectiva para pandeo torsional. (E.4).
- k<sub>y</sub>*** factor de longitud efectiva para barras con almas de altura variable. (A-F.3.3.).
- m*** relación entre tensión de fluencia del alma y tensión de fluencia o tensión crítica del ala, para vigas híbridas. (F.5.2).
- n*** número de barras de la columna armada. (E.6.3.1).

$n$	número de puntos arriostrados nodalmente dentro de la longitud de la viga. (6.3.2(a)).
$n_1$	número de barras del cordón de una columna armada. (E.6.3.1).
$n_p$	número de planos de presillas. (E.6.3.1(b)).
$r$	radio de giro gobernante, en cm. (E.2).
$r_i$	radio de giro mínimo de una barra componente en una barra armada, en cm. (E.6.2).
$\bar{r}_o$	radio de giro polar respecto del centro de corte, en cm. (E.4).
$r_x, r_y$	radio de giro respecto a los ejes principales $x$ e $y$ respectivamente, en cm. (E.4).
$r_t$	radio de giro efectivo para pandeo lateral-torsional, en cm. (F.4.2).
$r_z$	radio de giro de la sección de un miembro de ángulo simple con respecto al eje principal de menor inercia, en cm. (E.5).
$s$	distancia en la dirección de la fuerza entre centros de agujeros consecutivos, en cm. (B.4.2).
$t$	espesor del elemento o de la chapa, en cm. (Tabla B.4.1a).
$t_{fc}$	espesor de ala comprimida, en cm. (F.4.2).
$t_p$	ancho de platabanda, en cm. (Figura F.13.1).
$t_s$	espesor del rigidizador del alma, en cm. (6.3.2(a)).
$t_w$	espesor de alma, en cm. (Tabla B.4.1a).
$w$	lado del filete de soldadura, en cm. (J.2.2).
$w$	subíndice relativo al eje de flexión correspondiente al eje principal de mayor inercia.
$w$	ancho de la chapa; distancia entre soldaduras, en cm. (D.3).
$x$	subíndice relativo al eje fuerte de flexión.
$x_o, y_o$	coordenadas del centro de corte con respecto del centro de gravedad, en cm. (E.4).
$\bar{x}$	excentricidad de la unión, en cm. (D.3).
$y$	subíndice relativo al eje débil de flexión.
$z$	subíndice relativo al eje longitudinal de la barra.
$z$	subíndice relativo al eje de flexión correspondiente al eje principal de menor inercia.

$z_o$	coordenada en la dirección del eje <b>z</b> del centro de corte con respecto al centro de gravedad de la sección en una barra de ángulo simple, en cm. (F.10.2).
$\alpha_a$	coeficiente de dilatación térmica del acero. (A.3.5).
$\beta$	factor de reducción dado por la expresión J.2.1. (J.2.2).
$\beta_r$	rigidez requerida del arriostramiento excluida la distorsión del alma, en kNm/radián. (6.3.2(a)).
$\beta_{Tb}$	rigidez requerida del pórtico transversal o diafragma de arriostramiento, en kNm/radián. (6.3.2(a)).
$\beta_{br}$	rigidez lateral requerida de la riostra, en kN/cm. (6.2.2).
$\beta_{sec}$	rigidez distorsional del alma incluido el efecto de rigidizadores transversales del alma, cualquiera sean ellos, en kNm/radián. (6.3.2(b)).
$\beta, \beta_1, \beta_2$	factores para obtener el corte por pandeo en columnas armadas. (E.6.3).
$\beta_w$	propiedad especial de la sección para perfiles ángulo de alas desiguales, en cm. (F.10.2).
$\Delta_{0H}$	desplazamiento lateral relativo del piso considerado, en cm. (8.2.2).
$\gamma_a$	peso específico del acero. (A.3.5).
$\mu$	coeficiente de Poisson en período elástico. $\mu = 0,3$ . (A.3.5).
$\lambda_1$	valor auxiliar relacionado con la rigidez a corte de la celosía o el sistema de presillas en barras armadas de los Grupos IV y V. (E.6.3.1).
$\lambda_c$	factor de esbeltez adimensional de barras comprimidas. (E.3).
$\lambda_e$	factor de esbeltez equivalente. (E.6.3.1).
$\lambda_m$	esbeltez modificada de la columna armada. (E.6.3.1).
$\lambda_o$	esbeltez de la columna armada actuando como una unidad. (E.6.3.1).
$\lambda_p$	relación ancho-espesor límite para elemento compacto. (B.4.1).
$\lambda_{pp}$	relación ancho-espesor límite para elementos comprimidos de secciones de miembros de estructuras de edificios que sean rótulas plásticas para un análisis global inelástico. (1.2.2).
$\lambda_{pf}$	esbeltez límite para ala compacta. (F.3.2).
$\lambda_r$	relación ancho-espesor límite para elemento comprimido no compacto en flexión y elemento no esbelto en compresión axil. (B.4.1).

$\lambda_{rf}$	esbeltez límite para ala no compacta. F.3.2).
$\varepsilon_u$	deformación específica correspondiente a $F_u$ . (1.2.1).
$\varepsilon_y$	deformación específica correspondiente a $F_y$ . (1.2.1).
$\phi$	factor de resistencia. (B.3.2).
$\phi_b$	factor de resistencia para flexión. (F.1).
$\phi_c$	factor de resistencia para compresión. (E.1).
$\phi_{sf}$	factor de resistencia para corte en la línea de falla. (D.5.1).
$\phi_t$	factor de resistencia para tracción. (D.2).
$\phi_v$	factor de resistencia para corte. (G.1).
$\rho_{st}$	mayor valor entre ( $F_{yw}/F_{yst}$ ) y 1. (G.3.3).
$\tau_b$	factor adicional de reducción de la rigidez a flexión. (C.2.3).
$\theta$	factor que considera la influencia de la rigidez de las presillas en la rigidez de una columna armada. (E.6.3.1(b)).



# GLOSARIO

## A

**Acción:** conjunto de fuerzas o momentos exteriores activos, concentradas o distribuidas (acciones directas), o deformaciones impuestas o restringidas (acciones indirectas) aplicadas a una estructura. También se puede denominar **estado de carga** o simplemente **carga**.

**Acción del campo a tracción:** el comportamiento de un panel de viga armada sometido a una fuerza de corte, en el cual se desarrollan en el alma fuerzas diagonales de tracción y en los rigidizadores transversales fuerzas de compresión, presentando un comportamiento similar al de una viga reticulada tipo Pratt.

**Acción de servicio:** intensidad esperada de una acción para un uso normal de la estructura durante la vida útil de la misma. En general se considera como tal la acción nominal.

**Acción de palanca:** efecto de palanca que existe en uniones en las que la línea de acción de la carga aplicada es excéntrica con respecto al eje del bulón, y que produce una deformación de la parte unida y una amplificación de la fuerza actuante en el bulón.

**Acción inelástica:** deformación del material que no desaparece al dejar de actuar la carga que la produce.

**Acción mayorada:** el producto de la acción nominal por el factor de carga correspondiente. También **carga mayorada**.

**Acción nominal:** intensidad mínima de una acción especificada por los correspondientes Reglamentos CIRSOC e INPRES-CIRSOC u otras especificaciones aplicables a falta de aquéllos. También se denomina **carga nominal**.

**Análisis de primer orden:** análisis estructural basado en las deformaciones de primer orden, en el cual las condiciones de equilibrio son formuladas sobre la estructura sin deformar.

**Análisis de segundo orden:** análisis estructural basado en las deformaciones de segundo orden, en el cual las condiciones de equilibrio son formuladas sobre la estructura deformada.

**Análisis estructural:** proceso de determinación de los efectos de las acciones en los elementos estructurales (miembros, uniones) basado en determinadas hipótesis.

**Análisis elástico:** determinación de los efectos de las cargas (fuerzas, momentos, tensiones, etc.) en miembros y uniones con la hipótesis de que la deformación del material desaparece al dejar de actuar las cargas y que el diagrama tensión-deformación del acero es lineal, sea cual fuere el nivel de tensión. También **análisis global elástico**.

**Análisis inelástico:** determinación de los efectos de las cargas (fuerzas, momentos, etc.) en miembros y uniones con métodos que adoptan hipótesis de comportamiento no elástico del material (por ejemplo método rígido-plástico), que el equilibrio es satisfecho en todos los puntos

de la estructura y que no es superada la fluencia en ningún punto de la misma. Puede ser necesario considerar los efectos de segundo orden. También **análisis global inelástico**.

**Ancho efectivo reducido:** ancho reducido de un elemento que, con una distribución uniforme de tensión, produce el mismo comportamiento estructural del elemento, que el ancho real con una distribución no uniforme de tensiones.

**AISC-LRFD:** Especificación del American Institute of Steel Construction basada en el Load and Resistance Factor Design (Método del Factor de Carga y Resistencia), método de dimensionamiento de componentes estructurales (miembros, uniones, etc.) por el cual ningún estado límite pertinente es superado cuando la estructura es sometida a todas las combinaciones de acciones apropiadas.

**Arriostramiento nodal:** sistema de arriostramiento que previene el desplazamiento lateral o el giro en la ubicación de la riostra a lo largo de la viga o columna, sin ninguna ligazón directa con otra riostra ubicada en puntos arriostrados adyacentes.

**Arriostramiento relativo:** sistema de arriostramiento que controla el movimiento relativo de dos puntos arriostrados adyacentes a lo largo de la viga o columna o el desplazamiento lateral relativo de dos pisos de un pórtico.

## B

**Barra:** elemento estructural. También miembro.

**Barra armada:** elemento estructural formado por perfiles, chapas u otras piezas metálicas unidos por bulones, remaches o soldaduras de manera que actúan como un conjunto frente a los efectos de las acciones.

**Barras de chapa de acero conformada en frío:** elementos estructurales conformados por plegado o doblado de chapas sin la aplicación de calor.

**Barras del arriostramiento lateral:** las barras utilizadas en forma individual o integrando un sistema de arriostramiento para impedir el pandeo de miembros o elementos y/o para resistir acciones laterales.

**Barra de ojo:** un tipo particular de barra traccionada con extremo articulado, de espesor uniforme, con cabeza laminada u obtenida por corte térmico de mayor ancho que el cuerpo de la barra y proporcionada de modo de tener igual resistencia en la cabeza que en el cuerpo.

## C

**Carga:** ver **acción**.

**Carga de Euler:** fuerza axial crítica de pandeo para una columna biarticulada de eje recto, fuerza perfectamente centrada y material perfectamente elástico. Su valor está dado por la fórmula de Euler.

**Carga mayorada:** ver **acción mayorada**.

**Carga nominal:** ver **acción nominal**.

**Columna:** miembro en general vertical cuya función primaria es recibir, resistir y trasmisir fuerzas de compresión que actúan según su eje longitudinal.

**Columna escalonada:** columna con cambios bruscos de sección transversal en determinados puntos de su longitud.

**Columnas sin rigidez lateral:** columnas con carga axial gravitatoria, biarticuladas a un pórtico que no aportan resistencia a la acción de fuerzas laterales.

**Combinación de acciones:** actuación simultánea de una o más acciones.

**Combinación de acciones crítica:** combinación de acciones que produce el mayor valor de un determinado efecto en un determinado miembro o unión.

**Concentración de tensiones:** tensiones localizadas considerablemente mayores que el promedio (aún en secciones transversales de espesor uniforme, uniformemente cargadas) debido a cambios bruscos en la geometría o en la posición de la carga.

**Curva de pandeo:** expresión gráfica de la relación entre la tensión crítica de pandeo y la esbeltez del miembro comprimido.

**Curvatura:** rotación por unidad de longitud debida a la flexión.

## D

**Deformación plástica:** la diferencia entre la deformación total y la deformación elástica.

**Desplazamiento lateral:** movimiento lateral de la estructura producido por la actuación de fuerzas laterales, acciones verticales asimétricas o por la asimetría de las propiedades de la estructura.

**Desplazamiento relativo de piso:** diferencia de desplazamiento horizontal entre el nivel superior y el nivel inferior del piso.

**Doble curvatura:** condición de flexión en la que los momentos flexores extremos del miembro producen una deformada en forma de S.

**Documentación de proyecto:** conjunto de planos generales y de detalles básicos; memoria de cálculo; y especificaciones de materiales, fabricación, protección anticorrosiva y otras protecciones, montaje y construcción de la estructura.

## E

**Efectos de segundo orden (efectos  $P-\Delta$  y  $P-\delta$ ):** efectos producidos en los miembros comprimidos por la fuerza axial y el desplazamiento lateral relativo de los nudos extremos o la deformación del miembro, los cuales incrementan los momentos flexores requeridos.

**Eje débil:** el eje principal con respecto al cual el momento de inercia de la sección transversal es menor.

**Eje fuerte:** el eje principal con respecto al cual el momento de inercia de la sección transversal es mayor.

**Eje libre:** eje perpendicular al eje material que pasa por el centro de gravedad de una barra armada considerada como un conjunto.

**Eje material:** eje que une los centros de gravedad de los perfiles longitudinales que forman una barra armada.

**Elemento estructural:** componente de la estructura resistente.

**Elementos de sección:** partes planas que componen la sección transversal de un miembro.

**Empalme:** unión entre dos elementos estructurales unidos por sus extremos para formar un miembro mas largo.

**Endurecimiento por deformación:** fenómeno que ocurre en los aceros dúctiles los que, luego de una importante deformación a partir del punto de fluencia, presentan una resistencia mayor al nivel de tensión que produjo la fluencia.

**Esbeltez:** relación entre la longitud efectiva de un miembro comprimido y el radio de giro de su sección transversal, ambos con respecto al mismo eje de pandeo. También **relación de esbeltez**.

**Estado límite:** una condición mas allá de la cual la estructura o una parte de ella no logra satisfacer los comportamientos requeridos por el proyecto. Puede no ser mas útil para la función a que está destinado (estado límite de servicio) o ser inseguro (estado límite último).

**Estado límite de servicio:** condición límite que afecta la capacidad de la estructura con un uso normal para conservar el aspecto, el mantenimiento, la durabilidad, el confort de los ocupantes o el buen funcionamiento de equipos.

**Estado límite último:** condición límite que afecta la seguridad de la estructura en la cual la capacidad última es alcanzada. Son por ejemplo la pérdida del equilibrio, la inestabilidad, la rotura, la fluencia, la deformación excesiva, la fatiga, un mecanismo plástico.

## F

**Factor de carga:** factor que contempla las inevitables desviaciones de la carga real con respecto a la carga nominal y las incertidumbres en el método de análisis que transforma las cargas en los efectos de las cargas.

**Factor de ductilidad:** relación entre la deformación total por la carga máxima y la deformación límite elástica.

**Factor de esbeltez adimensional:** relación de esbeltez reducida utilizada para lograr curvas de pandeo independientes de la tensión de fluencia del acero.

**Factor de forma:** relación entre el momento plástico y el momento elástico, o relación entre el módulo plástico y el módulo resistente elástico de la sección transversal.

**Factor de longitud efectiva:** es la relación entre la longitud efectiva de un miembro comprimido y la longitud real del mismo.

**Factor de resistencia:** factor que toma en cuenta las inevitables desviaciones entre la resistencia real y la resistencia nominal y la forma y consecuencias de la falla.

**Fatiga:** fenómeno de rotura resultante de la actuación cíclica y repetida de cargas.

**Flexión disímétrica:** flexión simultánea de un miembro alrededor de ambos ejes principales de inercia. También flexión biaxial o flexión oblicua.

**Fuerzas concentradas dobles:** dos fuerzas concentradas iguales y opuestas que forman una pareja actuando sobre el mismo lado del miembro.

**Fusión incompleta:** falta de unión por fusión del material de aporte y el metal base en la zona prescripta.

## I

**Inestabilidad:** condición de una estructura o elemento estructural bajo carga, alcanzada la cual se produce un incremento continuo de deformaciones y una disminución de su capacidad resistente.

## J

**Junta:** área donde dos o más extremos, superficies o bordes son unidos. Se caracteriza por el tipo de pasador o soldadura utilizada y la forma de trasmitir las fuerzas.

## L

**Longitud efectiva:** longitud de un miembro biarticulado de igual comportamiento a pandeo que el miembro considerado. Es el producto del factor de longitud efectiva  $k$  por la longitud real de la columna  $L$ .

**Longitud no arriostrada:** distancia entre puntos de un miembro fijos por arriostramiento, medida entre los centros de gravedad de los miembros del sistema de arriostramiento que lo producen.

## M

**Medio de unión:** término genérico para soldaduras, bulones, remaches, u otro elemento que transmite fuerzas en una junta.

**Método del giro de tuerca:** procedimiento para lograr y controlar la pretensión especificada en bulones de alta resistencia, realizando una predeterminada cantidad de fracciones de vuelta de tuerca desde la posición de ajuste sin juego de la misma.

**Miembro:** elemento estructural. También barra.

**Modo desplazable de pandeo:** modo de pandeo de un miembro con desplazamiento relativo de sus vínculos extremos.

**Modo indesplazable de pandeo:** modo de pandeo de un miembro en el que sus vínculos extremos permanecen relativamente indesplazables.

**Módulo plástico:** módulo resistente a flexión de la sección transversal cuando ella se encuentra totalmente plastificada. Es el momento estático con respecto al eje neutro de las áreas de la sección transversal ubicadas a ambos lados del eje neutro.

**Módulo tangente:** pendiente de la curva tensión-deformación específica del material para un determinado nivel de tensión en la zona inelástica. Se determina por ensayos de compresión realizados sobre probetas cortas y bajo condiciones controladas.

**Momento elástico:** en un miembro sometido a flexión, el momento para el cual la fibra más alejada del eje neutro alcanza la tensión de fluencia sin considerar las tensiones residuales.

**Momento de inercia efectivo:** momento de inercia de la sección transversal basado en el ancho efectivo de los elementos comprimidos que pandean localmente.

**Momento plástico:** el momento resistente de la sección transversal cuando la misma está totalmente plastificada.

## N

**Nudo:** zona de intersección de miembros.

## P

**Panel nodal:** zona del nudo viga-columna formada por el área rectangular del alma de la columna en la intersección con la viga circunscripta por las alas de la columna y por las placas de continuidad.

**Pandeo del alma:** pandeo de la placa de alma.

**Pandeo lateral o pandeo lateral-torsional:** forma de pandeo de miembros flexados que implica deformación y giro.

**Pandeo local:** el pandeo de un elemento comprimido de la sección transversal que puede provocar la falla de todo el miembro.

**Pandeo localizado del alma:** falla local de la placa del alma en la zona cercana al punto de aplicación de una fuerza concentrada.

**Pared de corte:** una pared (de mampostería u hormigón armado) que resiste fuerzas de corte aplicadas en propio plano, resultantes de la acción del viento, del sismo, o de la estabilización de pórticos arriostrados sin rigidez en el plano.

**Pasador:** término genérico para bulones, remaches u otro elemento independiente de la barra que trasmite fuerzas en una unión.

**Placas de continuidad:** placas rigidizadoras ubicadas en los bordes superior e inferior del panel nodal.

**Plastificación:** proceso de fluencia sucesiva de las fibras de la sección transversal de un miembro al ir aumentando el momento flexor.

**Pórtico arriostrado:** pórtico en el cual su estabilidad lateral y su resistencia frente a fuerzas horizontales es provista por un sistema de arriostramiento. Se comporta como pórtico a nudos indesplazables.

**Pórtico arriostrado en su plano:** tipología estructural formada por un reticulado vertical apto para resistir fuerzas horizontales aplicadas en su plano.

**Pórtico arriostrado sin rigidez lateral:** pórtico cuya resistencia a fuerzas horizontales y su estabilidad dependen de la resistencia y estabilidad de planos paralelos.

**Pórtico no arriostrado:** pórtico en el cual su estabilidad lateral y su resistencia frente a fuerzas horizontales es provista por la rigidez a flexión de la unión de vigas y columnas. Se comporta como pórtico a nudos desplazables.

**Pórtico plano:** tipología estructural bidimensional a los efectos de su análisis y proyecto.

**Pórtico rígido:** pórtico en el cual las uniones conservan el ángulo existente entre las barras, cuando es cargada la estructura.

**Presilla:** chapa plana usada para unir dos cordones de una barra armada y que debe trasmitir el esfuerzo de corte generado por la deformación de los cordones o por las acciones exteriores.

**Punto de fluencia:** punto de la curva tensión-deformación a partir del cual se da un aumento de deformación sin aumento de tensión. En algunos aceros puede fijarse convencionalmente en términos de deformación plástica remanente.

## R

**Resistencia:** la capacidad de la estructura o de un elemento estructural para resistir los efectos de las acciones. Ella se determina mediante un proceso de cálculo usando resistencias especificadas del material, dimensiones y fórmulas derivadas de principios aceptados de la mecánica estructural, o por ensayos de campo o de laboratorio considerando las diferencias de condiciones entre ellos. Resistencia es un término genérico que incluye tanto a los estados límites últimos como a los de servicio.

**Resistencia de diseño:** resistencia (fuerza, momento, tensión u otra resistencia apropiada) provista por el miembro o unión; es el producto de la resistencia nominal por el factor de resistencia.

**Resistencia nominal:** la capacidad de la estructura, elemento estructural o miembro para resistir los efectos de las cargas. Se determina mediante un proceso de cálculo usando resistencias especificadas del material, dimensiones y fórmulas derivadas de principios aceptados de la mecánica estructural, o por ensayos de campo o laboratorio considerando las diferencias de condiciones entre ellos.

**Resistencia poscrítica:** resistencia adicional de un elemento, miembro o pórtico posterior al pandeo.

**Resistencia requerida:** efecto de las acciones (fuerza axil, fuerza de corte, momento flector, momento torsor, tensiones, etc.) en los miembros o uniones determinadas por análisis estructural cuando en la estructura actúan las acciones mayoradas. Se deberá usar la combinación de acciones crítica.

**Rigidez:** resistencia a la deformación de la estructura, de un miembro o de un elemento, medida como la relación entre la solicitud aplicada y la correspondiente deformación.

**Rigidez efectiva:** rigidez del miembro calculada con el momento de inercia efectivo.

**Rigidizador:** elemento unido al alma de una viga o viga armada cuya función es distribuir carga, transferir corte o prevenir el pandeo local. Generalmente es un perfil ángulo o una planchuela o chapa plana. Puede también estar unido a una o a las dos alas.

**Rótula plástica:** zona plastificada que se forma en el miembro cuando se alcanza el momento plástico y la sección transversal tiene capacidad para seguir rotando. Se supone que el miembro gira alrededor de la rótula actuando en ella el momento plástico  $M_p$ .

**Rotura frágil:** rotura abrupta con poca o ninguna deformación previa.

## S

**Sección compacta:** es capaz de desarrollar el momento plástico con una distribución de tensiones totalmente plástica en la sección transversal pudiendo alcanzar una deformación de tres veces la deformación correspondiente al límite elástico del diagrama tensión-deformación idealizado, antes de que se produzca el pandeo local.

**Sección con elementos esbeltos:** tiene elementos que pandean localmente por flexión o compresión axil en el campo elástico antes de alcanzar la tensión de fluencia.

**Sección no compacta:** puede desarrollar la tensión de fluencia en elementos comprimidos por flexión antes de que se produzca el pandeo local, pero no resiste el pandeo local inelástico para las deformaciones necesarias para tener una distribución de tensiones totalmente plástica.

**Sección no esbelta:** es capaz de desarrollar la tensión de fluencia sin pandear en todos los elementos de la sección transversal por acción de una compresión axil

**Simple curvatura:** condición de flexión en la cual la deformada del miembro toma la forma de un arco continuo en oposición a la doble curvatura donde existe una reversión.

**Sistema horizontal de arriostramiento:** sistema que une los pórticos arriostrados sin rigidez lateral en su plano, con el sistema vertical de arriostramiento.

**Sistema vertical de arriostramiento:** sistema de pórticos arriostrados en su plano, paredes de corte, o combinación de ellos extendido en uno o más pisos de un edificio.

**Solicitud de sección:** efecto de las acciones (fuerza axil, momento flector, momento torsor, esfuerzo de corte) en una sección de un miembro o de una unión.

## T

**Tensión:** fuerza por unidad de área.

**Tensión de fluencia:** nivel de tensión del punto de fluencia.

**Tensión de rotura a tracción:** máxima tensión de tracción que el material es capaz de resistir.

**Tensiones residuales:** tensiones que quedan en un miembro no cargado después que el mismo ha sido laminado o fabricado. Algunos ejemplos, pero no los únicos, de tensiones residuales son: las resultantes del plegado en frío, del enfriamiento después del laminado o después del proceso de soldado.

**Torsión de Saint Venant:** tipo de torsión que produce sólo tensiones tangenciales en las secciones transversales de un miembro. También **torsión pura** o **torsión uniforme**.

**Torsión por alabeo restringido:** tipo de torsión que produce tensiones tangenciales y normales en la sección transversal de un miembro, generadas por la resistencia al alabeo de las secciones transversales. También **torsión no uniforme**.

## U

**Unión:** combinación de juntas usadas para trasmisitir solicitudes de sección entre dos o más miembros. Se caracteriza por el tipo de solicitud trasmisitida (fuerza, momento flexor, corte, torsión).

**Unión de deslizamiento crítico:** unión abalonada en la que se requiere resistencia al deslizamiento.

**Unión semirígida:** unión que permite una parte, pero no el total, de la rotación extrema de una viga.

## V

**Viga:** miembro cuya función primaria es recibir, resistir y trasmisitir fuerzas que actúan transversalmente a su eje longitudinal.

**Viga armada:** viga formada por chapas planas y/o perfiles laminados unidos por soldaduras o pasadores.

**Viga armada de alma esbelta:** viga armada con alma o almas con relación  $h/t_w$  mayor a  $\lambda_r$ .

**Viga-columna:** miembro cuya función primaria es recibir, resistir y trasmisitir fuerzas que actúan paralela y transversalmente a su eje longitudinal.

**Viga híbrida:** una viga armada con alas de acero de mayor tensión de fluencia que el acero de las almas. Siempre que el acero de las alas es de menor o igual tensión de fluencia que el acero de las almas la viga se considera homogénea.

## Z

**Zócalo de fluencia:** la parte de la curva tensión-deformación específica para tensión axil de tracción o compresión, que presenta un nivel de tensión prácticamente constante para un importante aumento de deformación.

# **COMENTARIOS AL CAPÍTULO A.**

## **ESPECIFICACIONES GENERALES**

### **C A.1. INTRODUCCIÓN**

Este Reglamento es una actualización del **Reglamento CIRSOC 301-2005** y se basa en la **Especificación ANSI/AISC 360-10 - Specification of Structural Buildings** - de la American Institute of Steel Construction, en adelante AISC-2010, segunda actualización de la Especificación AISC-LRFD, edición de Diciembre de 1999, base del Reglamento CIRSOC 301-2005. La **Especificación AISC-2010** fue adaptada en algunos aspectos para su aplicación en nuestro medio, siguiendo los mismos criterios aplicados en el **Reglamento CIRSOC 301-2005**.

Como criterio general se mantuvo la mayor fidelidad a la estructura y contenidos de la Especificación base en su formato **LRFD (Load and Resistance Factor Design) o sea al Método de Proyecto por Estados Límite o Método de Proyecto por Factores de Carga y Resistencia**. Ello se basó en que la AISC-2010 es el resultado de numerosos y calificados estudios, investigaciones y ensayos actualizados, que mantiene la mayoría de las especificaciones contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005, que a su vez ya tienen una importante enseñanza, difusión y aplicación en el país, disponiéndose de diversos software de aplicación, de abundante bibliografía específica y de manuales complementarios de aplicación. Esta ha sido una opción hasta tanto no se disponga en nuestro país de los medios para hacer investigaciones y ensayos equivalentes a los realizados para la elaboración de la Especificación base.

**Se ha eliminado el Método de Proyecto por Resistencias Admisibles (ASD), incluido en la Especificación base, por considerar que el mismo no presenta ninguna ventaja respecto del Método LRFD en sus aspectos operativos y que lleva a proyectos con diferente grado de confiabilidad según sea la relación entre las acciones actuantes.**

En base al criterio general enunciado se ha mantenido el formato de Capítulos y Apéndices con la misma designación que en la Especificación base. Por ello se ha eliminado el **Capítulo I** que da las especificaciones para el Proyecto de Miembros Compuestos (Miembros con secciones mixtas hormigón-acero) pues las mismas se incorporarán a un Reglamento específico para las estructuras mixtas (Reglamento CIRSOC 309). Asimismo se ha eliminado el **Capítulo K** que da las especificaciones para el Proyecto de las uniones de miembros con secciones tubulares pues las mismas están incluidas en el **Reglamento CIRSOC 302-2005** y lo estarán en sus versiones posteriores.

Para facilitar las referencias de la bibliografía, manuales y eventuales actualizaciones se ha conservado la numeración original en el formato LRFD de las expresiones de aplicación, presentando aquellas que son dimensionales en las unidades del SIMELA adoptadas. En el texto del Reglamento las referencias a dichas expresiones se indican con su numeración

entre paréntesis ( ). Muchas expresiones tienen explicitados los **módulos E y G**, siguiendo a la Especificación base. En el **Anexo 1** se presentan todas esas expresiones con el valor de **E (200.000 MPa)** y **G (77.200 MPa)** ya incluido, y con la misma numeración pero con un asterisco (\*).

**La parte prescriptiva del Reglamento, incluida en los Capítulos y Apéndices se debe aplicar integralmente y no en forma parcializada.**

Tanto el Proyecto Estructural, como el detallado y la dirección de una estructura de acero deben ser ejecutados por profesionales habilitados y la aplicación de las especificaciones exige utilizar el criterio y juicio profesional.

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

En este Reglamento se mantienen las bases de Proyecto, las Combinaciones de Acciones y la mayoría de las especificaciones para la determinación de las Resistencias de Diseño de miembros y uniones contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005. Las diferencias fundamentales son el nuevo ordenamiento de Capítulos y Apéndices y las nuevas especificaciones más amplias y detalladas sobre el **Análisis Estructural a realizar** para determinar las resistencias requeridas de miembros y uniones, contenidas en el **Capítulo C** y en los **Apéndices 7 y 8**. Se agregan además especificaciones generales sobre el Control de calidad y Aseguramiento de la calidad (**Capítulo N**) y sobre el Proyecto para condiciones de Incendio (**Apéndice 4**). En lo referente al ordenamiento de Capítulos y Apéndices se han agrupado en un mismo Capítulo o Apéndice todas las especificaciones referentes a la determinación de las resistencias de diseño o verificación de miembros frente a un mismo efecto (tracción, compresión, flexión, corte, fatiga, etc.) lo que facilita enormemente el uso del Reglamento. Aquellas especificaciones que difieren o se han agregado en relación a las contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 están explicitadas en los Comentarios de las respectivas Secciones o Subsecciones.

## C A.2. CAMPO DE VALIDEZ

Para mayor claridad en la aplicación del Reglamento también se indican en esta Sección aquellos casos y estructuras **donde no son de aplicación las especificaciones del Reglamento**. Asimismo se indican los respectivos Reglamentos CIRSOC e INPRES – CIRSOC aplicables para algunos de esos casos.

En relación al Reglamento CIRSOC 301-2005 se han eliminado los tubos con costura longitudinal de sección circular, pues las especificaciones para los mismos están ahora contenidas en el Reglamento CIRSOC 302-2005 (y en sus versiones posteriores), que fue redactado después del Reglamento CIRSOC 301-2005.

## C A.3. MATERIALES Y NORMAS IRAM E IRAM-IAS DE APLICACIÓN

En general para cada Proyecto Estructural se deberán adoptar las especificaciones de materiales fijadas en las **normas IRAM e IRAM-IAS vigentes a la fecha de ejecución**.

Dado que las normas IRAM e IRAM-IAS referidas a bulones, tuercas y arandelas; bulones de anclaje y barras roscadas se encuentran en redacción al momento de elaboración y aprobación de este Reglamento, se especifica que hasta tanto no estén disponibles se podrán utilizar las normas ASTM o ISO correspondientes a esos materiales dado la compatibilidad de las mismas con la Especificación base.

Dado que las normas IRAM e IRAM-IAS referidas a metal de aporte y fundente para soldadura se encuentran en redacción al momento de elaboración y aprobación de este Reglamento, se especifica que hasta tanto no estén disponibles se podrán utilizar las normas AWS correspondientes a esos materiales dado la compatibilidad de las mismas con la Especificación base.

Para el **Proyecto Estructural** son necesarias algunas características mecánicas de los materiales que serán indicadas en este Reglamento.



## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO B.**

### **REQUERIMIENTOS DE PROYECTO**

#### **C B.1. ESPECIFICACIONES GENERALES**

Las especificaciones anteriores de la AISC (entre ellas la AISC-1999, adoptada como base para el **Reglamento CIRSOC 301-2005**) establecían para los edificios, tipos de estructuras basadas en el comportamiento de las uniones entre los miembros. Esto se especificaba en el **Reglamento CIRSOC 301-2005**, en la **Sección A.2.2.**, aplicado a las estructuras de edificios constituidas por pórticos y extendido, en el citado Reglamento, a las otras estructuras comprendidas en los alcances del mismo, indicadas en la **Sección A.2.1..**

La Especificación **ANSI/AISC 360/10**, tomada como base para el **Reglamento CIRSOC 301-2018**, lleva su aplicación a una clase más amplia de tipos de construcción. Se plantea que **el sistema estructural es una combinación de miembros unidos de forma tal que responda de maneras diferentes para satisfacer objetivos de proyecto cuando el mismo sea sometido a cargas diferentes**. Aún para el caso de edificios corrientes ello puede presentar una gran variedad de detalles de proyecto.

Siguiendo a la **Especificación base ANSI/AISC 360/10**, el presente Reglamento es aplicable no solo a edificios donde las cargas laterales son tomadas por pórticos rígidos, pórticos arriostrados o tabiques de corte, sino también a otros edificios con estructuras menos comunes. En lugar de establecer una exhaustiva clasificación de tipos de estructuras, la **Sección B.1.** requiere simplemente que el Proyecto de la estructura, sus miembros y sus uniones, sea consistente con el uso que se pretende dar a la estructura y con las hipótesis realizadas para su análisis.

#### **C B.2. ACCIONES Y COMBINACIÓN DE ACCIONES**

##### **C B.2.1. 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 CIRSOC e INPRES-CIRSOC. Para aquellas acciones donde no existan Reglamentos CIRSOC ni INPRES-CIRSOC, el Proyectista Estructural deberá adoptar intensidades mínimas debidamente fundamentadas. Como referencia se pueden adoptar las Especificaciones de carga de origen norteamericano (como la ASCE 7) en una edición **que sea compatible con este Reglamento**.

En relación con el Reglamento CIRSOC 301-2005 se ha incorporado entre las acciones variables la **sobrecarga suspendida de la estructura del techo**, que deberá ser considerada en las **combinaciones de acciones como carga L**, dado que la misma en algunos edificios puede coexistir en su máximo valor con la sobrecarga de mantenimiento ( $L_r$ ) o de uso del techo ( $L_u$ ) o la nieve ( $S$ ) o la carga de lluvia o hielo ( $R$ ) como carga de acompañamiento.

Es importante destacar que ***las acciones, y sus intensidades mínimas, serán tomadas como nominales.***

Para las vigas carril de puentes grúas, la carga total en movimiento (carga de rueda) deberá ser tomada como base para la carga de impacto, pues el impacto máximo se produce cuando la grúa se desplaza con las cargas suspendidas.

Los porcentajes de incremento de carga, que reconocen los efectos de los impactos aleatorios, no será necesario aplicarlos sobre las columnas portantes, pues los efectos del impacto (aumento de excentricidad de las cargas o aumento de deformaciones de los miembros) o no, se desarrollarán o serán despreciables durante la corta duración del impacto. Para información adicional sobre el proyecto de vigas carril de puentes grúas se puede consultar el Informe Técnico N° 13 de la Association of Iron and Steel Engineers (1997) (AISE Technical Report N° 13).

### C B.2.2. Combinaciones de acciones para los estados límite últimos

En este Reglamento se mantienen las combinaciones de acciones adoptadas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 con los fundamentos y antecedentes correspondientes.

Las combinaciones de acciones y los factores de carga fueron desarrollados por Ellingwood y otros (1982). Los índices de confiabilidad  $\beta$ , implícitos en los factores de carga, son aproximadamente: **3** para combinaciones con sólo cargas gravitatorias (permanente, nieve y sobrecargas), **2,5** para combinaciones que incluyan la acción del viento, y **1,75** para combinaciones que incluyan acciones sísmicas. Para la definición de  $\beta$  ver el Comentario de la **Sección B.3.2**.

Las combinaciones de acciones y los factores de carga reconocen que cuando actúan diversas acciones variables o accidentales en combinación con la carga permanente (por ejemplo carga permanente más sobrecarga más viento), sólo una de ellas alcanzará el valor de la máxima intensidad posible en la vida útil de la estructura (acción principal o de base), mientras que las otras acciones alcanzarán el valor correspondiente a un instante arbitrario en el tiempo (acción o acciones de acompañamiento; por ejemplo, el valor probable de la carga que puede actuar en la estructura en cualquier instante).

Así, por ejemplo, con las acciones permanentes, sobrecarga y viento son apropiadas las siguientes combinaciones:

$$\gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot L \quad (\text{C-B.2.1})$$

$$\gamma_D \cdot D + \gamma_{La} \cdot L_a + \gamma_W \cdot W \quad (\text{C-B.2.2})$$

$$\gamma_D \cdot D + \gamma_L \cdot L + \gamma_{Wa} \cdot W_a \quad (\text{C-B.2.3})$$

siendo:

- $\gamma$  el factor de carga correspondiente a la acción, indicada con el correspondiente subíndice.

El subíndice **a** se refiere al valor en un instante arbitrario de tiempo. Para la sobrecarga, el valor medio en un instante arbitrario del tiempo,  $L_a$ , estará en el orden de **0,24** a **0,40** del valor medio máximo de la sobrecarga  $L$  en la vida útil de la estructura para muchos ocupantes, pero su dispersión es muy grande. Para el viento el valor en un instante arbitrario del tiempo,  $W_a$ , que

actúa en combinación con la máxima sobrecarga que se puede producir en la vida útil de la estructura, será el máximo viento diario. Si los efectos producidos por  $\gamma_{wa} \cdot W_a$  son despreciables sólo quedan dos combinaciones de carga a considerar:

$$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L \quad (\text{C-B.2.4})$$

$$1,2 \cdot D + 0,5 \cdot L + 1,5 \cdot W \quad (\text{C-B.2.5})$$

El factor de carga **0,5** asignado a **L** en la segunda expresión refleja las propiedades estadísticas de **L<sub>a</sub>**, pero para evitar el cálculo de otra carga, ella es reducida para ser combinada con el máximo valor de viento esperado en la vida útil de la estructura.

En edificios industriales, o edificios de pocos pisos, existe una mayor probabilidad de que al estar actuando la máxima sobrecarga de equipos o de pisos actúe simultáneamente el viento con una intensidad similar a la correspondiente a la **combinación (B.2.3)**. Por ello se ha agregado para este caso la exigencia de verificar la **combinación (B.2.7)**.

La **combinación (B.2.6)** se aplica cuando los efectos del viento o del sismo son contrarios a los producidos por la carga permanente.

**Las combinaciones listadas en esta Sección son las mínimas que se deben analizar.**

### C B.2.3. Combinaciones de acciones para los estados límite de servicio

La especificación ANSI-AISC 360/10, base de este Reglamento, no define las combinaciones de acciones con las que se deberán verificar los **estados límite de servicio**, dejando las mismas libradas al acuerdo entre **Proyectista Estructural** 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 las de Brasil. Las combinaciones de acciones incluidas en esta **Sección (B.2.8.), (B.2.9.), (B.2.10.)** han sido tomadas del National Building Code of Canada (1990) y presentadas con el formato de las combinaciones de acciones para los Estados Límite Últimos de la **Sección B.2.2.** Se basan en la utilización de las **intensidades nominales de las acciones** y en la distinta probabilidad de que se alcancen los valores nominales simultáneamente cuando actúen sólo una o más de una de las acciones.

En relación con lo especificado en el **Apéndice L** del Reglamento CIRSOC 301-2005, se ha modificado la expresión correspondiente a  $\Sigma L$  ; (expresión **(B.2.11)**) para compatibilizarla con la combinación para Estados Límite Últimos **(B.2.2)** dada la casi nula probabilidad de actuación simultánea de **L<sub>r</sub>, S y R** con sus valores nominales.

En el Reglamento se establece claramente que para situaciones particulares a convenir con el Comitente o por exigencias de reglamentos específicos puede ser necesario considerar **combinaciones de acciones más rigurosas**.

También se establece claramente que acciones variables que produzcan efectos de sentido contrario no deben ser consideradas actuando simultáneamente.

## C B.3. BASES DE PROYECTO

Se mantiene el criterio fijado en el Reglamento CIRSOC 301-2005 de que las estructuras serán proyectadas con el **Método de Proyecto por Estados Límite o Método de Proyecto por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)**. Este Reglamento no permite el uso del **método de proyecto por resistencias admisibles (ASD)**, también incluido como alternativo en la Especificación base ANSI-AISC 360/10.

### C B.3.1. Estados límite

Un estado límite es una condición que representa el límite de utilidad de una estructura o de una parte de ella. O sea, es un estado mas allá del cual no quedan satisfechos los comportamientos requeridos por el **Proyecto Estructural**.

Los estados límite pueden ser definidos por requerimientos funcionales, tales como deformaciones o desplazamientos laterales máximos; pueden estar relacionados con el comportamiento estructural tales como la formación de una rótula plástica o de un mecanismo; o pueden representar el colapso real de la estructura o una parte de ella, tal como la rotura o la inestabilidad.

La **condición de proyecto** y las especificaciones de este Reglamento aseguran 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.

Hay dos tipos de estados límite aplicables al proyecto de estructuras:

(a) Estados límite últimos o de resistencia y

(b) Estados límite de servicio.

Los **estados límite últimos** definen la seguridad contra fallas locales o globales frente a cargas extremas que actúen durante la vida útil esperada de la estructura. Los **estados límite de servicio** definen los requerimientos funcionales.

Cuando sean dominantes aquellos aspectos tales como la seguridad pública y la vida humana, este Reglamento define claramente y se extiende fundamentalmente sobre los estados límite últimos, dando una mayor flexibilidad para los estados límite de servicio, aunque fijando exigencias mínimas para los mismos. Esto no significa que los estados límite de servicio no sean importantes para ser considerados en el Proyecto, sino que las exigencias de seguridad no pueden quedar libradas al juicio individual del Proyectista Estructural. **Así el Proyectista deberá considerar los estados límite últimos y también los estados límite de servicio en su proyecto, para que el mismo no sólo sea seguro sino también funcional y económico.**

Los estados límite últimos varían de elemento estructural a elemento estructural y varios estados límite diferentes pueden ser aplicados a un mismo miembro o unión. Los estados límite últimos más comunes son: pérdida de equilibrio o inestabilidad de la estructura en su conjunto; inestabilidad de un pórtico o de un miembro; plastificación de una sección o llegada a la fluencia de un punto de la misma; formación de una rótula plástica; formación de un mecanismo; pandeo local de un elemento de una sección; pandeo lateral-torsional de un miembro; rotura a tracción; desarrollo de fisuras o grietas por fatiga; inestabilidad por desplazamiento o deformación; deformación excesiva.

Los estados límite de servicio más comunes son: deformaciones elásticas inaceptables; vibraciones inaceptables y deformaciones permanentes.

### C B.3.2. Dimensionamiento para estados límite últimos. Proyecto por resistencia

El proyecto por resistencia se realiza de acuerdo con la expresión **(B.3.1)**, donde  $R_u$  representa la resistencia requerida en el miembro (fuerza normal, esfuerzo de corte, momento flector, etc.) determinada por Análisis Estructural y el lado derecho  $R_d = \phi R_n$  es la resistencia de diseño (resistencia límite) igual a la resistencia nominal del miembro frente al efecto, multiplicada por el factor de resistencia.

El formato general para el dimensionamiento para un estado límite último está dado por la siguiente expresión:

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n \quad (\text{C-B.3.1})$$

siendo:

- $\Sigma$  la sumatoria.
- $i$  el tipo de acción; por ejemplo: peso propio, sobrecarga de ocupación y uso; viento, etc.
- $Q_i$  el efecto de la acción nominal.
- $\gamma_i$  el factor de carga correspondiente a la acción nominal.
- $\Sigma \gamma_i \cdot Q_i$  la resistencia requerida.
- $R_n$  la resistencia nominal.
- $\phi$  el factor de resistencia correspondiente a  $R_n$ .
- $\phi \cdot R_n$  la resistencia de diseño =  $R_d$ .

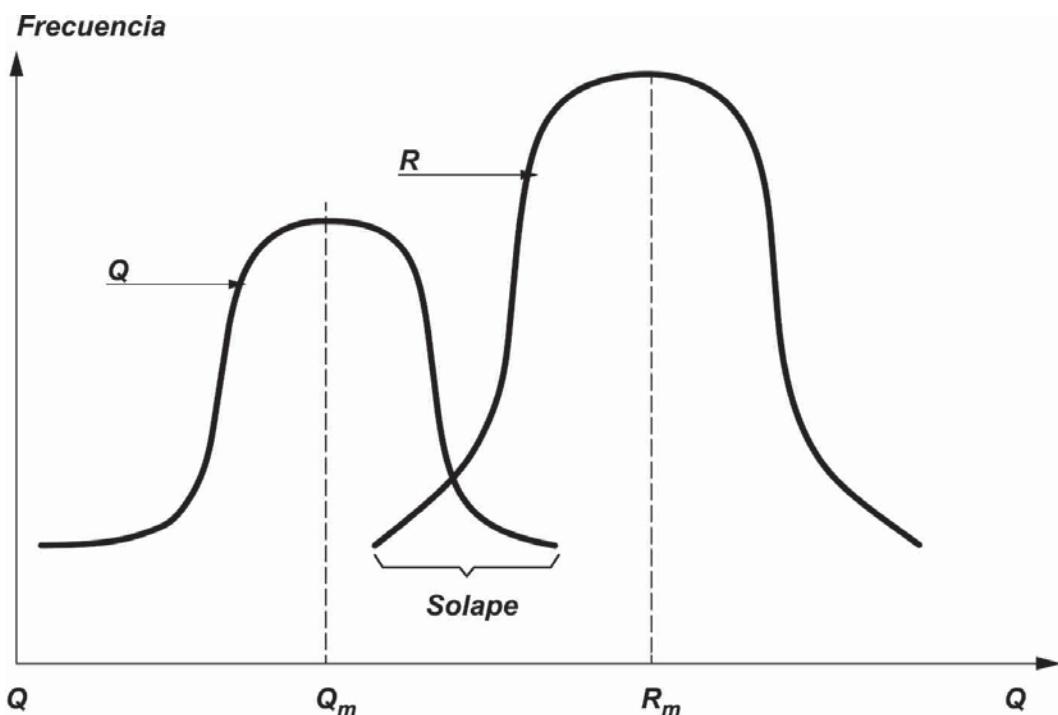
El miembro izquierdo de la expresión **C-B.3.1** representa la resistencia requerida resultante del análisis estructural cuando actúan sobre la estructura las acciones supuestas. El miembro derecho de la expresión **C-B.3.1** representa una capacidad estructural límite para el efecto considerado, proporcionada por el elemento estructural analizado. En el método de proyecto por estados límite, el Proyectista Estructural debe comparar el efecto de las cargas mayoradas con la resistencia realmente provista. La Resistencia de diseño ( $\phi \cdot R_n$ ) es la resistencia o capacidad que será provista por el elemento estructural analizado. Los factores de carga  $\gamma$  y los factores de resistencia  $\phi$  reflejan que las intensidades de las acciones, los efectos de las acciones (fuerzas, momentos, etc. solicitantes de los elementos estructurales) resultantes del análisis estructural, y las resistencias reales, pueden ser determinadas sólo con un cierto grado de aproximación, y por ello presentan ciertas incertidumbres.

El factor de resistencia  $\phi$  es igual o menor que 1, pues casi siempre, y por diferentes razones, la resistencia real es menor que la resistencia nominal  $R_n$  calculada con las expresiones dadas en los **Capítulos B a J**. De igual manera, los factores de carga  $\gamma$  reflejan la desviación que los efectos reales de las cargas tienen con respecto a los resultantes del análisis estructural obtenidos bajo la acción de los valores nominales de aquéllas.

O sea, los factores de carga y de resistencia consideran la inevitable inexactitud de la teoría, las variaciones en las propiedades y dimensiones del material y la incertidumbre en la intensidad de las acciones, dando un margen de seguridad para considerar intensidades inesperadas. **Pero de ninguna manera cubren errores gruesos o negligencias en el Proyecto Estructural.**

La **Especificación AISC-LRFD**, base de este Reglamento, está fundamentada en:

- (1) Modelos probabilísticos de cargas y resistencias.
- (2) Una calibración de los criterios de la **AISC-LRFD** con las especificaciones dadas en la edición 1978 de la Especificación AISC-ASD (tensiones admisibles) realizada para algunos elementos estructurales seleccionados y tipos de solicitud definidos.
- (3) Evaluación del criterio resultante mediante el juicio, la experiencia y el estudio comparativo de los proyectos de estructuras representativas.



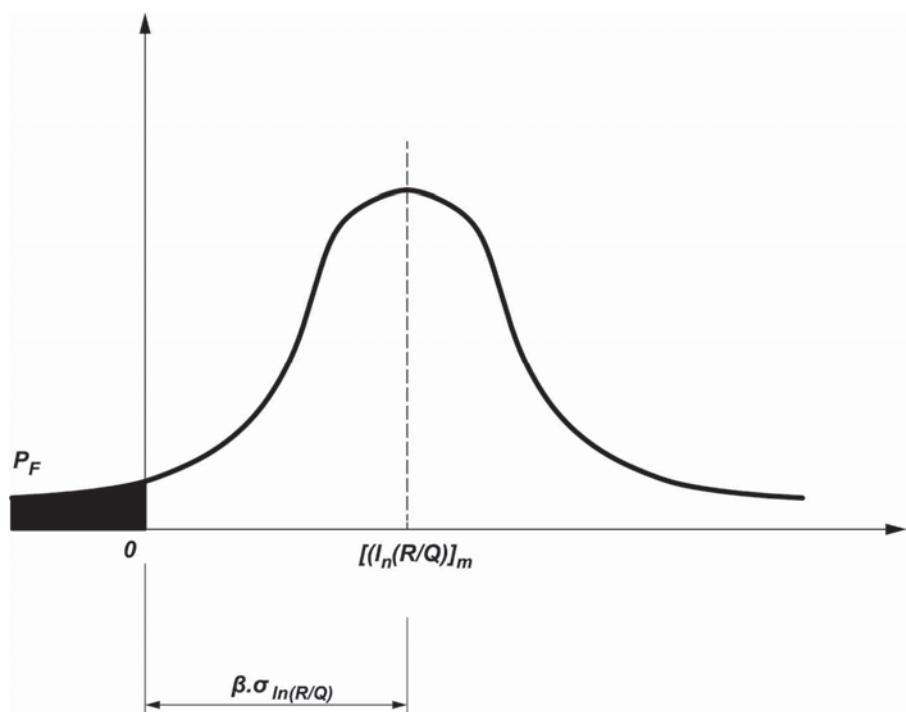
**Figura C-B.3.1. Distribución de frecuencias de efectos de las acciones  $Q$  y de las resistencias  $R$ .**

A continuación se presenta una descripción simplificada de la base probabilística del método LRFD (Ravindra y Galambos, 1978; Ellingwood y otros, 1982).

Los efectos de las acciones  $Q$  y las resistencias  $R$  se suponen como variables aleatorias estadísticamente independientes. En la **Figura C-B.3.1.** la distribución de frecuencias para  $Q$  y para  $R$ , para un caso hipotético, están representadas por curvas separadas en una gráfica común. En la medida que  $R$  sea mayor que  $Q$  (más a la derecha) existirá un margen de seguridad para el estado límite particular.

Sin embargo como  $Q$  y  $R$  son variables aleatorias, existe una pequeña probabilidad de que  $R$  sea menor que  $Q$ , ( $R < Q$ ). La probabilidad para el estado límite considerado, está en relación con el grado de solape de las curvas de distribución de frecuencias mostradas en la **Figura C-B.3.1.** y el solape dependerá de la posición relativa de ambas curvas ( $R_m$  comparado con  $Q_m$ ) y de las dispersiones de ambas variables.

Una situación equivalente a la anterior puede ser representada como se indica en la **Figura C-B.3.2.** Si la expresión  $R < Q$  es dividida por  $Q$  y el resultado se expresa logarítmicamente, resulta una curva simple de distribución de frecuencias que combina las incertidumbres de ambas variables. La probabilidad de alcanzar un estado límite ( $R < Q$ ) es igual a la probabilidad de que  $I_n(R/Q) < 0$  y está representada por el área sombreada en la **Figura C-B.3.2.**



**Figura C-B.3.2. Definición del índice de confiabilidad.**

El área sombreada podrá ser reducida, y por lo tanto aumentada la seguridad, por uno o ambos de los caminos siguientes:

- (1) moviendo el valor medio de  $I_n(R/Q)$  a la derecha,
- (2) reduciendo la extensión de la curva para una posición dada del valor medio con respecto al origen.

Una forma conveniente de combinar las dos aproximaciones es definir la posición del valor medio empleando como unidad de medida la desviación estándar de  $I_n(R/Q)$ . De esta manera la distancia desde el origen al valor medio será medida como el número de desviaciones estándar de la función  $I_n(R/Q)$ . Como se indica en la **Figura C-B.3.2.** la distancia se expresa mediante la siguiente expresión:

$$\beta \cdot \sigma_{I_n(R/Q)}$$

siendo:

$\sigma_{I_n(R/Q)}$  la desviación estándar de  $I_n(R/Q)$ .

$\beta$  el factor que define el **índice de confiabilidad**.

Si la forma real de la distribución de  $I_n(R/Q)$  fuese conocida, y si se pudiera admitir un valor aceptable de la probabilidad de alcanzar el estado límite, sería posible establecer un conjunto de criterios de proyecto totalmente probabilístico. Desafortunadamente la gran cantidad de información necesaria, en general no es conocida. La forma de distribución de cada una de las numerosas variables (material, acciones, etc.) tiene influencia en la forma de distribución de la función  $I_n(R/Q)$ . A menudo sólo pueden ser estimados los valores medios y las desviaciones estándar de las numerosas variables involucradas en la obtención de las resistencias y en la determinación de los efectos de las cargas. Sin embargo, esta información es suficiente para construir un criterio de proyecto aproximado, independiente del conocimiento de la real distribución. Ello se puede lograr estipulando la siguiente condición de proyecto:

$$\beta \cdot \sigma_{I_n(R/Q)} \approx \beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_Q^2} \leq I_n(R_m/Q_m) \quad (\text{C-B.3.2})$$

En esta expresión, la desviación estándar ha sido reemplazada por la siguiente aproximación:

$$\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}$$

$$V_R = \sigma_R / R_m \quad V_Q = \sigma_Q / Q_m$$

siendo:

$\sigma_R$ ,  $\sigma_Q$  la desviaciones estándar.

$R_m$ ,  $Q_m$  los valores medios.

$V_R$ ,  $V_Q$  el coeficientes de variación de la resistencia  $R$  y del efecto de la carga  $Q$ .

Para elementos estructurales y acciones usuales se pueden estimar los valores medios  $R_m$  y  $Q_m$  y los coeficientes de variación  $V_R$  y  $V_Q$ , con lo que se puede obtener un valor comparativo de la medida de la seguridad de una estructura o de un elemento estructural a través del cálculo de  $\beta$  deducido de la expresión **C-B.3.2**:

$$\beta = \frac{I_n(R_m/Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (\text{C-B.3.3})$$

La determinación indicada de  $\beta$  es una manera simple de definir el método probabilístico utilizado en la Especificación AISC-LRFD.

Un método más refinado, que se puede ajustar mejor a situaciones de proyecto complejas (tal como la expresión de interacción viga-columna) y que incluye distribuciones probabilísticas distintas a la distribución logarítmica normal utilizada para la deducción de la expresión

**C-B.3.3**, ha sido desarrollado a partir de la publicación de Ravindra y Galambos (1978) y está totalmente descripto en Galambos y otros (1982).

Ese método ha sido utilizado para el desarrollo de los factores de carga recomendados en la Especificación AISC-LRFD y adoptados por este Reglamento (**Sección B.2.2.**). Los dos métodos proporcionan valores de  $\beta$  prácticamente iguales para la mayoría de los elementos estructurales y sus uniones.

Las propiedades estadísticas (valores medios y coeficientes de variación) para las propiedades básicas del material y para vigas, vigas armadas, columnas, vigas-columnas y uniones, todas de acero, y para vigas compuestas de hormigón-acero, están presentadas en una serie de ocho artículos en la edición de septiembre de 1978 del "Journal of the Structural Division of ASCE" (Vol. 104-ST9). Las cargas estadísticas correspondientes se encuentran en Galambos (1982). Basados en estas estadísticas, los valores de  $\beta$  inherentes a la Especificación AISC-ASD, Edición 1978, fueron evaluados para diferentes combinaciones de acciones (sobrecarga útil/carga permanente, viento/carga permanente, etc.) y para distintos elementos estructurales típicos (vigas, columnas, vigas columnas, uniones, etc.). Como era de esperarse, existió una considerable variación en el rango de valores de  $\beta$ .

El examen de varios valores de  $\beta$  asociados con la Especificación AISC-ASD reveló ciertas tendencias. Por ejemplo: para vigas compactas laminadas (flexión) y barras traccionadas (fluencia) los valores de  $\beta$  disminuían de **3,1** para  $L/D = 0,5$  a **2,4** para  $L/D = 4$ . Esta disminución se debe a que la ASD (tensiones admisibles) aplica el mismo factor a acciones permanentes que a acciones variables, siendo las primeras más predecibles que las segundas, que presentan mayor incertidumbre.

Para uniones abulonadas o soldadas,  $\beta$  está en el orden de **4 a 5**.

Los índices de confiabilidad para combinaciones que incluyen viento o sismo tienden a ser menores.

Basados en una evaluación completa de los  $\beta$  implícitos en la práctica aceptable de proyecto en el medio norteamericano, Ellingwood (1982) desarrolló factores de carga comunes a estructuras de varios materiales estructurales (acero, hormigón armado, etc.)

Una de las características del método probabilístico utilizado en el desarrollo de la **AISC-LRFD** es que las variaciones de los valores de  $\beta$  pueden reducirse mediante la especificación de varios valores del índice de confiabilidad  $\beta$  y la selección de múltiples factores de carga y resistencia de tal manera que con ellos se alcancen los valores de  $\beta$  preestablecidos.

El Comité de Especificaciones de la **AISC** fijó el punto en el cual la **LRFD** se calibró con la **ASD** para  $L/D = 3$  para vigas compactas lateralmente arriostradas en flexión y para barras traccionadas en fluencia. El factor de resistencia  $\phi$  para estos estados límite es **0,90** y el  $\beta$  implícito es aproximadamente **2,6** para barras y **4** para uniones. El mayor valor de  $\beta$  para uniones refleja el hecho de que se espera que las uniones sean más fuertes que las barras que unen.

Los estados límite para otros elementos estructurales han sido analizados con similar criterio.

Ellingwood (1982) proporciona métodos computacionales y ábacos para el cálculo de los factores de carga  $\phi$ . Dichos factores se pueden determinar aproximadamente con la siguiente expresión:

$$\phi = \left( R_m / R_n \right) \cdot e^{(-0,55 \cdot \rho \cdot V_R)} \quad (\text{C-B.3.4})$$

siendo:

$R_m$  la resistencia media.

$R_n$  la resistencia nominal según las expresiones correspondientes de los Capítulos **D** al **J**.

$V_R$  el coeficiente de variación de la resistencia.

### C B.3.3. Estabilidad de la estructura

Se establece la exigencia de asegurar la estabilidad global de la estructura así como la de todos y cada uno de sus elementos componentes para lo cual se deberán cumplimentar las especificaciones del **Capítulo C**.

### C B.3.4. Proyecto de uniones

La **Sección B.3.4.** define la caracterización de las uniones cuyo proyecto está especificado en el Capítulo **J**. En ese Capítulo se dan las especificaciones para el dimensionamiento de los elementos que conforman una unión (partes afectadas de los miembros unidos, elementos auxiliares de la unión tales como chapas de nudo, cartelas o angulares, y los medios de unión tales como bulones y soldaduras).

La **Sección B.3.4.** establece que las resistencias y rigideces requeridas para el dimensionado de una unión deben ser consistentes con el desempeño supuesto de la misma y con las hipótesis realizadas en el análisis estructural.

**Es muy importante** la exigencia planteada para **vigas** (laminadas, armadas o reticuladas) y **cerchas** con respecto a que sus apoyos deben proporcionar una **restricción total al giro** de la barra alrededor de su eje longitudinal. **Si esta condición no se cumple la viga no puede desarrollar su resistencia a pandeo flexo-torsional.**

En muchos casos no será necesario incluir las uniones en el análisis del sistema estructural. Las uniones simples (**US**) y las uniones de momento totalmente restringidas (**TR**) pueden ser idealizadas a los efectos del análisis como articulaciones o nudos rígidos respectivamente. Una vez completado el análisis, para el dimensionado de los elementos de la unión se pueden usar las fuerzas, momentos y deformaciones calculadas. Si se supone en el análisis que, por ejemplo, la unión es **TR**, la unión real deberá satisfacer las condiciones para que sea una unión **TR**, es decir deberá poseer una adecuada resistencia y rigidez para cumplir las exigencias que se planteen para ese tipo de unión y que se discuten más adelante.

En ciertos casos, la deformación de los elementos de la unión afectará la forma en que la estructura resistirá las cargas y en esos casos las **uniones deberán ser incluidas en el análisis del sistema estructural**. Estas uniones se denominan uniones de momento

parcialmente restringidas (**PR**) y en este caso será necesario estimar la flexibilidad de la unión e incluirla en el análisis del sistema estructural, tal como se describe más adelante. Una vez finalizado el análisis estructural, los efectos de las cargas y las deformaciones calculados deberán ser usados para verificar si los elementos de la unión son adecuados.

Para uniones **US** y **TR**, el dimensionado de la unión se realizará después que el análisis del sistema estructural esté terminado, lo que simplifica notablemente el ciclo de proyecto. Por el contrario, el proyecto de una unión **PR** es iterativo. En efecto, es necesario primero suponer las dimensiones de los elementos de la unión y a partir de ello determinar las características de la relación momento-deformación de la unión para incluirlas en el análisis del sistema estructural. También se deben considerar los ciclos de carga a que estará sometida la estructura durante su vida útil. Una vez obtenidos los resultados del análisis estructural se debe verificar si las dimensiones supuestas de los elementos de la unión son adecuadas para el comportamiento supuesto. Si ello no ocurre, deberán ser redimensionados los elementos de la unión y repetido el análisis estructural. El proceso deberá ser repetido hasta que las dimensiones supuestas sean las adecuadas.

Los potenciales beneficios del uso de uniones **PR** para varios sistemas de pórticos han sido discutidos en la literatura técnica.

#### **Clasificación de las uniones:**

La hipótesis básica para la clasificación de las uniones se fundamenta en que las características más importantes del comportamiento de una unión pueden ser modeladas mediante una curva momento-rotación. La **Figura C-B.3.3.** muestra una típica curva **M-θ**. La curva momento-rotación tiene implícita, en su definición, que la unión se encuentra en un panel nodal o sea en un nudo viga-columna y junto a los elementos de la unión. La respuesta de la unión queda definida de esta manera, pues la rotación del miembro, obtenida por un ensayo mecánico, se mide generalmente sobre una longitud que incorpora no solo la contribución de los elementos de la unión sino también la de los extremos del miembro y la del panel nodal. Ejemplos de clasificación de las uniones se presentan en Bjorhovde y otros (1990) y en el EUROCODE 3 (1992). Estas clasificaciones tienen en cuenta la rigidez, la resistencia y la ductilidad de la unión.

#### **Rigidez de la unión:**

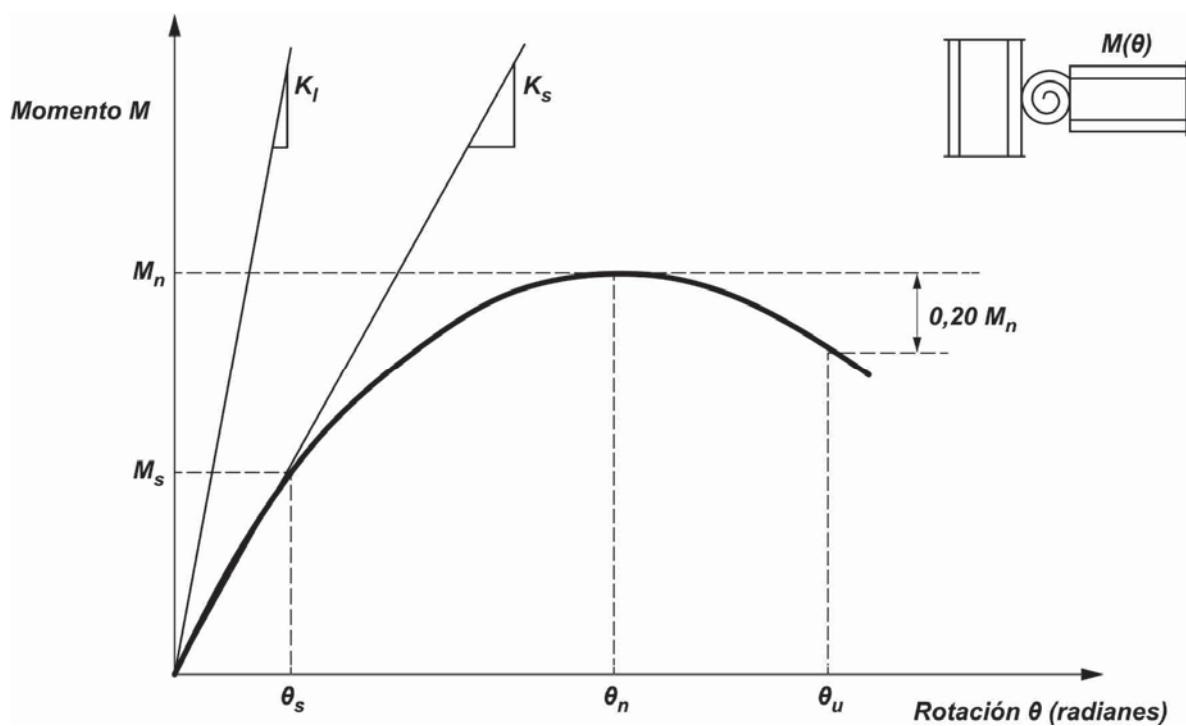
Debido a que la unión presenta un comportamiento no lineal incluso a bajos niveles de la relación momento-rotación, la rigidez inicial de la unión **K<sub>i</sub>** (mostrada en la **Figura C-B.3.3.** ) no caracteriza adecuadamente la respuesta de la unión a niveles de servicio. Además, muchos tipos de uniones no presentan una rigidez inicial confiable o ella existe solo en un rango muy pequeño de la relación momento-rotación. Por ello se suele tomar la **rigidez secante K<sub>s</sub>**, a nivel de cargas de servicio (**M<sub>s</sub>**), como una propiedad índice de la rigidez de la unión. Específicamente:

$$K_s = M_s / \theta_s \quad (\text{C-B.3.5})$$

siendo:

**M<sub>s</sub>** el momento flector a nivel de cargas de servicio, en kNm.

**θ<sub>s</sub>** la rotación a nivel de cargas de servicio, en radianes.



**Figura C-B.3.3. Definición de rigidez, resistencia y ductilidad en una curva momento-rotación típica de una unión de momento parcialmente restringida (PR).**

En las siguientes consideraciones,  $L$  (cm) y  $EI$  (MPa.cm<sup>4</sup>) son respectivamente el largo y la rigidez a flexión de la viga.

Si (con las unidades citadas) resulta  $(K_s \cdot L / EI) \times 10^3 \geq 20$  (1/radianes) entonces será aceptable considerar la unión totalmente restringida (**TR**) (o sea capaz de mantener los ángulos entre los miembros unidos).

Si (con las unidades citadas) resulta  $(K_s \cdot L / EI) \times 10^3 \leq 2$  (1/radianes) entonces será aceptable considerar la unión como unión simple (**US**) (o sea puede rotar sin desarrollar momento).

Las uniones cuyas rigideces estén comprendidas entre los dos límites citados, serán parcialmente restringidas (**PR**) y la rigidez, resistencia y ductilidad de la unión deberá ser considerada en el proyecto, (León, 1994). Ejemplos de curvas de respuesta de uniones **TR**, **PR** y **US** se muestran en la **Figura C-B.3.4**. El punto señalado como  $\theta_s$  refleja el nivel de carga de servicio para la unión y consecuentemente la rigidez secante de esa unión.

#### **Resistencia de la unión:**

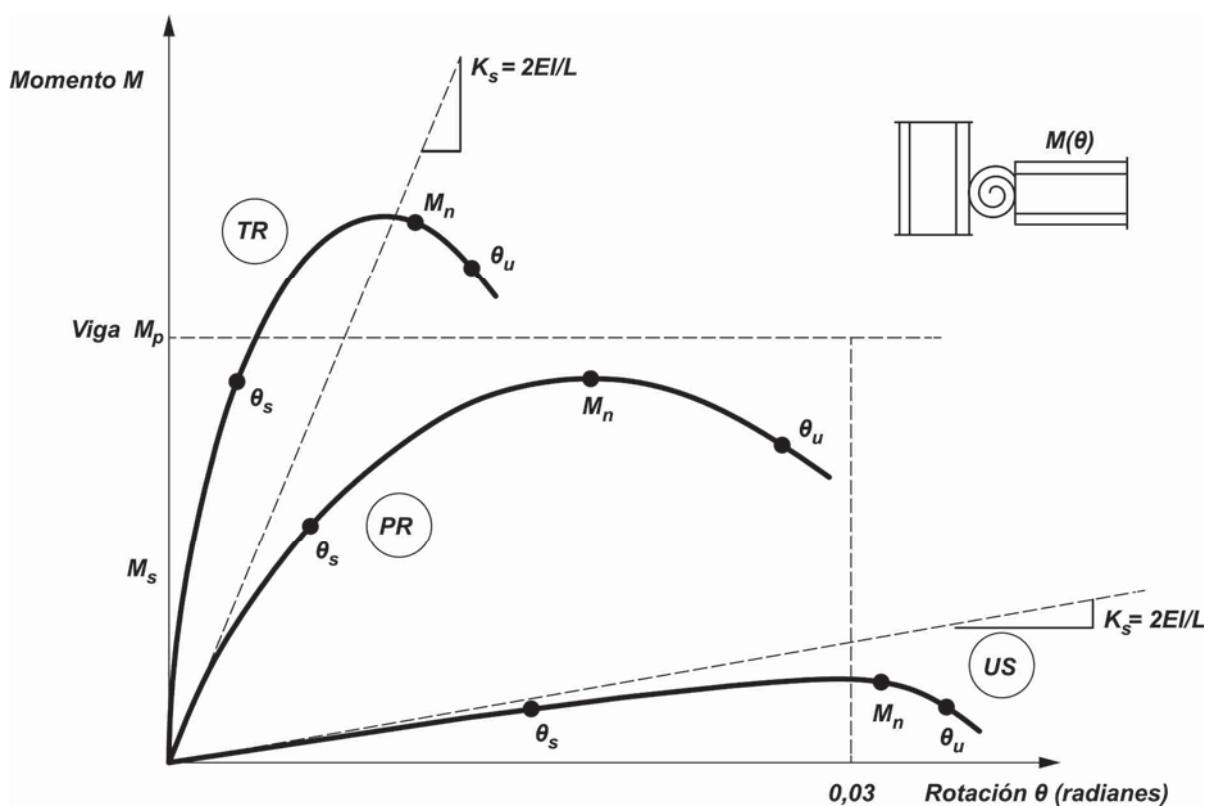
La resistencia de una unión será el momento máximo,  $M_n$ , que es capaz de resistir, tal como se muestra en la **Figura C-B.3.3**.

La resistencia de una unión podrá ser determinada por un modelo del estado límite último de la unión o mediante un ensayo de laboratorio. Si la curva momento-rotación no presenta una

carga máxima, se puede tomar la resistencia como el momento correspondiente a una rotación de 0,02 radianes (Hsiehn y Deierlein, 1991; León, Hoffman y Staeger, 1996).

Es también útil definir un límite inferior de resistencia, por debajo del cual la unión podrá ser considerada como unión simple (**US**). Las uniones que transmiten menos del **20% del momento plástico ( $M_p$ )** de la viga para una rotación de **0,02 radianes**, se pueden considerar, a los efectos del proyecto, como uniones que no presentan resistencia a flexión.

Se debe reconocer, sin embargo, que la resistencia adicional aportada por muchas uniones débiles puede ser más importante que la resistencia aportada por unas pocas uniones fuertes (FEMA, 1997).



**Figura C-B.3.4. Clasificación de curvas de respuesta momento-rotación de uniones totalmente restringidas (TR), parcialmente restringidas (PR) y uniones simples (US).**

En la **Figura C-B.3.4.**, el punto  $M_n$  indica la resistencia máxima de la unión, asociada a una rotación  $\theta_n$ . El punto  $\theta_u$  indica la máxima capacidad de rotación de la unión. Es de hacer notar que una unión **TR** puede tener una resistencia inferior a la de la viga. También es posible que una unión **PR** alcance una resistencia mayor que la resistencia de la viga.

La resistencia de la unión debe ser adecuada para resistir el **momento requerido por acción de las cargas mayoradas**.

### **Ductilidad de la unión:**

Si la resistencia de la unión supera sustancialmente al momento plástico de la viga, la ductilidad del sistema estructural será controlada por la viga y la unión podrá ser considerada como elástica. Si la resistencia de la unión resulta apenas mayor que el momento plástico de la viga, la unión podrá sufrir grandes deformaciones inelásticas antes de que la viga desarrolle toda su resistencia.

Cuando la resistencia de la viga supere la resistencia de la unión, las deformaciones se concentrarán en la unión. La ductilidad requerida de la unión dependerá de la flexibilidad de la unión y del caso particular analizado. Por ejemplo, la ductilidad requerida para un pórtico arriostrado en zona no sísmica será generalmente menor que la requerida para un pórtico no arriostrado en zona de alta sismicidad. Los requerimientos de ductilidad para el proyecto en zonas sísmicas dependerán del sistema estructural.

En referencia a la **Figura C-B.3.3.**, la capacidad de rotación  $\theta_u$ , puede ser definida como el valor de la rotación de la unión en el punto donde ocurre alguna de las siguientes situaciones:

- (a) la resistencia de la unión cae por debajo del 80% de la resistencia nominal  $M_n$ .
- (b) la unión se deforma más allá de un límite razonable que se puede establecer en **0,03 radianes**.

El segundo criterio para determinar  $\theta_u$  es aplicable en uniones donde no hay pérdida de resistencia para grandes rotaciones. Por ejemplo, ensayos de uniones de almas de doble ángulos muestran que algunos detalles se deforman de manera dúctil después del punto donde la viga entra en contacto con la columna. Sin embargo no resulta apropiado para el proyecto confiar en estas rotaciones extremadamente grandes (mayores a 0,1 radianes).

La capacidad de rotación admisible  $\theta_u$  deberá ser comparada con la rotación requerida bajo la acción de la totalidad de las cargas mayoradas determinada por un análisis que tome en cuenta el comportamiento no lineal de la unión. En ausencia de un análisis preciso de la capacidad de rotación requerida por la unión, se puede considerar adecuada la ductilidad de la unión cuando la capacidad de rotación admisible sea mayor que **0,03 radianes**. Esta rotación será igual que la mínima rotación admisible de una unión viga-columna para pórticos sismorresistentes especiales, fijada por la Especificación AISC (1997 y 1999) y por el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte IV (artículo 9.1.) para estructuras de acero en zonas sísmicas. Muchas uniones del tipo **PR**, como las realizadas con ángulos de cabeza o asiento, satisfacen este criterio.

### **Análisis Estructural y Proyecto:**

Cuando la **rigidez secante**  $K_s$  quede por debajo del límite del empotramiento, el Proyectista o Diseñador Estructural deberá, para determinar el comportamiento de una unión **PR**, calcular tanto para el miembro como para la unión, las solicitudes de sección, las deformaciones y los efectos de la estabilidad del pórtico. Ello requiere:

- (1) que la relación momento-rotación característica de la unión sea conocida, y
- (2) que esa característica sea incorporada en el análisis y proyecto del miembro.

Curvas momento-rotación típicas para muchas uniones **PR** son validadas por distintas bases de datos. Por ejemplo: Goverdhan (1983); Ang y Morris (1984); Nethercot (1985); Kishi y Chen (1986). Se deberá prestar especial atención cuando se utilicen **curvas momento-rotación tabuladas**, que ellas no sean extrapoladas a dimensiones o condiciones diferentes de las usadas para desarrollar esas curvas, pues los modos de falla que controlan pueden ser diferentes (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997). Cuando la unión proyectada no caiga dentro del rango de las incluidas en los datos disponibles, se podrán determinar sus características por medio de ensayos, modelando los elementos componentes, o por estudios con elementos finitos (FEMA, 1995). Ejemplos de cómo modelar el comportamiento de una unión se encuentran en numerosas referencias (Bjorhovde, Brozzetti y Colson, 1998; Chen y Lui, 1991; Bjorhovde, Colson, Haaijer y Stark, 1992; Lorenz, Kato y Chen, 1993; Chen y Toma, 1994; Chen, Goto y Liew, 1995; Bjorhovde, Colson y Zandonini, 1996; Leon, Hoffman y Staeger, 1996; León y Easterling, 2002; Bijlaard y otros, 2005; Bjorhovde y otros, 2008).

El grado de sofisticación del análisis dependerá del problema planteado. El proyecto normal para estructuras con uniones **PR** requiere un **análisis separado** para los estados límite de servicio y para los estados límite últimos. Para servicio, un análisis con el uso de resortes lineales con la rigidez secante,  $K_s$ , será generalmente suficiente. Para cargas mayoradas será necesario un procedimiento más cuidadoso que asegure que las características supuestas en el análisis sean consistentes con las de la respuesta de la unión. En la **Figura C-B.3.3.** se puede observar que la respuesta es especialmente no lineal cuando los momentos aplicados se aproximan a la resistencia nominal de la unión  $M_n$ . En particular se deberá considerar el efecto de la no linealidad de la unión debida a los momentos de segundo orden y otras verificaciones de estabilidad que sean necesarias (ASCE Task Committee on Effective Length, 1997). El método preferible para incorporar dichos efectos en el estado límite último analizado es explicitar en el análisis de segundo orden la respuesta no lineal momento-rotación de la unión. Alternativamente para estructuras regulares en zonas de baja o moderada sismicidad se pueden utilizar métodos de análisis elástico de segundo orden o de análisis inelástico adecuadamente calibrados (ej. León y otros, 1996). Los procedimientos elásticos pueden, por ejemplo, usar resortes lineales con valores reducidos de la rigidez secante determinados de manera consistente con las máximas rotaciones calculadas para cargas mayoradas.

Se debe hacer notar que en nuestro medio el uso de uniones **PR** semirígidas está muy poco desarrollado.

### C B.3.5. Redistribución de momentos flectores en vigas

Una viga o viga armada hiperestática (viga continua o de un solo tramo con uno o dos apoyos perfectamente empotrados) tiene una reserva de capacidad más allá de la determinada por la fluencia en la sección de mayor momento determinada por análisis elástico. La reducción del **10%** en el mayor momento determinado por análisis elástico planteada en el Reglamento, es una aproximación a la cuantificación de dicha reserva sin necesidad de un análisis inelástico.

El ajuste planteado sólo se puede realizar donde la redistribución plástica de momentos sea posible. No se puede realizar en vigas estáticamente determinadas (simplemente apoyadas o en voladizo). Tampoco donde las secciones no se pueden deformar plásticamente sin que se produzca pandeo local. Por ello las secciones deben ser compactas y la longitud lateralmente no arriostrada debe permitir el desarrollo del momento plástico en la sección de máximo momento. También los aceros no deben ser de alta resistencia para disponer de una distancia entre la deformación de fluencia y la de rotura.

La redistribución de momentos debe mantener el equilibrio de fuerzas y momentos y los momentos positivos se incrementarán en los tramos proporcionalmente a la reducción realizada en los apoyos.

Los momentos a redistribuir serán los obtenidos por análisis elástico pues si resultaran de un análisis inelástico, la redistribución ya estaría automáticamente cuantificada.

La reducción del **10%** es **aplicable sólo a vigas**, pues la misma sólo ha sido verificada en esas estructuras. Para otras estructuras si se quiere considerar alguna redistribución por plastificación, se deberá realizar un análisis inelástico según las especificaciones del **Apéndice 1**, cuando ello sea posible.

#### C B.3.6. Diafragmas y sistemas de arriostramiento

Los diafragmas y sistemas de arriostramiento trasfieren al sistema resistente a cargas laterales, aquellas cargas laterales que actúan en su plano. En edificios, los sistemas estructurales de pisos o techo son los típicos que actúan como diafragmas o sistemas de arriostramiento, siempre que estén adecuadamente proyectados. Ellos acumulan fuerzas laterales debidas a acciones gravitatorias, de viento y/o sísmicas y las transfieren a los elementos estructurales que conforman el sistema vertical resistente a fuerzas laterales del edificio (pórticos arriostrados, pórticos rígidos, tabiques de corte, etc.). También pueden usarse puentes para trasmitir fuerzas desde el diafragma al sistema vertical resistente.

Los diafragmas se pueden clasificar en tres categorías: **rígidos**, **semirígidos** y **flexibles**. Los **rígidos** distribuyen las fuerzas en el plano al sistema vertical resistente con una deformación despreciable en el plano del diafragma. Se puede suponer entonces que un **diafragma rígido** distribuye las cargas en proporción a las rigideces relativas de los elementos individuales del sistema vertical resistente a cargas laterales. Un diafragma **semirígido** distribuye las cargas en proporción a las rigideces del diafragma en su plano y a las rigideces relativas de los elementos individuales del sistema vertical resistente a cargas laterales. La rigidez en el plano de un diafragma **flexible** es despreciable respecto de la rigidez del sistema vertical resistente y por lo tanto la distribución de cargas es independiente de las rigideces relativas de los elementos individuales del sistema vertical resistente a cargas laterales. En este caso la distribución de cargas laterales puede ser realizada en función de las áreas de influencia de los elementos de sistema vertical resistente.

Los diafragmas y los elementos de los sistemas horizontales de arriostramiento deberán ser proyectados para resistir las fuerzas de corte, momentos y fuerzas axiles que le correspondan resultantes de las acciones mayoradas según las especificaciones de los **Capítulos B a J**. En forma simplificada, se puede considerar como una viga de gran altura donde los cordones resultan comprimidos y traccionados y el corte es tomado por el alma.

Los elementos componentes deberán tener la resistencia y rigidez consistente con las hipótesis realizadas sobre su comportamiento.

#### C B.3.7. Dimensionamiento para estados límite de servicio

Se plantea una inecuación esquemática para verificar las condiciones de servicio cuyas especificaciones se presentan en el Capítulo **L**.

### **C B.3.8. Verificación del sistema estructural de cubierta o techo frente a la acumulación de agua**

Esta Sección se refiere a la verificación del sistema estructural frente a la acumulación de agua debida a la deformación de los elementos estructurales de los techos o cubiertas planas, considerando como tales a aquellas con pendiente menor que el 3%. La cantidad de agua acumulada dependerá de la flexibilidad de la estructura del techo. La falta de rigidez de la estructura de techo puede originar que el peso del agua acumulada produzca el colapso de la misma. El problema se vuelve catastrófico cuando la mayor cantidad de agua aumenta la deformación y ésta a su vez provoca mayor acumulación de agua y así sucesivamente hasta llegar al colapso. El **Apéndice 2** presenta especificaciones detalladas para determinar la resistencia y rigidez necesarias de la estructura para evitar la falla por acumulación de agua.

### **C B.3.9. Dimensionamiento para cargas cíclicas (fatiga)**

Se establece el marco general para que sea necesaria la verificación a fatiga de los elementos estructurales.

### **C B.3.10. Proyecto para condiciones de incendio**

En el **Apéndice 4** se dan especificaciones generales para proyectar la estructura para condiciones de incendio. Las mismas son una guía para el Proyectista o Diseñador Estructural que deberá satisfacer asimismo las exigencias contenidas en los Códigos de Edificación municipales y en las especificaciones emitidas por los Cuerpos de Bomberos.

### **C B.3.11. Efectos de la corrosión**

Las condiciones ambientales pueden deteriorar a los miembros de acero. El deterioro se puede manifestar por corrosión externa visible frente a una inspección ocular, o por una corrosión interna que reduzca la resistencia y no pueda ser detectada visualmente. El Proyectista o Diseñador Estructural deberá reconocer el problema y buscar una solución al mismo, ya sea especificando sistemas de protección adecuados (pinturas, protección catódica), incluyendo tolerancias de espesores que compensen el daño que provoca la corrosión y/o especificando programas de mantenimiento que eviten que ocurra el problema.

En el caso de secciones tubulares o cerradas, es difícil inspeccionar la zona interna, por lo que estas secciones han generado una especial preocupación frente al problema de la corrosión. Un buen diseño puede, sin embargo, eliminar el problema y con ello evitar la necesidad de una protección demasiado cara. La corrosión ocurre en presencia de oxígeno y de agua. En un edificio cerrado es improbable que haya suficiente renovación de humedad como para causar una corrosión severa. Por ello, la protección contra la corrosión interna podrá ser controlada en secciones tubulares o cerradas, evitando la exposición al agua.

Cuando las secciones tubulares o cerradas sean selladas en sus extremos, la corrosión no podrá progresar más allá del punto en el cual se consumen el oxígeno o la humedad necesarios para que ocurra la oxidación química. (AISI, 1970). La profundidad de la oxidación será insignificante si el proceso de oxidación es detenido, incluso en presencia de una atmósfera corrosiva en el momento del sellado. Cuando existen pequeñas fisuras en las uniones, la humedad y el aire pueden penetrar en la sección tubular o cerrada ya sea por acción capilar o debido a la aspiración ocasionada por el vacío parcial creado al enfriarse rápidamente la sección en la unión soldada. (Blodgett, 1967). Esto último se puede evitar si

se realizan perforaciones ubicadas de manera de igualar presiones, lo que imposibilita el flujo de agua por gravedad hacia el interior del miembro.

En algunas situaciones se recomienda, por un criterio conservador, colocar una capa protectora a la superficie interna de las secciones tubulares o cerradas. Esos casos incluyen:

- (1) Secciones con extremos abiertos en las cuales es posible que ocurran cambios en el volumen de aire debido a ventilación o flujo directo de agua; y
- (2) Secciones con extremos abiertos sometidas a gradientes térmicos que puedan producir condensación de agua en su interior y que no pueda ser eliminada por gravedad o temperatura.

No es conveniente sellar las secciones tubulares o cerradas llenadas total o parcialmente con mortero de cemento u hormigón. En ambientes expuestos a incendios, la evaporación del agua del mortero o el hormigón puede crear presiones suficientes para reventar la sección del miembro sellado.

Se debe cuidar y controlar el no tener agua en las secciones tubulares o cerradas durante o después de la construcción, pues el congelamiento de la misma puede reventar la sección.

En el caso de miembros de sección tubular galvanizados, los cambios rápidos de presión que ocurren durante el proceso de galvanizado pueden reventar las secciones tubulares, por lo que no es recomendable un sellado completo de las mismas.

## C B.4. PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS

### C B.4.1. Clasificación de las secciones de acero según el pandeo local

Con respecto a la clasificación de las secciones de acero según su comportamiento frente al pandeo local, definida en la **Sección B.5.1.** del Reglamento CIRSOC 301-2005, se introduce una variante en este Reglamento a los efectos de distinguir la situación de las secciones de miembros sometidos a compresión axil y de las de miembros sometidos a flexión. Ello se refleja en la **Tabla B.4.1.** dividida en dos partes: la **Tabla B.4.1a.** para miembros sometidos a compresión axil y la **Tabla B.4.1b.** para miembros en flexión.

En las secciones de miembros sometidos a compresión axil, la tensión de compresión es **uniforme**, por lo que un elemento de la sección transversal o llega a la fluencia (sección **no esbelta**) o antes padea localmente (sección **esbelta**) dependiendo de la relación ancho-espesor del elemento. El límite de esa relación que separa una situación de la otra es  $\lambda_r$ .

En secciones de miembros en flexión, una sección es **compacta** cuando **puede desarrollar el momento plástico sin que se produzca el pandeo local de ningún elemento comprimido de la sección**. Para ello se considera necesario que alcance una rotación inelástica de **tres veces** la rotación elástica. (Yura y otros.1978).

Las secciones **no compactas** pueden alcanzar la tensión de fluencia en los elementos comprimidos sin que ocurra el pandeo local, pero no pueden alcanzar el nivel de deformación requerido, anteriormente citado, para desarrollar el momento plástico.

En las secciones **con elementos esbeltos**, los elementos comprimidos esbeltos pandean elásticamente antes de que se alcance la tensión de fluencia.

La división entre **secciones compactas** y **no compactas** está dada por la relación ancho-espesor del elemento igual a  $\lambda_p$ . Una sección será compacta cuando todos sus elementos comprimidos tengan una relación ancho-espesor menor o igual que  $\lambda_p$ . Además la unión entre alas y almas deberá ser continua, no pudiendo tener interrupciones para desarrollar el momento plástico. La relación  $\lambda_r$  representa el límite entre las secciones no compactas y las secciones de elementos comprimidos esbeltos. Si la relación  $\lambda$  de un elemento comprimido es menor o igual que  $\lambda_r$ , el pandeo local elástico no gobernará su resistencia. Cuando  $\lambda$  supere  $\lambda_r$ , el elemento comprimido pandeará elásticamente antes de alcanzar la fluencia.

La clasificación incorporada en este Reglamento clarifica las confusiones que podían surgir en el Reglamento CIRSOC 301-2005 para la determinación de  $\lambda_r$ . Este puede ser diferente para un mismo elemento de un mismo tipo de sección según que el miembro esté sometido a compresión axil o a flexión. Esto por la influencia de los elementos contiguos al considerado y por el tipo de tensión a que están sometidos.

Las definiciones de los anchos y los espesores a considerar para los elementos comprimidos de las diferentes formas seccionales son las mismas adoptadas por el Reglamento CIRSOC 301-2005.

En ambas Tablas se han separado los **elementos no rigidizados** (aquejlos apoyados en un sólo borde paralelo a la dirección de la fuerza) de los **rigidizados** (aquejlos apoyados en dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza).

**Relaciones ancho-espesor límites ( $\lambda_r$ ) para elementos planos comprimidos en miembros sometidos a compresión axil (Tabla B.4.1a.).**

Los miembros en compresión axil que tengan en su sección transversal algún elemento con relación ancho-espesor mayor que  $\lambda_r$  se designan como **con elementos esbeltos** y están sujetos a reducción de su tensión crítica por pandeo local según se especifica en la **Sección E.7.** de este Reglamento.

En general se han mantenido los valores de  $\lambda_r$  de la **Tabla B.5.1.** del Reglamento CIRSOC 301-2005, separando algunos casos para mayor claridad.

Para elementos salientes de secciones armadas (Caso 2 de la **Tabla B.4.1a**) se mantuvo el criterio basado en la interacción alma-ala. El factor  $k_c$  utilizado para obtener  $\lambda_r$  en las expresiones (**E.7.7**) a (**E.7.9**) es el mismo utilizado para barras flexadas. La teoría indica que el efecto de la interacción alma-ala en compresión axil es por lo menos tan severo como en flexión. Las secciones laminadas son excluidas porque las secciones normalizadas tienen proporciones en las que la interacción no ocurre. Las secciones armadas donde la interacción causa una reducción en la resistencia a pandeo local del ala son aquellas en las que el alma es también un elemento delgado rigidizado. El factor  $k_c$  utilizado para considerar la interacción alma-ala para el pandeo local fue obtenido en experimentos conducidos por Johnson (1985). El límite superior de **0,763** corresponde a un  $F_{cr} = 0,69 E/\lambda^2 = 138.000/\lambda^2$ . Se requiere un  **$h/t_w=27,5$**  para alcanzar ese valor. Para un elemento empotrado  $k_c=1,3$ , mientras que si está articulado es  $k_c=0,42$ . Por efecto de la interacción alma-ala es posible obtener un  $k_c < 0,42$ .

aplicando la expresión de  $k_c$ . Si  $h/t_w > 5,70 \sqrt{E/F_y}$  se usará en la expresión para determinar  $k_c$  ( $h/t_w = 5,70 \sqrt{E/F_y}$ ), que corresponde al límite igual a 0,35.

Para el Caso 7 de la **Tabla B.4.1a.** se ha disminuido el límite de 1,49 a 1,40 con el fin de considerar la posibilidad de una menor restricción por soldaduras discontinuas o bulones muy distanciados.

Para secciones tubulares rectangulares (y cuadradas) **sin costura** (laminadas), se ha mantenido el límite fijado en el Reglamento CIRSOC 301-2005 basado en los trabajos de Winter (1968), que mostraron que los elementos comprimidos rigidizados adyacentes en secciones **de espesor uniforme y esquinas redondeadas** no aportaban una restricción torsional significativa al elemento considerado.

Para tubos circulares se ha mantenido el límite especificado en el Reglamento CIRSOC 301-2005 basado en los trabajos de Schilling (1965) y Winter (1968). Siguiendo las recomendaciones del SSRC (Ziemian, 2010) y teniendo en cuenta la metodología usada para considerar la interacción entre pandeo local y global para otras secciones en la **Sección E.7.** del **Capítulo E**, se utiliza el factor de reducción **Q** para secciones circulares esbeltas. La tensión crítica de pandeo local usada para determinar **Q**, se tomó de especificaciones AISI basadas en la acción inelástica (Winter, 1970), desarrolladas en base a ensayos realizados sobre tubos circulares sin y con costura. Ensayos posteriores realizados sobre tubos circulares sin costura (Ziemian, 2010) confirmaron que la expresión de **Q** utilizada en el Reglamento es conservadora.

#### **Relaciones ancho-espesor límite para elementos planos comprimidos en miembros sometidos a flexión (Tabla B.4.1b.)**

Los miembros sometidos a flexión que tengan todos los elementos planos comprimidos, con una relación ancho-espesor menor o igual que  $\lambda_p$ , se designan como **compactos**. Las **secciones compactas** son capaces de desarrollar el momento plástico y tienen una capacidad de deformación sin pandear localmente de aproximadamente **tres veces** la deformación elástica. (Yura y otros, 1978). Los miembros flexados que tengan algún elemento comprimido con una relación ancho-espesor mayor que  $\lambda_p$ , pero con todos sus elementos comprimidos con una relación menor o igual que  $\lambda_r$ , se designan como **no compactos**. Las **secciones no compactas** pueden desarrollar una fluencia parcial en los elementos comprimidos antes de que ocurra el pandeo local, pero no pueden desarrollar el momento plástico, pues pandean localmente antes de alcanzar la deformación inelástica necesaria de tres veces la deformación elástica. Los miembros flexados con algún elemento que presente relación ancho-espesor mayor que  $\lambda_r$  son designados como **esbeltos**. Las **secciones esbeltas** tienen uno o más elementos comprimidos que pandean localmente antes de alcanzar la fluencia. Las secciones no compactas y esbeltas presentan una reducción en su capacidad a flexión respecto del momento plástico, según se especifica en el **Capítulo F**.

La **Tabla B.4.1b.** presenta algunas diferencias con respecto a la **Tabla B.5.1.** del Reglamento CIRSOC 301-2005. Para los casos 11 y 12 donde  $\lambda_r$  está en función de  $F_L$ , se ha adoptado para las secciones laminadas un valor de las tensiones residuales de 0,3  $F_y$  siguiendo lo establecido en la Especificación ANSI/AISC 360/10. Se han incorporado algunos otros casos no contemplados específicamente en la **Tabla B.5.1.**, tales como los casos 13,14 y 17. En este último caso (almas de secciones doble Te de simple simetría) en base a un trabajo de investigación de White (2003).

Se ha eliminado de la **Tabla B.5.1.** del Reglamento CIRSOC 301-2005, la relación  $\lambda_{pp}$  necesaria para tener una capacidad de rotación de aproximadamente **7 veces** la deformación elástica, de manera de permitir que se desarrollen las rótulas plásticas necesarias para poder realizar un análisis inelástico de la estructura de edificios. Asimismo, similar capacidad de rotación es requerida para algunas estructuras en zonas de alta sismicidad para desarrollar una ductilidad de 3 a 5. En este Reglamento las relaciones ancho-espesor necesarias están disponibles en el **Apéndice 1**.

#### C B.4.2. Determinación del área bruta y el área neta de una sección transversal

Las definiciones de área bruta y área neta adoptadas por este Reglamento son las mismas contenidas en el Reglamento CIRSOC 301- 2005.

##### C B.4.2.1. Área bruta ( $A_g$ )

En alas de espesor variable, en secciones laminadas, resulta práctico adoptar como **espesor del elemento**, el correspondiente a la mitad de la distancia entre el borde libre del ala y la cara contigua del alma. Esto se especifica en la **Sección B.4.1. (a)** del Reglamento.

##### C B.4.2.2. Área neta ( $A_n$ )

El **área neta** se refiere al área bruta menos el área de los 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 J.3.2.** , y dados en la **Tabla J.3.3.** en función de los diámetros de los pasadores.

Cuando se opta por 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 sea constante se podrá obtener el **área neta** con una 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 sean del tipo ovalados largos, el estado tensional más complejo, el alejamiento de la línea de falla respecto de la línea que une los centros de agujeros y la falta de información sobre la verificación experimental para este caso de la expresión propuesta, hacen aconsejable no adicionar la cantidad  **$s^2/4g$**  en el cálculo del ancho neto.

## **C B.5. FABRICACIÓN Y MONTAJE**

Ver los Comentarios al **Capítulo M**.

## **C B.6. CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD**

Ver los Comentarios al **Capítulo N**.

## **C B.7. EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES**

Ver los Comentarios al **Apéndice 5**.

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO C.**

### **PROYECTO POR CONSIDERACIONES DE ESTABILIDAD Y RESISTENCIA**

El Proyecto por estabilidad y resistencia es una combinación del análisis estructural para determinar las resistencias requeridas de los miembros componentes y del dimensionamiento de los mismos para que tengan las resistencias de diseño adecuadas. Existen varios métodos disponibles para realizar el Proyecto por consideraciones de estabilidad y resistencia de una estructura.

El **Capítulo C** contiene las especificaciones para el Proyecto por consideraciones de estabilidad y resistencia de edificios de acero y otras estructuras. En él se desarrolla el **Método de Análisis Directo**, que puede ser usado en todos los casos. **El Método de la Longitud Efectiva y el Método de Análisis de Primer Orden** son especificados en el **Apéndice 7** como métodos alternativos para el Proyecto por consideraciones de estabilidad y resistencia, y pueden ser empleados cuando se satisfagan los límites de aplicación para cada uno dados en las Secciones **7.2.1.** y **7.3.1.** del **Apéndice 7**, respectivamente.

Se permiten otros métodos de análisis estructural, incluyendo el análisis inelástico de Segundo Orden, siempre que se cumplan los requisitos generales especificados en la Sección **C.1**. En el **Apéndice 1** se dan especificaciones adicionales para el proyecto por Análisis Inelástico.

El análisis elástico de la estructura por sí mismo, no es suficiente para asegurar su estabilidad. El análisis y las expresiones que definen la resistencia de los miembros componentes son indisolublemente interdependientes.

#### **C C.1. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA**

La estructura en su conjunto y cada una de sus miembros deben tener asegurada su estabilidad lateral. Ello quedará garantizado cuando exista un sistema estructural que lleve al suelo de fundación cualquier fuerza horizontal aplicada en cualquier punto de la estructura y cualquier fuerza generada por la estabilización de la estructura y sus miembros componentes.

Además, la estructura debe tener suficiente rigidez lateral como para limitar los desplazamientos horizontales a los valores admisibles para el conjunto y para cada miembro componente.

Cuando la estructura esté conformada por planos resistentes verticales y horizontales, la estabilidad y rigidez podrá ser provista por cada plano vertical, o provista por otros planos verticales distintos al considerado a través de planos horizontales que tengan la rigidez necesaria para garantizar la estabilidad y limitar la deformación del plano arriostrado.

El sistema de arriostramiento deberá ser proyectado para resistir:

- Toda fuerza horizontal mayorada aplicada a los pórticos a los cuales arriostra.
- Toda fuerza horizontal resultante del desplazamiento lateral impedido de los pórticos a los cuales arriostra y generado por acciones verticales mayoradas.
- Toda fuerza horizontal resultante de la estabilización de los pórticos que arriostra.
- Todas las fuerzas horizontales y verticales mayoradas aplicadas directamente en el sistema de arriostramiento.

La estabilidad de la estructura y de sus miembros componentes debe ser considerada analizando la estructura como un todo, que incluya además de los miembros comprimidos a todos sus elementos componentes tales como vigas, sistemas de arriostramiento y uniones.

La estructura debe tener la rigidez necesaria para controlar el desplazamiento lateral relativo de piso para limitar los efectos de Segundo Orden. Un límite razonable para la **amplificación lateral** ( $\Delta_{2^o} \text{ orden} / \Delta_{1^o} \text{ orden}$ ) calculada con la rigidez nominal (***EA*** y ***EI***) es **1,5 a 1,6** (ICC, 2009).

Una recomendación más general y no conservadora es que la amplificación lateral, calculada con la rigidez reducida sea menor o igual que **2,5**. Estas recomendaciones tienen como fundamento el hecho de que, con niveles de amplificación considerables, pequeños cambios en las cargas gravitatorias y/o en la rigidez de la estructura pueden producir aumentos considerables en los desplazamientos laterales y en los efectos de Segundo Orden, debido a deformaciones geométricas no lineales.

Es necesario que la modelización de la estructura para el cálculo de reacciones y solicitudes de sección (resistencias requeridas), tanto para estados límite últimos como para estados límite de servicio, se corresponda con el comportamiento de la estructura real. Para que ello ocurra son fundamentales el comportamiento de las uniones y el cumplimiento en los miembros de las hipótesis en que se basa cada método de análisis estructural.

En los nudos que se suponen articulados, las uniones deben permitir los giros que se producen por la deformación de la estructura bajo cargas, sin desarrollar momentos apreciables que puedan afectar adversamente a los miembros concurrentes al nudo. En los nudos supuestos rígidos las uniones deben poder trasmitir los momentos resultantes de la acción de las cargas sin que su deformación modifique apreciablemente la distribución de momentos y la resistencia de la estructura. Para cumplimentar lo anterior, además de las especificaciones del Capítulo J, resulta conveniente utilizar **uniones de diseño probado** apoyándose en la literatura técnica y experiencias disponibles (por ejemplo el Manual of Steel Construction - AISC - LRFD - Volumen II. Connections).

La **Tabla C-C.1.1.** muestra el cumplimiento por el **método de análisis directo (Secciones C.2 y C.3)** y por el **método de la longitud efectiva (Apéndice 7, Sección 7.2.)** de las cinco exigencias planteadas en la **Sección C.1.** para los métodos de análisis. El **método de análisis de primer orden** no está incluido en la **Tabla** pues cumple los requisitos de manera indirecta al ser una derivación del **método de análisis directo** realizada a través de manipulaciones matemáticas. La carga lateral adicional especificada en la **Sección 7.3.2.(1)** está calibrada para obtener un resultado similar al obtenido con los efectos concurrentes de las cargas laterales adicionales especificadas en la **Sección C.2.2b**; del Factor **B<sub>2</sub>** que considera los efectos **P-Δ** requeridos en la **Sección C.2.1.(3)** y de la reducción de rigidez en la **Sección C.2.3**.

Adicionalmente el Factor de Amplificación  $B_1$  considera los efectos  $P - \delta$  requeridos en el **Apéndice 7, Sección 7.3.2.(2)**.

**Tabla C-C.1.1. Comparación de requerimientos para métodos de análisis con especificaciones de métodos de análisis directo y de longitud efectiva**

Requerimientos básicos para métodos de análisis de Sección C.1	Especificaciones método de análisis directo (MAD)	Especificaciones método de la longitud efectiva (MLE)	
(1) Considerar todas las deformaciones.	<b>C.2.1(2)</b> considera todas las deformaciones.	Igual a <b>MAD</b> (por referencia a <b>C.2.1</b> ).	
(2) Considerar los efectos de segundo orden. ( $P-\delta$ y $P-\Delta$ )	<b>C.2.1 (3)</b> considera los efectos de segundo orden ( $P-\delta$ y $P-\Delta$ )**	Igual a <b>MAD</b> (por referencia a <b>C.2.1</b> ).	
(3) Considerar las imperfecciones geométricas. Esto incluye imperfecciones en la ubicación de los nudos* (las que afectan la respuesta estructural) e imperfecciones en los miembros (las que afectan la respuesta estructural y la resistencia del miembro)	Efecto de las imperfecciones en la posición de los nudos en la respuesta estructural  Efecto de las imperfecciones en los miembros en la respuesta estructural  Efecto de las imperfecciones en la resistencia de los miembros	<b>C.2.2(a)</b> Modelado directo. ó <b>C.2.2(b)</b> Cargas ficticias.  Incluido en la reducción de rigidez especificada en <b>C.2.3</b> .  Incluido en las expresiones de resistencia de los miembros con $kL = L$	Igual a <b>MAD</b> , solo la segunda opción (por referencia a <b>C.2.2(b)</b> ).  Todos estos efectos son considerados por el uso de <b>KL</b> para la verificación de la resistencia del miembro. El valor <b>KL</b> es obtenido de un análisis de pandeo por desplazamiento lateral.  Notar que las únicas diferencias entre <b>MAD</b> y <b>MLE</b> son:  - <b>MAD</b> usa rigideces reducidas en el análisis; $kL = L$ en la verificación de la resistencia del miembro.  - <b>MLE</b> usa rigidez nominal (sin reducir) en el análisis; <b>KL</b> para pandeo por desplazamiento lateral en la verificación de la resistencia de los miembros de pórticos.
(4) Considerar las reducciones de rigidez debido a inelasticidad. Esto afecta la respuesta estructural y la resistencia del miembro	Efecto de la reducción de rigidez en la respuesta estructural  Efecto de la reducción de rigidez en la resistencia del miembro	Incluido en la reducción de rigidez especificada en <b>C.2.3</b> .  Incluido en las expresiones de resistencia de los miembros con $kL = L$	
(5) Considerar incertidumbres en la resistencia y rigidez. Esto afecta la respuesta estructural y la resistencia	Efectos de las incertidumbres en resistencia/rigidez en la respuesta estructural  Efectos de las incertidumbres en resistencia/rigidez en la resistencia del miembro	Incluido en la reducción de rigidez especificada en <b>C.2.3</b> .  Incluido en las expresiones de resistencia de los miembros con $kL = L$	

\* En las estructuras típicas de edificios “las imperfecciones en la ubicación de los nudos” se refieren al desplome de las columnas.

\*\* Los efectos de segundo orden deben ser considerados ya sea con un análisis de segundo orden riguroso o por la amplificación de momentos de primer orden (con factores  $B_1$  y  $B_2$ ) especificados en el Apéndice 8.

## C C.2. DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS REQUERIDAS POR EL MÉTODO DE ANÁLISIS DIRECTO (MAD)

El análisis estructural utilizado para determinar las resistencias requeridas, realizado de acuerdo con lo especificado en esta Sección, y la determinación de las resistencias de diseño de miembros y uniones realizadas de acuerdo con la **Sección C.3**, constituyen las bases de **método de análisis directo** para el **Proyecto por Estabilidad y Resistencia**.

Este método es útil para el **Proyecto por Estabilidad y Resistencia** de todos los sistemas estructurales de acero, incluyendo pórticos de nudos rígidos, pórticos arriostrados, tabiques

de corte y la combinación de estos y otros sistemas similares (AISC-SSRC, 2003b). Aunque la formulación de este método es única de la Especificación AISC (2010) (base del Reglamento CIRSOC 301-2017), alguna de sus características tienen similitudes con especificaciones de otros códigos de Proyecto del mundo, como los EUROCÓDIGOS, la Norma Australiana, la Norma Canadiense y el ACI 318 (ACI, 2008).

El **Método de Análisis Directo** permite una determinación más precisa de los efectos que producen las cargas en la estructura al incluir en el análisis estructural los efectos de las imperfecciones geométricas y las reducciones en la rigidez. Además, ello permite el uso de  $k = 1,0$  en la determinación de la resistencia de diseño a compresión axil del miembro en el plano para su inclusión en las expresiones de interacción de viga-columna especificadas en el **Capítulo H**. El uso de  $k = 1,0$  es una simplificación significativa para el proyecto de pórticos rígidos a nudos desplazables como también de sistemas combinados.

En algunos pórticos, los efectos de Segundo Orden disminuyen las resistencias requeridas resultantes del análisis de Primer Orden en alguno de sus elementos estructurales. Puede ocurrir esta situación en columnas de pórticos de un único vano asimétrico, para las combinaciones de acciones que incluyan sólo cargas gravitatorias. Igual situación se puede dar con la inclusión de las cargas horizontales adicionales que consideran las imperfecciones iniciales. Si una de esas combinaciones resulta crítica para el elemento estructural, los resultados del análisis de Segundo Orden, con la consideración de las imperfecciones iniciales, quedarán del lado de la inseguridad. Como las imperfecciones iniciales, y en cierta forma los efectos de Segundo Orden son aleatorios, el Reglamento establece que **las Resistencias Requeridas de los elementos estructurales y sus uniones no serán inferiores a las determinadas por análisis de Primer Orden de la estructura sometida a las acciones mayoradas, y sin considerar las imperfecciones iniciales**.

#### C C.2.1. Especificaciones generales del análisis directo

##### (1) Análisis Global Elástico

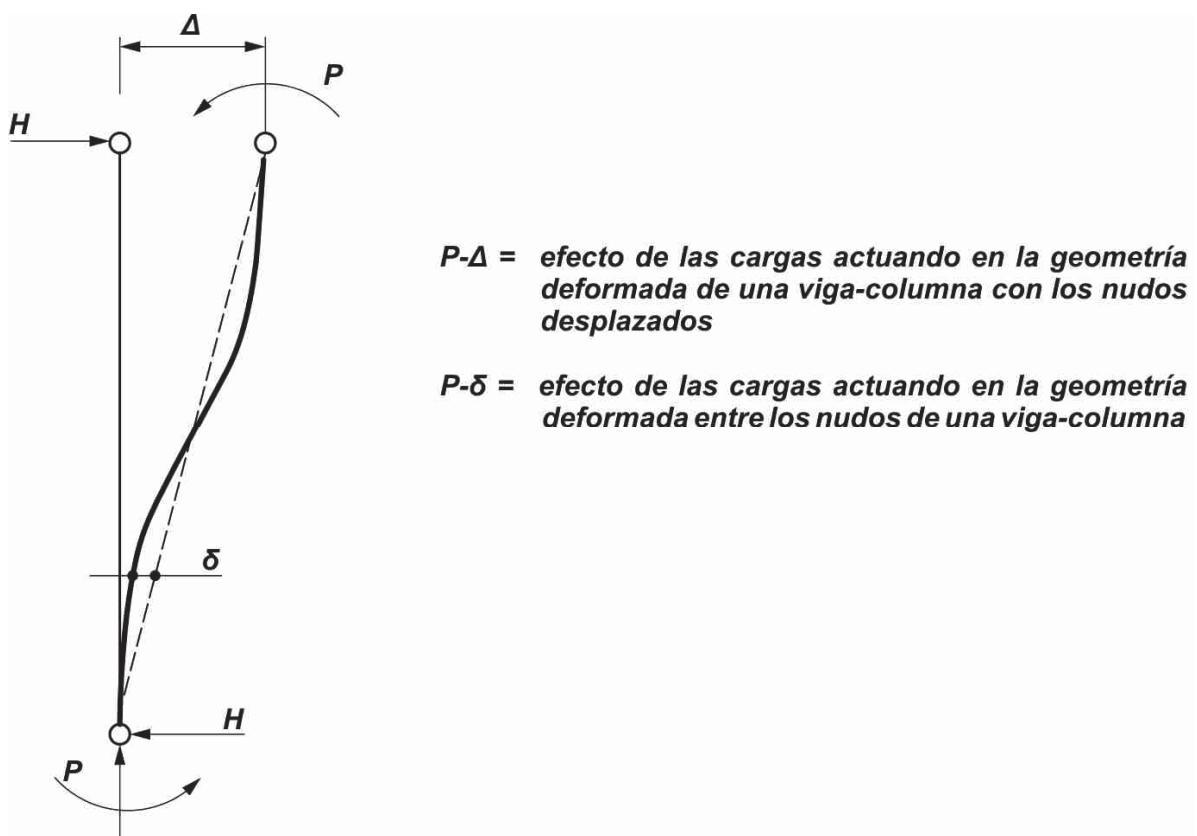
Para la resolución de estructuras hiperestáticas se deberá usar el **Análisis Global Elástico**. Aunque la resistencia a flexión de la sección más solicitada de los miembros flexados esté dada por su resistencia plástica (sólo en secciones compactas), en razón de que en general la zona afectada por la plastificación será pequeña, se podrá mantener la hipótesis del análisis elástico siempre que  $E$  sea constante, sin que existan modificaciones apreciables en el valor de las resistencia requeridas.

##### (2) Deformaciones a considerar en el análisis

En el análisis es necesario considerar las deformaciones por flexión, corte, fuerza axil y cualquier otra deformación en miembros y uniones que contribuyan al desplazamiento de la estructura. Sin embargo “**considerar**” no es sinónimo de “**incluir**” por lo que algunas deformaciones pueden ser despreciadas a partir de un análisis racional sobre sus posibles efectos. Por ejemplo, la deformación en el plano de un diafragma de piso de hormigón-acero (steel-deck) en un edificio de oficinas puede generalmente ser despreciada, mientras que la de una cubierta de chapa conformada en frío de un depósito de grandes dimensiones con correas espaciadas, debe generalmente ser incluida. Otro ejemplo son las deformaciones por corte en vigas y columnas de un pórtico rígido de baja altura, que pueden ser despreciadas mientras que ello no puede hacerse en un reticulado de tubos de cierta altura.

### (3) Efectos de Segundo Orden

El **Método de Análisis Directo** incluye los requisitos básicos para determinar las solicitudes de sección en los miembros usando un análisis de Segundo Orden que considere tanto los efectos  $P-\Delta$  como los  $P-\delta$  (ver la **Figura C-C.2.1.**). Los efectos  $P-\Delta$  corresponden a los efectos de las cargas actuando en la posición deformada de los nudos y uniones de una estructura. En cambio, los efectos  $P-\delta$  se refieren a los efectos de las cargas actuando sobre la deformada de un miembro entre sus uniones o nudos.



**Figura C-C.2.1. Efecto  $P-\Delta$  y  $P-\delta$  en vigas-columnas.**

Esta deformada puede ser el resultado de la acción de los momentos nodales o de cargas transversales al eje del miembro aplicadas entre los nudos.

Se consideran **Análisis de Segundo Orden rigurosos** a aquellos procedimientos que modelan todos los efectos significativos de Segundo Orden. Uno de ellos es la solución de la expresión diferencial gobernante, ya sea a través de funciones de estabilidad y equilibrio o mediante programas computacionales de análisis de pórticos que modelan esos efectos (McGuire y otros, 2000; Ziemian, 2010). **Algunos, pero no todos y posiblemente no muchos de los programas computacionales modernos son capaces de realizar un Análisis de Segundo Orden riguroso** y ello debe ser verificado por el usuario para cada programa particular. El despreciar el efecto  $P-\delta$  en el análisis de una estructura es una aproximación común que es permitida bajo ciertas condiciones que se discuten más adelante.

**Se permite como alternativa al análisis riguroso, el uso de métodos que modifiquen los resultados del análisis de Primer Orden a través de Factores de Amplificación.** Uno de esos métodos es el especificado en el **Apéndice 8** con el uso de los Factores de Amplificación  $B_1$  y  $B_2$ . La confiabilidad de otros métodos debe ser verificada por el Proyectista o Diseñador Estructural.

### **Problemas de prueba de métodos de análisis**

Los siguientes problemas de prueba son recomendados como un primer nivel de verificación para determinar si un método de análisis reúne los requisitos de un **Análisis de Segundo Orden riguroso** para que pueda ser usado en el Método de Análisis Directo y en el Método de la Longitud Efectiva especificados en el **Apéndice 7**.

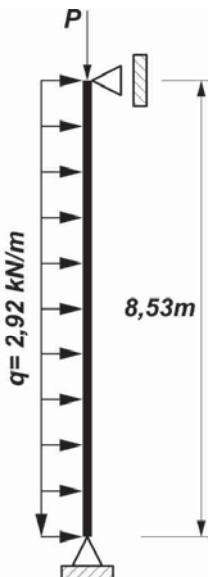
Algunos métodos de análisis de Segundo Orden pueden no considerar el efecto  $P-\delta$  en la respuesta global de la estructura o sea aquellos originados por la deformación del miembro producida por los momentos nódulos. Los problemas de referencia que siguen, tienen como objetivo revelar si esos efectos son o no incluidos en el análisis. Es de hacer notar que según se especifica en la **Sección C.2.1.(3)**, no siempre es necesario incluir los efectos  $P-\delta$  en el Análisis de Segundo Orden. Las consecuencias de despreciar esos efectos se indican más adelante en este Comentario.

La descripción de los problemas de prueba y sus soluciones se muestran en las **Figuras C-C.2.2. y C-C.2.3.**

El **caso 1** es una viga-columna simplemente apoyada sometida a una carga axial de compresión y a una carga transversal uniformemente distribuida entre sus apoyos. En este caso solo hay efectos  $P-\delta$  pues no existe desplazamiento relativo entre los apoyos del miembro.

El **caso 2** es una viga-columna en voladizo empotrada en su base sometida a una carga axial de compresión y a una carga transversal en su extremo libre. Este caso presenta efectos  $P-\delta$  y  $P-\Delta$ . Para confirmar la confiabilidad del método analizado se deben verificar los momentos y las deformaciones en las secciones indicadas para distintos niveles de carga axial. En todos los casos los valores obtenidos con el método analizado no deberán diferir de los indicados en las Figuras en más de un **3%** para los momentos y en más de un **5%** para las deformaciones.

Al ser tantos los atributos que deben ser estudiados para confirmar la confiabilidad de un método de análisis para su uso rutinario en el proyecto de sistemas aporticados, existe un amplio rango de problemas de prueba que pueden ser consultados. Se pueden consultar en Kaehler y otros (2010), Chen y Lui (1987), y McGuire y otros (2000). Cuando se usen problemas de prueba para verificar la exactitud de métodos de **Análisis de Segundo Orden**, se deben repetir en el análisis de la estructura real los detalles usados en el problema de prueba, tales como el número de elementos usados para representar la estructura y el esquema de soluciones numéricas empleado. Al ser la relación entre la resistencia requerida a compresión y la carga de pandeo elástica un indicador importante de la influencia de los efectos de Segundo Orden, se deben analizar problemas de prueba con una relación del orden de **0,6 a 0,7**, o sea con miembros muy cargados.



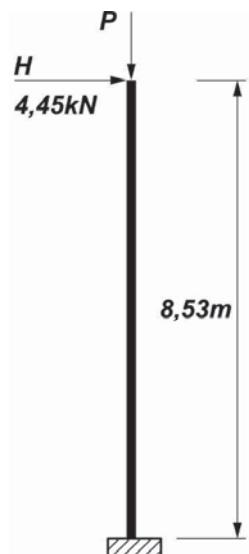
Eje mayor en flexión  
W 14x48

Fuerza axil $P$ (kN)	0	667	1334	2001
$M_{med}$ (kNm)	26,6 (26,6)	30,5 (30,4)	35,7 (35,4)	43,0 (42,4)
$\Delta_{med}$ (cm)	0,513 (0,502)	0,586 (0,571)	0,684 (0,663)	0,821 (0,791)

El análisis **incluye** deformaciones axiles, de flexión y de corte.

Los valores entre paréntesis **excluyen** la deformación por corte.

**Figura C-C.2.2. Problema de prueba, Caso 1.**



Eje mayor en flexión  
W 14x48

Fuerza axil $P$ (kN)	0	445	667	890
$M_{med}$ (kNm)	38,0 (38,0)	53,2 (53,1)	68,1 (67,7)	97,2 (96,2)
$\Delta_{med}$ (cm)	2,31 (2,26)	3,42 (3,39)	4,51 (4,46)	6,66 (6,54)

El análisis **incluye** deformaciones axiles, de flexión y de corte.

Los valores entre paréntesis **excluyen** la deformación por corte.

**Figura C-C.2.3. Problema de prueba, Caso 2.**

### **Efecto de despreciar $P\cdot\delta$**

Un típico análisis aproximado de segundo orden es aquél que determina solamente los efectos  $P\cdot\Delta$  (debidos a las traslaciones de los extremos del miembro), pero no considera los efectos  $P\cdot\delta$  debidos a la curvatura del miembro deformado en relación a su cuerda.

Cuando los efectos ( $P\cdot\delta$ ) son significativos, se pueden producir errores importantes con la utilización de métodos que no consideren confiablemente el efecto de los momentos ( $P\cdot\delta$ ) en la amplificación, tanto de los desplazamientos locales ( $\delta$ ) como globales ( $\Delta$ ) y la de los correspondientes momentos generados. Estos errores pueden ocurrir ya sea con el uso de programas de análisis computacional de segundo orden como con la utilización de los factores de amplificación de momentos de primer orden  $B_1$  y  $B_2$ . Por ejemplo el factor  $R_M$  en la expresión (A-8.7) es un factor de ajuste que refleja aproximadamente los efectos de  $P\cdot\delta$  (debido a la curvatura de la columna) sobre los desplazamientos laterales totales  $\Delta$  y los momentos resultantes correspondientes.

Para pórticos de nudos rígidos, rectangulares y regulares, realizar un análisis ( $P\cdot\Delta$ ) considerando en el modelo un solo elemento por miembro, es equivalente a utilizar el Factor Amplificador  $B_2$  dado por la expresión (A-8.6) con  $R_M = 1,0$ . En ambos casos se desprecia el efecto  $P\cdot\delta$  en la respuesta global de la estructura.

La **Sección C.2.1.(3)** especifica que se permite un análisis ( $P\cdot\Delta$ ) (que desprecie los efectos  $P\cdot\delta$ ) en la respuesta global de la estructura en el caso de estructuras típicas de edificios donde: la relación entre el máximo desplazamiento lateral relativo de piso de segundo orden y el de primer orden (ambos determinados con las combinaciones de acciones mayoradas y considerando las rigideces reducidas según la **Sección C.2.3.**) en todos los pisos resulte menor o igual que **1,7** y donde no más de un tercio de la carga gravitatoria de la estructura sea soportada por columnas que formen parte de pórticos rígidos (pórticos no arriostrados o a nudos desplazables) en la dirección de traslación considerada. Esta última condición es equivalente a que  $R_M \geq 0,95$ .

Cuando se satisfacen las condiciones anteriores, el error cometido en el valor de los desplazamientos laterales y los momentos al realizar un Análisis  $P\cdot\Delta$  será alrededor de un **3%**. Sin embargo, cuando los efectos  $P\cdot\delta$  en uno o más miembros sean importantes (correspondan a un Factor Amplificador  $B_1 > 1,2$ ), el uso de un Análisis exclusivamente  $P\cdot\Delta$  puede llevar a considerables errores en los momentos del modo no desplazable de los miembros unidos a aquellos miembros con efecto  $P\cdot\delta$  significativo.

Por ello el Proyectista o Diseñador Estructural debe ser consciente de los errores que pueden resultar por el hecho de usar un Análisis que solo considere los efectos  $P\cdot\Delta$ .

Como ejemplo de lo expresado se analiza la estructura mostrada en la **Figura C-C.2.4.** Es una viga-columna en voladizo, empotrada en su base y con una carga vertical requerida resultante de las acciones mayoradas  $P_u = 1960 \text{ kN}$  y una carga horizontal requerida en su extremo libre de  $H_u = 6,45 \text{ kN}$ .

La determinación de las resistencias requeridas se realiza por el **Método de Análisis Directo** según lo especificado en la **Sección C.2.1.** Se realiza un Análisis de Segundo Orden riguroso considerando los efectos  $P\cdot\Delta$  y  $P\cdot\delta$ . Se consideran las imperfecciones iniciales con lo especificado en la **Sección C.2.2.(b).** Se realiza una reducción de rigideces según se especifica en la **Sección C.2.3.**

Resulta  $(P_u/P_y) = 1960 \text{ kN} / 113,5 \text{ cm}^2 \times 345 \text{ MPa} \times 0,1 = 0,5$  luego  $\tau_b = 1$   
 $E = 0,80 \times 200000 \text{ MPa} = 160.000 \text{ MPa}$        $G = E/2(1+\nu) = 61.760 \text{ MPa}$

- Con el análisis riguroso  $P-\Delta$  y  $P-\delta$  resulta:

$$\Delta_{2\text{orden}} = 5,65 \text{ cm}$$

Factor de Amplificación de desplazamiento lateral = 3,83

Factor de Amplificación del Momento en la base = 3,32

Momento de Primer Orden =  $10,37 \text{ kN} \times 457 \text{ cm} \times 0,02 = 47,4 \text{ kNm}$

**Momento de 2º Orden =  $M_u = 47,4 \times 3,32 = 157,4 \text{ kNm}$**

Verificación de la expresión de interacción:

$$(P_u/\phi_c P_n) + (8/9)(M_u/\phi_b M_n) = 1,00$$

- Con el análisis solo  $P-\Delta$  y con elemento único resulta:

$$\Delta_{1\text{orden}} = 1,47 \text{ cm}$$

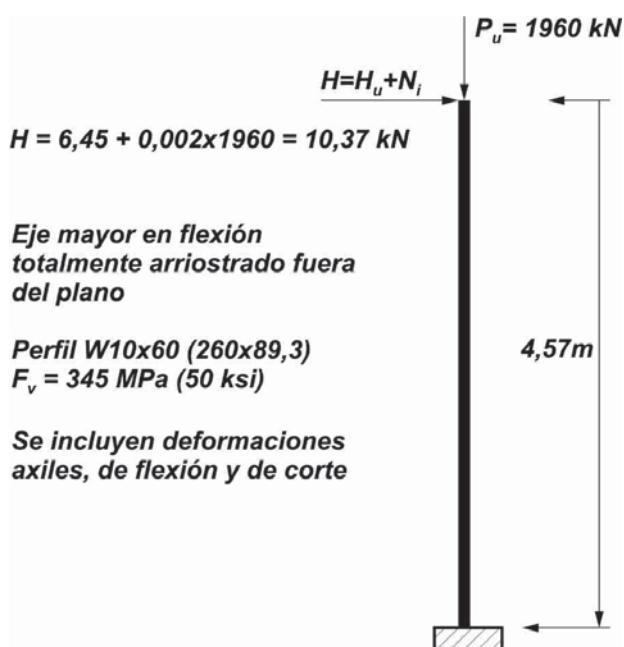
Momento de Primer Orden =  $10,37 \text{ kN} \times 457 \text{ cm} \times 0,02 = 47,4 \text{ kNm}$

Amplificador de Segundo Orden =  $1/[1-P_u/(HL/\Delta_{1\text{orden}})] = 2,55$

$M_{u(P-\Delta)} = 2,55 \times M_{1\text{orden}} = 2,55 \times 47,4 = 121 \text{ kNm}$

Verificación de la expresión de interacción:

$$(P_u/\phi_c P_n) + (8/9)(M_{u(P-\Delta)}/\phi_b M_n) = 0,91$$



**Figura C-C.2.4. Ejemplo de potenciales errores asociados con el uso de un elemento único por miembro en un análisis  $P-\Delta$ .**

De acuerdo con lo anterior, el **error en el momento en la base de la viga-columna** al usar un Análisis  $P-\Delta$  para un modelo con un elemento por miembro, e ignorar por lo tanto el efecto  $P-\delta$  en la respuesta de la estructura, resulta de un **23,2% en defecto**.

Los efectos  $P-\delta$  pueden ser incorporados en algunos (pero no en todos) métodos de análisis que consideran solo el efecto  $P-\Delta$ , realizando en el modelo la subdivisión del miembro en múltiples elementos. En el ejemplo considerado, subdividiendo el miembro en tres elementos de igual longitud, se logra en el Análisis  **$P-\Delta$  reducir los errores en el momento en la base** a menos de un **3%**, y en el desplazamiento lateral a menos de un **5%**.

Asimismo se hace notar que el error por defecto en el momento en la base se evita con el uso de la expresión **(A-8.6)** para determinar el Factor Amplificador  $B_2$ .

En efecto:

siendo  $\Sigma P_{mf} = \Sigma P_u$  resulta de la expresión **(A-8.8)**  $R_M = 0,85$ .

Con las expresiones **(A-8.6)** y **(A-8.7)** se obtiene  $B_2 = 3,51$

El momento de 2º orden amplificado resulta  $M_{u2ºorden} = 47,4 \times 3,51 = 166,4 \text{ kNm}$  que es un **6%** mayor que el determinado por un análisis riguroso de 2º Orden (**157,4 kNm**)

Para columnas con nudos desplazables y simplemente apoyadas en su base, los errores en los momentos flectores y en los desplazamientos de segundo orden obtenidos con un análisis solo  $P-\Delta$  son generalmente menores que un **3%** y que un **5%** respectivamente cuando  $P_u/P_{e1} \leq 0,05$ .

Para columnas con nudos desplazables y giros restringidos en ambos extremos de al menos **1,5(EI/L)** si el análisis usa la rigidez nominal, o de al menos **1,5(0,8\tau\_b EI/L)**, si el análisis usa una rigidez reducida, los errores en los momentos flectores y en los desplazamientos de segundo orden obtenidos con un Análisis solo  $P-\Delta$  son generalmente menores que **3%** y **5%**, respectivamente, cuando  $P_u/P_{e1} \leq 0,12$ .

Para miembros con nudos predominantemente indesplazables, los errores en los momentos flectores y en los desplazamientos de segundo orden obtenidos con un Análisis solo  $P-\Delta$  son generalmente menores que **3%** y **5%**, respectivamente, cuando  $P_u/P_{e1} \leq 0,05$ .

En las expresiones anteriores:

$P_u$  es la resistencia axial requerida, en kN.

$P_{e1} = (\pi^2 EI/L^2)(10)^{-1}$  si el análisis usa rigidez nominal, en kN.

$P_{e1} = (0,08 \tau_b \pi^2 EI/L^2)$  si el análisis usa una rigidez a flexión reducida de  **$0,8\tau_b$** , en kN.

Además de considerar las limitaciones que implica el uso de un análisis sólo  $P-\Delta$ , es importante destacar que la **Sección C.2.1.(3)** exige que **siempre se consideren los efectos  $P-\delta$**  cuando existan cargas transversales entre los nudos del miembro analizado. Para ello puede ser usado el factor amplificador  $B_1$ . **Todo esto es válido siempre que dichos efectos incrementen las resistencias requeridas.**

Kaehler y otros (2010) presentan guías para determinar el número apropiado de elementos a utilizar en el modelo para un análisis  $P-\Delta$ , en aquellos casos en que los límites anteriormente citados son excedidos. También se presentan recomendaciones para determinar los momentos de Segundo Orden en los elementos. Asimismo se presentan guías menos exigentes para determinar el número de elementos requeridos por miembro

cuando se utilizan análisis de Segundo Orden capaces de considerar tanto los efectos  $P-\Delta$  como los  $P-\delta$ .

El Proyectista o Diseñador Estructural debe verificar la confiabilidad del programa de **análisis de Segundo Orden** a utilizar, mediante la comparación con soluciones conocidas para un rango de cargas representativo. Además de los ejemplos presentados por Chen y Lui (1987) y McGuire y otros (2000), Kaehler y otros (2010) presentan cinco problemas de referencia útiles para verificar los **análisis de Segundo Orden** en pórticos formados por miembros prismáticos. También se presentan referencias para la evaluación de la aptitud de los análisis de Segundo Orden para el caso de miembros de alma perforada.

#### **Análisis al nivel de cargas mayoradas**

Es fundamental que el análisis de un pórtico sea realizado para el nivel de verificación de resistencia o sea con las cargas mayoradas, dada la no linealidad asociada a los efectos de Segundo Orden. Esto está especificado en la **Sección C.2.1.(4)** del Reglamento.

#### **C C.2.2. Consideración de las imperfecciones iniciales**

Las especificaciones actuales para el **Proyecto por Estabilidad y Resistencia** están basadas en la premisa de que las solicitudes de sección en los miembros se determinan por un **análisis de Segundo Orden elástico**, donde el equilibrio es satisfecho en la geometría deformada de la estructura. Las imperfecciones iniciales de la estructura, tales como el desplome de columnas, y las tolerancias de materiales y fabricación, generan efectos desestabilizadores que deben tenerse en cuenta en el análisis.

En el desarrollo y calibración del **Método de Análisis Directo**, las imperfecciones geométricas iniciales son conservadoramente supuestas iguales a las tolerancias máximas de material, fabricación y montaje permitidas por la **Guía CIRSOC 307-2018 - Guía para la Construcción de Estructuras de Acero para Edificios**, las normas IRAM e IRAM - IAS aplicables y el **Reglamento CIRSOC 301-2018** que se detallan a continuación:

- Para falta de rectitud y alabeo en miembros con secciones simples y armadas de **Grupos I, II y III =  $L/1000$**  y para columnas armadas de **Grupos IV y V =  $L/500$** .
- Para alabeo en barras sometidas solo a flexión:  **$L/500$** .
- Para desplome de columnas:  **$H/500$**  que puede ser menor en algunos casos.

siendo

**$L$**  la distancia entre puntos lateralmente arriostrados medida según el eje del miembro.

**$H$**  la altura de piso.

En el **Método de Análisis Directo**, las imperfecciones iniciales pueden ser consideradas a través de un modelado directo (**Sección C.2.2.(a)**) o mediante la inclusión de cargas ficticias (**Sección C.2.2.(b)**).

Cuando los efectos de Segundo Orden sean tales que la relación entre los desplazamientos laterales máximos de segundo y primer orden ( $\Delta_{2^{\text{do orden}}} / \Delta_{1^{\text{er orden}}}$ ) o  $B_2$ , resulten menores o

iguales que **1,7**, determinados usando la rigidez elástica reducida (o menor o igual que **1,5** usando la rigidez elástica sin reducir) para todas las combinaciones de carga mayoradas, se permite aplicar las cargas ficticias solo en las combinaciones de cargas gravitatorias y no es necesario hacerlo en combinaciones que incluyan cargas laterales. Para esa situación y para ese bajo rango de amplificación lateral, los errores cometidos en las solicitudes de sección son relativamente pequeños. Cuando la amplificación de desplazamiento lateral (o  $B_2$ ) sean superiores a los límites indicados, ***las cargas ficticias deberán ser aplicadas en todas las combinaciones, incluyan o no cargas laterales.***

Las especificaciones del Reglamento relativas a las imperfecciones iniciales deberán ser aplicadas solo en el análisis para los **estados límite de resistencia**. En la mayoría de los casos no es necesario considerar las imperfecciones iniciales en el análisis de los estados límite de servicio, tales como desplazamientos laterales, flechas y vibraciones.

### C C.2.3. Ajustes en la rigidez

La fluencia parcial en los miembros, acentuada por las tensiones residuales, puede producir un “aflojamiento” de la estructura en su conjunto en el límite de resistencia, y también efectos desestabilizantes.

El Método de Análisis Directo también ha sido calibrado con un Análisis Inelástico de distribución de la plasticidad que considera la propagación de la plastificación a través de la sección transversal y a lo largo de la longitud del miembro. Se ha supuesto que las tensiones residuales en **perfíles W** presentan una tensión máxima de compresión en los bordes de las alas igual a **0,3 F<sub>y</sub>** y un patrón de distribución que presenta una variación lineal a través de las alas y una tensión uniforme en el alma (patrón de distribución de Leight) (Ziemian, 2010).

En el Método de Análisis Directo se usa la rigidez reducida ( **$EI^* = 0,8 \tau_b EI$**  ;  **$EA^* = 0,8 EA$** ) por dos razones.

En primer lugar, para pórticos con columnas esbeltas, donde el estado límite gobernante es la estabilidad elástica, el factor **0,8** aplicado sobre las rigideces lleva a un sistema con resistencias requeridas iguales a **0,8** veces el límite de estabilidad elástica. Ello es aproximadamente equivalente al margen de seguridad implícito en las especificaciones para determinar la resistencia de diseño de las columnas esbeltas en el Método de Longitud Efectiva en la especificación base AISC-2010. De la expresión (**E.3-3a**) del Capítulo **E** y con  $\phi = 0,9$  resulta  $P_d = \phi_c P_n = 0,9(0,877 P_e) = 0,79 P_e$ . En el Reglamento CIRSOC 301-2017 se ha adoptado por las mayores incertidumbres en materiales y tolerancias dimensionales un valor  $\phi_c = 0,85$  con un mayor margen de seguridad en las columnas.

En segundo lugar, para columnas con esbelteces intermedias y bajas, el factor de reducción de rigidez **0,8τ<sub>b</sub>** toma en cuenta la plastificación (zona inelástica) que ocurre antes de que se alcance la resistencia de diseño del miembro. El **factor τ<sub>b</sub>** es similar al factor de reducción de rigidez por inelasticidad implícito en la Curva de Columnas que toma en cuenta la pérdida de rigidez bajo fuertes cargas de compresión ( $P_u > 0,5 P_y$ ) y el factor **0,8** toma en cuenta el adicional aflojamiento bajo la combinación compresión axil y flexión.

El hecho de que los factores de reducción para columnas con baja esbeltez y para columnas esbeltas sean similares es una coincidencia, lo que permite usar el factor de reducción **0,8τ<sub>b</sub>** para todo el rango de esbelteces.

El **uso de la rigidez reducida** solo es pertinente en el **análisis para los Estados Límite de Resistencia y Estabilidad. No debe ser aplicado** en el análisis **para otras condiciones** o criterios basados en la rigidez, tales como la determinación de desplazamientos laterales o flechas, el análisis de vibraciones o la determinación de períodos de la estructura.

Para simplificar en la práctica la aplicación de la reducción en  $EI$  y en  $EA$  donde  $\tau_b = 1,0$ , ella se puede realizar modificando en el Análisis el valor de  $E$ . Sin embargo, es necesario advertir que para programas de computación que realizan un proyecto semi-automático, se debe asegurar que **el valor reducido de E, sólo es aplicado en el análisis de Segundo Orden para determinar las resistencias requeridas**. El módulo elástico no debe ser reducido para su aplicación en expresiones que dan resistencias nominales que incluyen  $E$ , como por ejemplo la determinación del momento nominal,  $M_n$ , para pandeo lateral-torsional en una viga no arriostrada lateralmente en forma continua.

Como se muestra en la **Figura C-C.2.5.**, el efecto neto de modificar el análisis estructural en la forma descripta, es amplificar los efectos de Segundo Orden (fuerzas y momentos) para que resulten cercanos a las reales solicitudes de sección en los miembros de la estructura.

Es por esta razón que la interacción viga-columna en el plano, en el Método de Análisis Directo, es verificada con una resistencia de diseño axil,  $P_{dL}$ , calculada con la Curva de Columna usando la longitud no arriostrada real del miembro,  $L$ , o sea tomando  $k = 1$ .

En aquellos casos en que otros componentes estructurales (uniones, detalles de bases de columnas, reticulados horizontales actuando como diafragmas) sean explícitamente incluidos en el modelo de análisis con su flexibilidad, **la rigidez de esos componentes también deberá ser reducida**. La rigidez reducida para todos los casos debe ser conservadoramente tomada como  $EA^* = 0,8 EA$  y/o  $EI^* = 0,8EI$ .

En Surovek-Malek y otros (2004) se discute la reducción apropiada de rigidez para las uniones **PR** en el análisis de pórticos.

En los casos en que los muros de corte de hormigón u otros componentes estructurales distintos del acero contribuyan a la estabilidad de la estructura, y el Reglamento para elementos de esos materiales especifique una reducción de rigidez mayor para el análisis, se deberá aplicar la mayor reducción.

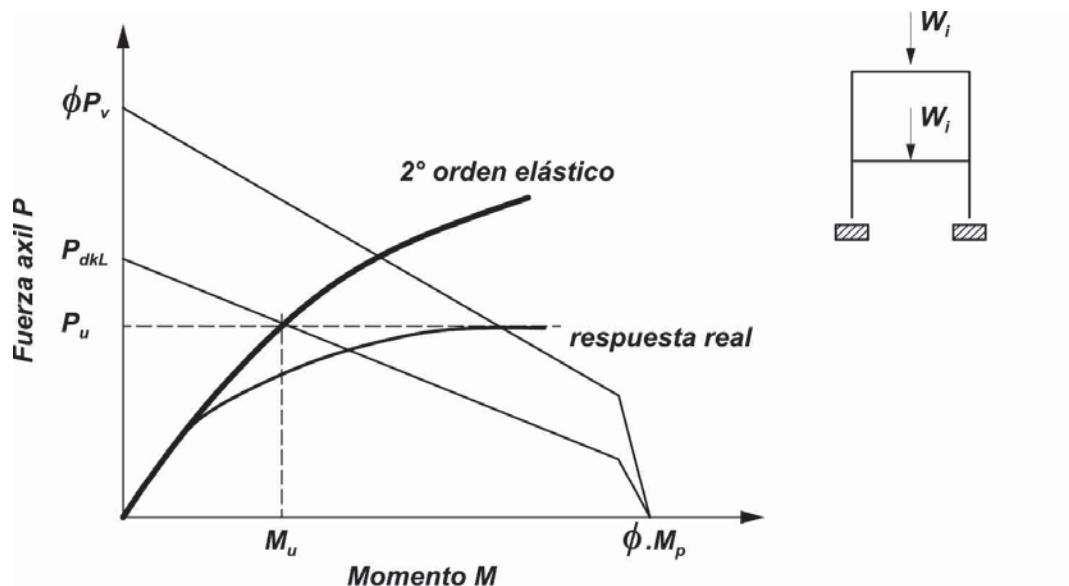
### C C.3. DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS DE DISEÑO PARA EL MÉTODO DE ANÁLISIS DIRECTO

La Sección **C.3.** especifica que cuando el análisis se realice según lo especificado en la Sección **C.2.**, las resistencias de diseño de los miembros y las uniones de la estructura serán determinadas por lo dispuesto en los **Capítulos D, E, F, G, H y J**, según corresponda.

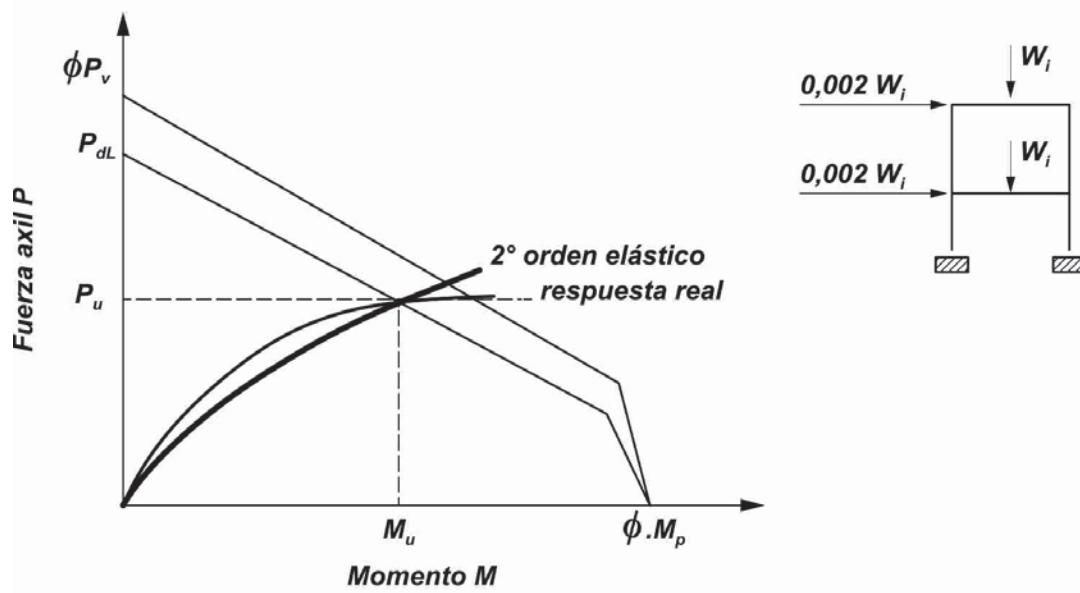
El Factor de Longitud Efectiva **k** puede ser tomado igual a **1,0** en todos los casos. Con ello se completa el proyecto por el Método de Análisis Directo.

Cuando las vigas y las columnas tengan definida su longitud no arriostrada por riestras que no forman parte del sistema resistente a cargas laterales, dichas riestras deberán tener suficiente resistencia y rigidez para controlar el movimiento del miembro arriostrado en el punto de arriostramiento (ver **Apéndice 6**). Las especificaciones de proyecto para las

riostras que son parte del sistema resistente a cargas laterales (o sea, riostras que son incluidas en el análisis de la estructura) están contenidas en el **Capítulo C**.



(a) *Método de la Longitud Efectiva*



(b) *Método de Análisis Directo*

**Figura C-C.2.5. Comparación de la interacción viga-columna en el plano por (a) Método de la Longitud Efectiva; (b) Método de Análisis Directo.**

Para vigas-columnas sometidas a compresión y a flexión alrededor de un solo eje, las resistencias requeridas y de diseño resultantes del Método de Análisis Directo pueden ser usadas directamente en las expresiones de interacción de la Sección **H.1.3.**, que trata el pandeo flexional en el plano y el pandeo lateral-torsional fuera del plano en forma separada.

Estas expresiones de interacción separadas pueden hacer menos conservadoras las especificaciones de la Sección **H.1.1.**, que combinan los dos estados límite dentro de una expresión que usa la combinación más severa de los límites en el plano y fuera del plano para  $(P_u/P_d)$  y  $(M_u/M_d)$ . Una significativa ventaja del Método de Análisis Directo es que la determinación de  $P_d$  en el plano para incluirla en la expresión de interacción, se realiza usando  **$k = 1,0$** .



## COMENTARIOS AL CAPÍTULO D.

### PROYECTO DE MIEMBROS TRACCIONADOS

#### C D.1. LÍMITES DE ESBELTEZ

Si bien los miembros traccionados no tienen límites teóricos de esbeltez pues la fuerza externa trata de anular cualquier deformación inicial, los miembros muy esbeltos pueden quedar excesivamente deformados durante la fabricación, el transporte y el montaje, por lo que no podrían tomar carga sin antes volver a su posición recta, para lo cual la estructura puede necesitar deformarse más allá de lo aceptable. Por ello, por seguridad, el Reglamento establece los límites de esbeltez para los miembros sometidos a tracción. Además dichos límites garantizan la limitación de movimientos laterales indeseables frente a impactos o vibraciones. Los límites no se aplican para cables y secciones macizas de sección circular, pero los mismos deberán tener una pretensión previa que asegure que trabajen inmediatamente al ser requeridos por la acción externa. Ello se puede lograr en barras macizas con el uso de torniquetes o manguitos roscados. Es conveniente controlar el mantenimiento de dicha pretensión en el tiempo y con el uso.

Frente a acciones dinámicas que no sean de viento, los problemas citados adquieren mayor importancia, lo que justifica la limitación de esbelteces más restrictiva que ha sido adoptada.

#### C D.2. RESISTENCIA DE DISEÑO A TRACCION

En los aceros dúctiles, más allá de la fluencia  $F_y$ , hay un incremento de resistencia conocido como “**endurecimiento por deformación**” hasta alcanzar la tensión de rotura  $F_u$ . Por ello el miembro traccionado axialmente puede resistir sin romperse una fuerza mayor que el producto de su área bruta por la tensión de fluencia  $F_y$ . Sin embargo el alargamiento excesivo de un miembro traccionado debido a una plastificación descontrolada de su área bruta, no solamente marca el **límite de su utilización**, sino que puede producir una falla prematura del sistema estructural a la que el miembro pertenece. Por otra parte en función de la reducción de área, de la forma de unión del miembro y de las propiedades mecánicas del acero, el miembro traccionado puede fallar por rotura del área neta efectiva en la zona de la unión o donde existan agujeros, con una carga menor que la requerida para plastificar el área bruta. En consecuencia la **fluencia general del área bruta** y la **rotura del área neta efectiva** constituyen los **estados límite de falla**.

La longitud del tramo de área neta es despreciable respecto de la longitud total del miembro. En consecuencia la tensión de rotura es rápidamente alcanzada en esa zona y la fluencia del área neta en la sección de los agujeros de los pasadores no constituye un estado límite de significación práctica, pues la deformación producida no influye prácticamente en el alargamiento total del miembro.

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

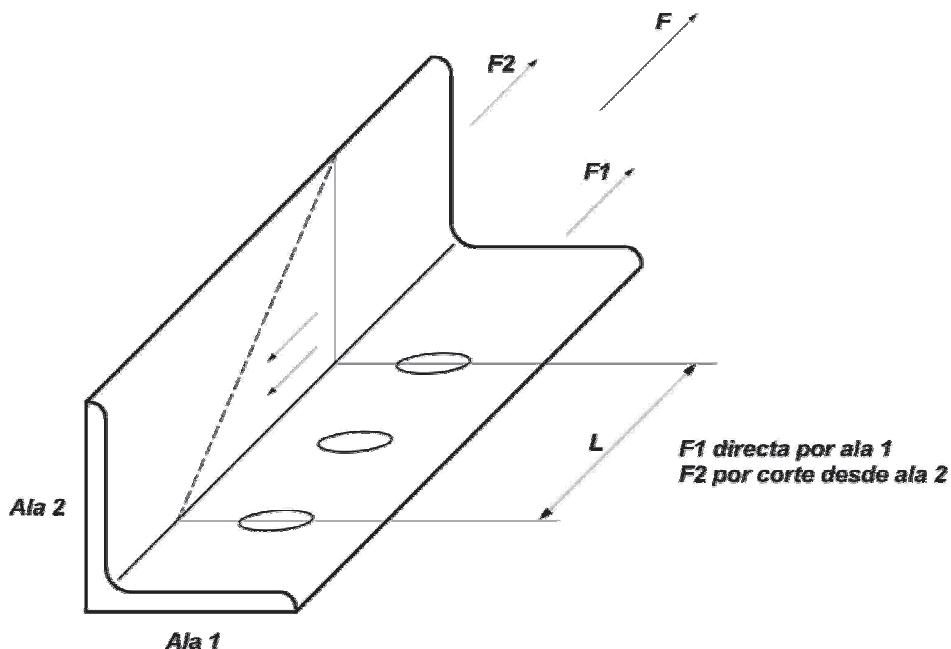
En los miembros traccionados, unidos por pasadores, se debe también considerar el estado límite de rotura de bloque de corte especificado en la **Sección J.4.3**.

Debido a la limitada cantidad de uniones prácticas para los perfiles tubulares, la determinación del área neta efectiva para esos perfiles puede ser simplificada. Ello se especifica en el Reglamento CIRSOC 302 - 305.

### C D.3. ÁREA NETA EFECTIVA

Se han mantenido las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005 y se han agregado algunas complementarias tomadas de la Especificación AISC 2010.

Cuando todos los elementos de la sección transversal de un miembro traccionado se unan a otro miembro, la fuerza se trasmitirá uniformemente a través de la sección y toda su sección neta resistirá efectivamente la solicitud. Si en cambio, la unión se realiza por algunos y no por todos los elementos de la sección transversal, será 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, al otro miembro. Este efecto es conocido como **retardo de corte**. Ver la **Figura C-D.3.1.**. Si la longitud de la unión no resulta suficiente, el área neta efectiva en la zona de la unión que resiste la fuerza será menor que la nominal.



**Figura C-D.3.1. Retardo de corte.**

La reducción está relacionada:

- (a) con la distancia entre el plano de la unión (por el que se transmite realmente la fuerza) y el centro de gravedad de la sección por la que viene la fuerza a trasmitir,  $\bar{x}$  (Ver la **Figura D.3.1.** del Capítulo D);
- (b) con la longitud de la unión, dado que 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 uniones con pasadores. El coeficiente de reducción  $U$  se debe aplicar al área neta  $A_n$  en barras con pasadores y al área bruta  $A_g$  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  $\pm 10\%$  (Munse y Chesson, 1963). Investigaciones más recientes han provisto de mayor justificación a esa expresión (Easterling y Gonzales, 1993)

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

Para la aplicación de la expresión en uniones abulonadas,  $L$  se define como la distancia entre el primero y el último bulón paralela a la dirección de la fuerza, considerando la línea con mayor número de bulones. Hay insuficiente cantidad de datos como para establecer un valor de  $U$  cuando todas las líneas tienen un sólo bulón, pero es conservador en ese caso considerar  $A_e$  igual al área neta del elemento unido. Los estados límite de bloque de corte (**Sección J.4.3.**) y el aplastamiento (**Sección J.3.10.**) serán los que probablemente definan el proyecto.

La relación entre el área bruta del elemento unido y el área bruta del miembro es un límite inferior razonable para  $U$ , y se admite para los casos en que el  $U$  calculado con  $1 - (\bar{x} / L)$  sea muy pequeño o inexistente como cuando hay una sola línea de bulones y  $L = 0$ . Este límite inferior es similar al de otras especificaciones, como las de la AASHTO (2002) donde se permite un valor de  $U$  basado en el área de los elementos unidos más la mitad del área bruta de los elementos no unidos.

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

Cuando los miembros sean cortos, como es el caso de las chapas de nudo o empalme y en los elementos auxiliares de la unión general, la influencia relativa de la deformación inelástica en la sección neta para alcanzar la tensión de rotura será mayor. Por ello, y a partir de resultados de ensayos (Kulak, Fisher, Struick.1987) se limita en esos casos la sección neta efectiva (igual a la sección neta) al **85%** de la sección bruta, (ver la **Sección J.4.1.** y sus Comentarios **C J.4.1.**).

En vez de utilizar los valores calculados por la expresión  $U = 1 - (\bar{x} / L) \leq 0,9$ , se pueden tomar, para uniones con pasadores y en los casos detallados, los siguientes valores fijados en ediciones anteriores de las Especificaciones **AISC**, los que resultan en general conservadores:

- (c) Secciones laminadas **W, M o S** con ancho total de ala ( $b_f$ ) mayor o igual que **2/3** de la altura del perfil, y perfiles Te estructurales cortados de esas secciones, unidas sólo por sus alas y con no menos de tres pasadores por línea en la dirección de la fuerza:  **$U = 0,90$ .**
- (d) Secciones laminadas **W, M o S** que no cumplen las condiciones indicadas en (a), perfiles Te estructurales cortados de esas secciones, y otras secciones incluyendo secciones armadas, que no tengan todos sus elementos unidos, siempre que las uniones posean no menos de tres pasadores por línea en la dirección de la fuerza:  **$U = 0,85$ .**

(e) Todo tipo de secciones que no tengan todos sus elementos unidos y cuyas uniones tengan sólo dos pasadores por línea en la dirección de la fuerza:  $U = 0,75$ .

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

## C D.4. BARRAS ARMADAS

La relación de esbeltez entre el espaciamiento longitudinal de medios de unión y los radios de giro de las barras componentes tiene la misma limitación que para las barras individuales traccionadas.

Las especificaciones sobre espaciamiento longitudinal de medios de unión y sobre platabandas perforadas y presillas buscan asegurar tanto un cierre adecuado entre barras en contacto como garantizar la rigidez del conjunto.

## C D.5. BARRAS UNIDAS POR PERNO

Los miembros unidos por perno son usados ocasionalmente en miembros traccionados con grandes cargas permanentes. **No son recomendados cuando existe una variación suficiente de la sobrecarga** como para causar desgaste en el agujero del perno.

Se deben cumplir las especificaciones dimensionales de la **Sección D.5.2.** para tener un adecuado funcionamiento del pasador.

### C D.5.1. Resistencia de diseño

Para los Estados Límite de las barras unidas por perno se utilizan los mismos Factores de Resistencia especificados para Estados Límite similares. Sin embargo el área neta efectiva para tracción y corte son diferentes.

## C D.6. BARRAS DE OJO

Las barras de ojo son barras de cabeza circular, articuladas en sus extremos y que transmiten la carga a través de un único perno. Originalmente eran piezas laminadas y actualmente se obtienen por corte térmico de chapas o han sido reemplazadas por chapas planas de sección variable.

Las especificaciones para las barras de ojo resultan de la experiencia de la industria norteamericana del acero y cubren las posibles fallas de la pieza: fluencia del cuerpo de la barra, rotura por tracción en la sección neta del agujero, rotura por corte en la sección detrás del agujero paralela a la fuerza, corte del perno, y combado normal al plano de la chapa por inestabilidad en la zona del perno. Para este último tipo de falla se incrementan las exigencias para aceros de alto límite de fluencia (mayor que 485 MPa).

También se garantiza la transición del cuerpo a la cabeza de la barra a fin de evitar concentración de tensiones.

Las especificaciones para barras unidas con perno que no sean barras de ojo surgen de los resultados de investigaciones experimentales (Johnston, 1939) y son más exigentes que para las barras de ojo.

En ambos casos se busca minimizar las deformaciones que se pueden producir por deslizamiento de la unión.

La resistencia a tracción de las bielas se determina igual que en el caso de miembros a tracción, excepto que para propósitos de cálculo, el ancho del cuerpo de la barra de ojo está limitado a **8 veces su espesor**.



## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO E.**

### **PROYECTO DE MIEMBROS COMPRIMIDOS**

#### **C E.1. ESPECIFICACIONES GENERALES**

En este Reglamento se mantiene el factor de resistencia adoptado por el Reglamento CIRSOC 301-2005  $\phi_c = 0,85$ . Las razones indicadas en la Especificación base AISC 2010 para llevar el factor de resistencia para miembros comprimidos axilmente a 0,90 no son aplicables a nuestro medio.

Es importante destacar que los valores dados en este Capítulo para el factor de resistencia y las tensiones críticas son válidos para las deformaciones iniciales de rectitud y alabeo de los miembros, supuestas para el desarrollo de las expresiones de pandeo. **Las deformaciones mayores disminuyen las resistencias de diseño.**

Es muy importante que esto sea indicado en la documentación de proyecto a fin de su verificación por parte de la Dirección Técnica de Obra y los responsables de la ejecución de la estructura. **Es de hacer notar que esas deformaciones iniciales supuestas son menores que las tolerancias admitidas por las normas IRAM e IRAM-IAS.**

#### **C E.2. FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA Y LIMITACIÓN DE ESBELTECES**

El factor de longitud efectiva para cada miembro será determinado en función del método de análisis estructural usado para determinar la resistencia requerida a compresión axil según lo especificado en el **Capítulo C** o en el **Apéndice 7**, según corresponda.

Los límites de esbeltez incluidos en esta Sección están basados en el juicio y experiencia profesional y en consideraciones prácticas de economía, facilidad de utilización y precauciones necesarias para minimizar daños inadvertidos durante la fabricación, transporte y montaje.

El efecto de la no linealidad en la resistencia de barras comprimidas, dentro de tolerancias especificadas, está considerado en las expresiones de resistencia. Barras comprimidas con esbelteces mayores que **200** tienen resistencias de diseño muy bajas que hacen antieconómica su utilización y pueden resultar con deformaciones iniciales, generadas por su transporte y montaje, mayores que las especificadas, lo que vuelve inseguras a las expresiones de resistencia.

Frente a acciones dinámicas que no sean de viento, los problemas citados adquieren mayor importancia, lo que justifica la limitación de esbelteces más restrictiva que ha sido adoptada.

#### **C E.3. RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN POR PANDEO FLEXIONAL DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS**

Las expresiones (**E.3.2**) y (**E.3.3**) representan esencialmente la curva **2P** del Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural (SSRC) basada en una curvatura inicial de **L / 1.500**

(Bjorhovde, 1972 y 1988; Galambos, 1988; Tide, 1985). Incluyen el efecto de las tensiones residuales.

En la investigación original sobre la resistencia de columnas axilmente cargadas, basada en probabilidades, **se recomendaron tres curvas de columnas**. Ellas son el promedio de bandas curvas de resistencia para columnas de similar manufactura. Las bandas corresponden a distintas formas seccionales, de distinta manufactura y espesores. Por ejemplo columnas de tubos circulares sin y con costura entran en la banda de mayor resistencia [(Curva de columna 1P SSRC (Bjorhovde, 1972 y 1988; Bjorhovde y Birkemoe, 1979, Ziemian, 2010)]; columnas armadas de ala ancha realizadas con placas gruesas laminadas se incluyen en la banda de menor resistencia (Curva de columna 3P SSRC ). La mayor cantidad de casos y datos se concentra en la banda intermedia (Curva de columna 2P SSRC). **La decisión de la Especificación base AISC fue adoptar una sola curva (la Curva 2P) para todos los tipos de columna por razones de simplicidad operativa.** Ello dio como resultado una mayor dispersión de datos y en consecuencia un mayor coeficiente de variación, lo que llevó a adoptar un factor de resistencia igual a **0,85**. Este fue el criterio adoptado en el Reglamento CIRSOC 301-2005 que se mantiene en el presente Reglamento. La adopción de una única curva de pandeo por la AISC-LRFD para todos los tipos y formas de secciones, sean laminadas, soldadas, "livianas", "pesadas", y para cualquier dirección de pandeo, no responde ni a las consideraciones teóricas ni a los resultados de ensayos realizados en E.E.U.U. y Europa (Curvas de la SSRC, curvas del Eurocode 3, etc.) que llevarían a la adopción de más de una curva representativa de la resistencia para la distintas situaciones. La decisión tomada parece tener su origen en la búsqueda de facilitar la transición de uso del método **ASD** (tensiones admisibles) al **LRFD** ya que el primero tiene también una única curva.

La mayor incidencia de las tensiones residuales en los perfiles "pesados" (espesores mayores de **40 mm** ) por su distribución más desfavorable (Curva **3P**, SSRC, Bjorhovde, 1982; Eurocode 3, Parte 1, 1992) lleva a una menor confiabilidad para dichos perfiles cuando se utiliza la curva adoptada por la AISC-LRFD. Así los perfiles "pesados" quedarían subdimensionados. Sin embargo es en el mercado norteamericano donde se utilizan mas comúnmente dichos perfiles como columnas y no se han registrado comportamientos inaceptables. Este hecho y la posibilidad de disponer del software desarrollado para la Especificación AISC-LRFD fundamentan la adopción, en este Reglamento, de la curva única de pandeo para columnas de dicha Especificación, excepto para barras de sección circular maciza donde se adopta otra curva basada en el EUROCODE. Los fundamentos se dan en los Comentarios al Reglamento CIRSOC 308.

Una discusión muy extensa y detallada sobre el tema de pandeo de columnas se puede consultar en la publicación "Pandeo en el campo real de barras de acero. Nueva norma americana AISC-LRFD de la construcción metálica y su comparación con la europea." Ing. Omar Miño. (Mayo 1999).

Las expresiones (**E.3.2**) y (**E.3.3**) se pueden expresar en función de la esbeltez  $\lambda = k \cdot L / r$  y de la tensión de pandeo flexional elástico,  $F_e$ , lo que puede resultar más familiar para algunos usuarios. Por ello se han incorporado en este Reglamento las expresiones (**E.3.2a**) y (**E.3.3a**).

El límite entre pandeo flexional elástico e inelástico definido en estas expresiones por  $4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  es el mismo que  $\lambda_c = 1,5$  y que  $F_e = 0,444 F_y$

## C E.4. RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN POR PANDEO TORSIONAL Y FLEXO-TORSIONAL

Las especificaciones de esta Sección se deben aplicar a:

- Miembros con sección de simetría simple o asimétrica y algunos miembros con sección de simetría doble y puntual, tales como columnas cruciformes o barras armadas de **Grupos I, II y III**, o en general secciones con poca rigidez torsional y/o pequeño  $C_w$  solicitadas por compresión axil uniforme.
- Todos aquellos miembros de sección abierta doblemente simétrica, cuando la **longitud efectiva torsional** lateralmente no arriostrada es **mayor** que la **longitud efectiva flexional** lateralmente no arriostrada.

Las especificaciones se deben aplicar directamente a miembros con secciones sin elementos esbeltos. Para miembros comprendidos en los arriba descriptos pero con secciones con elementos esbeltos se aplican las especificaciones de la **Sección E.7** con la tensión crítica especificada en esta Sección.

Las expresiones de la **Sección E.4.** para determinar las tensiones críticas de pandeo elástico torsional o flexotorsional se derivan de textos de estabilidad estructural [por ejemplo, Bleich (1952); Timoshenko y Gere (1961); Galambos (1968a); Chen y Atsuta (1977); Galambos y Surovek (2008); Ziemian (2010)]. Como las expresiones son aplicables para el pandeo elástico, ellas deben ser modificadas para determinar la tensión crítica  $F_{cr}$  para pandeo torsional y flexotorsional en zona inelástica. Esto se hace con la utilización de las expresiones de la curva de columna de la **Sección E.3.**

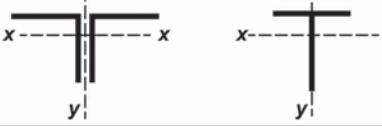
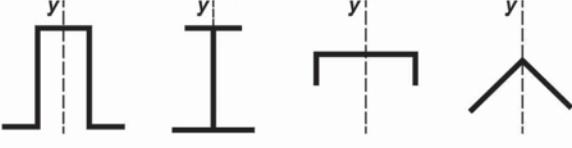
El pandeo torsional en secciones de doble simetría y el pandeo flexotorsional en secciones de simetría simple o asimétricas son modos de falla generalmente no considerados en el dimensionamiento de columnas de perfiles laminados en caliente. En ellos, dichos modos no gobernan el pandeo de la barra o la carga crítica difiere muy poco de la carga crítica de pandeo flexional con respecto al eje más débil. Sin embargo, esos modos de falla pueden ser determinantes de la capacidad de la columna armada cuando ésta tiene sección doble o simplemente simétrica, conformada por placas relativamente delgadas o sección simplemente simétrica o asimétrica con ciertas condiciones de vínculo (longitud no arriostrada para torsión significativamente mayor que la longitud no arriostrada para flexión alrededor del eje débil) y cierta relación de momentos de inercia.

Las expresiones para determinar la resistencia de diseño de las columnas para pandeo torsional o flexotorsional son dadas en la **Sección E.4.**. La AISC Design Guide Nº 9, Torsional Análisis of Structural Steel Members (Seaburg y Carter, 1997) presenta un resumen de los fundamentos y la teoría básica de la torsión en barras de acero, incluyendo ejemplos de dimensionamiento.

La **Tabla C-E.4.1.** sirve como guía para seleccionar las fórmulas apropiadas a aplicar.

Para secciones **te** y **doble ángulo en contacto continuo**, que sean **compactas y no compactas** (elementos con relaciones ancho-espesor menores a  $\lambda_r$ ) se puede determinar en forma mas simple y aproximada la resistencia de diseño con la expresión (**E.4.2**) basada en Galambos (1991) en las que la tensión crítica para pandeo flexional respecto al eje **y** de simetría se determina con las expresiones de la **Sección E.3..**

**Tabla C-E.4.1. Expresiones para determinar la resistencia de diseño de las columnas para pandeo torsional o flexotorsional**

Tipos de sección casos Sección E.4.	Expresiones aplicables en Sección E.4.
<i>Doble ángulo en contacto continuo y Te - Caso (a)</i> 	<b>E.4.2</b>
<i>Todas las secciones de doble simetría y Z - Caso (b.1)</i> 	<b>E.4.4</b>
<i>Todas las secciones de simple simetría excepto doble ángulo en contacto continuo y Te – Caso (b.2)</i> 	<b>E.4.5</b>
<i>Secciones asimétricas - Caso (b.3)</i> 	<b>E.4.6</b>

Las expresiones (**E.4.4**) y (**E.4.11**) contienen el factor de longitud efectiva para pandeo torsional  $k_z$ . Este factor puede tomarse conservadoramente como  $k_z = 1,0$ . Si se quiere mayor precisión, cuando ambos extremos de la columna posean una unión que restringe el giro y el alabeo, como por ejemplo rodear el extremo con una sección cajón con una longitud igual o mayor que la altura del miembro, se podrá adoptar  $k_z = 0,5$ . Cuando uno de los extremos tenga restringido el alabeo y el otro lo tenga libre se podrá adoptar  $k_z = 0,7$ .

En los puntos donde se supone impedido el desplazamiento lateral o el giro de la columna se deberán colocar arriostramientos según lo especificado en el **Apéndice 6**.

Las expresiones contenidas en esta Sección son las mismas adoptadas por el Reglamento CIRSOC 301-2005 en las **Secciones E.3. y A-E.3..**

## C E.5. RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN DE ÁNGULOS SIMPLES

Cuando un miembro de ángulo simple esté **axilmente cargado**, su comportamiento será el mismo que el de otras formas seccionales por lo que su resistencia nominal a compresión se podrá obtener con las especificaciones de la **Sección E.3.** (pandeo flexional), **E.4.** (pandeo flexotorsional) o **E.7.** si es con elementos esbeltas. Se deberá determinar la esbeltez dominante entre los ejes geométricos o principales según las condiciones de vínculo. Generalmente el eje principal de menor inercia (radio de giro mínimo) será el que defina la resistencia nominal.

Cuando una barra de ángulo simple esté unida a otra barra o a una chapa de nudo solamente por un ala, la carga se introducirá a través de ella y el miembro quedará cargado excéntricamente. En la **Sección E.5.** se presenta un procedimiento para proyectar el miembro como si fuera sometido a compresión axil ignorando la excentricidad. Para ello se determina la resistencia nominal con una **esbeltez modificada** ( $kL/r$ )<sub>m</sub> mayor que la real. La unión del ala con el otro miembro o con la chapa de nudo debe ser soldada o si es abulonada debe tener al menos dos bulones.

Las expresiones para la esbeltez modificada dadas en esta Sección suponen una significativa restricción alrededor del eje **y**, que es el eje geométrico perpendicular al ala unida. Esto lleva a que el ángulo tienda a pandear fundamentalmente alrededor del eje **x**. Por ello se toma como parámetro la esbeltez ( $L/r_x$ ). La esbeltez modificada considera indirectamente la flexión que se produce en la barra debida a la excentricidad de la carga y los efectos de la restricción en los extremos generada por los cordones del reticulado.

Las expresiones de la esbeltez modificada presuponen un grado de restricción al giro. Las expresiones (**E.5.3**) y (**E.5.4**) (caso **b**) suponen un grado mayor de restricción alrededor del eje **x** que las expresiones (**E.5.1**) y (**E.5.2**) (caso **a**). Las primeras son equivalentes a las utilizadas en la ASCE 10-97 (ASCE, 2000) para ángulos de alas iguales utilizados como miembros de almas en torres reticuladas de trasmisión de energía eléctrica.

En los reticulados espaciales, los miembros de alma que se unen por una sola cara al cordón, le otorgan una restricción a la torsión en los cordones de los nudos y por ello se produce una restricción significativa al pandeo de la barra angular considerada alrededor del eje **x**. Para reticulados planos, la restricción al giro del cordón será menor. Las expresiones (**E.5.1**) y (**E.5.2**) también pueden ser empleadas para el proyecto de las diagonales comprimidas de ángulo simple de pórticos arriostrados dado que se puede considerar una similar restricción en sus extremos.

El procedimiento de la **Sección E.5.** también se puede utilizar en ángulos de alas desiguales unidos por su ala corta, dado que la esbeltez equivalente es aumentada en una cantidad función de la relación entre las longitudes de las alas y con un límite inferior en función de  $L/r_z$ .

Cuando miembros angulares comprimidos no cumplen las condiciones especificadas para poder utilizar los procedimientos de la **Sección E.5.** se debe considerar para su proyecto el momento resultante de la excentricidad con las especificaciones del **Capítulo H**. Para determinar  $P_n$  se considerarán las restricciones en los extremos de la barra al determinar la longitud efectiva. Con los valores de los factores de longitud efectiva para los ejes geométricos se puede usar el procedimiento presentado por Luz (1992) para determinar un radio de giro efectivo de la columna. Cuando se quieren usar valores no tan conservadores, se debe considerar también que las restricciones en los extremos reducen la excentricidad de la carga axil en las barras de ángulo simple y con ello los valores de  $f_{rbw}$  y  $f_{rbz}$  utilizados en los términos de flexión de la expresión (**H.2.1**).

## C E.6. BARRAS ARMADAS

Se han mantenido la mayoría de las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005.

### C E.6.1. Definición y alcance de las especificaciones

Las barras armadas se han clasificado en cinco Grupos de acuerdo con las características de los enlaces entre los cordones longitudinales.

Las expresiones para definir las resistencias nominales en barras armadas de los **Grupos I, II y III** y las resistencias requeridas en los cordones y en los elementos de enlace de los **Grupos IV y V**, solo son válidas mientras se cumplan las especificaciones dadas para cada tipo de barra armada. Si ello no ocurre, el Proyectista o Diseñador Estructural deberá modificar adecuadamente los métodos de cálculo

#### C E.6.2. Resistencias nominales a compresión y especificaciones particulares y constructivas de barras armadas de los Grupos I, II y III

La resistencia a compresión de una columna armada está influenciada por la rigidez que aportan los elementos de enlace entre las barras que la componen. La barra al pandear flexionalmente se deforma y aparecen esfuerzos cortantes que deben ser resistidos por los elementos de unión para que la columna armada funcione como una unidad. Los elementos de unión se deforman por corte y ello aumenta la deformación de la columna y disminuye su capacidad a compresión. La **Sección E.6.2.1** da expresiones para obtener una esbeltez modificada que refleje la pérdida de rigidez por efecto de la deformación por corte de los enlaces, aplicables a las columnas de los **Grupos I, II y III**. Las mismas están basadas en el resultado de investigaciones. La expresión (**E.6.1**), válida para cuando los medios de unión sean bulones ajustados para trabajar a corte y aplastamiento, se basa en resultados de ensayos (Zandonini, 1985). Las expresiones (**E.6.2a**) y (**E.6.2b**), que son válidas para uniones intermedias soldadas o con bulones pretensados, se derivan de la teoría y han sido verificadas mediante ensayos (Aslani y Goel, 1991). En ambos casos, la unión extrema entre cordones deberá ser soldada o abulonada con bulones de alta resistencia en unión de deslizamiento crítico o pretensada, con el fin de garantizar la rigidez de la misma. Los enlaces y medios de unión deberán ser dimensionados para resistir las fuerzas de corte que se desarrollarán en la barra pandeada. Estas fuerzas de corte alcanzarán su máximo valor en aquel lugar donde sea máxima la curvatura de la barra pandeada. (Bleich, 1952).

La separación longitudinal de los medios de unión en las barras armadas de los **Grupos I, II y III**, deberá ser tal que la relación de esbeltez  $kL/r$  de las barras de los cordones no supere los **3/4** de la relación de esbeltez de la barra como un conjunto. Requerimientos adicionales son especificados para el **Grupo II**. Sin embargo estas separaciones mínimas no garantizan que no haya una pérdida de rigidez en la barra armada con respecto a la que tendría una barra maciza de igual momento de inercia con respecto al eje de pandeo.

En barras con componentes en contacto continuo, puede ser necesario **un paso longitudinal entre medios de unión menor que el requerido para resistencia**, a fin de garantizar un cierre adecuado de las superficies en contacto. Se fijan requerimientos específicos al respecto para barras de acero expuestas a la corrosión atmosférica. (Brockenbrough, 1983).

Las especificaciones para barras armadas del **Grupo III** (Enlace con platabandas perforadas continuas) están basadas en extensas investigaciones experimentales. (Stang y Jaffe, 1948).

Las especificaciones de esta Sección son prácticamente las mismas contenidas en la **Sección E.4.** del Reglamento CIRSOC 301-2005. La expresión (**E.4.2**) del Reglamento CIRSOC 301-2005 ha sido reemplazada por las expresiones (**E.6.2a**) y (**E.6.2b**) siguiendo lo establecido en la especificación base AISC 2010.

### C E.6.3. Resistencia de diseño, verificación de los cordones y de los elementos de enlace y especificaciones particulares y constructivas de barras armadas de Grupos IV y V.

En relación al Reglamento CIRSOC 301-2005 se ha eliminado la utilización de las expresiones contenidas en la **Sección E.4.** para las columnas de **Grupo IV** pues las limitaciones para dibujos y ángulos de las celosías dadas en la **Sección E.4.3.4.** hacían poco práctica su aplicación para nuestro medio.

Las especificaciones de este Reglamento para los **Grupos IV y V** son las mismas contenidas en la **Sección A-E.4.** del Apéndice E del Reglamento CIRSOC 301-2005.

La resistencia de diseño para las barras armadas de los **Grupos IV y V** está basada en lo especificado en el EUROCODE, 3. Parte 1. (1992).

El procedimiento es válido, en principio, para barras armadas con dos cordones (que pueden a su vez ser armados) de sección uniforme, con enlaces uniformes en toda su longitud. Si alguna de estas condiciones no se cumple se debe modificar el procedimiento planteado lo que implica analizar correctamente la incidencia de esas modificaciones en los fundamentos del procedimiento de cálculo, particularmente en la esbeltez modificada y en las solicitudes resultantes en los cordones.

Es un procedimiento de verificación de la resistencia local de los cordones. Estos están sometidos a solicitudes de segundo orden resultantes de considerar la barra armada con una deformación inicial. El momento de segundo orden se obtiene por amplificación del momento de primer orden,  $P.e_o$ . Así el problema de inestabilidad se transforma en un problema de resistencia. La amplificación se realiza con la carga de Euler,  $P_{cm}$ , obtenida con una esbeltez modificada por la pérdida de rigidez causada por la deformación por corte de los enlaces ( $\lambda_m$ ), y considerando la longitud efectiva de pandeo de la barra armada.

Para la determinación del factor de longitud efectiva,  $k$ , según lo especificado en el **Capítulo C** y en el **Apéndice 7**, se debe considerar un momento de inercia modificado, reducido por la pérdida de rigidez, el que se puede obtener a partir de una relación de esbeltez modificada aplicando la expresión especificada con un valor  $k=1$ . De allí se obtiene un radio de giro reducido que, elevado al cuadrado y multiplicado por el área bruta de la sección total, determinará el momento de inercia reducido.

La deformación inicial para obtener las solicitudes requeridas en los cordones será  **$KL/500$** .

En las barras del **Grupo IV** los cordones quedarán sometidos sólo a compresión axil, mientras que para el **Grupo V**, por la rigidez de nudos, resultarán requeridos a esfuerzo axil, momento flector y corte.

Las expresiones de  $\lambda_m$  reflejan a través de  $\lambda_1$  la rigidez a corte del enlace. Se derivan de la rigidez a corte  $S_v$  (esfuerzo requerido para producir una deformación unitaria). Para barras del **Grupo IV** dependen del dibujo de la triangulación, de los ángulos y de las áreas de las diagonales y montantes, lo que permite una flexibilidad en el Proyecto. Se suponen nudos articulados en la triangulación. Es aconsejable por razones constructivas que el ángulo esté comprendido entre los **30º y 60º**.

Para barras del **Grupo V**, el valor  $\lambda_1$  está relacionada con la rigidez a flexión de la presilla lo que se refleja en la expresión a través de  $\theta$ . A partir de una relación entre los momentos de inercia de la presilla y del cordón **el nudo se hace efectivamente rígido**.

Para el dimensionado o verificación de los enlaces (barras de la celosía o presillas), se deberán determinar las solicitudes que genera en ellos la fuerza de corte resultante de la deformación flexional de la barra armada. La deformación inicial,  $e_0$ , se ha tomado mayor que para las solicitudes de los cordones ( $kL/400$ ) a fin de garantizar que la falla de los elementos de enlace se produzca posteriormente a la de los cordones y asegurar así la permanencia del trabajo conjunto de los mismos hasta la falla.

Las disposiciones constructivas complementan y garantizan las hipótesis de cálculo. Se define una rigidez mínima necesaria para las presillas que rigidizan los extremos de la barra armada.

## C E.7. RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN DE MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS

Las especificaciones de esta Sección son las mismas definidas en el **Reglamento CIRSOC 301-2005**, para la resistencia de diseño a compresión axil contenidas en el **Apéndice E, Sección A.E.5** y para el factor de reducción por pandeo local **Q**, contenidas en el **Apéndice B, Sección A.B.5**. En las expresiones para la tensión crítica se han incorporado las basadas en la esbeltez ( $kL/r$ ).

Esta Sección se aplica a secciones que tienen elementos esbeltos o sea cuando la relación ancho-espesor de los elementos planos de la sección o diámetro-espesor en los tubos sea mayor que el límite  $\lambda_1$  definido en la **Tabla B.4.1a**. En general son pocas las secciones laminadas que contienen elementos esbeltos, pero si suelen utilizarse en nuestro medio secciones armadas que los posean.

Cuando un elemento plano comprimido no sea esbelto, podrá alcanzar la fluencia sin pandear localmente. Cuando una sección contenga elementos esbeltos comprimidos, el factor de reducción, **Q**, definirá la relación entre la tensión crítica de pandeo local y la tensión de fluencia, **F<sub>y</sub>**. La tensión de fluencia **F<sub>y</sub>** será reemplazada por la tensión crítica de pandeo **QF<sub>y</sub>** en las expresiones de la **Sección E.3**. Estas expresiones con dicho reemplazo, son las incluidas en la **Sección E.7**.

Se distingue en el Reglamento entre **elementos no rigidizados** y **elementos rigidizados**. Se consideran dos criterios distintos para su análisis. Para los **elementos no rigidizados** se supone que llegan a su estado límite cuando se alcanza la tensión teórica de pandeo local, no considerando en principio ninguna resistencia poscrítica. Para los **elementos rigidizados** se considera la resistencia poscrítica a través del concepto de ancho efectivo. La especificación AISI (base del Reglamento CIRSOC 303-2009) considera el **efecto poscrítico** a través del concepto de **ancho efectivo**, tanto para elementos rigidizados como no rigidizados, pero la AISC-2010 mantiene el criterio de no tomarlo en cuenta en los **no rigidizados** al considerar que la resistencia poscrítica tiene importancia en elementos muy esbeltos que son solo utilizados en secciones conformadas en frío.

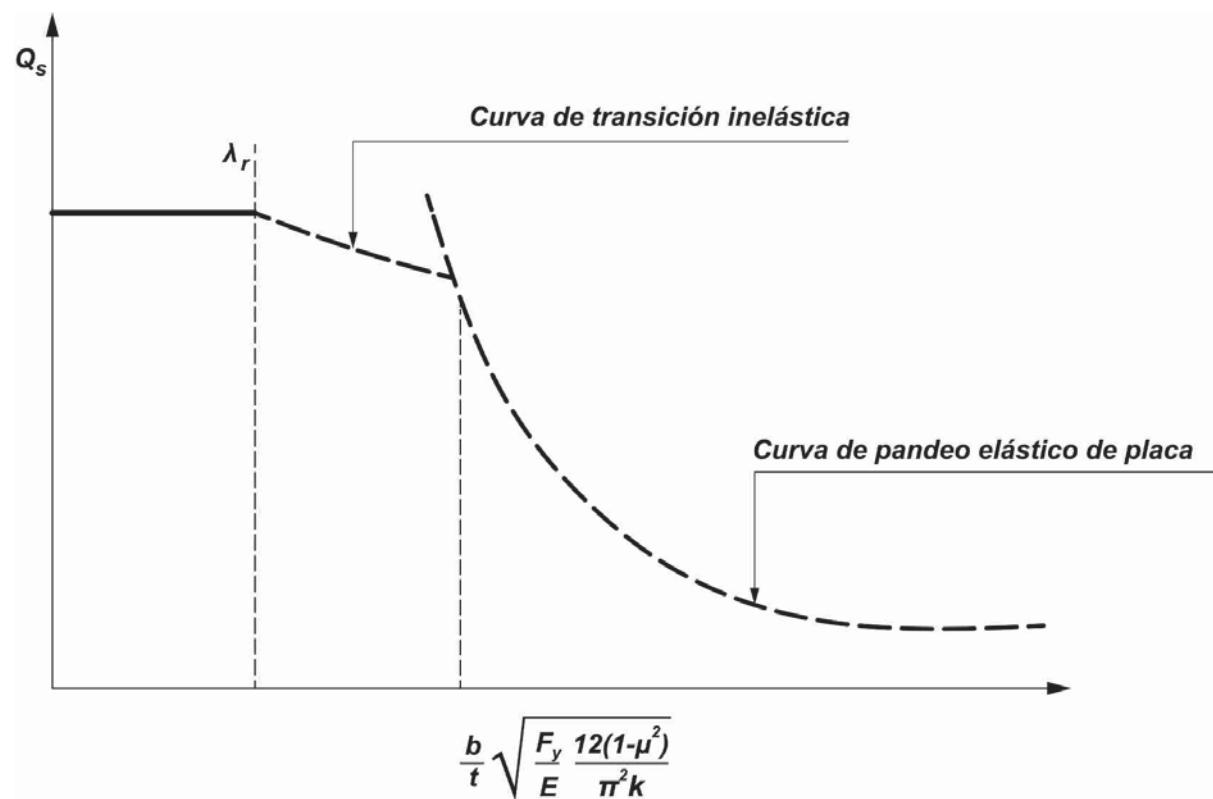
### C E.7.1. Factor de reducción $Q_s$ para elementos no rigidizados

En esta Sección se dan los factores de reducción para distintos casos de elementos no rigidizados. El concepto implícito en todos los casos se representa en la **Figura C-E.7.1.** La

curva muestra la relación entre el factor de reducción,  $Q_s$  y el parámetro  $\frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y 12(1-\mu^2)}{E\pi^2 k}}$

El ancho  $b$  y el espesor  $t$  se definen para cada perfil en la **Sección B.4.1.**;  $\mu = 0,3$  es el módulo de Poisson para el acero;  $k$  es el coeficiente de abolladura de placa que depende del tipo y las restricciones de borde de la placa.

Para ángulos simples se supone el ala articulada en el alma y  $k = 0,425$ ; para alas de perfiles doble Te y alas de secciones Te laminadas, el alma produce una restricción al giro del ala y se considera  $k = 0,763$ . Para alas de perfiles soldados la influencia del alma sobre el giro del ala se considera por el factor  $k_c = 4/\sqrt{h_w / t_w}$  siendo  $h_w$  la altura del alma y  $t_w$  el espesor del alma.  $k_c$  para propósitos de cálculo debe tomarse comprendido entre 0,35 y 0,763.



**Figura C-E.7.1. Definición de  $Q_s$  para elementos esbeltos no rigidizados.**

La curva indicada, que relaciona la relación de esbeltez adimensional de la placa no rigidizada con el factor  $Q_s$ , tiene tres zonas:

- (a) una zona para esbelteces menores o iguales que  $\lambda_r$  donde se alcanza la fluencia sin pandear;

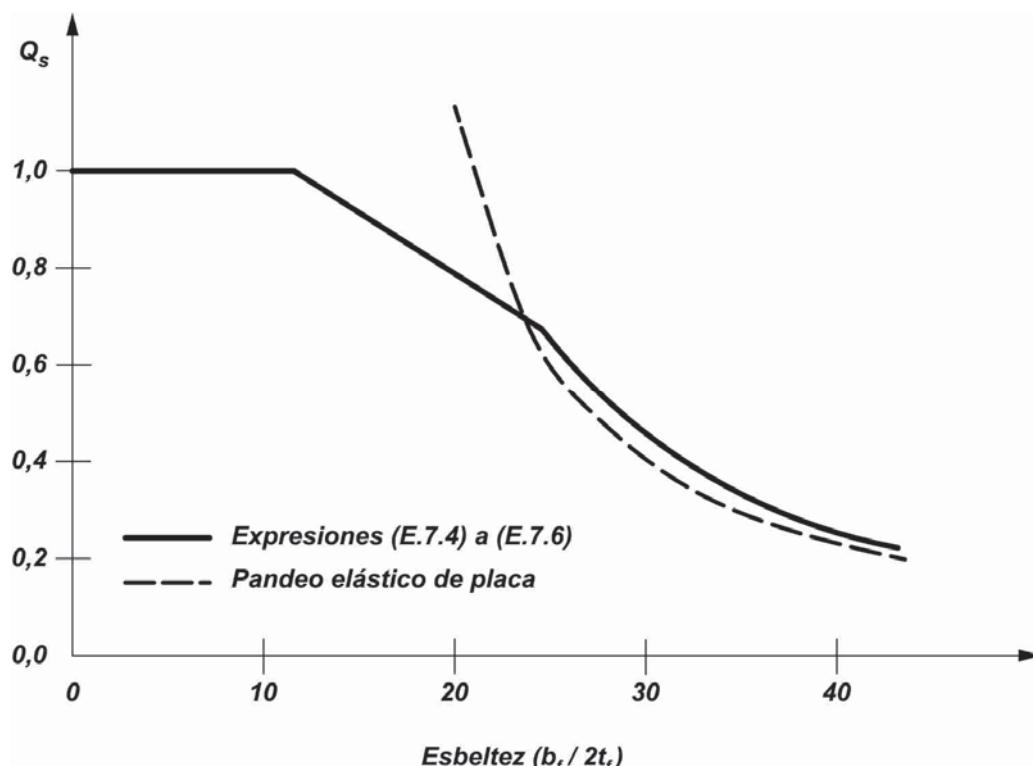
(b) una zona donde la placa pandea en el campo elástico a una tensión crítica:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - \mu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2};$$

(c) una zona de transición donde la placa pandea en zona inelástica por la influencia de las tensiones residuales; en ella la variación de  $Q_s$  se supone empíricamente que es lineal, como forma de simplificar el análisis y quedar del lado de la seguridad.

Las especificaciones para los elementos no rigidizados se deben a los trabajos de Winter y sus colaboradores. Las expresiones para secciones armadas (**E.7.7**) a (**E.7.9**) se basan en investigaciones de Johnson (1985) con modificaciones posteriores.

En la **Figura C-E.7.2.** se presenta una curva de variación de  $Q_s$  en función de la esbeltez del ala para un perfil laminado de ala ancha.



**Figura C-E.7.2.** Curva de variación de  $Q_s$  para perfil laminado de ala ancha y  $F_y = 345 \text{ MPa}$ .

### C E.7.2. Factor de reducción $Q_a$ para elementos rigidizados

Para determinar la resistencia a compresión en elementos rigidizados se debe considerar el efecto poscrítico en las placas a través del concepto de ancho efectivo. El método fue propuesto originalmente por Von Kármán, Secheler y Donnell (1932) y posteriormente

modificado por Winter (1947) para proveer una transición entre elementos muy esbeltos y elementos de baja esbeltez. De acuerdo con Winter (1947), la relación entre el ancho efectivo y el ancho real de la placa aumenta en la medida que disminuye la tensión de

compresión aplicada. La relación fue planteada como:  $\frac{b_e}{b} = \frac{C}{1,9} \sqrt{\frac{F_{cr}}{F_y}}$

Winter dio una expresión para **C**, que luego fue ajustada a partir de investigaciones posteriores (Winter, 1970), con lo que finalmente la Especificación AISI adoptó para **tubos rectangulares con costura** (RHS) la siguiente expresión para el ancho efectivo:

$$b_e = 1,9t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[ 1 - 0,415 \left( \frac{t}{b} \right) \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \quad (\text{C-E.7.1})$$

La restricción que el ala o el alma adyacente produce al elemento plano, considerado en los tubos con esquinas redondeadas, espesor uniforme y conformados en frío (con costura) es muy reducida. Mayor es la restricción que se produce en los tubos laminados (sin costura) y mayor aún cuando el elemento plano esbelto forma parte de una sección armada con chapas planas (cara de una sección rectangular o alma de una sección doble Te). **Por ello el coeficiente 0,415 se reduce a 0,38 en los tubos rectangulares sin costura (expresión (E.7.18)) y a 0,34 para elementos rigidizados esbeltos de secciones armadas o laminadas (expresión (E.7.17)).**

La teoría clásica de tubos circulares uniformemente comprimidos según su eje longitudinal sobreestima la resistencia al pandeo, a menudo en un 200% o más. Las inevitables imperfecciones del tubo y la excentricidad de las cargas son las responsables de la reducción de la resistencia real respecto de la teórica. Los límites y la expresión para **Q<sub>a</sub>** dados en la **Sección E.7.2.(c)** están basados en evidencia experimental (Sherman, 1976). El pandeo local no ocurre y se alcanza la fluencia cuando  $(D/t) \leq 0,11(E/F_y)$ . La reducción por pandeo local está dada por la expresión (E.7.19).

**No se permite el uso estructural de tubos circulares con  $(D/t) > 0,45(E/F_y)$  porque dada la gran esbeltez de la pared pueden producirse deformaciones importantes en el transporte y montaje que invaliden las expresiones para determinar la resistencia.**



## COMENTARIOS AL CAPÍTULO F.

# PROYECTO DE VIGAS Y OTROS MIEMBROS EN FLEXIÓN

### C F.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

Las especificaciones de este Capítulo son aplicables a miembros **sometidos a flexión simple** y flexados alrededor **de un eje principal de inercia** de su sección transversal. Existe flexión simple cuando el plano de carga pasa por el centro de corte y es paralelo a un eje principal de inercia o cuando están restringidos a torsión los puntos de aplicación de las cargas y los apoyos.

En general los **Estados límite últimos** debidos a la acción del momento flector para la flexión simple son:

- (1) Plastificación.
- (2) Pandeo lateral-torsional.
- (3) Pandeo local del ala (PLF).
- (4) Pandeo local del alma (PLW).

En función de las condiciones de arriostramiento para pandeo lateral-torsional, de la forma seccional, y de la esbeltez local de alas y almas del miembro, alguno o algunos de los estados límite citados no son aplicables. En las **Secciones F.2 a F.12** se analizan los estados límite aplicables para distintas formas seccionales, distintas condiciones de arriostramiento para pandeo lateral-torsional, diferentes situaciones de esbeltez de alas y almas, y para la flexión alrededor de uno u otro eje principal de inercia de la sección transversal.

Para determinar la resistencia de diseño a flexión  $M_d$ , se adopta para todos los casos un factor de resistencia  $\phi_b = 0,9$  dado que el grado de incertidumbre en la determinación de la resistencia nominal a flexión es reducido.

**Para que se pueda desarrollar la capacidad del miembro a pandeo lateral-torsional es necesario que en los puntos de apoyo de los miembros se tenga impedida la rotación del miembro alrededor de su eje longitudinal.**

Las expresiones básicas para obtener el momento crítico elástico o la tensión crítica elástica de pandeo lateral-torsional están basadas en la hipótesis de que el momento flector es uniforme a lo largo de la longitud lateralmente no arriostrada,  $L_b$ . Cuando el diagrama de momentos en el segmento no arriostrado es distinto del uniforme, aumenta la capacidad del miembro a pandeo lateral-torsional. La influencia del diagrama de momentos flectores es considerada a través del factor de modificación  $C_b$ .

En la Especificación AISC a partir de 1961 se usó para calcular  $C_b$  la siguiente expresión:

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)^2 \quad (\text{C-F.1.1})$$

siendo:

$M_1$  el menor momento en el extremo de la longitud no arriostrada, en kNm.

$M_2$  el mayor momento en el extremo de la longitud no arriostrada, en kNm.

$(M_1 / M_2)$  valor positivo cuando los momentos producen doble curvatura y negativo cuando producen simple curvatura.

Sin embargo, *esta expresión fue deducida, y por ello solo es aplicable, para diagramas de momento con variación lineal entre puntos arriostrados, lo que rara vez ocurre en la práctica. Esta expresión provee un límite inferior a las soluciones desarrolladas por Salvadori (1956).*

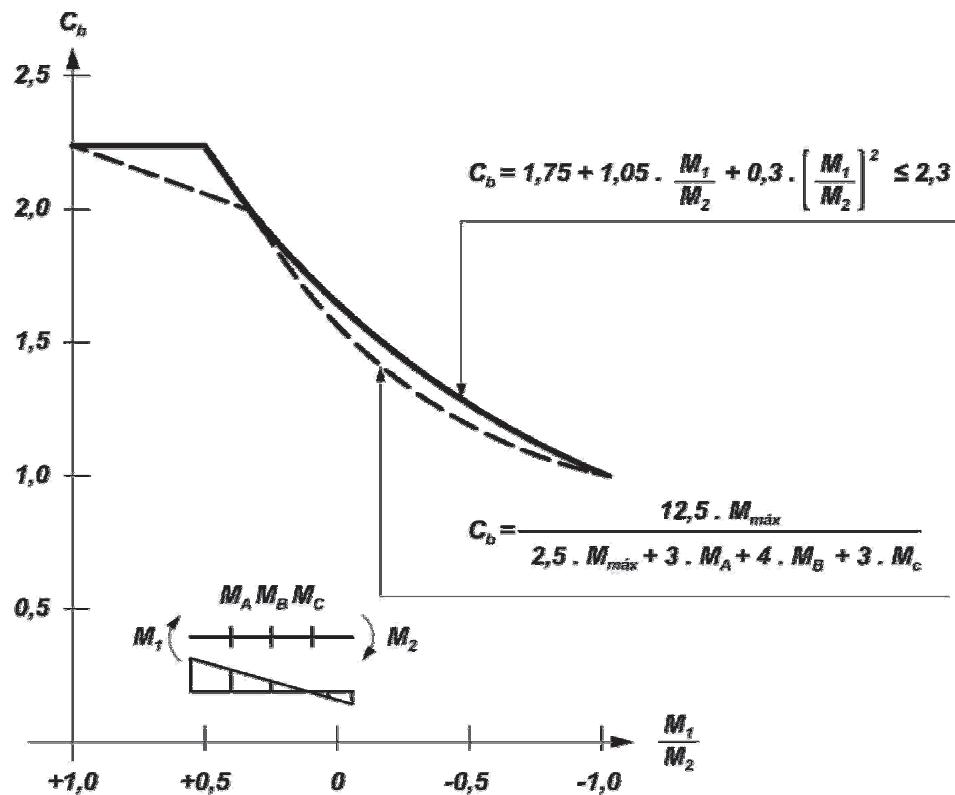
La expresión **(C-F.1.1)** puede ser fácilmente mal interpretada y por ende mal aplicada, para diagramas de momento que no presenten una variación lineal en el segmento no arriostrado. Kirby y Nethercot (1979) presentaron una expresión para  $C_b$  que podía ser aplicada a varias formas de diagramas de momento dentro del segmento no arriostrado. La expresión presentada ha sido ligeramente modificada resultando la expresión **(C-F.1.2)** (expresión **(F.1.1)** del Reglamento):

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \geq 1,0 \quad (\text{C-F.1.2})$$

Esta expresión da una solución más precisa para vigas con apoyos fijos y da aproximadamente los mismos valores que la expresión **(C-F.1.1)** para diagramas de momento con variación lineal. Muestra también una buena aproximación con los resultados de aplicar expresiones más precisas, pero también mas complejas, desarrolladas para otras formas del diagrama de momentos en el segmento no arriostrado (Ziemian, 2010). La expresión **(C-F.1.2)** utiliza los **valores absolutos** de los momentos correspondientes a los cuartos del tramo y el máximo momento existente en el tramo. Es aceptable el uso de la expresión **(C-F.1.1)** para calcular  $C_b$  para diagramas de momento con variación lineal dentro del segmento no arriostrado.

**Cuando el diagrama de momentos sea uniforme resulta  $C_b = 1,0$ .**

En la **Figura C-F.1.1** se observa la relación entre los  $C_b$  para diagramas de momentos lineales determinados por las expresiones **(C-F.1.1)** y **(C-F.1.2)**



**Figura C-F.1.1. Coeficiente  $C_b$  en vigas prismáticas para diagramas de momento lineales.**

El  $C_b$  dado por la expresión (C-F.1.2) es aplicable para secciones doblemente simétricas (para las que fue desarrollado) y debe ser corregido para aplicarlo en secciones de simple simetría. Trabajos realizados por Helwig y otros (1997) sobre el comportamiento de vigas de sección **doble T de simple simetría** sometidas a **cargas gravitatorias** dieron como resultado la siguiente expresión:

$$C_b = \left[ \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \right] R_m \leq 3,0 \quad (\text{C-F.1.3})$$

Para flexión con **simple curvatura**:  $R_m = 1,0$

$$\text{Para flexión con } \text{doble curvatura}: \quad R_m = 0,5 + 2 \left( \frac{I_{ytop}}{I_y} \right)^2 \quad (\text{C-F.1.4})$$

siendo:

$I_{ytop}$  el momento de inercia del ala superior (comprimida) respecto del eje de simetría, en  $\text{cm}^4$ .

$I_y$  el momento de inercia de la sección completa respecto del eje de simetría, en  $\text{cm}^4$ .

La expresión (**C-F.1.3**) fue desarrollada para vigas horizontales con carga gravitatoria, por lo que el ala superior se define como el ala situada por encima del centro de gravedad. En la expresión (**C-F.1.3**), el término entre corchetes es idéntico al de la expresión (**C-F.1.2**) y  $R_m$  es un factor modificador para secciones de simple simetría. Será mayor que 1,0 cuando el ala superior sea la más grande y menor que 1,0 cuando el ala superior sea la más pequeña.

En secciones de simple simetría con doble curvatura por flexión, la resistencia nominal a pandeo lateral-torsional deberá ser determinada tratando en forma separada cada ala como el ala comprimida y comparando la resistencia de diseño resultante con la resistencia requerida que produce compresión en el ala considerada.

**El factor  $C_b$  está definido para el segmento comprendido entre puntos arriostrados y no entre puntos de inflexión.** Sin embargo se presentan muchas situaciones donde una viga flexionada con doble curvatura tiene una de sus alas arriostrada en forma continua, como por ejemplo por un sistema de viguetas poco espaciadas, rígido en su plano o por chapas conformadas de acero con rigidez en su plano. Pese a que el arriostramiento lateral produce un confinamiento significativo a una de las alas, el otro ala puede pandear lateralmente por la compresión debida a la flexión que produce la doble curvatura de la deformada. Para estos casos se han desarrollado una variedad de expresiones para  $C_b$  en función del tipo de carga, del diagrama de momentos y las condiciones de apoyo. Por ejemplo, para vigas con carga gravitatoria y con el ala superior lateralmente arriostrada en forma continua se desarrolló la siguiente expresión (Yura, 1995; Yura y Helwig, 2009):

$$C_b = 3,0 - \frac{2}{3} \left( \frac{M_1}{M_o} \right) - \frac{8}{3} \left[ \frac{M_{CL}}{(M_o + M_1)^*} \right] \quad (\text{C-F.1.5})$$

siendo:

$M_o$  el momento en el extremo de la longitud no arriostrada que produce la mayor compresión en el ala inferior, en kNm.

$M_1$  el momento en el otro extremo de la longitud no arriostrada, en kNm.

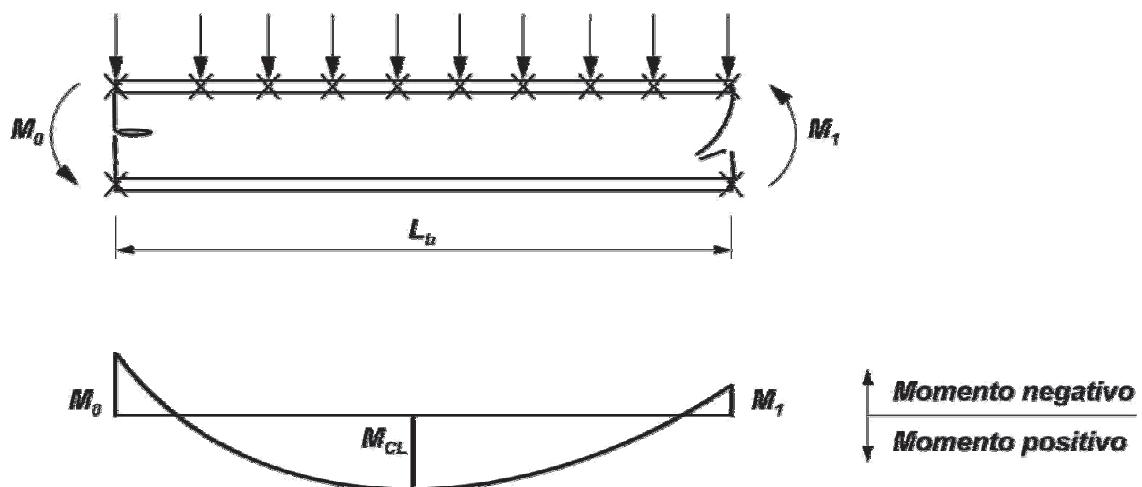
$M_{CL}$  el momento en la mitad de la longitud no arriostrada, en kNm.

$(M_o + M_1)^* = M_o$  si  $M_1$  es positivo.

El asterisco en el último término de la expresión (**C-F.1.5**) indica que  $M_1$  se debe considerar igual a **cero** si  $M_1$  es positivo.

La **longitud lateralmente no arriostrada** se define como la distancia entre puntos donde el giro de la sección transversal está impedido.

La convención de signos para los momentos se ilustra en la **Figura (C-F.1.2)**.



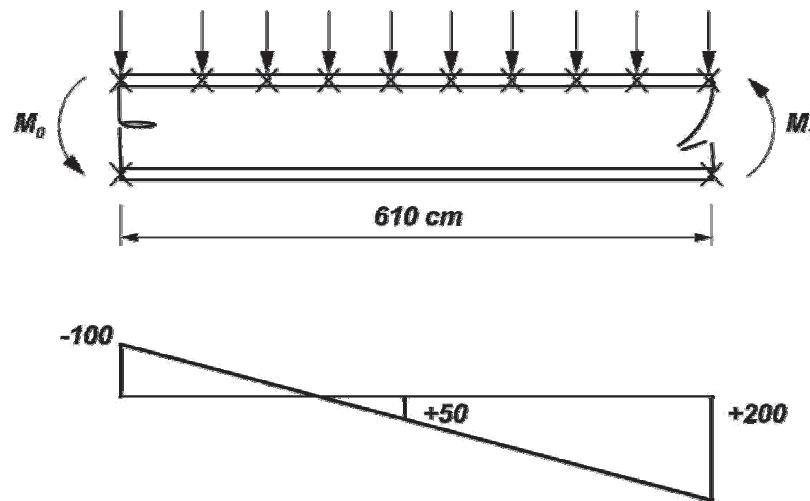
**Figura C-F.1.2. Convención de signos de momentos para la expresión (C-F.1.5).**

En el ejemplo indicado en la **Figura C-F.1.3.** y considerando el diagrama de momentos representado, el valor de  $C_b$  resulta:

$$C_b = 3,0 - \frac{2}{3} \left( \frac{+200}{-100} \right) - \frac{8}{3} \left( \frac{+50}{-100} \right) = 5,67$$

$(M_o + M_1)^*$  se toma =  $M_o$  por ser  $M_1$  positivo.

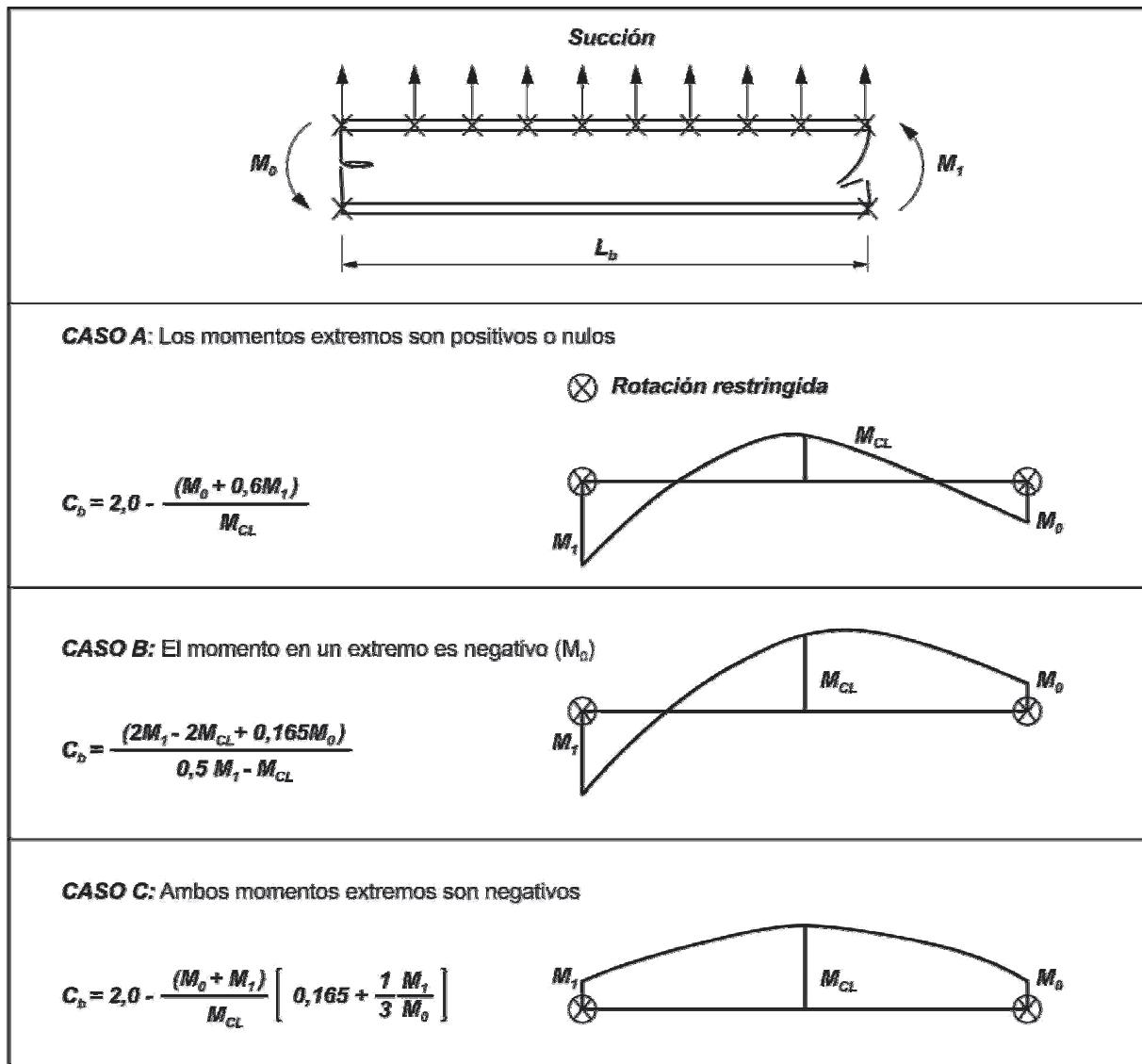
El valor de  $C_b = 5,67$  puede ser usado para determinar la resistencia nominal a pandeo lateral-torsional de la viga para una longitud  $L_b = 6,10 \text{ m}$ , definida por la posición de los puntos donde está impedido el giro o el desplazamiento lateral de ambas alas.



**Figura C-F.1.3. Diagrama de momentos para el ejemplo de aplicación de la expresión (C-F.1.5).**

Un problema de pandeo similar ocurre en vigas de techo que son levantadas por la acción del viento. La cubierta de chapa metálica debidamente proyectada generalmente arriostra en

forma continua el ala superior de la viga. Pero la succión del viento genera momentos que comprimen el ala inferior de la viga pudiendo producirse el pandeo lateral de la misma. En la **Figura C-F.1.4.** se presentan tres situaciones posibles que dependen del signo de los momentos producidos por la acción del viento (Yura y Helwig, 2009). La convención de signos es la misma indicada en la **Figura C-F.1.2.** La longitud  $L_b$  se define por la posición de los puntos donde esté impedido el giro o el desplazamiento lateral de ambas alas.



**Figura C-F.1.4.** Factores  $C_b$  para cargas de succión en vigas con ala superior con arriostramiento continuo.

## C F.2. MIEMBROS DE SECCIONES COMPACTAS DOBLE TE DE DOBLE SIMETRÍA Y CANALES FLEXADOS ALREDEDOR DE SU EJE FUERTE

La **Sección F.2.** es aplicable a secciones doble Te de doble simetría y a **canales de sección compacta**. Por ello los únicos estados límite aplicables son:

- (a) Plastificación.
- (b) Pandeo lateral-torsional.

Para los perfiles incluidos en esta Sección se ha mantenido la metodología y las expresiones de aplicación contenidas en el Capítulo F del Reglamento CIRSOC 301-2005 en lugar de adoptar las contenidas en la Especificación AISC-2010. Al final del Comentario de esta Sección se dan las razones para ello.

Para el **Estado límite de plastificación**, el momento nominal a flexión será el momento plástico  $M_p$  de la sección transversal. Si la sección tiene un factor de forma grande (factor de forma = relación entre el momento plástico  $M_p$  y el momento elástico  $M_y$  o sea el correspondiente a la plastificación de la fibra más alejada del eje neutro) y es dimensionada para alcanzar el  $M_p$  con cargas mayoradas, se puede producir una deformación inelástica significativa bajo cargas de servicio.

Limitando la resistencia nominal a  $1,5 M_y$  cuando la resistencia requerida es debida a las acciones mayoradas, queda controlada la intensidad de la deformación inelástica bajo cargas de servicio para secciones que tengan factores de forma mayores que  $1,5$ . Si bien las formas seccionales cubiertas por esta Sección difícilmente tengan la relación  $Z/S$  mayor que  $1,5$ , se ha mantenido esta exigencia especificada en el **Reglamento CIRSOC 301-2005** para cubrir eventuales casos de secciones armadas. Esta condición fue eliminada en la Especificación AISI-2010 porque en ella se hace hincapié en las secciones laminadas pues la variedad disponible en el mercado estadounidense hace innecesario la utilización de secciones armadas compactas.

La exigencia citada no está destinada a limitar el momento plástico en secciones híbridas con el acero del alma de menor tensión de fluencia que la del acero del ala. La plastificación en el alma no produce deformaciones inelásticas significativas. En secciones híbridas  $M_y = F_{yf} \cdot S$ .

Dentro de los factores que influyen en la **resistencia nominal a pandeo lateral-torsional** se encuentran la longitud lateralmente no arriostada  $L_b$  y la ubicación de la carga respecto del centro de corte de la sección transversal.

La relación básica entre el momento nominal  $M_n$  y la longitud lateralmente no arriostada  $L_b$ , para secciones compactas y con  $C_b = 1$ , se representa en la **Figura C-F.2.1**. Existen cuatro zonas principales definidas sobre la curva base mediante  $L_{pd}$ ,  $L_p$  y  $L_r$ .

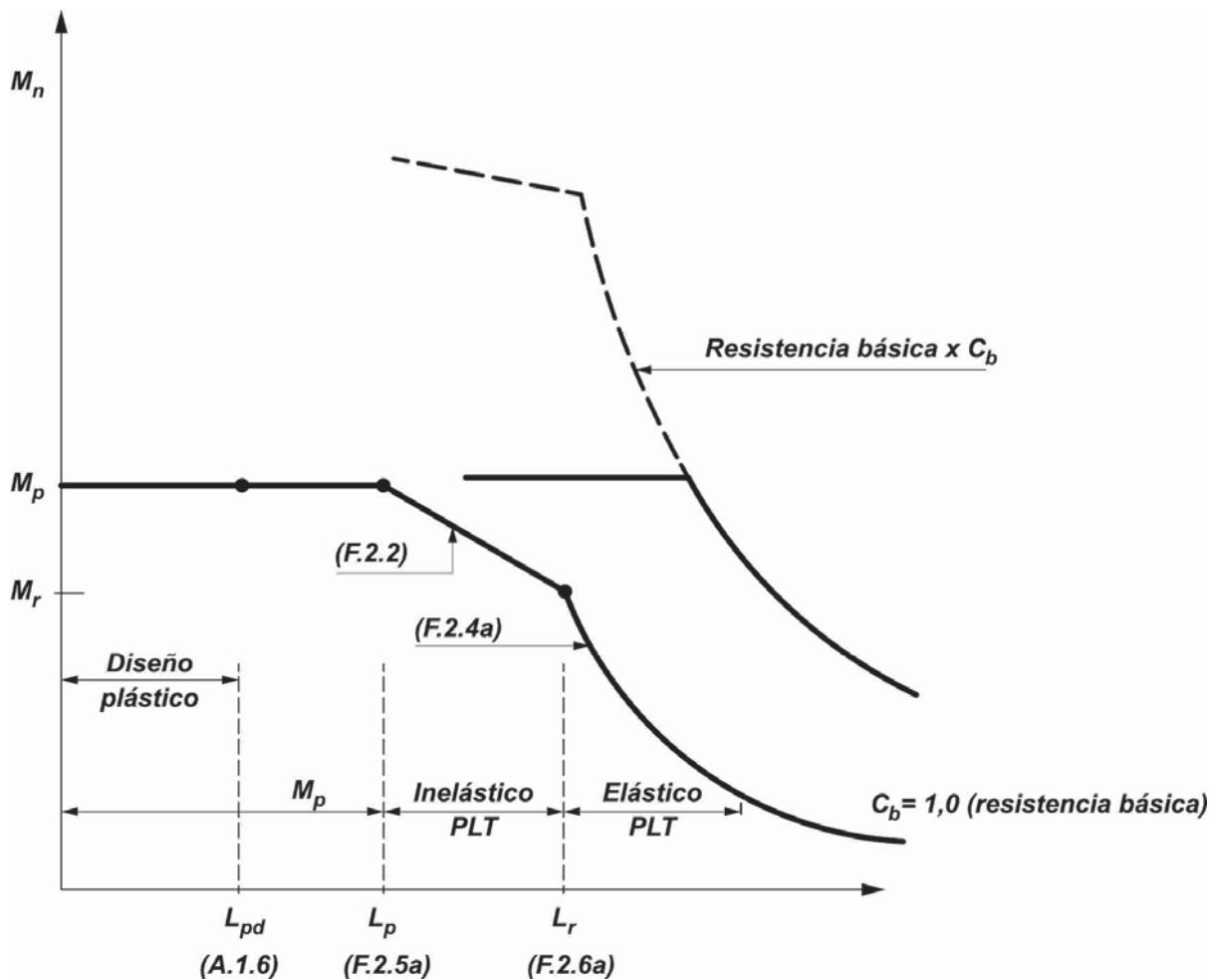
La expresión (**F.2.5a**) define la máxima longitud lateralmente no arriostada que permite que se desarrolle el momento plástico  $M_p$ , cuando la barra es solicitada por un momento flexor uniforme y la carga esté aplicada en el centro de corte.

El pandeo lateral-torsional elástico ocurrirá cuando la longitud lateralmente no arriostada sea mayor que  $L_r$ , lo cual está dado por la expresión (**F.2.6a**) cuando la carga esté aplicada en el centro de corte.

La expresión (**F.2.2**) define la resistencia nominal para pandeo lateral-torsional inelástico como una línea recta entre los límites definidos por  $L_p$  y  $L_r$ .

La resistencia nominal al pandeo lateral-torsional en la zona elástica ( $L_b > L_r$ ) está dada por la expresión (**F.2.4a**) para cuando la carga esté aplicada en el centro de corte.

La longitud  $L_{pd}$  está definida por la expresión (**A-1.6**) en el **Apéndice 1**.



**Figura C-F.2-1. Momento nominal en función de la longitud lateralmente no arriostrada y del diagrama de momento.**

Para otros diagramas de momento, la resistencia al pandeo se obtendrá multiplicando por  $C_b$  a la resistencia básica (obtenida con  $C_b = 1$ ), según se muestra en la **Figura C-F.2.1**. El máximo momento nominal  $M_n$  se limita al valor de  $M_p$ .

Es de hacer notar que el valor  $L_p$  obtenido de la expresión **(F.2.5a)** es una definición que sólo tiene significado físico cuando  $C_b = 1$ . Para valores de  $C_b$  mayores que 1, son permitidas mayores longitudes lateralmente no arriostradas para desarrollar el  $M_p$  como lo muestra la curva para  $C_b > 1$ . A los efectos del proyecto dicha longitud puede ser calculada igualando la expresión **(F.2.2)** con  $M_p$ , utilizando el  $C_b$  correspondiente al diagrama de momentos y despejando el valor de  $L_b$ .

La expresión propuesta por la especificación base supone que la fuerza es aplicada a lo largo del eje baricéntrico de la viga. Si la fuerza se aplicara sobre el ala superior y ésta no se encontrara arriostrada lateralmente, habría un efecto de vuelco que reduciría el momento crítico. Inversamente si la fuerza se suspendiera del ala inferior y ésta no se encontrara arriostrada lateralmente, existiría un efecto estabilizador que incrementaría el momento crítico.(Galambos 1988).

En los Comentarios de la Especificación AISC 1999 se plantea que para alas superiores cargadas y no arriostradas lateralmente, el momento crítico puede conservadoramente ser obtenido en forma aproximada adoptando el factor de pandeo alabeado  $X_2 = 0$ . Sin embargo realizada la comparación de resultados con el momento crítico elástico dado por expresiones más exactas para vigas doble Te (expresiones de Eurocode 3 y H. Resk, XVI Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural) se observa que dicha propuesta es deficitaria. En forma aproximada y dentro de cierto margen de seguridad, puede cubrirse ese déficit afectando por un coeficiente **0,9** a las expresiones resultantes con  $X_2 = 0$ . De allí resulta la expresión (**F.2.4b**). Para cubrir la zona inelástica se baja la recta (ver la **Figura C-F.2.1.**) en la misma proporción. Para ello se toman  $L_p$  y  $L_r$  como **0,9** de los correspondientes a carga en el baricentro (Expresiones (**F.2.5b**) y (**F.2.6b**)).

Para cargas aplicadas en el ala inferior, las expresiones correspondientes al baricentro son conservadoras.

Cuando la carga se aplique por **encima del ala superior de la viga** (por ejemplo en la mayoría de las vigas carril de puentes grúas) el momento crítico disminuirá. Para esos casos se debe analizar el problema en forma particular. Se puede utilizar el Anexo F del Eurocode 3. Para vigas de **sección constante de doble simetría** la expresión dada en dicho Anexo para el **momento crítico elástico,  $M_{cr}$**  (KN.m) es:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(k \cdot L)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{C_w}{I_y} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot J}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y} + (C_2 \cdot y_g)^2 \right]^{0,5} - C_2 \cdot y_g \right\} \cdot (10)^{-3} \quad (\text{C-F.2.1})$$

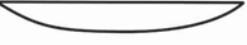
siendo:

- $k$**  el factor de longitud efectiva para pandeo flexional;  $k = 1$  para extremos articulados.
- $k_w$**  el factor de longitud efectiva para alabeo;  $k_w = 1$  para extremo articulado, alabeo libre;  $k_w = 0,5$  para extremo empotrado, alabeo impedido.
- $y_g$**  la distancia del punto de aplicación de la carga al baricentro de la sección de la viga. Positivo para cargas gravitatorias actuando por encima del ala superior, en cm.
- $C_1, C_2$**  los coeficientes que dependen de  $k$  y del diagrama de momentos. En la **Tabla C F.1.1.** se dan algunos valores para  $k=1$ . Para otros casos ver la **Tabla F.1.2.** del Eurocode 3).

Los parámetros restantes tienen el significado y unidades del Reglamento.

Para cubrir la **zona inelástica** en forma aproximada **se puede trasladar la recta en la misma relación** que existe entre los  $L$ , resultantes del momento crítico elástico dado por la expresión (**C-F.2.1**) y del momento crítico elástico para cargas actuando en el baricentro dado por la expresión (**F.2.4a**). O sea que se trata de multiplicar por la relación citada los valores de  $L_p$  y  $L_r$  dados por las expresiones (**F.2.5a**) y (**F.2.6a**) y aplicar con esos valores la expresión (**F.2.2**) para obtener el momento nominal para zona inelástica.

**Tabla C-F.1.1. Coeficientes  $C_1$  y  $C_2$ .  $k = 1$**

Diagrama de carga	Diagrama de momentos	$C_1$	$C_2$
		1,132	0,459
		1,365	0,553
		1,046	0,43

En las expresiones para los momentos críticos dadas por el Reglamento se adopta un factor de longitud efectiva  $k$  igual a 1, para contemplar la peor situación de vínculo del segmento no arriostrado que es cuando el mismo está biarticulado. Cualquier restricción extrema que produzca un segmento adyacente, puede aumentar la resistencia a pandeo lateral-torsional del segmento crítico. Ha sido estudiado el efecto de la continuidad sobre el pandeo lateral-torsional de una viga y se ha propuesto un simple y conservador método de dimensionado, basado en la analogía con columnas de extremos no desplazables y con giro extremo restringido, utilizando en consecuencia un factor de longitud efectiva menor que 1. (Galambos, 1988; Zemian, 2010).

En la Especificación AISC 2010 se adopta para la tensión crítica de pandeo elástico lateral-torsional la siguiente expresión:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{c J}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (\text{C-F.2.2})$$

que es idéntica a la tensión resultante de la expresión (F.2.4a) del Reglamento con:

$$F_{cr} = M_{cr} / S_x$$

considerando:

$$c = 1,0 ; \quad r_{ts} = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} ; \quad h_o = d - t_f ; \quad \frac{2G}{\pi^2 E} = 0,078.$$

Para la determinación de  $L_r$  para cargas aplicadas en el centro de corte se adoptó otra expresión que da los mismos resultados que la (F.2-6a) excepto para  $J = 0$ , donde esta última queda sin definir. Se conservó la expresión (F.2-6a) pues para los perfiles incluidos en esta Sección no se da esa situación. Además la AISC-2010 adoptó para  $F_L$  el valor  $F_L = 0,7 F_y$  para todos los casos (secciones laminadas y soldadas) o sea considerando para todos los casos una tensión residual  $F_r = 0,3 F_y$ , lo cual es deficitario para secciones soldadas de acero F24, comunes en nuestro medio, por lo que se mantuvo la distinción para  $F_r$  entre perfiles laminados y soldados. **Por todo lo dicho se mantuvieron para los perfiles incluidos en esta Sección**

*la metodología y las expresiones del Reglamento CIRSOC 301-2005, de uso ya extendido y aceptado en el medio.*

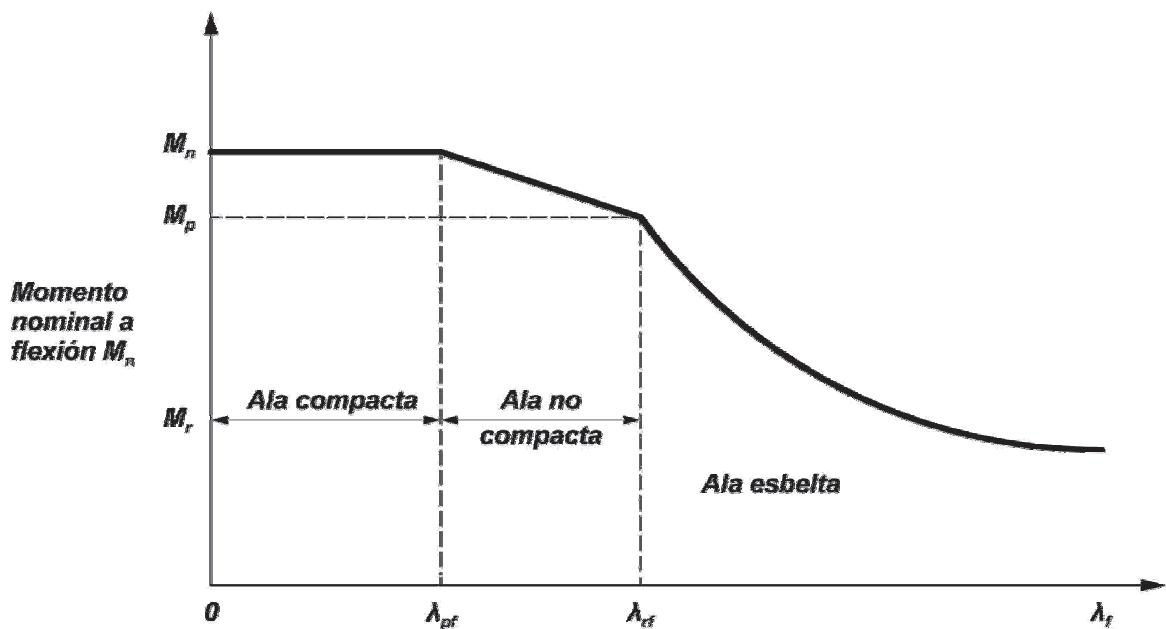
### C F.3. MIEMBROS DE SECCIÓN DOBLE TE DE DOBLE SIMETRÍA Y CANALES CON ALMAS COMPACTAS Y ALAS NO COMPACTAS O ESBELTAS, FLEXADOS ALREDEDOR DE SU EJE FUERTE

Las especificaciones de esta Sección se aplican a miembros de sección doble Te de doble simetría y a canales, flexados alrededor del eje fuerte, y con sus almas compactas y sus alas no compactas o esbeltas para flexión, tal como se definen en la **Sección B.4.1**.

La **resistencia nominal a flexión  $M_n$** , en **kNm** será el menor valor obtenido para los estados límite de **pandeo lateral-torsional** y **pandeo local del ala comprimida**.

Para la resistencia nominal para pandeo lateral-torsional se han adoptado las mismas especificaciones contenidas en la Sección **F.2**. por lo que valen los Comentarios de dicha Sección.

Para la resistencia nominal para pandeo local del ala se consideran tres zonas en función de la relación de esbeltez del ala comprimida  $\lambda_f$ , las que quedan definidas por las esbelteces límites  $\lambda_{pf}$  y  $\lambda_{rf}$ , dadas en la **Tabla B.4.1b**. La variación del momento nominal se grafica en la **Figura C-F.3.1**.



**Figura C-F.3.1. Resistencia nominal a flexión en función de la esbeltez del ala comprimida**

Si la esbeltez del ala comprimida es menor o igual que  $\lambda_p$  se alcanza el momento plástico. Si es mayor que  $\lambda_r$ , el momento nominal resulta de la tensión elástica de pandeo de placa. Entre ambos límites, se debe adoptar una variación lineal para considerar el pandeo inelástico de placa.

## C F.4. OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN DOBLE TE CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS, CANALES CON ALMAS NO COMPACTAS, TODOS CON ALAS COMPACTAS, NO COMPACTAS O ESBELTAS Y FLEXADOS ALREDEDOR DE SU EJE FUERTE

Las especificaciones de esta Sección se aplican a: **(a)** miembros de sección doble Te de doble simetría con almas no compactas; **(b)** canales con almas no compactas; **(c)** miembros de sección doble Te de simple simetría con almas unidas a las alas a la mitad del ancho de estas y con almas compactas o no compactas; todos los miembros citados flexados alrededor del eje fuerte y con alas compactas, no compactas o esbeltas.

La Sección comprende esencialmente vigas armadas soldadas cuyas almas ***no sean esbeltas***. Para ***vigas de sección doble Te con almas esbeltas se aplicará la Sección F.5.***

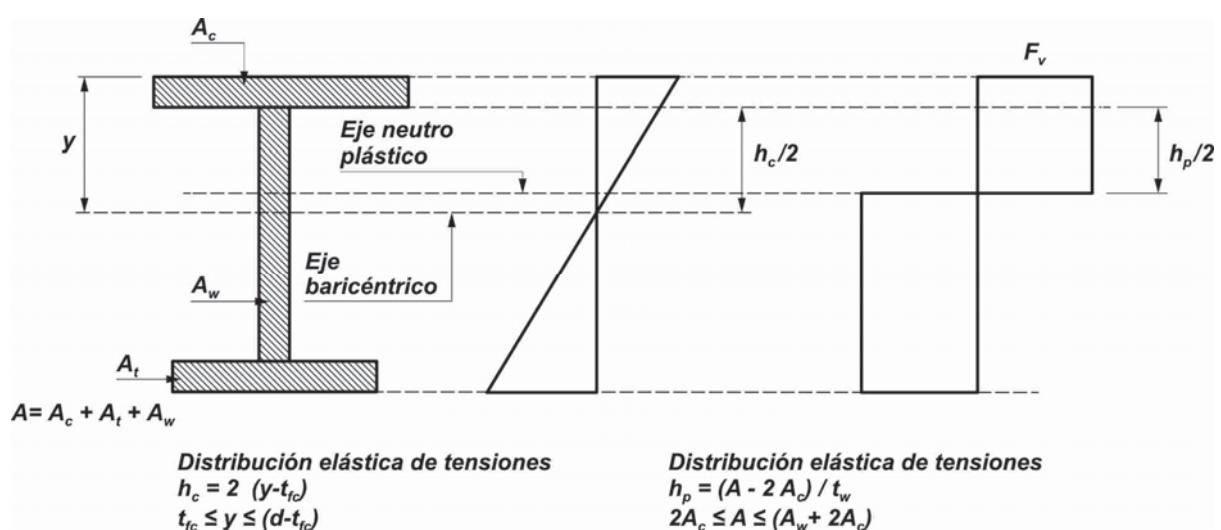
La ***resistencia nominal a flexión,  $M_n$  (kNm)*** será el menor valor obtenido para los estados límite de fluencia del ala comprimida, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala comprimida y fluencia del ala traccionada.

El efecto del pandeo inelástico del alma se considera indirectamente al multiplicar por  $R_{pc}$  al momento que produce la fluencia en el ala comprimida y por  $R_{pt}$  al momento que produce la fluencia en el ala traccionada. Estos dos factores pueden variar desde la unidad hasta **1,6**. Conservadoramente pueden tomarse iguales a **1,0**.

Para la determinación de  $R_{pc}$  y  $R_{pt}$  se puede resumir el procedimiento para el caso general con los pasos siguientes:

### Paso 1:

Calcular  $h_p$  y  $h_c$  según se define en la **Figura C-F.4.1.**



**Figura C-F.4.1. Distribución de tensiones elásticas y plásticas.**

**Paso 2:**

Determinar la esbeltez del alma y los momentos elásticos referidos al ala comprimida y al ala traccionada.

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w} ; \quad S_{xc} = \frac{I_x}{y} ; \quad S_{xt} = \frac{I_x}{d-y} ; \quad M_{yc} = F_y S_{xc} (10)^{-3} ; \quad M_{yt} = F_y S_{xt} (10)^{-3} \quad (\text{C-F.4.1})$$

**Paso 3:**

Determinación de  $\lambda_{pw}$  y  $\lambda_{rw}$

$$\lambda_{pw} = \frac{\frac{h_p}{h_c} \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left[ \frac{0,54 M_p}{M_y} - 0,09 \right]^2} \leq 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{C-F.4.2a})$$

$$\lambda_{rw} = 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{C-F.4.2b})$$

Si  $\lambda > \lambda_{rw}$  el alma será **esbelta** y de deberán aplicar las especificaciones de la **Sección F.5**.

El máximo momento nominal será  $R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} (10)^{-3}$  si el ala está comprimida y si el ala está traccionada será  $R_{pt} M_{yt} = R_{pt} F_y S_{xt} (10)^{-3}$ .

Para el estado límite de pandeo lateral-torsional se han adoptado las expresiones contenidas en la **Sección F.4** de la Especificación AISC-2010 para el momento nominal  $M_n$ , para la tensión crítica elástica  $F_{cr}$ , para  $L_p$  y para  $L_r$ , correspondientes todas a cargas aplicadas en el centro de corte. En particular para  $L_r$  la expresión (**F.4.8**) presenta la ventaja de quedar definida cuando  $J = 0$ , situación que puede darse aproximadamente para vigas doble Te de simple simetría con almas no compactas y alas esbeltas.

La utilización del módulo elástico referido al ala comprimida  $S_{xc}$ , en lugar del módulo de la sección completa  $S_x$ , es una simplificación algo conservadora cuando el ala comprimida sea menor que el ala traccionada y algo deficitaria en el caso contrario.

Para la tensión residual  $F_r$  se han mantenido los valores especificados en el **Reglamento CIRSOC 301-2005** por la razón enunciada en el Comentario de la **Sección F.2**.

Para una solución más precisa, White (2003) presenta para secciones doble Te, las siguientes expresiones alternativas a las expresiones (**F.4.3**) y (**F.4.8**) del Reglamento:

$$M_n = C_b \frac{\pi^2 E I_y (10)^{-3}}{L_b^2} \left\{ \frac{\beta_x}{2} + \sqrt{\left( \frac{\beta_x}{2} \right)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left[ 1 + 0,039 \frac{J}{C_w} L_b^2 \right]} \right\} \quad (\text{C-F.4.3})$$

$$L_r = \frac{1,38 E \sqrt{I_y J}}{S_{xc} F_L} \sqrt{\frac{2,6 \beta_x F_L S_{xc}}{E J} + 1 + \sqrt{\left[ \frac{2,6 \beta_x F_L S_{xc}}{E J} \right]^2 + \frac{27 C_w}{I_y} \left( \frac{F_L S_{xc}}{E J} \right)^2}} \quad (\text{C-F.4.4})$$

El coeficiente de monosimetría es  $\beta_x = 0,9 h \alpha \left( \frac{I_{yc}}{I_{yt}} - 1 \right)$

El módulo de alabeo es  $C_w = h^2 I_{yc} \alpha$  siendo  $\alpha = \frac{1}{\frac{I_{yc}}{I_{yt}} + 1}$

Para el **estado límite de pandeo local del ala comprimida** las expresiones son las mismas dadas en la **Sección F.3.** con el máximo momento nominal correspondiente a los perfiles comprendidos en esta Sección en lugar de  $M_p$ , y con la tensión elástica de placa correspondiente a las secciones soldadas.

También será necesario controlar el estado límite de fluencia del ala traccionada cuando el ala traccionada sea más pequeña que el ala comprimida.

## C F.5. MIEMBROS DE SECCIÓN DOBLE TE DE SIMPLE Y DOBLE SIMETRÍA CON ALMAS ESBELTAS FLEXADAS ALREDEDOR DE SU EJE FUERTE

Las especificaciones de esta Sección se aplican a miembros de sección **doble Te de doble y simple simetría con almas esbeltas** (según se define en la **Sección B.4.1.** para flexión), **unidas a la mitad del ancho del ala**, flexadas alrededor del eje fuerte y con secciones homogéneas o híbridas.

La viga será de alma esbelta si se verifica que:  $\lambda_w = h_c/t_w > \lambda_r = 5,70 \sqrt{E/F_y}$

Los estados límites aplicables son: **fluencia del ala comprimida, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala comprimida y fluencia del ala traccionada.**

Para el **estado límite de pandeo lateral-torsional** existe un salto en la resistencia nominal dada por las expresiones de la **Sección F.5.** y por las de la **Sección F.4.**

Por ello la resistencia nominal de una viga de acero **F 36** con un alma de esbeltez  $h/t_w = 135$ , valor apenas menor que  $\lambda_r$ , no resulta tan cercana a la de una viga con alma de esbeltez  $h/t_w = 135,5$ , valor apenas mayor que  $\lambda_r$ . La diferencia se debe a la discontinuidad de las resistencias a pandeo lateral-torsional determinadas por la **Sección F.5.** y por la **Sección F.4.** Las expresiones de la **Sección F.5.** tienen implícito un valor  $J = 0$ . Sin embargo, para miembros típicos con sección de alma no compacta cercana al límite de alma no compacta, la influencia de  $J$  en la resistencia a pandeo lateral-torsional es relativamente pequeña. (Por ejemplo en vigas típicas calculando  $L_r$  con  $J \neq 0$  y con  $J = 0$  los valores difieren en menos del 10%). El uso de  $J = 0$  en la **Sección F.5.** responde al hecho de considerar la influencia de la flexibilidad distorsional de las almas esbeltas en la resistencia a pandeo lateral-torsional.

La tensión crítica elástica para pandeo lateral torsional resulta de considerar  $J = 0$  en la expresión (**F.4.5**). La longitud límite  $L_r$  resulta de hacer  $J = 0$  en la expresión (**F.4.8**).

El efecto del pandeo del alma sobre la resistencia nominal es tenido en cuenta a través del factor  $R_{pg}$  que es el mismo adoptado por el Reglamento CIRSOC 301-2005 y que está basado en trabajos de Basler. Es aplicable a todas las relaciones  $A_w / A_f$  ( $A_f$  es el área del ala comprimida). Ese coeficiente ha sido adoptado por la AISC-LRFID versión 1993 porque la aplicación del anteriormente utilizado a secciones con grandes valores de  $a_w$ , da resultados poco razonables. Se ha tomado un límite de validez arbitrario de  $a_w \leq 10$ , para que la expresión de  $R_{pg}$  no sea aplicable a secciones que se aproximen a una sección Te. Se incluye la posibilidad de adoptar conservadoramente  $F_{yf}$  en lugar de  $F_{crf}$  para simplificar el cálculo de  $R_{pg}$ .

El factor  $R_e$  es el adoptado por la Especificación AISC-LRFID de 1993. Su derivación está publicada (Gaylord y Gaylord, 1992) y también se ha incluido en el Reglamento CIRSOC 301-2005.

Se ha mantenido en la expresión (**F.5.3**) lo especificado en el Reglamento CIRSOC 301-2005 como límite para el pandeo elástico, o sea la tensión  $F_{yf}$  del ala menos  $F_L$ , en lugar de tomar  $0,7F_y$  como especifica la AISC-2010. Esto es para que sea aplicable a todos los aceros. Se adoptaron las expresiones de la AISC-2010 para  $L_p$  y  $L_r$  con  $(F_{yf} - F_L)$  para la tensión límite elástica en esta última.

La tensión crítica elástica para el estado límite de pandeo del ala comprimida será la adoptada por el Reglamento CIRSOC 301-2005.

## **C F.6. MIEMBROS DE SECCION DOBLE TE Y CANALES, FLEXADOS ALREDEDOR DE SU EJE DÉBIL**

Los miembros de sección doble Te y canales flexados alrededor del eje débil no están sujetos a los estados límite de pandeo lateral-torsional y de pandeo del alma. Los estados límite a considerar son la **plastificación** y el **pandeo local del ala**.

## **C F.7. SECCIONES CAJÓN SIMÉTRICAS CON ALAS COMPACTAS, NO COMPACTAS Y ESBELTAS Y CON ALMAS COMPACTAS Y NO COMPACTAS, FLEXADAS ALREDEDOR DE UN EJE DE SIMETRÍA**

Los cajones soldados no están específicamente incluidos en la AISC-2010 posiblemente en razón de su poca utilización en el mercado norteamericano dada la disponibilidad de tubos rectangulares de variadas dimensiones y de secciones doble Te laminadas de grandes dimensiones. Como eso no ocurre en nuestro medio se han incluido en el Reglamento las secciones cajón simétricas.

*Las especificaciones de esta Sección son aplicables a miembros de sección cajón simétrica con alas compactas, no compactas o esbeltas y almas compactas o no compactas, flexando alrededor de un eje de simetría. No se consideran secciones cajón con almas esbeltas pues su utilización no tiene sentido práctico ni económico, y pueden sufrir daños en su transporte y manipuleo.*

Los estados límites aplicables son el de **plastificación** (momento plástico), **pandeo lateral-torsional**, **pandeo local del ala** y **pandeo local del alma**.

Se han mantenido las especificaciones contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 para estas secciones y valen los Comentarios generales de las **Secciones C-F.1. y C-F.2.**

Las especificaciones para tubos rectangulares y cuadrados con y sin costura están contenidas en el Reglamento CIRSOC 302-2005.

## C F.8. PERFILES TUBULARES SIN COSTURA DE SECCIÓN CIRCULAR

*Los tubos circulares no están sometidos a pandeo lateral-torsional. Por ello los estados límite aplicables son el de plastificación y el de pandeo local de la pared del tubo.*

Los modos de falla y el comportamiento pospandeo de tubos circulares se pueden agrupar dentro de **tres zonas en función de la relación diámetro-espesor** (Sherman, 1992; Ziemian, 2010).

- (a) Para **valores pequeños de  $(D/t)$** , ocurre una prolongada meseta plástica en la curva momento-rotación. La sección circular se transforma gradualmente en elíptica, se forman eventualmente ondas en la pared por pandeo local, y la resistencia a momento disminuye lentamente. La resistencia a momento flector puede exceder el momento nominal plástico debido al endurecimiento por deformación.
- (b) Para **valores intermedios de  $(D/t)$** , casi se alcanza el momento plástico, se desarrolla solo una onda de pandeo local y la resistencia a flexión cae lentamente con poca o ninguna región de meseta plástica.
- (c) Para **valores altos de  $(D/t)$**  se forman sorpresivamente múltiples ondas de pandeo con muy poca variación de la sección transversal y la resistencia a flexión cae rápidamente.

Las especificaciones para la resistencia a flexión de tubos circulares reflejan las tres zonas de comportamiento y están basadas en cinco programas experimentales realizados sobre tubos circulares laminados sin costura y conformados con costura por resistencia eléctrica (Ziemian, 2010).

## C F.9. SECCIONES TE Y ÁNGULOS DOBLES EN UNIÓN CONTINUA, CARGADAS EN EL PLANO DE SIMETRÍA

La **resistencia nominal a pandeo lateral-torsional** para vigas Te de simple simetría está dada por una expresión bastante compleja (Galambos 1988, Ziemian, 2010). La expresión (**F.9-4**) es una expresión simplificada basada en trabajos de Kitipornchai y Trahair (1980). También se puede consultar Ellifritt y otros (1992). La expresión (**F.9.4**) es la misma adoptada por el Reglamento CIRSOC 301-2005 (Ver expresión **F.1.15**).

El factor  **$C_b$**  utilizado para vigas doble Te, canales y secciones cajón **es deficitario para vigas Te con alma comprimida por flexión**. Para estos casos se debe tomar  **$C_b = 1,0$** . Cuando las vigas flexadas presenten una deformada con doble curvatura, el segmento que tiene el alma comprimida puede determinar la resistencia al pandeo lateral-torsional, aún cuando los momentos flectores sean relativamente pequeños comparados con los de otros segmentos de la longitud no arriostrada y se considere  **$C_b = 1,0$** . Esto se debe a que la resistencia al pandeo lateral-torsional de un perfil Te con el alma comprimida puede alcanzar solamente alrededor de la cuarta parte de la resistencia del mismo perfil, pero con el alma traccionada. Por ser la resistencia al pandeo lateral muy sensible a la forma del diagrama de momentos, se ha tomado conservadoramente  **$C_b = 1,0$** . Para los casos de vigas donde el alma esté traccionada por flexión, el detalle de las uniones extremas debe ser proyectado cuidadosamente a fin de minimizar los momentos que puedan resultar por una restricción al giro en los apoyos y que causen compresión en el alma.

El Reglamento CIRSOC 301-2005 no contiene especificaciones para la resistencia al pandeo local del alma de secciones Te o de las alas de ángulos dobles en unión continua sometidas a una variación de tensiones de compresión por flexión. Esto porque la resistencia a pandeo local era tenida en cuenta en la expresión de resistencia a pandeo lateral-torsional (expresión **(F.9.4)**) cuando la longitud lateralmente no arriostrada  $L_b$  se acerca a cero. Si bien esto es un procedimiento correcto, lleva a confusión por parte de los usuarios. Por ello se agregó, en la Especificación AISC-2010, la **Sección F.9.4** para considerar el pandeo local de almas de secciones Te comprimidas por flexión, la que ha sido incluida en el Reglamento CIRSOC 301-2017.

El fundamento de las expresiones de aplicación es el siguiente:

La expresión clásica para la tensión crítica de pandeo elástico de placa rectangular es:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \quad (\text{C-F.9.1})$$

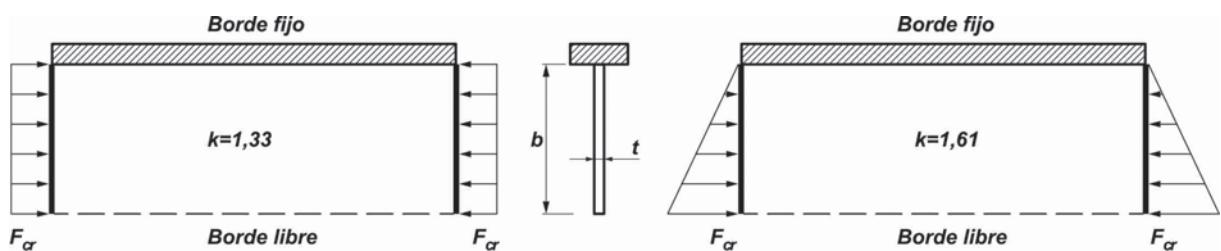
siendo:

$\mu = 0,3$  (módulo de Poisson).

$b/t$  la relación ancho/espesor de la placa.

$k$  el coeficiente de abolladura.

Para el alma de secciones Te, la relación ancho-espesor será ( $d / t_w$ ). Las dos placas rectangulares de la **Figura C-F.9.1.** están empotradas en su borde superior y libres en el borde inferior. Están cargadas respectivamente con una tensión de compresión uniforme y con una tensión de compresión que varía linealmente. Los coeficientes de abolladura  $k$  correspondientes son 1,33 y 1,61.(Figura 4.4, Zieman, 2010).



**Figura C-F.9.1. Coeficientes de abolladura para compresión uniforme y compresión linealmente variable.**

El gráfico de la **Figura C-F.9.2.** muestra el esquema del criterio para pandeo de placas con borde libre utilizado históricamente por la AISC, también adoptado por el Reglamento CIRSOC 301-2005. Las ordenadas son la relación tensión crítica-tensión de fluencia y las abscisas son una relación ancho-espesor adimensional:

$$\bar{\lambda} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \quad (\text{C-F.9.2})$$

El esquema tradicional supone que la tensión crítica será la tensión de fluencia  $F_y$  cuando  $\bar{\lambda} \leq 0,7$ . El pandeo elástico, con tensión crítica definida por la expresión **C-F.9.1.**, se produce para el valor  $\bar{\lambda} \geq 1,24$  y una tensión crítica  $F_{cr} \leq 0,65 F_y$ . Entre los dos límites se supone una variación lineal para la zona de pandeo inelástico. El límite de  $F_{cr} = 0,65 F_y$  toma en cuenta las deformaciones iniciales, las tensiones residuales y la pequeña influencia del efecto poscrítico en los elementos planos no rigidizados. Las hipótesis realizadas son empíricas, pero han probado ser satisfactorias.

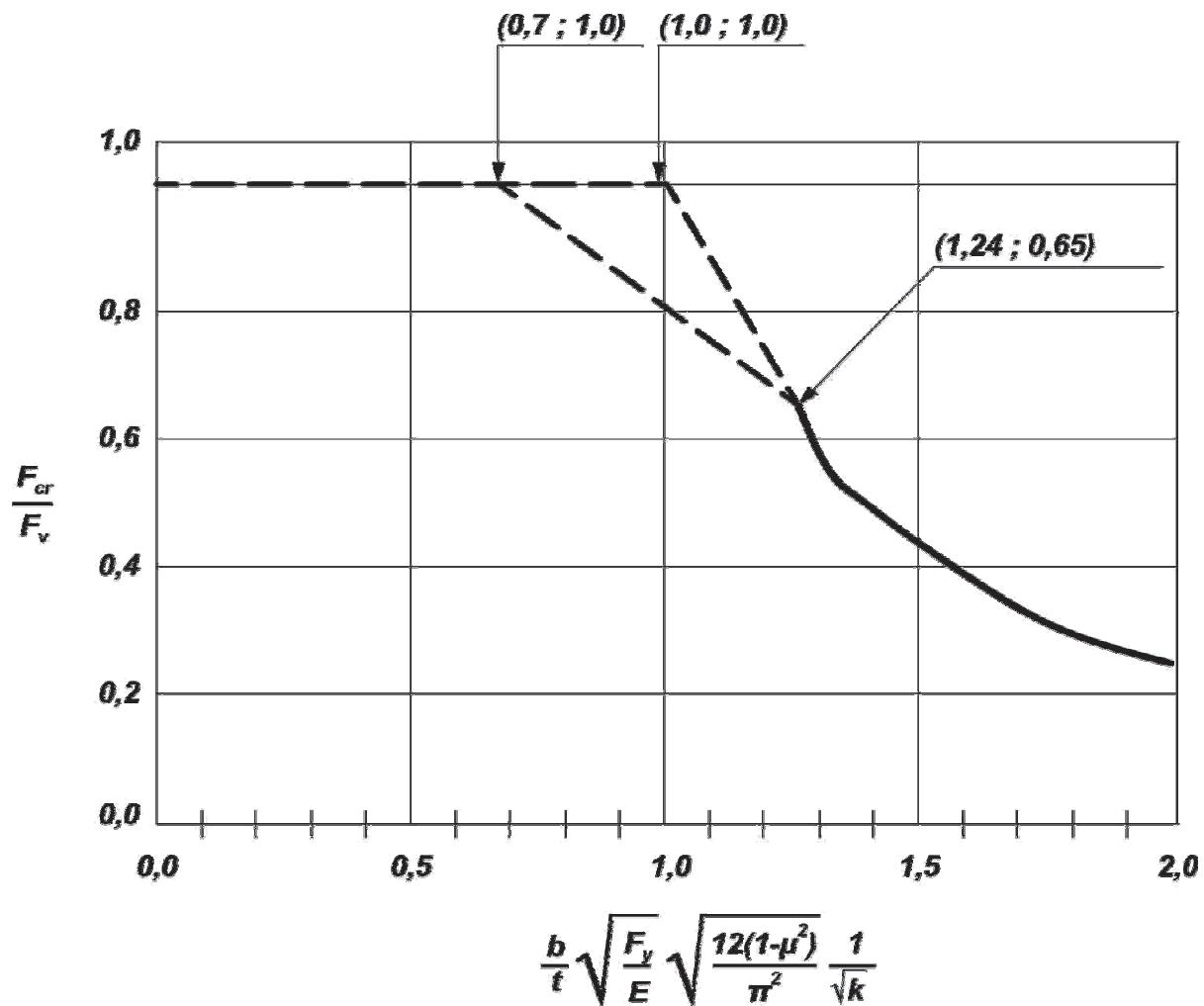


Figura C-F.9.2. Esquema general de las tensiones críticas de pandeo en placas.

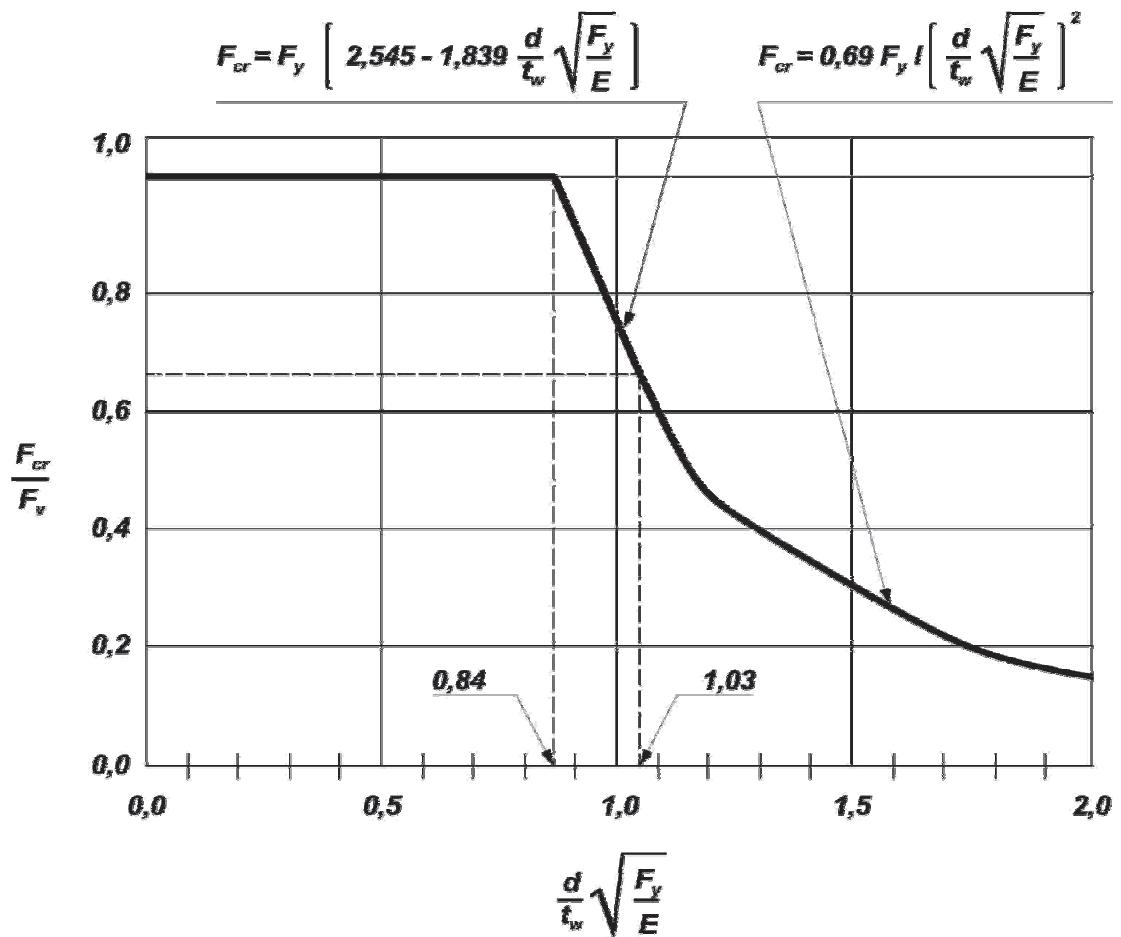
La curva de la **Figura C-F.9.3.** muestra la gráfica de las expresiones adoptadas para el alma de las secciones Te y las alas de ángulos dobles unidas en forma continua cuando ellas están sometidas a compresión por flexión. El límite de la relación ancho-espesor para la cual  $F_{cr} = F_y$  es (usando  $\mu = 0,3$  y  $k = 1,61$ ):

$$\bar{\lambda} = 0,7 = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \rightarrow \frac{b}{t} = \frac{d}{t_w} = 0,84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

La zona de pandeo elástico se ha supuesto gobernada por la misma expresión para el pandeo local de las alas de una viga doble Te flexada alrededor del eje débil, expresión (**F.6.3**):

$$F_{cr} = \frac{0,69 E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2} = \frac{0,69 \times 200000}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2} = \frac{138.000}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}$$

El coeficiente de abolladura de placa implícito para esta expresión es  $k = 0,76$ , lo que resulta una hipótesis conservadora para el alma de secciones Te comprimidas por flexión. La expresión de la recta de transición entre el límite de plastificación y el comienzo del pandeo elástico se da en la **Figura C-F.9.3.**



**Figura C-F.9.3. Pandeo local del alma de una sección te comprimida por flexión.**

**La flexión alrededor del eje y de las secciones Te y ángulos dobles unidos en forma continua no está cubierto por el Reglamento, siguiendo a la especificación AISC 2010.**

En el Reglamento se ha incorporado una sugerencia planteada en la Especificación AISC 2010 para el estado límite de pandeo local de sus alas funcionando como almas comprimidas por flexión. Conservadoramente, y considerando que el ala es la de un ángulo con la punta comprimida por flexión, puede ser calculado con las especificaciones de la **Sección F.10.3.**, y con las limitaciones para el Momento Nominal dadas por la **Sección (F.10.1.).**

## C F.10. MIEMBROS DE ÁNGULO SIMPLE

La resistencia nominal a flexión se establece para los estados límite de **plastificación, pandeo local y pandeo lateral-torsional.**

Como caso general se consideran los ángulos de alas desiguales y como caso especial se consideran los ángulos de alas iguales. Además la flexión de ángulos de alas iguales alrededor de un eje geométrico (eje paralelo a un ala) se trata en forma separada por ser una situación muy común.

Como **punta del ángulo se designa 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, se obligue a ser realizada alrededor de un eje geométrico, las tensiones en las puntas van a tener signo contrario.

En general se deberán controlar los estados límite correspondientes a tracción y compresión en ambas puntas, aunque en la mayoría de los casos será evidente cuál es el determinante.

Además para **vigas de ángulo único, se deberán considerar apropiados estados límite de servicio.** En particular, en barras largas sometidas a flexión no restringida será más probable que sea la deformación y no la resistencia a pandeo local o lateral-torsional lo que defina la dimensión necesaria.

Las especificaciones de esta Sección siguen el formato general para la resistencia nominal para flexión (ver la **Figura C-F.2.1.**). Hay una zona de plastificación completa, una transición lineal de plastificación parcial y una zona de pandeo elástico.

### C F.10.1. Estado límite de plastificación

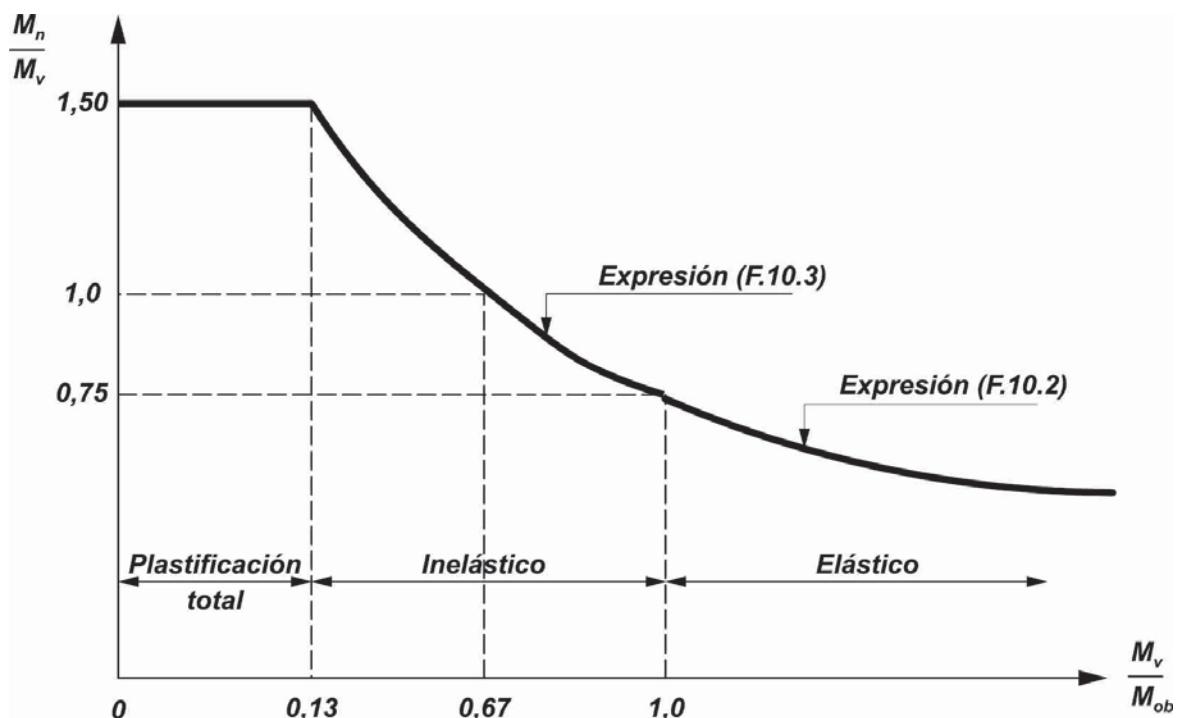
La resistencia nominal para el estado límite de plastificación está limitada por el factor **1,50**. Esto lleva a una limitación de la resistencia nominal a un valor inferior al momento plástico, para un ángulo flexado alrededor de cualquier eje, ya que la especificación citada es aplicable a todas las condiciones de flexión. El valor **1,25** utilizado anteriormente por la AISC era un valor conservador. Investigaciones posteriores (Earls y Galambos, 1997) demostraron que el factor **1,50** aplicable al momento elástico, representa mejor la limitación aplicable al momento plástico para secciones compactas, a fin de evitar deformaciones plásticas en servicio, dado que el factor de forma de los ángulos es mayor que **1,50**.

## C F.10.2. Estado límite de pandeo lateral-torsional

Las expresiones de aplicación son las mismas contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 con un ordenamiento mas claro, siguiendo a la Especificación AISC- 2010.

El pandeo lateral-torsional puede limitar la resistencia nominal a flexión de una viga de ángulo simple. Según se muestra en la **Figura C-F.10.1.**, la expresión (**F.10.2**) 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 (**F.10.3**) representa la zona de transición de pandeo inelástico entre **0,75 M<sub>y</sub>** y **1,50 M<sub>y</sub>**. La expresión (**F.10.3**) ha sido modificada con respecto a la AISC-LRFD 1993 para que refleje mejor el uso del límite superior adoptado de **1,5 M<sub>y</sub>**. La máxima resistencia flexional de la viga  $M_n = 1,5 M_y$  ocurrirá cuando el momento teórico de pandeo  $M_{ob}$  alcance o supere el valor **7,7 M<sub>y</sub>** como se ilustra en la **Figura C-F.10.1.** ( $1 / 0,13 = 7,7$ ).

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).



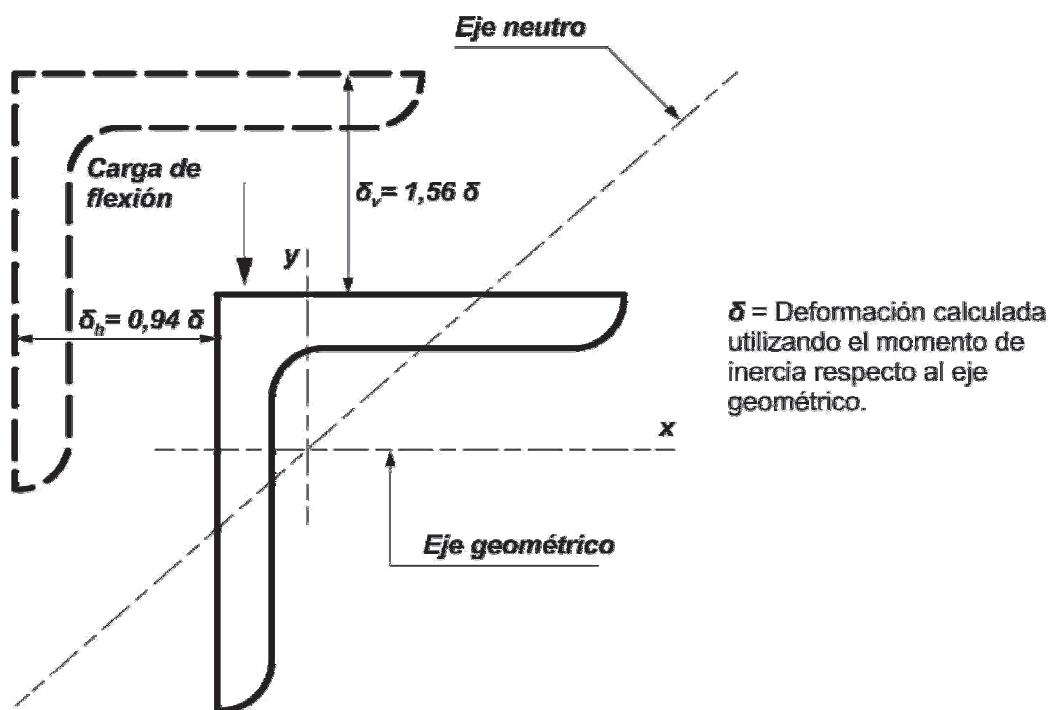
**Figura C-F.10.1. Límites para pandeo lateral-torsional de una viga de ángulo simple.**

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 para 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 F.10.2.3(b)**.

Cuando una viga de ángulo simple no arriostrada lateralmente, sea cargada paralelamente a un ala se desplazará tanto en la dirección de la carga como lateralmente. Su comportamiento podrá 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 subsección **(a)** de la **Sección F.10.2.3**. 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 de alas iguales, 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 **(F.10.6a)** y **(F.10.6b)** 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-F.10.2**.



**Figura C-F.10.2. Flexión alrededor de un eje geométrico de ángulo de alas iguales lateralmente no arriostrado.**

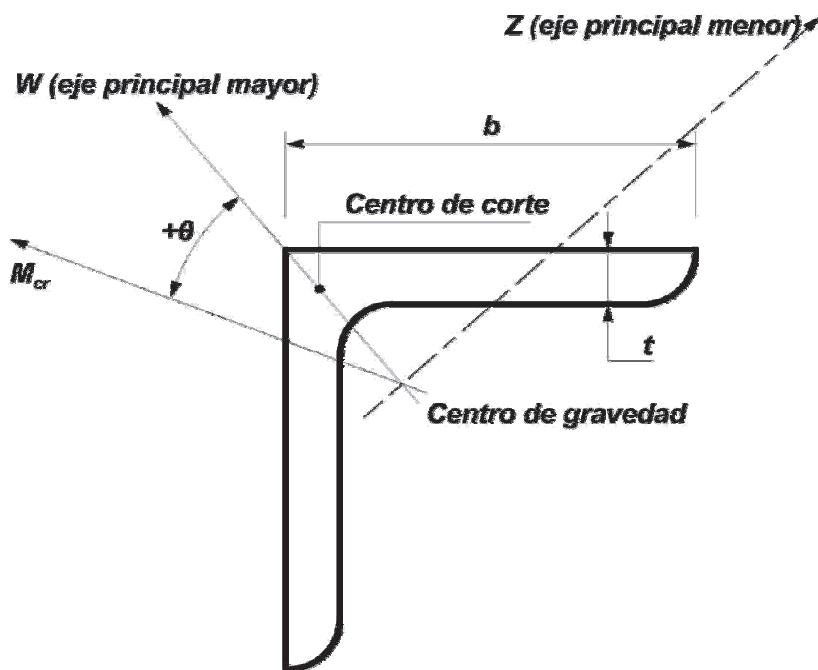
La deformación total real será aproximadamente un **82%** mayor que la deformación calculada usando el momento de inercia de la sección respecto del eje geométrico de flexión. La deformación tiene dos componentes: uno vertical (en la dirección de la carga aplicada) de **1,56** veces el valor calculado, y uno horizontal de **0,94** veces el valor calculado. La deformación total resultante tiene en general dirección normal al eje principal de menor inercia. (ver la **Figura C-F.10.2**). Esta deformación debida a la flexión sin restricciones al giro y/o al desplazamiento lateral deberá ser considerada en el estudio de los estados límite de servicio, que a menudo definen 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 F.5.2.1.**) deberá 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 está limitado por el momento crítico elástico  $M_{ob}$  (Leigh y Lay. 1984 y 1978) dado por la expresión (**F.10.6a**). Esta expresión está basada en la siguiente expresión general del momento crítico para un perfil de alas iguales:

$$M_{cr} = \frac{2,33 \cdot E \cdot b^4 \cdot t}{(1 + 3 \cos^2 \theta)(k \cdot L)^2} \cdot \left[ \sqrt{\operatorname{sen}^2 \theta + \frac{0,156 (1 + 3 \cos^2 \theta)(k \cdot L)^2 \cdot t^2}{b^4}} + \operatorname{sen} \theta \right] \quad (\text{C-F.5.1})$$

La expresión (**F.10.6a**) se basa en la expresión (**C-F.5.1**) para la condición mas severa, que es cuando la punta del ala del ángulo está en compresión y corresponde a  $\theta = -45^\circ$ . (ver la **Figura C-F.10.3.**).



**Figura C-F.10.3. Angulo de alas iguales en caso general de flexión.**

El pandeo lateral torsional también puede limitar la resistencia a flexión de la sección transversal cuando la máxima tensión en la punta del ángulo sea de tracción para la flexión alrededor de un eje geométrico, especialmente cuando se utilice la capacidad límite dada en la **Sección F.10.2.** Usando  $\theta = 45^\circ$  en la expresión (**C-F.10.1**) se obtiene la expresión (**F.10.6b**) con **+1** en lugar de **(-1)** en el último término.

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

Cuando el ángulo simple sometido a flexión no esté lateralmente arriostrado, la tensión resultante en la punta del ala paralela al eje de la flexión aplicada será 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 analice un ángulo de este tipo sólo será 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 F.10.2.3.** considera la combinación de los momentos con respecto a los dos ejes principales y la expresión (**F.10-6a**) representa el momento crítico para esa combinación de momentos flexores, cuando se considere la combinación de solicitudes axiles y de flexión, sólo será necesario considerar un término simple de flexión.

En los ángulos de alas desiguales y ángulos de alas iguales 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 las expresiones de interacción del Capítulo **H**.

Para ángulos de alas iguales sometidos a flexión alrededor del eje principal de mayor momento de inercia, la expresión (**F.10.4**) en combinación con las expresiones (**F.10.2**) o (**F.10.3**) 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 extensión (**C-F.10.1**) considerando  $\theta = 0$ .

El momento nominal por pandeo lateral-torsional será inferior a **1,5 M<sub>y</sub>** sólo para  $kL/t \geq 50.600 / F_y$  ( $F_y$  en **MPa**). (Corresponde a  $M_{ob} = 7,7 M_y$ ). Si el parámetro  $(kL).t / b^2$  es pequeño (menor aproximadamente a **0,87 C<sub>b</sub>** para este caso) el pandeo local va a definir el momento nominal resistente de la sección y el estado límite de pandeo lateral-torsional no necesitará ser verificado. La resistencia nominal para pandeo local será determinada con las especificaciones de la **Sección F.10.3**.

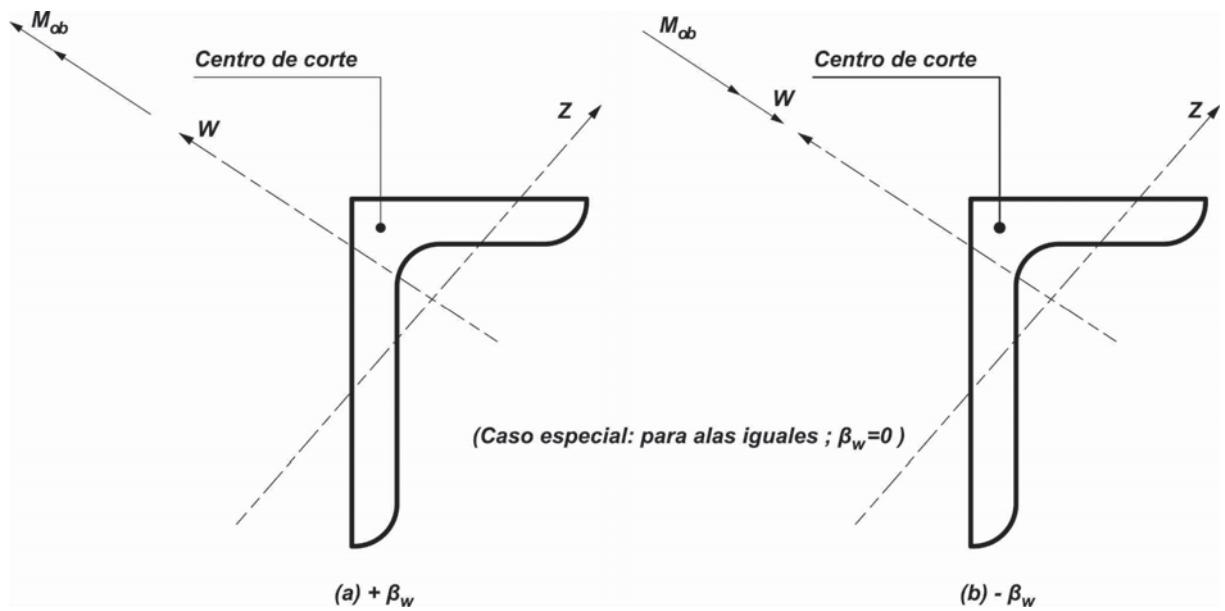
En un perfil ángulo de alas desiguales el pandeo lateral-torsional alrededor del eje principal de mayor inercia (**w**) será controlado por  $M_{ob}$  dado por la expresión (**F.10.5**).

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. Un valor  $\beta_w$  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 la **Figura C-F.10.4.**). El efecto de  $\beta_w$  es consistente con el comportamiento de las vigas con secciones doble T de simple simetría, que son más estables cuando el ala comprimida es más grande que el ala traccionada.

En la flexión de ángulos de alas iguales alrededor del eje principal **w**, el valor de  $\beta_w$  resulta igual a cero debido a la simetría y para ese caso la expresión (**F.10.5**) queda reducida a la expresión (**F.10.4**).

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. Para el cálculo se pueden utilizar los valores medios indicados en la **Tabla C-F.5.1**.



**Figura C-F.10.4. Ángulos de alas desiguales en flexión.**

**Tabla C-F.5.1. 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

\* $\beta_w$  tiene un valor negativo o positivo dependiendo de la dirección de la flexión (ver la **Figura C-F.10.4.**)

### C F.10.3. Estado límite de pandeo local del ala

Los límites de  $b/t$  han sido modificados con respecto a la versión 1993 de la AISC-LRFD. Anteriormente se utilizaron los correspondientes a ángulos simples sometidos a compresión centrada o sea con compresión uniforme en toda la sección. Los ahora adoptados 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 tensión uniforme. Aún en el caso de flexión alrededor del eje geométrico que produce tensión uniforme en el ala, por la influencia del ala traccionada los límites adoptados resultan conservadores lo que se ha probado por su comparación con los resultados obtenidos de los ensayos realizados por Earls y Galambos (1997).

## C F.11. BARRAS MACIZAS DE SECCIÓN RECTANGULAR Y CIRCULAR

Las especificaciones de la **Sección F.11.** son aplicables a barras macizas de sección rectangular o circular. El estado límite que prevalece para dichas barras es la plastificación, con el momento nominal igual al momento plástico  $M_p$ . Dado que el factor de forma de una sección rectangular es 1,5 y el de una sección circular es 1,7, se debe limitar el momento nominal para el estado límite de plastificación a 1,5  $M_y$ , con el fin de controlar la deformación excesiva o permanente para las solicitudes de servicio.

Una excepción a lo dicho ocurre en las barras rectangulares con altura mayor a su ancho, sin arriostramiento lateral continuo y con flexión alrededor del eje fuerte. En ellas puede ser determinante el estado límite de pandeo lateral-torsional.

Las especificaciones son las mismas contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 en la **Tabla A-F.1.1.**

## C F.12. MIEMBROS CON SECCIONES ASIMÉTRICAS

Cuando en el proyecto estructural aparecen vigas con secciones sin ejes de simetría o cualquier otra forma seccional para la cual no existen especificaciones en el Capítulo **F** del Reglamento, las tensiones producidas por la flexión se deberán limitar a la tensión de fluencia o a la tensión crítica de pandeo local o de pandeo lateral-torsional. La distribución de tensiones y/o la tensión de pandeo deberá ser determinada con los principios de la Mecánica Estructural obtenida de libros de texto o manuales, tales como la Guía SSRC (Zemian,2010), publicaciones en revistas de calidad técnica reconocida o análisis por elementos finitos. Como alternativa, el Proyectista o Diseñador Estructural puede solucionar el problema eligiendo un perfil dentro de los especificados en las **Secciones F.2. a F.11.** del Reglamento.

## C F.13. REQUISITOS DIMENSIONALES PARA VIGAS Y VIGAS ARMADAS

### C F.13.1. Reducciones en la resistencia de miembros con agujeros en las alas traccionadas

Históricamente, las especificaciones para reducción de resistencia en vigas laminadas y soldadas con agujeros en el ala traccionada estaban basadas tanto en un porcentaje de reducción independiente de la resistencia del material como por una relación entre las resistencias del ala a rotura por tracción y a fluencia, con factores de resistencia diferenciados. En ambos casos las especificaciones fueron desarrolladas en base a ensayos con vigas de acero con tensión de fluencia mínima especificada menor o igual que **248 MPa**. Las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005 responden al segundo criterio enunciado.

Ensayos más recientes (Dexter y Alstadt, 2004; Yuan y otros, 2004) indican que la resistencia a tracción del ala con agujeros por flexión, y por ende el momento nominal, puede ser determinada más exactamente por la comparación de  $F_y A_{fg}$  y  $F_u A_{fn}$ , con un pequeño ajuste cuando la relación  $F_y / F_u$  sea mayor que 0,8. Si la sección que disminuye los agujeros es suficiente para afectar la resistencia nominal, la tensión crítica se reducirá en el valor  $F_u (A_{fn} / A_{fg})$  y éste se deberá multiplicar conservadoramente por el módulo elástico  $S_x$ .

El factor de resistencia utilizado para el Capítulo **F** ( $\phi = 0,9$ ) es el normalmente aplicado para las resistencias de los estados límite de fluencia. En el caso de rotura del ala traccionada por la presencia de agujeros, las especificaciones de esta Sección utilizan el mismo factor de resistencia. Dado que los efectos de la expresión (**F.13.1**) dan que hay que multiplicar el módulo elástico por una tensión que es siempre menor que la tensión de fluencia, se puede demostrar que aplicar ese factor de resistencia entrega siempre un resultado conservador cuando  $(Z/S) \leq 1,2$ . También se puede demostrar, utilizando un adecuado modelo para la resistencia a la rotura, que la utilización del citado factor de resistencia puede ser conservador cuando  $(Z/S) > 1,2$  (Geschwindner, 2010).

*Por todo lo anterior se ha adoptado para este Reglamento lo establecido por la Especificación AISC-2010 en reemplazo de lo establecido en el Reglamento CIRSOC 301-2005.*

#### C F.13.2. Valores límites de las dimensiones de miembros de sección doble Te

Las especificaciones de esta Sección son las mismas que las del **Reglamento CIRSOC 301-2005** en su **Sección A-G.1.** del **Apéndice G**, basadas en la AISC-LRFD (1999). Se han mantenido los valores para las tensiones residuales de perfiles laminados y soldados.

#### C F.13.3. Chapas y platabandas adicionadas a las alas

Las platabandas no necesitan extenderse en toda la longitud del perfil o viga armada. La unión de los extremos entre la platabanda y la viga se deben proyectar para resistir la totalidad de la fuerza en la platabanda. Las uniones entre la platabanda y el ala de la viga deben trasmitir la fuerza tangencial entre el ala y la platabanda generada por la resistencia requerida.

Las especificaciones para las longitudes mínimas de los cordones de soldadura en los extremos de la platabanda, mas allá del punto teórico, reflejan la distribución irregular de tensiones en las soldaduras debida al retardo de corte en las uniones cortas.

#### C F.13.5. Longitud lateralmente no arriostrada para redistribución de momentos

Las especificaciones sobre redistribución de momentos de la **Sección B.3.5.** refieren a esta Sección para establecer la máxima longitud no arriostrada necesaria para que los momentos puedan ser redistribuidos. Partes de los miembros que necesitan rotar inelásticamente cuando se redistribuyen momentos, necesitan una separación menor de los arriostramientos que en casos similares de vigas continuas. Las expresiones (**F.13.8**) y (**F.13.9**) definen las longitudes máximas no arriostradas permitidas en las cercanías de las secciones donde se redistribuyen momentos para secciones de doble simetría y secciones doble Te de simple simetría con el ala comprimida de sección mayor que el ala traccionada, todas flexadas alrededor del eje fuerte. Estas expresiones son las mismas incluidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 y están basadas en investigaciones realizadas por Yura y otros (1978).



## COMENTARIOS AL CAPÍTULO G.

### PROYECTO DE MIEMBROS SOMETIDOS A CORTE

#### C G.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

Las especificaciones de este Capítulo son aplicables al proyecto de almas de miembros de doble y simple simetría incluyendo vigas híbridas, de ángulos simples y de tubos de sección circular sin costura, solicitados a corte en el plano del alma por flexión alrededor del eje fuerte. También se aplican a perfiles de doble y simple simetría solicitados a corte por flexión alrededor del eje débil.

En esta Sección se presentan dos métodos para determinar la resistencia nominal a corte  $V_n$ , para miembros de doble y simple simetría (incluyendo vigas híbridas) y canales solicitados a corte en el plano del alma por flexión alrededor del eje fuerte. El método especificado en la **Sección G.2.** no utiliza la resistencia pospandeo del miembro (acción del campo a tracción) mientras que el especificado en la **Sección G.3.** utiliza la resistencia pospandeo. Se define la resistencia de diseño al corte para todas las secciones cubiertas por esta Capítulo.

El factor de resistencia se adopta igual a **0,9** para todos los casos manteniendo lo especificado en el Reglamento CIRSOC 301-2005. La resistencia nominal será la especificada para cada caso en las respectivas Secciones.

#### C G.2. MIEMBROS CON ALMAS NO RIGIDIZADAS Y CON ALMAS RIGIDIZADAS

*Esta Sección especifica la resistencia nominal al corte de miembros de doble y simple simetría (incluyendo vigas híbridas) y canales solicitados a corte en el plano del alma por flexión alrededor del eje fuerte. Incluye las vigas de sección doble Te y Te, laminadas y armadas, secciones cajón armadas y secciones canal. Incluye el caso de almas no rigidizadas y rigidizadas para los estados límite de fluencia por corte y por pandeo por corte en función de la esbeltez del alma. No considera la resistencia pospandeo por acción del campo a tracción. También incluye las condiciones de rigidez a flexión y los detalles constructivos que deben cumplir los rigidizadores transversales para aumentar la resistencia a pandeo del alma.*

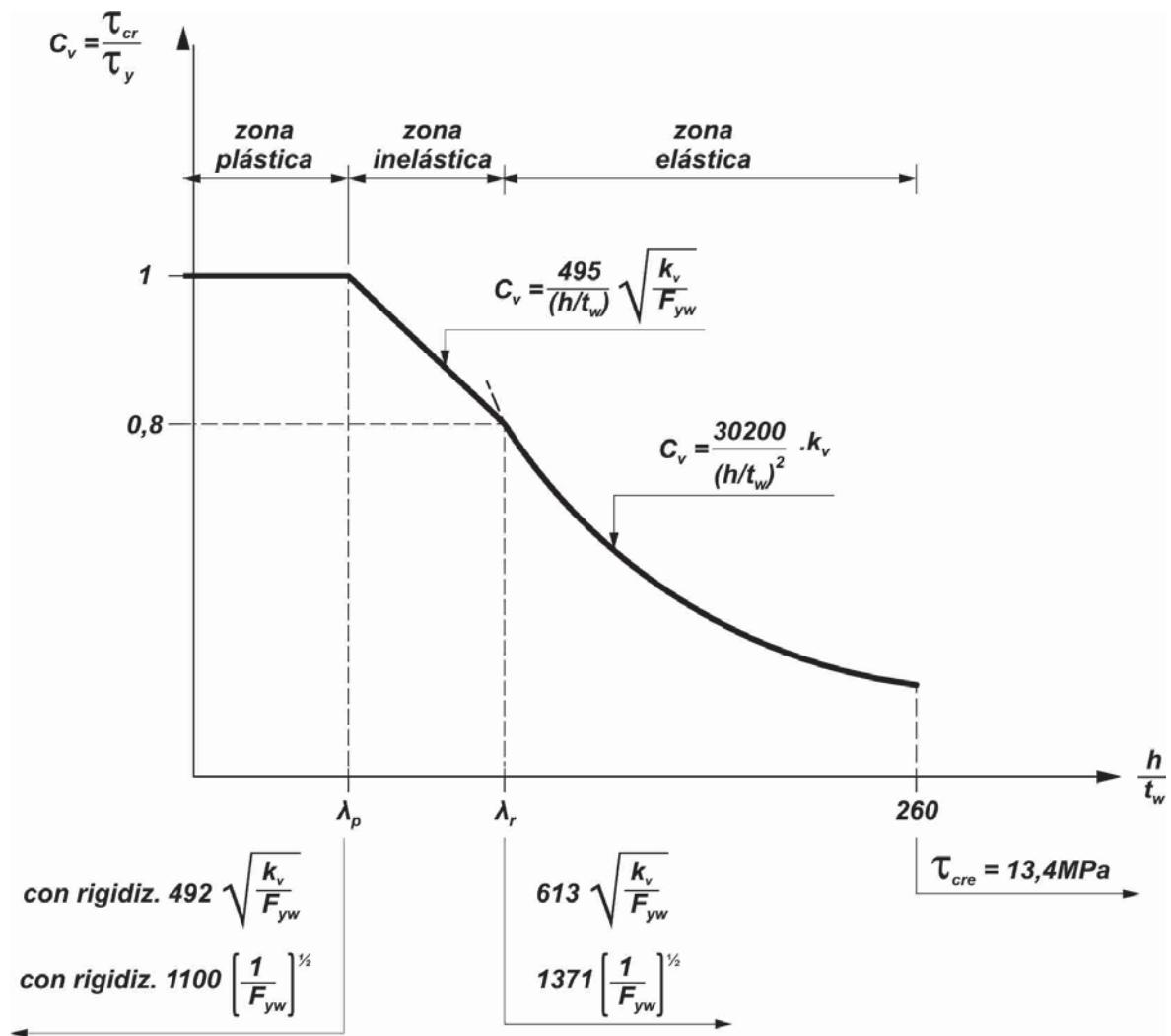
Se han adoptado las mismas especificaciones contenidas en las **Secciones F.2. y A-F.2.** del Reglamento CIRSOC 301-2005 pero siguiendo a la Especificación base AISC-2010, resumidas en las expresiones mas generales contenidas en el Apéndice **F**, **Sección A-F.2.** del Reglamento CIRSOC 301-2005.

##### C G.2.1. Resistencia nominal al corte

Para los miembros con secciones alcanzadas por las especificaciones de esta Sección, la resistencia nominal al corte se expresa por la expresión (**G.2.1**). Es el producto de la tensión de fluencia por corte (**0,6 F<sub>y</sub>**) por el área del alma (**A<sub>w</sub>**) y por un factor de reducción (**C<sub>v</sub>**) que varía

en función de la esbeltez del alma y que refleja la posibilidad de que el alma alcance la fluencia por corte, que pandee en zona inelástica o que pandee en zona elástica.

El factor  $C_v$  es la relación entre la tensión crítica de pandeo por corte del alma y la tensión de fluencia por corte. En la **Figura C-G.2.1.** se representa la variación de la resistencia al corte del alma a través de la variación de  $C_v = \tau_{cr} / \tau_y$  en función de la relación de esbeltez del alma. Quedan definidas tres zonas: plástica, inelástica y elástica.



Cuando  $(h/t_w) > 1,10 \cdot \sqrt{E \cdot k_v / F_{yw}}$ , la resistencia al corte del alma estará determinada por el estado límite de pandeo. Basler (1961) ha propuesto como límite de proporcionalidad  $\tau_p$ , el 80% de la tensión de fluencia del alma. La relación límite que separa la zona elástica de la inelástica corresponde a:

$$(h/t_w) = (1,10/0,8) \cdot \sqrt{E \cdot k_v / F_{yw}} \text{ o sea } (h/t_w) = 1,37 \cdot \sqrt{E \cdot k_v / F_{yw}}$$

Cuando la relación de esbeltez del alma supere este límite, la resistencia a corte del alma se obtendrá de la expresión de la tensión crítica de pandeo elástico:

$$\tau_{cre} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot k_v}{12(1 - \mu^2)(h/t_w)^2} \quad (\text{C-G.2.1})$$

El valor de  $C_v$  dado por la expresión (G.2.5), resulta de la relación  $(\tau_{cre}/\tau_y)$  y con  $\mu = 0,3$ .

En la zona inelástica, entre los límites citados, Basler propone para la tensión crítica de pandeo la expresión:

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_p \cdot \tau_{cre}} \quad (\text{C-G.2.2})$$

de la que resulta la expresión (G.2.4) para  $C_v$  en zona de pandeo inelástico con una variación lineal entre los límites indicados, que son representados en la **Figura C-G.2.1** como  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$ .

Todas las expresiones anteriores han sido obtenidas de las publicaciones de Timoshenko-Gere (1961) y Cooper y otros (1978).

El límite de  $(h/t_w) = 260$  está dado porque la tensión de pandeo por corte es tan baja para esa esbeltez que resulta antieconómico proyectar almas con esbelteces mayores a ese valor. Además almas con esa esbeltez pueden sufrir apreciables deformaciones en el transporte y montaje que anularían la hipótesis de proyecto de placas planas.

El coeficiente de abolladura  $k_v$  para placas solicitadas por corte puro con apoyos simples en sus cuatro bordes está dado por (Ziemian, 2011) la siguiente expresión:

$$k_v = \begin{cases} 4,00 + \frac{5,34}{(a/h)^2} & \text{para } (a/h) \leq 1 \\ 5,34 + \frac{4,00}{(a/h)^2} & \text{para } (a/h) > 1 \end{cases} \quad (\text{C-G.2.3})$$

Con fines prácticos y sin pérdida de exactitud se ha simplificado la expresión de  $k_v$  dada por la expresión (C-G.2.3). Se ha adoptado la expresión dada por la Especificación para Puentes Carreteros de la AASHTO (1989), con el mismo criterio utilizado en el Reglamento CIRSOC 301-2005.

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{C-G.2.4})$$

En las expresiones anteriores  $a$  es la distancia entre rigidizadores transversales. Cuando la relación  $(a/h)$  se hace grande, ya los rigidizadores no son efectivos para soportar la placa, por lo que se da la misma situación que cuando no existen rigidizadores y se toma en ambos casos  $k_v = 5$ . La expresión **(G.2.6)** del Reglamento (expresión **C-G.24** de este Comentario) se debe aplicar sólo en el caso en que existan alas de apoyo en ambos bordes del alma. Este no es el caso de las secciones **Te** que tienen un borde libre, por lo que en este caso se deberá adoptar  $k_v = 1,2$  (JCRC, 1971).

Las especificaciones de la **Sección G.2.1.** suponen un aumento monótono de las cargas. Si un miembro flexado es sometido a acciones reversibles que causen fluencia cíclica sobre un segmento largo del alma, tal como puede ocurrir en un sismo de gran intensidad, se deberán aplicar consideraciones especiales en el proyecto (Popov, 1980).

En vigas armadas, la conveniencia de usar almas gruesas sin rigidizadores o almas delgadas con rigidizadores resultará del balance económico entre el costo de material y la mano de obra. Si resultara económicamente más conveniente proyectar la viga armada con alma delgada con rigidizadores, el método especificado en la **Sección G.3.**, con la utilización de la **acción del campo a tracción**, dará menos rigidizadores.

### **C G.2.2. Rigidizadores transversales**

Cuando sean necesarios rigidizadores transversales para aumentar la capacidad a pandeo del alma, ellos deberán ser suficientemente rígidos para servir de apoyo al alma y evitar su salida fuera del plano en los bordes del panel. Ello se logra con un momento de inercia mínimo del rigidizador. Para lograr esto se adopta la misma expresión del Reglamento CIRSOC 301-2005. Las expresiones **(G.2-7)** y **(G.2-8)** se deducen en el Capítulo 11 de Salmon y Johnson (1996) a partir de la expresión originada en Bleich (1952).

Los rigidizadores se deben unir al ala comprimida para quedar correctamente apoyados y podrán no unirse al ala traccionada pues la tracción evita que salgan fuera del plano.

## **C G.3. RESISTENCIA AL CORTE CON ACCIÓN DEL CAMPO A TRACCIÓN**

Las especificaciones de esta Sección se deberán aplicar cuando se pretenda utilizar la acción del campo a tracción en vigas armadas a fin de aumentar la resistencia a corte más allá de la determinada por el pandeo del alma.

### **C G.3.1. Limitaciones para el uso de la acción del campo a tracción**

Los paneles del alma de un miembro armado de sección doble Te, delimitado arriba y abajo por las alas y a cada lado por rigidizadores transversales, son capaces de desarrollar una resistencia a corte mayor que la carga crítica de pandeo del alma. Cuando se alcanza el límite de la resistencia a pandeo del alma, los desplazamientos laterales del alma son muy pequeños. Estas deformaciones no son de importancia estructural y existen otros mecanismos que permiten que los miembros desarrollen una resistencia adicional.

Cuando los rigidizadores transversales estén adecuadamente espaciados y tengan la suficiente rigidez para resistir las deformaciones pospandeo fuera del plano del alma, se formarán significativos campos de tracciones diagonales en los paneles del alma antes de alcanzar el límite de resistencia al corte. Al pandear el alma, ella se comportará en forma similar a una viga reticulada tipo Pratt con diagonales traccionadas equilibradas por fuerzas verticales desarrolladas en los rigidizadores transversales que actúan como montantes. Este esquema de viga Pratt permite que se desarrolle una resistencia mayor no considerada por la teoría de pandeo de placa.

La condición clave para que se desarrolle el campo de tracciones en el alma de una viga armada es que los rigidizadores tengan la suficiente rigidez a flexión para estabilizar el alma en la longitud del panel. En el caso de los paneles extremos de una viga simplemente apoyada existe un solo panel a un lado del rigidizador. Por ello el anclaje del campo de tracciones en esa zona es limitado en muchos casos, por lo que no es seguro considerar el efecto en los paneles extremos. Además, la resistencia del campo de tracciones se reduce cuando la relación entre la separación de los rigidizadores y la altura del alma es grande por la inclinación que debería tener la fuerza diagonal. Tampoco se puede considerar la acción del campo a tracción en vigas híbridas.

Para el caso en que el alma se proyecte considerando la acción del campo a tracción, White y otros (2008) han demostrado que la interacción entre corte y flexión resulta despreciable cuando se satisface que  $2A_w/(A_{fc} + A_{ft}) \leq 2,5$  y  $(h/b_{fc}) \leq 6$  o  $(h/b_{ft}) \leq 6$ . Por ello no se permite el uso de la acción del campo a tracción para vigas con proporciones de áreas ala-alma pequeñas, dadas por los citados límites. Límites similares son especificados en AASHTO (2010); donde se permite el uso de una resistencia reducida basada en la acción del campo a tracción para casos donde esos límites no son satisfechos.

### **C G.3.2. Resistencia nominal al corte con acción del campo a tracción**

Los métodos analíticos basados en la acción del campo a tracción han sido desarrollados (Basler y Thurlimann, 1963; Basler 1961) y corroborados mediante un extensivo programa de ensayos (Basler y otros, 1960). La expresión (**G.3.2**) se basa en esas investigaciones. El segundo término en el paréntesis refleja el aumento de resistencia al corte por la acción del campo a tracción en relación con la resistencia por pandeo representada por el factor  $C_v$ . Los méritos de la expresión (**G.3.2**) en relación con otras expresiones alternativas de la resistencia al corte son evaluadas en White y Barker (2008) concluyendo en la recomendación de uso de la expresión (**G.3.2**). La expresión es la misma adoptada por el Reglamento CIRSOC 301-2005.

### **C G.3.3. Rigidizadores transversales**

***La componente vertical de la fuerza desarrollada en el panel del alma por el campo de tracciones debe ser resistida por el rigidizador transversal actuando como montante de la viga Pratt.*** Por ello, además de la rigidez a flexión necesaria para servir de apoyo para el panel al pandear (indicada en la **Sección G.2.2**), el rigidizador deberá tener un área que sea suficiente para resistir la compresión generada por el campo de tracciones. Sin embargo, numerosos estudios (Horne y Grayson, 1983; Rahal y Harding, 1990a, 1990b, 1991; Stanway y otros, 1993, 1996; Lee y otros, 2002b; Xie y Chapman, 2003; Kim y otros, 2007) han demostrado que los rigidizadores transversales de vigas doble Te proyectadas usando la acción del campo a tracción son solicitadas predominantemente a flexión por la restricción que proveen a la deformación del alma fuera de su plano.

Si bien existe evidencia de cierta compresión axil en los rigidizadores transversales debida a la acción del campo a tracción, el efecto de la compresión axil es típicamente menor al resultante de la flexión generada por la restricción al pandeo de la placa, incluso en placas de alma con la máxima esbeltez permitida por el Reglamento. Por ello, las exigencias de área necesaria para los rigidizadores (incluidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005) no son incorporadas en este Reglamento, siguiendo lo planteado en la especificación base AISC 2010. Con igual fundamento se han incrementado las exigencias para la rigidez a flexión de los rigidizadores transversales para los casos en que se utilice la acción del campo a tracción. La expresión **(G.3.4)** es la misma especificada por la AASHTO(2010).

Los rigidizadores transversales deberán estar unidos a ambas alas para poder funcionar como montantes de la viga reticulada tipo Pratt.

#### C G.4. ÁNGULOS SIMPLES

Las tensiones de corte en perfiles ángulo debidas a las cargas mayoradas son el resultado de la variación de momento flector a lo largo de su longitud (esfuerzo de corte debido a la flexión) y de 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 mediante la siguiente expresión:

$$f_v = 1,5 \frac{V_b}{b \cdot t} \cdot (10) \quad \text{C-G.4.1}$$

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 será constante en todo el espesor del ala, y deberá ser determinada para ambas alas. Luego se adoptará 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 será **1,35**. Los factores correspondientes entre ambos límites podrán ser calculados conservadoramente con la fórmula de Jouraski que determina la máxima tensión tangencial en el eje neutro  $f_v$  (MPa):

$$f_v = \frac{V_b \cdot Q}{I \cdot t} \cdot (10)$$

siendo:

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

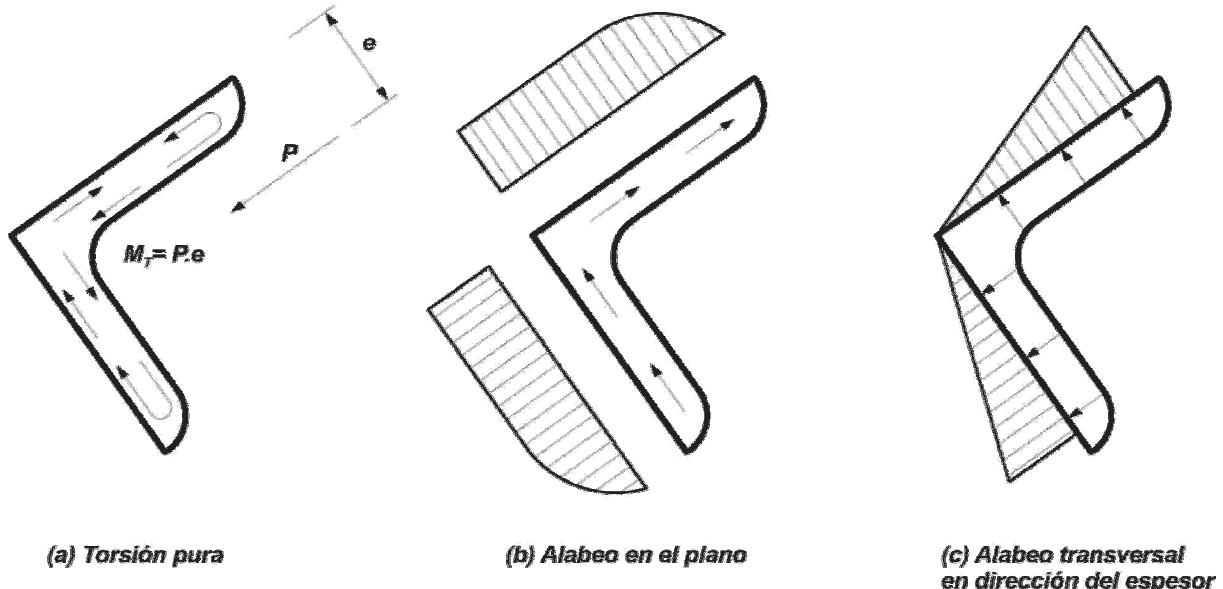
$I$  el momento de inercia de la sección con respecto al eje de flexión, en  $\text{cm}^4$ .

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 podrá adoptar una tensión tangencial uniforme en el ala  $f_v$ , en MPa:

$$f_v = \frac{V_b}{b \cdot t} \cdot (10)$$

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 generará 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). (Ver "Torsional Analysis of Structural Steel Members". Guide Nº 9. AISC. 1997). Si los vínculos permiten el libre alabeo de la sección transversal, el momento torsor aplicado  $M_t$  será resistido sólo por tensiones tangenciales tal como se indica en la **Figura C-G.4.1 (a)**. Estas tensiones serán constantes a lo largo del ala excepto para regiones localizadas en su punta.



**Figura C-G.4.1. Tensiones tangenciales debidas a torsión.**

Su valor máximo  $f_v$  (MPa) se puede determinar aproximadamente por la siguiente expresión:

$$f_v = \frac{M_t \cdot t}{J} \cdot (10^3) = 3 \frac{M_t}{A \cdot t} \cdot (10^3) \quad (\text{C-G.4.2})$$

siendo:

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

**$J$**  el módulo de torsión de la sección. (Aproximadamente igual  $a = \sum b \cdot t^3 / 3$  cuando no se dispone de una 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  $\text{cm}^2$ .

En la sección donde el alabeo esté restringido, el momento torsor será resistido por tensiones tangenciales por alabeo de dos tipos. (Gjelsvik, 1981). Las del primer tipo se producirán en el plano como se indica en la **Figura C-G.4.1 (b)**, y variarán desde cero en la punta hasta un máximo en el talón del ángulo. Las del segundo tipo se producirán en la dirección del espesor y suelen designarse como tensiones tangenciales por alabeo secundarias. Variarán desde cero en el talón hasta un máximo en la punta del ala, tal cual se indica en la **Figura C-G.4.1 (c)**.

En un miembro 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 generará los tres tipos de tensiones tangenciales descriptas (**por torsión pura, por alabeo restringido en el plano y por alabeo restringido secundarias**), en proporciones variables a lo largo de su longitud. El momento torsor total aplicado será equilibrado por los momentos torsores internos generados por los tres tipos de tensiones tangenciales. La incidencia de cada uno en el total dependerá 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 serán aproximadamente del mismo orden y menores que el **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 deberá sumar directamente a la tensión tangencial debida al esfuerzo de corte, obteniéndose un máximo que ocurrirá 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 miembros 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.

## C G.5. TUBOS DE SECCIÓN CIRCULAR SIN COSTURA

Se dispone de poca información sobre el comportamiento de los tubos circulares sometidos a corte. Las especificaciones se basan en el comportamiento frente al pandeo local de los tubos circulares sometidos a torsión. La torsión es generalmente constante a lo largo de la longitud del miembro, mientras que el esfuerzo de corte es usualmente variable. Por ello se recomienda tomar la tensión crítica tangencial por corte como **1,3** veces la tensión crítica tangencial por torsión (Brockenbrough y Johnston, 1981; Ziemian, 2010). Además las expresiones para torsión son aplicables para la longitud total del miembro, pero para corte transversal resulta razonable usar la distancia entre la sección con máximo esfuerzo de corte y la sección con corte nulo.

Solo las secciones tubulares circulares muy delgadas pueden tener una reducción de la tensión crítica con respecto a la de fluencia por corte. Incluso en este caso el corte solo define el proyecto en secciones delgadas en miembros de longitudes muy cortas.

En la expresión para la resistencia nominal al corte,  $V_n$ , para tubos circulares, se supone como  $F_{cr}$  la tensión de corte en el eje neutro determinada por  $F_v = (VQ / Ib)$ . Para tubos delgados de radio  $R$  y espesor  $t$ , resultan  $I = \pi R^3 t$ ,  $Q = 2R^2 t$  y  $b = 2t$ . Por ello la tensión tangencial en el eje neutro resulta  $F_v = V/\pi R t$ . El denominador será la mitad del área bruta del tubo circular.

## C G.6. CORTE POR FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE DÉBIL DE SECCIONES DE DOBLE Y SIMPLE SIMETRÍA

La resistencia nominal al corte para secciones de simetría simple y doble flexadas alrededor del eje débil y no solicitadas a torsión queda definida por las expresiones de la **Sección G.2.** con un coeficiente de abolladura  $k_v = 1,2$  igual al usado para almas de secciones Te.

Para perfiles laminados doble Te normalizados la esbeltez máxima de ala será  $(b_f / 2t_f) = 13,8$ .

Para  $F_y = 355 \text{ MPa (F36)}$  la esbeltez límite para que se alcance la fluencia será:

$$1,1 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{1,2 \times 200000}{355}} = 28,6$$

Por ello es  $C_v = 1,0$  para los perfiles doble Te y canal normalizados, y sólo para secciones armadas con alas muy esbeltas puede ser  $C_v < 1,0$ .

## C G.7. INTERACCIÓN ENTRE FLEXIÓN Y CORTE

En la mayoría de los casos de secciones armadas, la resistencia nominal a momento flector no estará influida por la presencia del corte y tampoco la resistencia nominal a corte será influida por el momento flector. Esto porque la resistencia a momento estará provista fundamentalmente por las alas y la resistencia a corte por las almas. Sin embargo cuando en una misma sección o panel coexisten altas resistencias requeridas a momento y a corte, como puede ser el caso de los paneles adyacentes a los apoyos de vigas continuas, puede existir una interacción entre momento flector y corte. La interacción puede ser controlada con la verificación de la expresión (G.7.1) deducida a partir de un modelo simplificado del problema. Esto será necesario en vigas armadas proyectadas para desarrollar toda la capacidad a corte del alma. Las dos condiciones indicadas, o sea **corte requerido mayor o igual que 60% de la resistencia de diseño a corte y momento requerido mayor o igual que 75 % de la resistencia de diseño a momento se deben dar simultáneamente para que sea necesario verificar la interacción.**

## C G.8. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA

En algunos miembros estructurales, como vigas de piso, será necesario realizar aberturas en el alma para acomodar instalaciones mecánicas, eléctricas, de aire acondicionado, etc. Los estados límite de resistencia, tales como el pandeo local del ala comprimida o del alma, pandeo local o fluencia de la zona comprimida de secciones Te bajo o sobre la ubicación de la abertura, el pandeo lateral o la interacción corte-flexión o los estados límite de servicio, pueden controlar el proyecto de miembros flexados con aberturas en el alma. Son importantes la ubicación, tamaño y número de aberturas y por ello han sido determinados empíricamente valores límites para dichas características. Un procedimiento general para estimar los efectos

de las aberturas en el alma y para proyectar los refuerzos que sean necesarios puede consultarse en ASCE Specification for Structural Steel Beams with Web Penings (ASCE 1999). Los fundamentos se pueden encontrar en diversas publicaciones como Darwin (1990), ASCE Task Commitee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete (1992a, 1992b).

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO H.

### PROYECTO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS Y TORSIÓN

Los **Capítulos D, E, F y G** del Reglamento incluyen las especificaciones para el proyecto de miembros solicitados solamente a un tipo de solicitud: tracción axil, compresión axil, flexión y corte, respectivamente.

*El Capítulo H incluye las especificaciones para el proyecto de miembros sometidos a la combinación de dos o más de las solicitudes citadas, así como también la posible solicitud adicional de torsión.*

Las especificaciones de este Capítulo cubren dos situaciones:

- (a) la mayoría de los casos que pueden ser tratados por una expresión de interacción que incluye las relaciones entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño para cada solicitud;
- (b) los casos donde las tensiones debidas a las solicitudes aplicadas se suman algebraicamente y se comparan con tensiones límites de fluencia o de pandeo.

#### C H.1. MIEMBROS DE DOBLE Y SIMPLE SIMETRÍA SOLICITADOS A FLEXIÓN Y A CARGA AXIL

Esta Sección comprende las especificaciones para el proyecto de **miembros prismáticos** con secciones de **doble y de simple simetría**, sometidos a la combinación de flexión y compresión o de flexión y tracción. Los típicos miembros incluidos en esta Sección son los perfiles laminados y armados doble Te, canales, tubos de sección circular, secciones cajón, ángulos de alas iguales, secciones macizas circulares o rectangulares y cualquier sección armada por combinación de chapas y/o perfiles de doble o simple simetría.

**No incluye a las secciones Te**, para las que se debe aplicar la **Sección H.2**. Las expresiones de interacción combinan la flexión alrededor de uno o ambos ejes geométricos (ejes principales en secciones de simple o doble simetría) con la compresión o tracción axil. Las expresiones de interacción son las mismas incluidas en las Secciones H.1.1 y H.1.2 del Capítulo H del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Las expresiones (**H.1.1a**) y (**H.1.1b**) son el resultado de clarificar y simplificar expresiones similares usadas en la Especificación AISC-ASD (tensiones admisibles) desde 1961. Un nuevo alcance para la interacción entre flexión y fuerza axil fue introducido en la Especificación AISC-LRFD (1986). En los Comentarios de la Especificación AISC-2010 se presenta una explicación de la teoría que fundamenta las curvas de interacción definidas por las expresiones incluidas en el Reglamento. Las expresiones de interacción son muy versátiles y contemplan las distintas situaciones consideradas para la determinación de las resistencias requeridas y las resistencias de diseño.

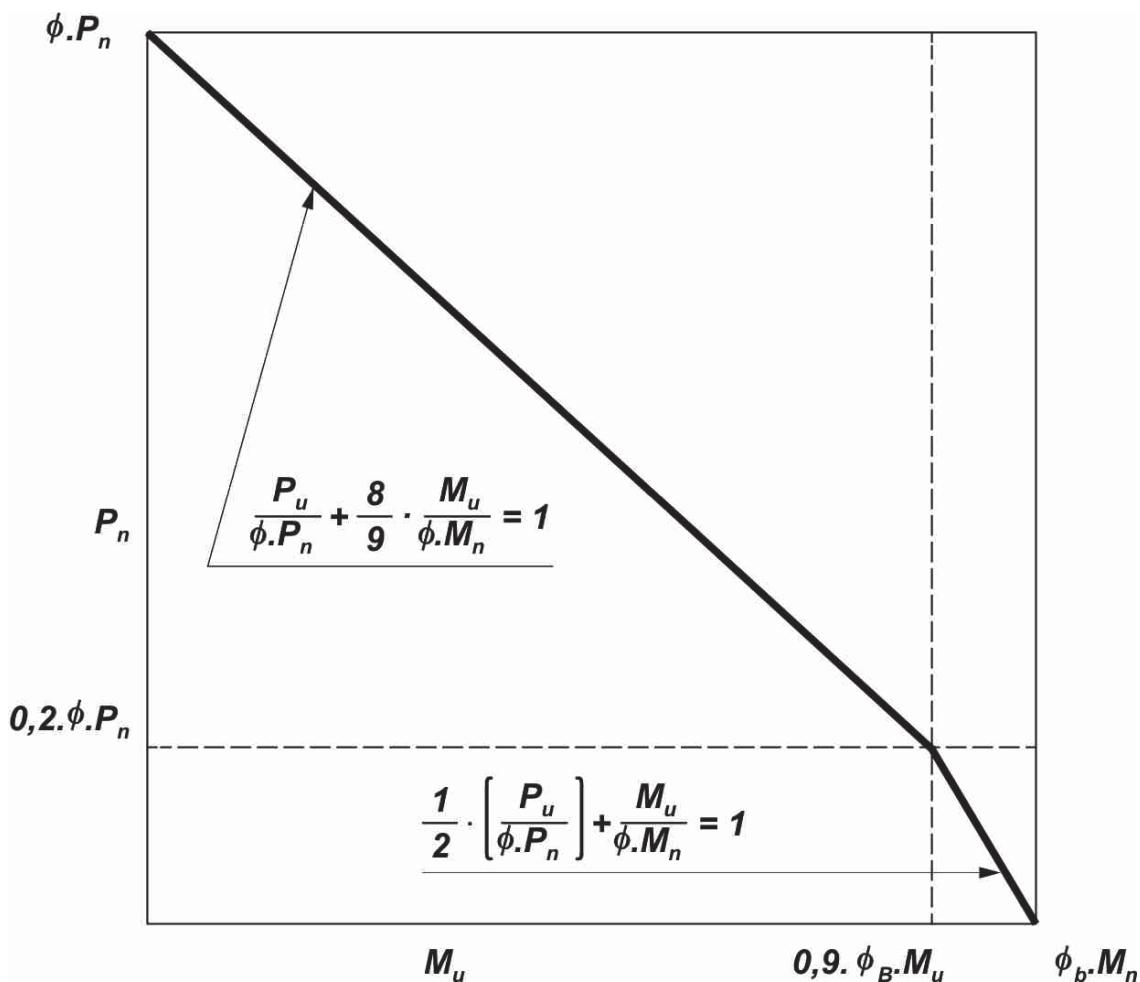
Cuando la flexión se produce alrededor de un solo eje, la gráfica de las expresiones de interacción adopta la forma indicada en la **Figura C-H.1.1.** en la que se representa flexión con compresión.

Las expresiones de interacción permiten también considerar la **flexión biaxial anulando el término que contiene a la fuerza axil.**

#### C H.1.1. Miembros de doble y simple simetría solicitados a flexión y a compresión

Las resistencias requeridas  $P_u$  (compresión),  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$  serán determinadas por análisis estructural según las especificaciones de la **Sección C.1** del **Capítulo C**.

Los momentos requeridos  $M_u$  serán los máximos que se producen en la longitud del miembro.



**Figura C-H.1.1. Expresiones de interacción para vigas-columnas.**

La resistencia nominal a compresión será determinada con las especificaciones del **Capítulo E**. La resistencia nominal se determinará con la mayor esbeltez efectiva ( $kL/r$ ) de la barra **independientemente de la dirección de la flexión**. El factor de longitud efectiva  $k$  será **el que corresponda considerar según el método de análisis estructural** empleado

para determinar las resistencias requeridas (por ejemplo método de análisis directo o métodos alternativos del **Apéndice 7** ).

Las resistencias nominales a flexión serán determinadas para cada tipo de miembro según las especificaciones aplicables del **Capítulo F**.

#### C H.1.2. Miembros de doble y simple simetría solicitados a flexión y a tracción

Las resistencias requeridas  $P_u$  (tracción),  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$  serán determinadas por análisis estructural según las especificaciones de la **Sección C.1** del **Capítulo C**.

Los momentos requeridos  $M_u$  serán los máximos que se producen en la longitud del miembro.

No se ha incluido el aumento de  $C_b$  por el efecto estabilizante de la tracción en el pandeo lateral, especificado en la versión AISC-2010, por ser su desarrollo muy complejo y a veces de dudosa aplicación y no tener demasiada importancia en el aumento del  $M_n$  del miembro.

#### C H.1.3. Perfiles laminados compactos de doble simetría solicitados a flexión simple y a compresión

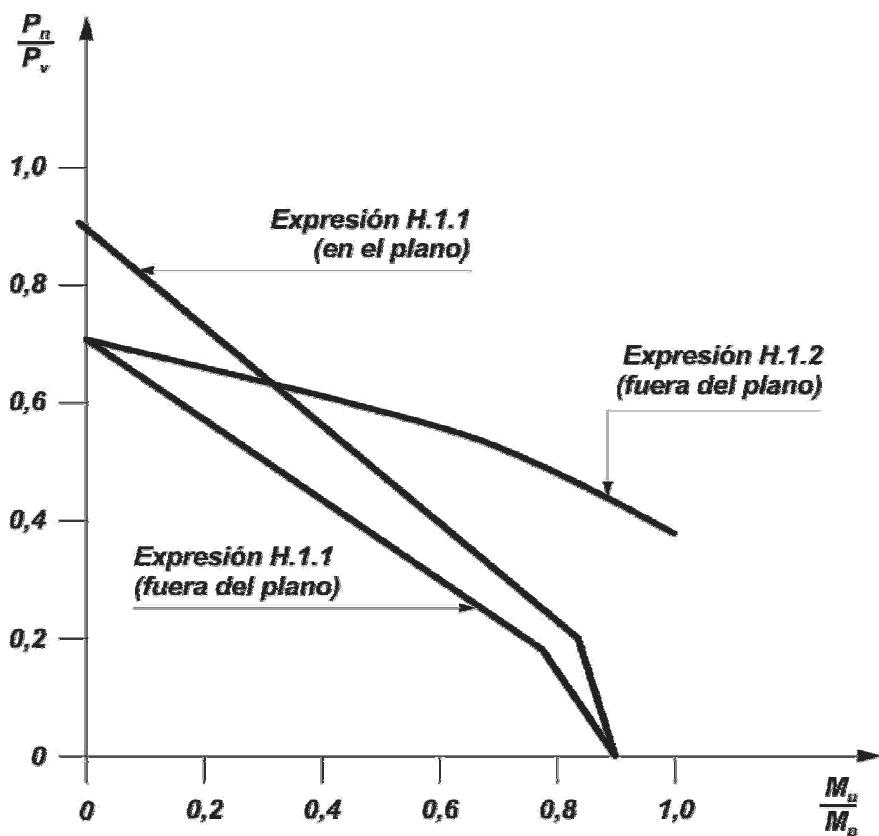
Para secciones de **ala ancha**, con doble simetría y solicitadas por momentos flectores alrededor del eje **x**, las expresiones de interacción lineal (**H.1.1**) resultan conservadoras para los casos donde el estado límite determinante para fuerza axial de compresión sea el pandeo fuera del plano y el estado límite determinante para flexión sea el pandeo lateral-torsional (Ziemian,2010). La **Sección H.1.3**. presenta una expresión opcional para verificar la resistencia fuera del plano de la viga-columna.

Las dos curvas de la **Figura C-H.1.2.** señaladas como expresión (**H.1.1**) (fuera del plano) y como expresión (**H.1.2**) (fuera del plano) muestran la diferencia entre las expresiones de interacción bilineal y parabólica para la resistencia fuera del plano de una viga-columna formada por un perfil **W27x84 (W678x125)** equivalente en mm y Kg/m),  $L_b= 3,05 \text{ m}$  y tensión de fluencia  $F_y=345 \text{ MPa}$  y sometida a un momento flector alrededor del eje fuerte que varía linealmente a lo largo del miembro desde cero hasta un máximo en el otro extremo ( $C_b=1,67$ ). Además se indica en la mencionada Figura el gráfico de la expresión (**H.1.1**) de interacción bilineal para pandeo en el plano. Es de hacer notar que el término  $C_b \phi_b M_{nx}$  puede ser mayor que  $\phi_b M_{px}$ . La menor ordenada de las curvas de resistencia por pandeo fuera del plano y por pandeo en el plano será la resistencia que define el proyecto.

La expresión (**H.1.2**) se deduce, desde la forma fundamental, para la resistencia al pandeo lateral-torsional fuera del plano en secciones doble T de doble simetría que tiene la siguiente estructura:

$$\left( \frac{M_u}{C_b \phi_b M_{nx(Cb=1)}} \right)^2 \leq \left( 1 - \frac{P_u}{\phi_c P_{ny}} \right) \left( 1 - \frac{P_u}{\phi_c P_{ez}} \right) \quad (\text{C-H.1.1})$$

La expresión (**H.1.2**) se obtiene de sustituir una estimación mínima de **2** para la relación entre la resistencia a pandeo torsional elástico y la resistencia nominal a pandeo flexional fuera del plano ( $P_{ez}/P_{ny}$ ), en secciones **W** con  $k_y L_y = k_z L_z$ . En la especificación AISC 2005 se suponía que la relación ( $P_{ez}/P_{ny}=\infty$ ) lo que en el desarrollo de la expresión (**H.1.2**) lleva en ciertos casos a que la resistencia fuera del plano sea sobreestimada.



**Figura C-H.1.2.** Comparación entre expresiones de interacción bilineal (expresión (H.1.1) con pandeo fuera del plano), parabólico (expresión (H.1.2) con pandeo fuera del plano) y de interacción bilineal (expresión H.1.1) con pandeo en el plano –caso de un perfil W27x84,  $F_y = 345 \text{ MPa}$ ,  $L_b = 3,05 \text{ m}$ ,  $C_b = 1,67$ ).

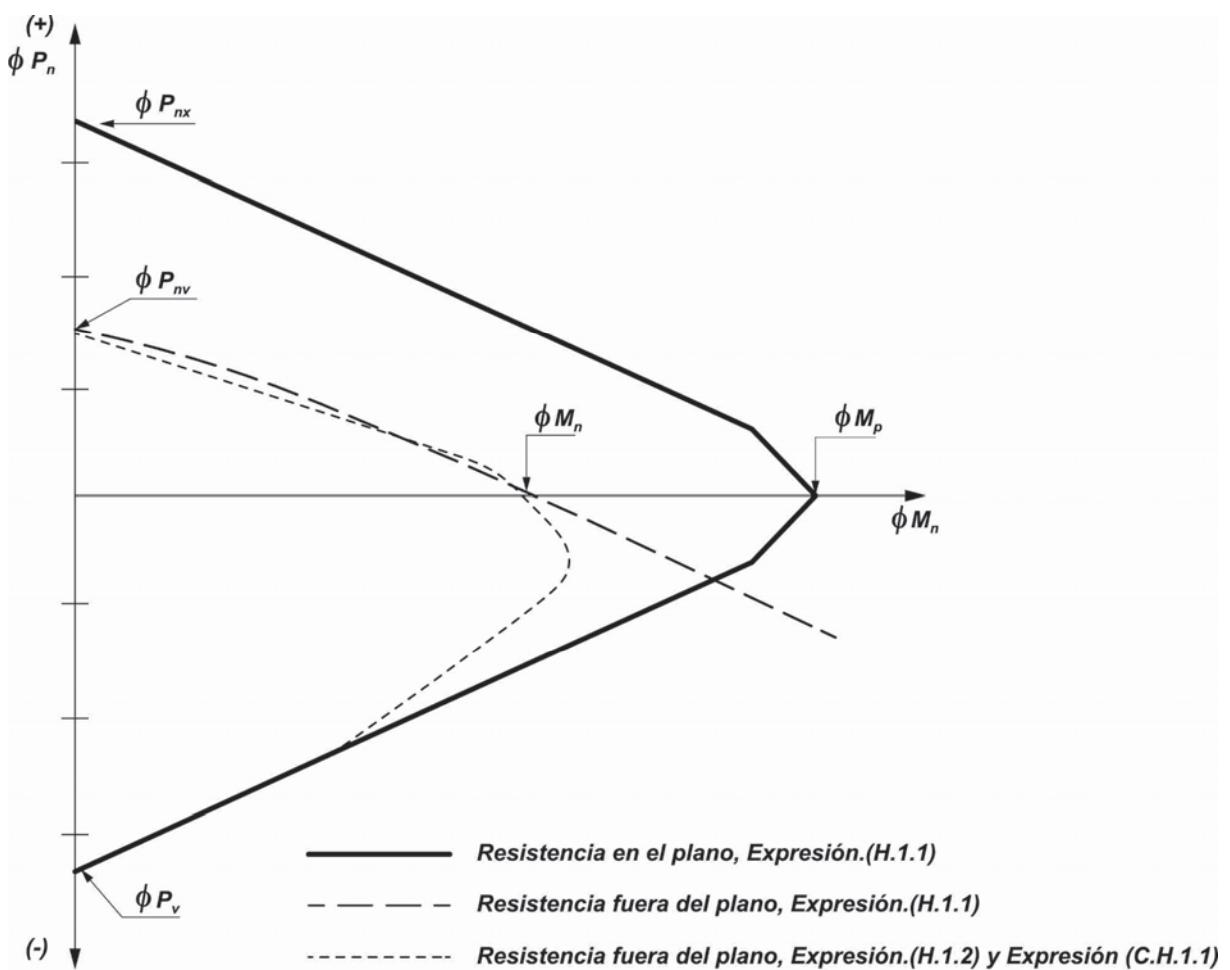
La relación entre las expresiones (H.1.1) y (H.1.2) se muestra en la **Figura C-H.1.3**. Las curvas relacionan la carga axial requerida  $P$ , en ordenadas y el momento requerido  $M$  en abcisas, cuando las expresiones de interacción (H.1.1) y (H.1.2) son iguales a la unidad. Los valores positivos de  $P$  corresponden a compresión y los negativos a tracción.

Las curvas son para un perfil **W16x26 (AISC)** con  $F_y = 345 \text{ MPa}$ , una longitud de  $L = 3,05 \text{ m}$ , y sometido a un momento flector uniforme alrededor del eje fuerte ( $C_b = 1,0$ ). La curva llena en para pandeo en el plano o sea con arriostramientos laterales que impiden el pandeo lateral-torsional. La curva punteada grafica la expresión (H.1.1) cuando no existe arriostramiento lateral entre los extremos de la viga-columna. En la región de tracción axial se

modificó la curva con el término  $\sqrt{1 + \frac{P_d}{P_{ey}}}$  (permitido en la Especificación AISC 2010; no incluido en el Reglamento CIRSOC 301-2017).

La curva segmentada grafica la expresión (H.1.2) para el caso de compresión axial y para el caso de tracción axial grafica la expresión (C-H.1.1) con la relación  $(P_{ez}/P_{ny})$  igual a infinito.

Para un valor dado de fuerza axial  $P$ , ya sea en compresión como en tracción, las expresiones (H.1.2) y (C-H.1.1) permiten un mayor momento flector sobre gran parte del rango de aplicación.



**Figura C-H.1.3.** Viga columna sometida a fuerza axial de compresión y tracción (valor negativo)(Perfil W16x26(AISC);  $F_y = 345 \text{ MPa}$  ;  $L = 3,05 \text{ m}$  ;  $C_b = 1,0$  ).

## C H.2. MIEMBROS DE SECCIÓN ASIMÉTRICA Y OTROS SOLICITADOS A FLEXIÓN Y A CARGA AXIL

Las especificaciones de la **Sección H.1** son aplicables para vigas-columnas con simetría doble y simple. Además existen muchas formas seccionales que son asimétricas, tales como los ángulos de alas desiguales y cualquier tipo de secciones armadas con chapas y/o perfiles que puedan ser fabricadas. Para estas situaciones la expresión de interacción de la **Sección H.1** puede no ser apropiada.

La expresión lineal  $\left[ \frac{f_{ua}}{F_{da}} + \frac{f_{ubw}}{F_{dw}} + \frac{f_{ubz}}{F_{dz}} \right] \leq 1$  provee una forma simple y conservadora para

tratar esos problemas. Las letras minúsculas ( $f$ ) corresponden a las tensiones requeridas por fuerza axial y por flexión, determinadas mediante **Análisis Elástico** de la estructura debidas a las cargas mayoradas, incluyendo los efectos de segundo orden. Las tensiones en letras mayúsculas ( $F$ ) son las resistencias de diseño expresadas en términos de tensión y correspondientes a los estados límites de fluencia o pandeo, de ambos el que sea crítico. Los subíndices  $w$  y  $z$  se refieren a los ejes principales de la sección asimétrica.

Las especificaciones de esta Sección (la expresión **(H.2.1)**) pueden ser usadas para secciones transversales que puedan calificar para el uso de una expresión de interacción más liberal que la de la **Sección H.1**.

También se puede utilizar la expresión **(H.2.1)** para fuerzas axiles de tracción.

La expresión **(H.2.1)** se presenta con formato de tensiones como una ayuda para poder analizar la situación de los varios puntos que pueden ser críticos en las secciones trasversales asimétricas de los miembros. Para secciones asimétricas sometidas a flexión alrededor de uno o de los dos ejes, la condición crítica será dependiente del signo del momento flector. Esto también se verifica para secciones de simple simetría como **secciones Te** flexadas alrededor del eje **x**. Al usar las mismas propiedades elásticas de la sección transversal para determinar tanto las tensiones requeridas como las tensiones de diseño, la relación de momentos flectores será la misma que la relación de tensiones.

La expresión **(H.2.1)** puede ser usada estrictamente para la interacción del momento crítico de cada uno de los ejes principales en cuyo caso existe una única relación de tensiones para cada punto de la sección transversal pues la relación de momentos y tensiones es la misma. En ese caso se suman las relaciones de tensiones para obtener la condición crítica de las fibras extremas.

El uso estricto de la expresión **(H.2.1)** resulta generalmente conservador y es la expresión recomendada para el proyecto de, por ejemplo, vigas-columnas de ángulos de alas desiguales. La resistencia de diseño a flexión, en términos de tensión para un punto de la sección en particular, (punta del ala corta, o del ala larga, talón de ángulo) está definida por el momento nominal para pandeo lateral-torsional, para la plastificación o el pandeo local, en correspondencia con el signo de las tensiones requeridas. La verificación con la expresión citada se deberá hacer en las puntas del ala corta, del ala larga y en el talón del ángulo.

Para ciertas combinaciones de cargas requeridas y para algunos perfiles donde las tensiones críticas de diseño pueden variar de ser de compresión o de tracción de un punto a otro de la sección transversal, puede ser conveniente analizar dos relaciones de interacción dependiendo de la intensidad de la solicitud. Esto es permitido para combinación de flexión y tracción según el último párrafo de la **Sección H.2**.

Como ejemplo para una sección Te traccionada y flexada alrededor del eje **x** y alrededor del eje **y**, el dimensionado puede ser definido tanto por la compresión en el ala como por la tracción en el alma. Esta última generada por el momento alrededor del eje **x**. Si la flexión alrededor de **y** es relativamente mayor que la de alrededor de **x**, la relación de tensiones **se deberá verificar para la compresión** en el ala con la expresión **(H.2.1)**, sumando algebraicamente a la relación de tensión de tracción axil, las relaciones de tensiones de compresión. Sin embargo, si la flexión alrededor de **y** es pequeña con relación a la de alrededor de **x**, se deberá verificar la punta del alma pues la solicitud en ella será independiente del momento  $M_{uy}$ . La expresión de interacción a aplicar será:

$$\left[ \frac{f_{ua}}{F_{da}} + \frac{f_{ux}}{F_{dx}} \right] \leq 1,0$$

En los Comentarios al **Capítulo H** de la Especificación AISC-2010 se puede consultar otro ejemplo del uso de más de una expresión de interacción para miembros sujetos a combinación de tracción y flexión.

## C H.3. MIEMBROS SOLICITADOS A TORSIÓN Y A COMBINACIÓN DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE Y/O CARGA AXIL

### C H.3.1. Resistencia de diseño a torsión de tubos de sección circular (tubos HSS sin costura)

Las especificaciones de esta Sección son las mismas contenidas en el Reglamento CIRSOC 302-2005.

Los tubos son frecuentemente utilizados en la construcción de pórticos espaciales y otras estructuras donde sus elementos estructurales deben resistir momentos torsores significativos.

Al tener los tubos una sección transversal cerrada resultan mucho mas eficientes frente a la torsión que las secciones abiertas como las doble Te o canales. Mientras las tensiones normales y tangenciales debidas al alabeo resultan generalmente significativas en las secciones abiertas, ellas son insignificantes en las secciones cerradas y se puede considerar que el momento torsor total es equilibrado sólo por tensiones tangenciales debidas a la torsión pura o de Saint Venant.

En los tubos se puede suponer que las tensiones tangenciales de la torsión pura se distribuyen uniformemente. Su valor en unidades compatibles será:

$$\tau = (T_u / C)$$

siendo:

**T<sub>u</sub>** el momento torsor requerido.

**C** la constante torsional de corte de la sección transversal.

En el formato de estados límite, el momento torsional resistente nominal será **T<sub>n</sub> = C . F<sub>cr</sub>**, siendo **F<sub>cr</sub>** la tensión crítica de corte.

Para tubos circulares, la constante torsional de corte **C** será el momento polar de inercia dividido el diámetro externo.

$$C = \frac{\pi(D^4 - D_i^4)}{32(D/2)} \cong 0,20 \left[ \frac{D^4 - (D-2t)^4}{D} \right] \cong \frac{\pi t(D-t)^2}{2} \quad (\text{C-H.3.1})$$

siendo:

**D** el diámetro externo.

**D<sub>i</sub>** el diámetro interno.

Los factores de resistencia utilizados para torsión son los mismos que los definidos para corte por flexión.

La mayor parte de los elementos estructurales tubulares circulares sometidos a torsión son largos o de longitud moderada. Por ello cuando se considere el pandeo local de esos tubos no será aplicable el criterio para cilindros cortos. La resistencia a pandeo local elástica de cilindros largos no es afectada por las condiciones de vínculo extremas por lo que la tensión crítica dada por Galambos (1988; Ziemian, 2010) será:

$$F_{cr} = \frac{K_t \cdot E}{(D/t)^{1,5}} \quad (\text{CH.3.2})$$

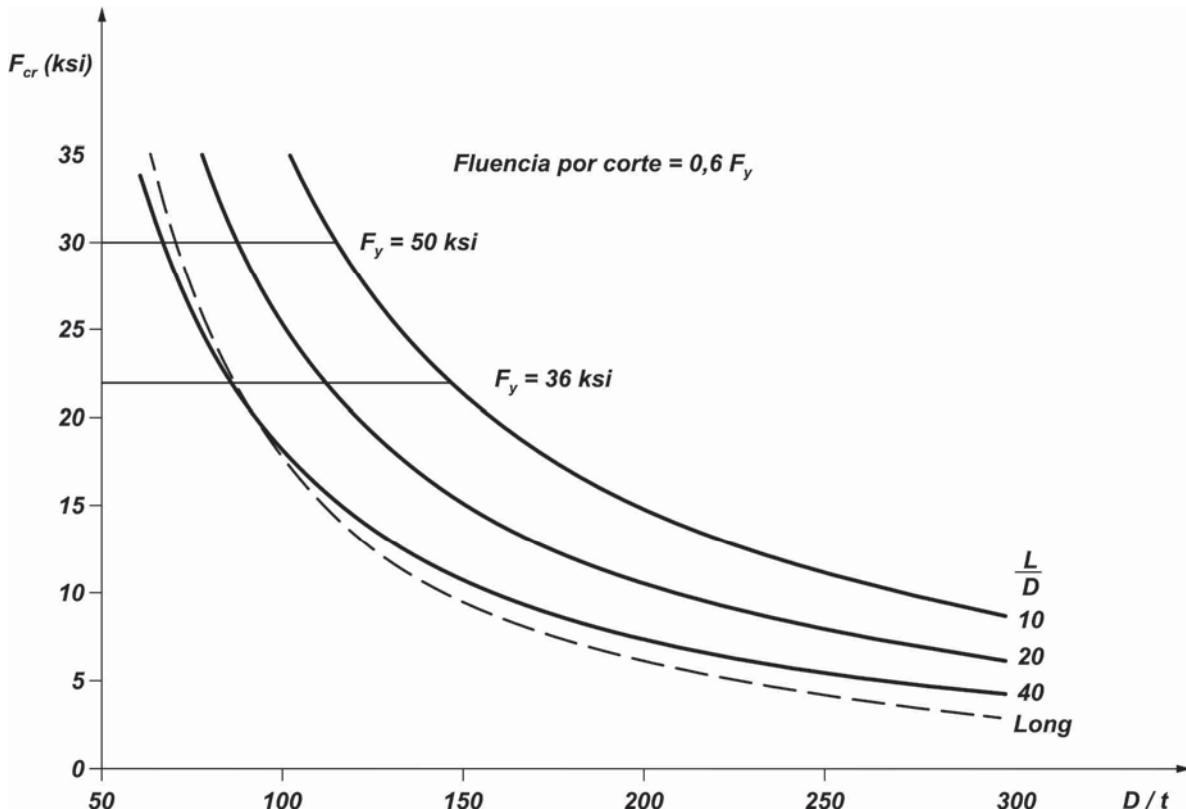
El valor teórico de  $K_t$  es **0,73** pero se recomienda una reducción del **15%** para considerar las imperfecciones iniciales (Shilling, 1965), por lo que el valor adoptado será  $K_t = 0,6$ .

Shilling (1965), Galambos (1988) y Ziemian (2010), recomiendan una expresión para la tensión crítica local elástica para tubos de longitud moderada ( $L > 5,1 D^2/t$ ) cuando sus extremos no están fijos para el giro:

$$F_{cr} = \frac{1,23 E}{(L/D)^{0,5} \cdot (D/t)^{1,25}} \quad (\text{C-H.3.3})$$

Esta expresión ya incluye el **15%** de reducción para considerar las imperfecciones iniciales.

Las expresiones de pandeo local son representadas en la **Figura C-H.3.1.** con un módulo de elasticidad igual a **200.000 MPa** (29.000 ksi).



**Figura C-H.3.1. Tensión crítica de torsión,  $F_{cr}$ , para tubos circulares.**

Aunque existe alguna inconsistencia en lo relativo a la división entre tubos largos y moderadamente largos, de la observación de la **Figura C-H.3.1.** surge que la expresión de tensión crítica para tubos con longitud moderada es válida para la mayoría de las longitudes prácticas. Es también evidente que sería antieconómico despreciar el incremento de resistencia torsional para barras de longitud moderada. Por ello se incluye en este Reglamento el efecto de la longitud del tubo para los casos de extremos articulados y se desprecia el incremento de aproximadamente el **10%** en la resistencia a pandeo que resulta cuando los extremos están empotados. El límite en la tensión crítica está planteado para no exceder la tensión de fluencia a corte ( $F_{vy} = 0,6 F_y$ ).

### C H.3.2. Miembros tubulares de sección circular sometidos a combinación de torsión, corte, flexión y carga axil

Las especificaciones de esta Sección son las mismas contenidas en el Reglamento CIRSOC 302-2005.

Se han propuesto diversas formas de expresión de la interacción para combinaciones de acciones que producen tensiones normales y tangenciales. En una primera forma usual la tensión normal y la tensión tangencial son combinadas elípticamente con la suma de sus cuadrados (Felton y Dobbs, 1967):

$$\left( \frac{f}{F_{cr}} \right)^2 + \left( \frac{f_v}{F_{crv}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{C-H.3.4})$$

En una segunda forma se utiliza la primera potencia de la tensión normal

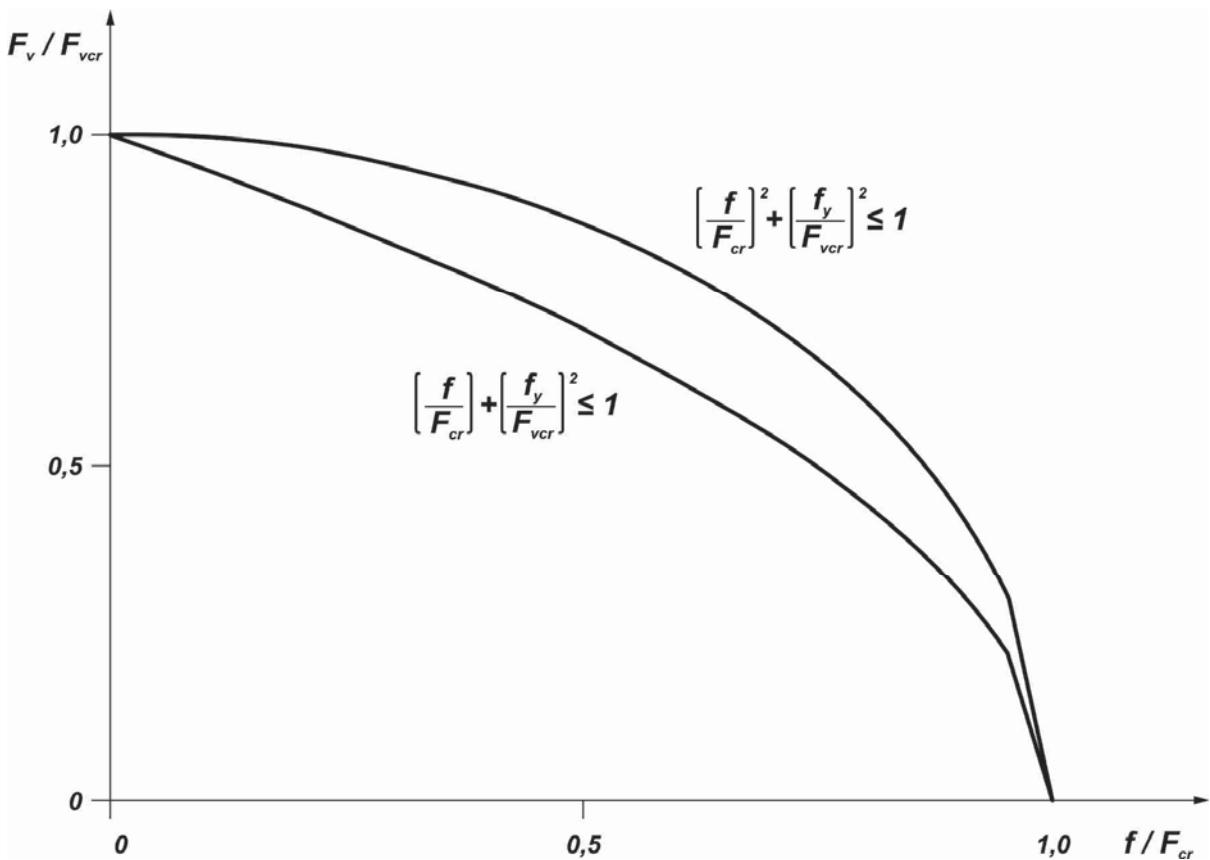
$$\left( \frac{f}{F_{cr}} \right) + \left( \frac{f_v}{F_{crv}} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{C-H.3.5})$$

Estas expresiones se representan en la **Figura C-H.3.2.** La segunda expresión es más conservadora, aunque no demasiado (Shilling, 1965), y es la base para la expresión de interacción usada en el Reglamento, en el formato de estados límites:

$$\left( \frac{P_u}{P_d} + \frac{M_{ux}}{M_{dx}} \right) + \left( \frac{V_u}{V_d} + \frac{T_u}{T_d} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{C-H.3.6})$$

Los efectos de la flexión y de la fuerza axil se combinan linealmente y ellos se combinan con el cuadrado de la combinación lineal de los efectos del corte y de torsión. Cuando esté presente la fuerza axil, la resistencia requerida a flexión  $M_u$  se deberá obtener por análisis de segundo orden cuando la fuerza axil sea de compresión y se podrá obtener de la misma manera cuando sea de tracción. **Como la interacción se basa en la combinación de tensiones elásticas, la resistencia nominal a flexión,  $M_n$ , no podrá superar el momento elástico,  $M_y$ .**

**Cuando las tensiones normales debidas a las cargas axiales y a la flexión sean nulas, el cuadrado de la suma de las relaciones de tensiones cortantes debidas al corte y a la torsión subestimara la interacción real. Más confiable será no elevar al cuadrado dicha suma.**



**Figura C-H.3.2. Interacción de tensiones normales y tangenciales.**

### C H.3.3. Miembros no tubulares sometidos a combinación de torsión, corte, flexión y carga axial

**Esta Sección cubre todos los casos no cubiertos por las otras Secciones del Capítulo H.**

Los ejemplos son las vigas armadas de sección asimétrica o de forma irregular. Las resistencias requeridas en términos de tensión serán determinadas mediante análisis elástico basado en las teorías establecidas de mecánica estructural. Los tres estados límites a considerar y las respectivas resistencias nominales en términos de tensión serán los siguientes:

- (1) Fluencia bajo Tensión Normal -  $F_y$ .
- (2) Fluencia bajo tensión de Corte -  $0,6 F_y$ .
- (3) Pandeo por tensión normal o de corte -  $F_{cr}$ .

En muchos casos será suficiente considerar las tensiones normales y las de corte en forma separada porque los valores máximos muchas veces no ocurrirán en la misma sección del miembro. La Guía AISC de Diseño Nº 9 (Torsional Analysis of Structural Steel Members) (Seaburg y Carter, 1997) presenta una completa discusión sobre el análisis torsional de perfiles abiertos.

## C H.4. RESISTENCIA A LA ROTURA DE ALAS CON AGUJEROS SOMETIDAS A TRACCIÓN Y FLEXIÓN

La expresión (**H.4.1**) se incorpora para evaluar el estado límite de rotura en tracción de las alas de vigas-columnas. Estas especificaciones son solo aplicables en casos donde existan uno o más agujeros en el ala que está sometida a tracción neta bajo los efectos combinados de flexión y fuerza axil. Cuando las tensiones debidas a la flexión y las debidas a la fuerza axil sean de tracción, su efecto será aditivo. Cuando las tensiones sean de signo opuesto el efecto de tracción será reducido por la compresión.

## C H.5. BARRAS ARMADAS DE GRUPOS IV Y V SOMETIDAS A COMPRESIÓN Y FLEXIÓN

El método planteado es aproximado y se basa en agregar al momento resultante de la excentricidad inicial supuesta, **el mayor momento requerido actuante en toda la longitud de la barra, producido por las acciones mayoradas**. Este momento resultante es amplificado utilizando la carga de Euler como para las columnas armadas sometidas a compresión axil, con el factor **k** correspondiente a la deformada de la barra según sus condiciones de vínculo y el método de análisis utilizado para determinar los momentos requeridos. Las restricciones extremas de la barra y la ubicación de la sección donde se produce el máximo momento determinarán la mayor o menor aproximación a la solicitación real. El adoptar el **mayor momento producido en toda la barra** y el factor **k** resultante de las condiciones de vínculo y del método de análisis según el **Capítulo C**, cubre conservadoramente las distintas situaciones posibles.

Las fuerzas de corte que solicitan los enlaces, se deben dimensionar adicionando al corte producido por la deformada, el mayor esfuerzo de corte en la barra generado por las acciones mayoradas.



## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO I.**

### **DISEÑO DE MIEMBROS DE SECCIÓN COMPUESTA**

Este Capítulo no se ha desarrollado aún por lo que se sugiere a los usuarios consultar el **Capítulo I** de la Especificación **ANSI/AISC 360-2010 Specification for Structural Steel Buildings**.



# COMENTARIOS AL CAPÍTULO J.

## PROYECTO DE UNIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

Las especificaciones del Capítulo **J** comprenden el proyecto de **uniones no sometidas a cargas cíclicas**. Las cargas de viento y otro tipo de cargas ambientales no se consideran como cargas cíclicas. Las especificaciones no son en general aplicables para perfiles tubulares.

Para uniones de perfiles tubulares comprendidas en este Reglamento, se recomienda ver el Reglamento CIRSOC 302-2005 y sus versiones posteriores. Para uniones sometidas a cargas cíclicas ver el **Apéndice 3**.

### C J.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

#### C J.1.1. Bases de proyecto

Cuando las resistencias requeridas de las uniones no estén definidas, será conveniente proyectarlas con una **resistencia de diseño mínima**. El Reglamento CIRSOC 301-2005 establecía una resistencia de diseño mínima de **12 kN** excepto para barras de vigas reticuladas, diagonales de columnas armadas y tensores de barras de sección circular. Esto se ha eliminado de este Reglamento como especificación, quedando a criterio del Proyectista Estructural el valor a adoptar según el tipo de elemento a unir. Se puede usar como referencia el valor fijado por el Reglamento CIRSOC 301-2005.

#### C J.1.2. Uniones simples (articulaciones)

Las uniones simples (**US**) se analizan en las **Secciones B.3.4(a) y J.1.2**. En la **Sección B.3.4(a)** se definen las uniones simples como una guía para la modelización de la estructura a efectos del Análisis Estructural (ver los Comentarios de la Sección **B.3.4**). Las hipótesis realizadas en el Análisis Estructural determinan la resistencia requerida y las necesidades de deformación que debe tener la unión. En resumen, **la Sección B.3.4(a) establece las hipótesis del modelo que determina las solicitudes y deformaciones de proyecto para ser utilizadas con las especificaciones de la Sección J.1.2**.

Las **Secciones B.3.4(a) y J.1.2** se complementan. Si se supone para el Análisis Estructural una unión simple, la unión real proyectada debe tener un comportamiento consistente con la hipótesis realizada. Una unión simple debe permitir la rotación requerida y no debe tener una resistencia y rigidez que introduzca solicitudes no previstas en los elementos que une.

#### C J.1.3. Uniones de momento

En la **Sección B.3.4(b)** se definen **dos tipos de Uniones de Momento**: Totalmente restringidas (uniones rígidas **TR**) y parcialmente restringidas (uniones semirígidas **PR**) (ver Comentarios a **Sección B.3.4**). Las uniones **TR** deben tener suficiente resistencia y rigidez para transmitir las solicitudes requeridas (fuerzas y momentos) y mantener el ángulo entre los elementos unidos. Las uniones **PR** deben ser proyectadas para resistir y transferir los momentos y fuerzas resultantes del Análisis Estructural y permitir la deformación compatible

con la hipótesis realizada de rigidez de la unión. **La respuesta de la unión PR debe estar fundamentada en la literatura técnica o establecida por análisis o medios experimentales.**

#### C J.1.4. Apoyo extremo por contacto de miembros axilmente comprimidos.

**Se han mantenido las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005 por considerarlas más seguras que las incluidas en la versión AISC-2010.**

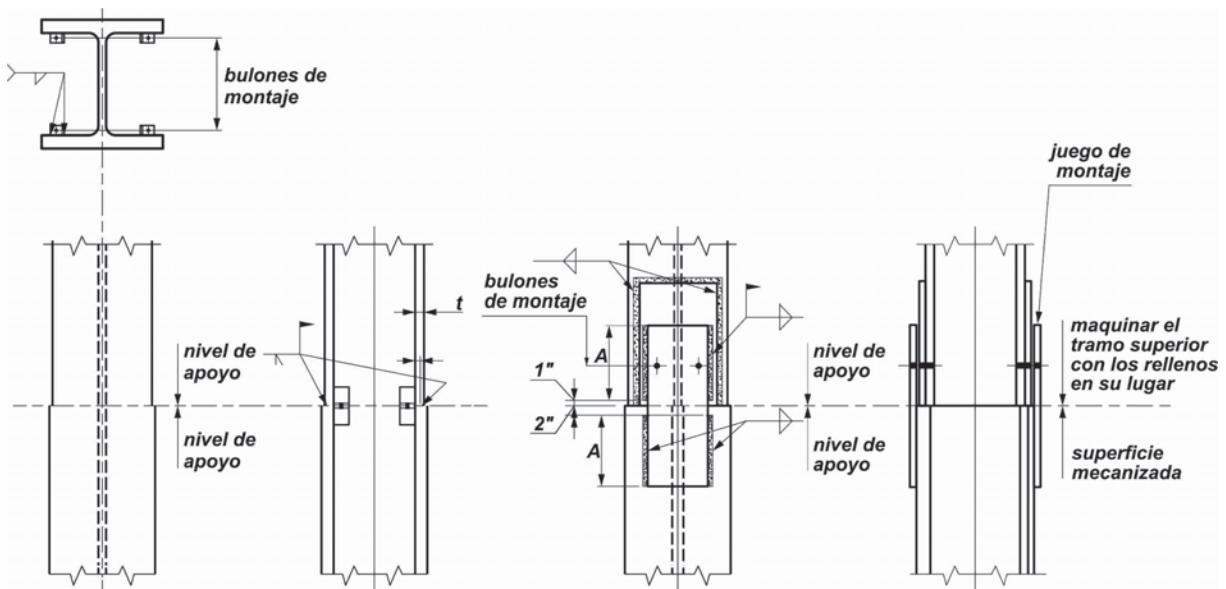
Si los extremos de miembros axilmente comprimidos que apoyan, y la placa de apoyo cuando existe, tienen superficies de contacto que garanticen un apoyo uniforme entre las mismas, **entonces las uniones tendrán por finalidad principal mantener los miembros en su posición.**

Normalmente se especifica, en estos casos, que deben existir suficientes medios de unión para mantener los elementos en su posición en forma segura, o se debe requerir que los medios de unión sean dimensionados para una parte especificada de la carga.

La fuerza transversal no menor que el **2,5 %** de la fuerza axial que debe trasmitir la unión, surge del efecto estabilizante que debe ejercer el apoyo como punto fijo para el pandeo de la columna.

Cuando el miembro axilmente comprimido no sea vertical y cuando las superficies en contacto estén mecanizadas, se exigirá trasmitir mediante la unión un **50%** de la fuerza requerida.

Ejemplos de este tipo de unión de apoyo se dan en la **Figura C J.1.1.**

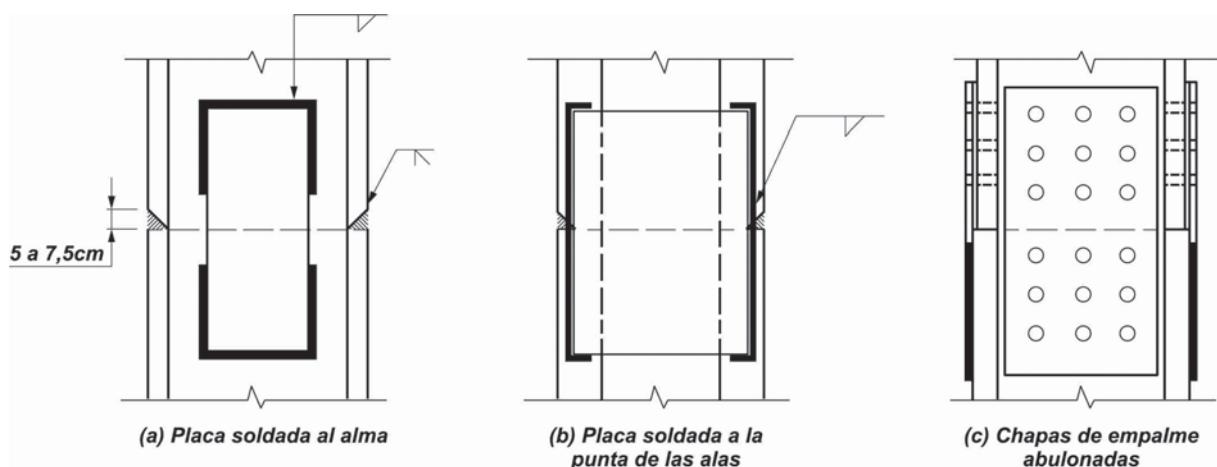


**Figura C-J.1.1. Apoyo extremo de columnas por contacto.**

### C J.1.5. Empalmes en perfiles pesados

El metal de aporte de la soldadura solidificado, pero aún caliente, se contrae significativamente a medida que se enfriá hasta la temperatura ambiente. El acortamiento de los cordones de soldadura largos entre elementos que no están libres para moverse y para permitir el acortamiento, produce tensiones en el material adyacente a la soldadura, que pueden superar la tensión de fluencia. Para espesores grandes, el acortamiento de los cordones de soldadura está restringido en la dirección del espesor así como también en la dirección del ancho y de la longitud, causando un estado de tensión triaxial que disminuye la ductilidad del acero. En estas condiciones, **se incrementa la posibilidad de una fractura frágil.**

Cuando se empalmen perfiles pesados, la tensión producida por el acortamiento de los cordones de soldadura, puede ser evitada mediante el uso de empalmes abulonados, empalmes traslapados con cordones de soldadura de filete, o empalmes que combinan detalles de soldaduras y bulones (ver la **Figura C J.1.2.**).



**Figura C-J.1.2. Empalmes que minimizan las tensiones por restricción de deformaciones.**

Las técnicas y los detalles que funcionan bien para materiales de espesores relativamente delgados, deben normalmente ser modificados o adecuados cuando se suelde un material de mayor espesor. Además, los requerimientos del **Reglamento CIRSOC 304-2007**, son requerimientos mínimos que se aplican a la mayoría de las uniones estructurales con cordones de soldadura. No obstante, cuando se proyecten y fabriquen empalmes de perfiles pesados, se deberán especificar requerimientos especiales, como los que se listan a continuación:

- Se deberán especificar requerimientos de tenacidad con entalladura para barras traccionadas. Ver el **Comentario a la Sección A.3 (C A.3.)**
- Se deberán requerir agujeros de acceso de tamaños generosos (ver la **Figura C J.1.3.**), con el fin de disminuir la concentración de tensiones producidas por el acortamiento del cordón de soldadura; evitar la unión de soldaduras en direcciones perpendiculares, y para proveer de un adecuado espacio que permita a un buen soldador preparar el agujero, soldar, y facilitar la inspección.

- Se deberá realizar un precalentamiento cuando se realice un corte térmico, para minimizar la formación de una capa superficial dura (ver la **Sección M.2.2**).
- Se deberá amolar la superficie hasta obtener un metal brillante para remover la capa superficial dura y para asegurar una transición suave, libre de muescas o grietas. Se deberá inspeccionar usando el método de partículas magnéticas o de líquidos penetrantes.

Además de los empalmes traccionados de las barras de reticulados y de las alas traccionadas de miembros flexados, otras uniones en las que intervengan secciones pesadas sometidas a tracción, también requerirán consideraciones especiales durante el proyecto y la fabricación.

#### C J.1.6. Rebajes en vigas y agujeros de acceso para soldar

Frecuentemente se necesitan realizar agujeros de acceso para la fabricación de miembros estructurales. La geometría de esos agujeros puede afectar el comportamiento del miembro. El tamaño y la forma de los agujeros de acceso para soldar y de los rebajes en vigas pueden tener un efecto significativo en varios aspectos, tales como la facilidad para realizar las soldaduras, la posibilidad de realizar adecuadamente ensayos no destructivos y la intensidad de tensiones en las discontinuidades geométricas producidas por aquellos.

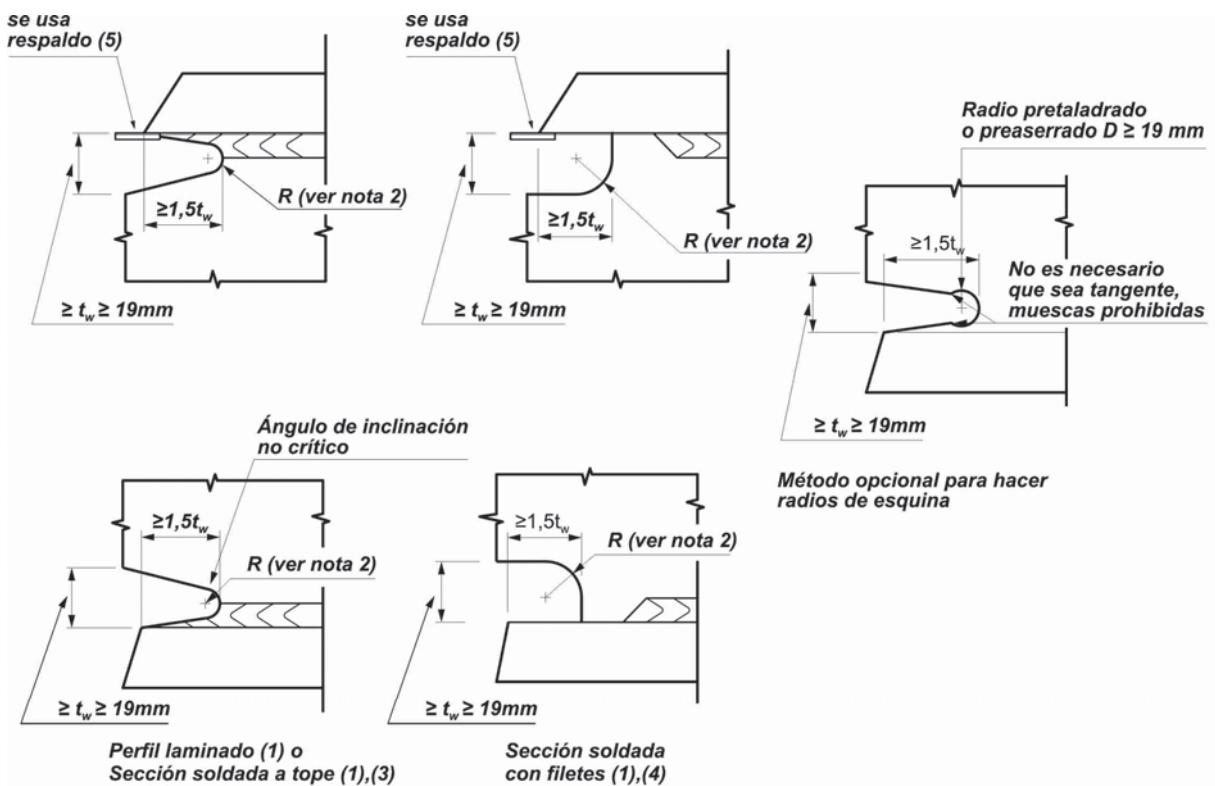
Los agujeros de acceso para soldar serán utilizados para facilitar las operaciones de soldadura siendo necesario que tengan una longitud mínima desde la raíz de la soldadura, igual a **1,5** veces el espesor del material en el que se realice el agujero. Se espera que esa mínima longitud soporte una significativa cantidad de la deformación por retracción de la soldadura en la junta ala-alma. (Ver la **Figura C J.1.3** ).

La altura de los agujeros de acceso debe permitir que exista espacio suficiente para facilitar el soldado y la inspección, y debe ser suficientemente grande para que el soldador pueda depositar correctamente el material de aporte a través del alma y más allá de ella. Se ha comprobado que una **altura igual a 1,5 veces el espesor del alma**, con un mínimo de **25 mm**, satisface los requisitos mencionados para el correcto soldado e inspección. La altura del agujero de acceso no necesita ser mayor que **50 mm**.

La geometría de la esquina reentrante del rebaje entre el ala y el alma determina el nivel de concentración de tensiones en dicho punto. Una esquina reentrante a **90º** que tenga un radio de curvatura muy pequeño producirá una gran concentración de tensiones que podrá ocasionar la rotura del ala. Para minimizar dicha concentración de tensiones, el borde del alma debe ser inclinado o curvo desde la superficie del ala hasta la superficie reentrante del agujero de acceso.

La concentración de tensiones a lo largo del perímetro de los agujeros de acceso o los rebajes de vigas, pueden también afectar el comportamiento de la junta, razón por la cual será necesario que ellos estén libres de entallas, muescas y rebajes del material.

La concentración de tensiones en la intersección de ala y alma de secciones armadas puede ser reducida terminando la soldadura lejos del agujero de acceso. Por ello, para secciones armadas con soldaduras de filete o a tope de penetración parcial que unan ala y alma, los agujeros de acceso para soldar podrán ser terminados perpendicularmente al ala siempre que la soldadura termine a una distancia del agujero de acceso igual o mayor que el espesor del alma.



**Notas:**

- (1) Para secciones de perfiles pesados precalentadas a 65 °C antes del corte térmico; agujeros de acceso con bordes cortados térmicamente, pulidos e inspeccionados con los métodos de partículas magnéticas o líquidos penetrantes antes de la ejecución de los cordones a tope de unión del ala con el alma.
- (2) El radio proveerá una transición suave, libre de muescas o entalladuras;  $R \geq 10 \text{ mm}$  (típico 12 mm).
- (3) Abertura de acceso realizada después de la soldadura del ala con el alma.
- (4) Abertura de acceso realizada antes de la soldadura del ala con el alma.
- (5) Estos son detalles típicos para uniones soldadas desde un lado utilizando respaldo. Pueden ser considerados otros proyectos alternativos de uniones.

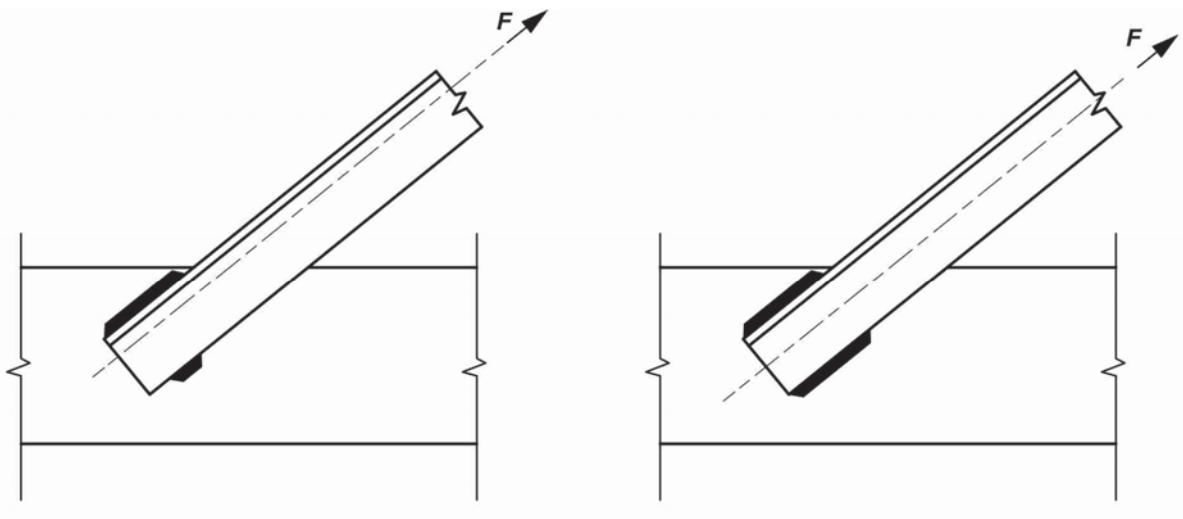
**Figura C-J.1.3. Agujeros de acceso a soldaduras y geometría de vigas recortadas.**

#### C J.1.7. Distribución de bulones y soldaduras

Durante mucho tiempo se han ignorado las pequeñas excentricidades entre el eje de gravedad de las barras constituidas por ángulos simples o dobles y el centro de gravedad de los bulones o remaches de la unión, por considerarse que tienen una influencia despreciable en la resistencia estática de tales barras. Los resultados de ensayos (Gibson y Wake, 1942) han demostrado que esta práctica es válida también en el caso de miembros unidos mediante soldadura en estructuras cargadas estáticamente.

No obstante, se ha demostrado (Kloppel y Seeger, 1964) que en perfiles angulares unidos mediante soldadura y excéntricamente cargados, cuando estén sometidos a cargas cíclicas (fatiga) su vida útil será muy corta. Las muescas en la raíz de los cordones de soldadura de filete son perjudiciales cuando existen tensiones alternadas perpendiculares al eje de la soldadura, como podría ocurrir en flexión cuando una carga cíclica axial es aplicada a ángulos con extremos soldados en los que el eje baricéntrico de los cordones no coincide

con el eje baricéntrico del perfil ángulo. Por este motivo, se deberá lograr la coincidencia de los ejes baricéntricos cuando tales barras estén sometidas a cargas cíclicas (ver la **Figura C J.1.4.**).



*Cordones balanceados respecto del eje baricéntrico      Cordones balanceados respecto de la línea media*

**Figura C-J.1.4. Soldaduras balanceadas para miembros sometidos a cargas cíclicas.**

#### C J.1.8. Bulones en combinación con soldadura

En esta Sección **se ha mantenido por seguridad** lo especificado en el Reglamento CIRSOC 301-2005 en lo referente a la **no colaboración de bulones en uniones tipo aplastamiento y soldaduras**, incluso entre uniones de corte abulonadas con agujeros normales u ovalados cortos con menor dimensión perpendicular a la carga y soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, colaboración parcialmente permitida en la Especificación AIS-C- 2010.

Debido a la diferencia de rigidez de una unión con bulones del tipo aplastamiento y de una unión soldada, ambos tipos de uniones no comparten en forma igualitaria la carga si actúan conjuntamente en una unión. Antes de que ocurra la carga última, los bulones cederán y la soldadura tomará una porción indeterminadamente mayoritaria de la carga.

De acuerdo con esto, **no es recomendable la utilización conjunta, colaborando para tomar carga, de cordones de soldadura con bulones comunes tipo A 307 o con bulones de alta resistencia trabajando por aplastamiento. Por idénticas razones no se debe suponer la colaboración para tomar cargas, de remaches con bulones comunes tipo A 307.**

Cuando se utilicen bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico para tomar cargas en colaboración con cordones de soldadura, se aconseja pretensar totalmente los bulones antes de ejecutar la soldadura. Si se realiza primero la soldadura, se producirán distorsiones angulares debido al calor aportado, lo que puede eliminar el rozamiento entre las superficies, necesario para desarrollar la fuerza de deslizamiento crítico.

Cuando los bulones sean traccionados totalmente antes de que se realice la soldadura, se podrá suponer que, los bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico y los cordones de soldadura, colaboran para tomar las cargas que actúan en un plano de corte común (Kulak, 1987). El calor aportado por la ejecución de los cordones de soldadura en la zona próxima a los bulones no altera las propiedades mecánicas de los mismos.

Cuando se realicen modificaciones en estructuras existentes, se podrá suponer que cualquier probable deslizamiento en uniones del tipo aplastamiento realizadas con bulones de alta resistencia o uniones remachadas, habrá ocurrido antes de realizar la modificación de la estructura. En consecuencia, en tales casos estará permitido el uso de cordones de soldadura para resistir los esfuerzos totales menos aquellos producidos por las cargas permanentes actuantes en el momento de realizar la modificación.

Se debe tener en cuenta que la colaboración, como se define en este artículo, ***no se refiere a uniones tales como chapas de corte en uniones de vigas y columnas, las que son soldadas a la columna y atornilladas al ala o alma de la viga, y a otras uniones similares*** (Kulak, Fisher y Struik, 1987).

#### **C J.1.9. Bulones de alta resistencia en combinación con remaches**

Cuando se empleen bulones de alta resistencia combinados con remaches, la ductilidad de los remaches permitirá la suma directa de las resistencias de ambos tipos de medios de unión.

#### **C J.1.10. Limitaciones para uniones abulonadas y soldadas**

Se requiere la utilización de uniones pretensadas, uniones de deslizamiento crítico o uniones soldadas en aquellos casos en que el deslizamiento de la unión perjudique el comportamiento de la estructura o exista la posibilidad de que las tuercas se aflojen o salgan. En todos los otros casos se pueden usar bulones de alta resistencia o bulones **A 307** en uniones con ajuste sin juego.

### **C J.2. SOLDADURA**

La selección del tipo de soldadura a utilizar (filete, a tope de penetración parcial o total) depende básicamente de la geometría de la unión (tope, Te, esquina, traslapada, etc.), además de las necesidades de resistencia y de otras condiciones que se discuten mas adelante.

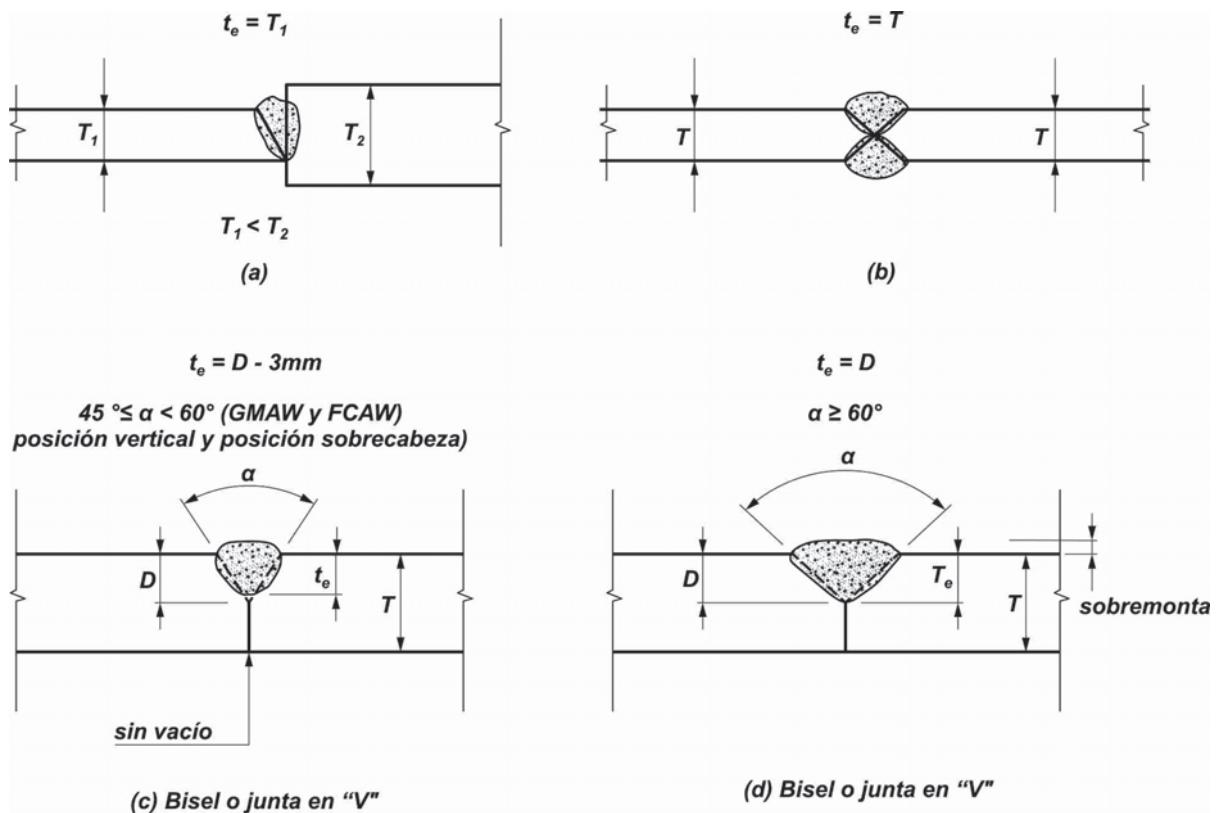
También para juntas sometidas a cargas cíclicas o juntas en las que se espera una deformación plástica, pueden ser considerados los efectos de las muescas o la posibilidad de realizar ensayos no destructivos para evaluar el comportamiento de la unión.

#### **C J.2.1. Soldadura a tope**

##### **C J.2.1(a). Área efectiva**

La dimensión efectiva de la garganta de una soldadura a tope de penetración total será el espesor de la parte unida más delgada, como se muestra en la **Figura C J.2.1**. Para una soldadura a tope de penetración parcial, la dimensión efectiva de la garganta podrá ser menor que el espesor de la preparación (ver la **Tabla J.2.1**).

Las Tablas **J.2.1**. y **J.2.2**. muestran que las gargantas efectivas de soldaduras a tope de penetración parcial y acampanadas dependen del proceso de soldadura y de la posición de soldado. Por ello es recomendable que en los planos de proyecto se indique la resistencia requerida y el tamaño de la garganta efectiva necesaria y que se permita al fabricante elegir el proceso y la posición requerida para cumplir los requisitos especificados. El uso de gargantas efectivas mayores que las indicadas en la **Tabla J.2.1**. pueden ser calificadas mediante ensayos.



GMAW: arco metálico bajo protección gaseosa  
FCAW: arco con núcleo fundido

**Figura C-J.2.1. Dimensión de la garganta efectiva.**

Para la determinación del espesor efectivo de garganta de una soldadura a tope no se tendrá en cuenta la sobremonta (ver **Tabla J.2.1.** y **Figura C J.2.1.**).

En juntas en  $T_e$  o de esquina, las soldaduras de filete de refuerzo serán consideradas en función del tamaño de garganta efectiva.

### C J.2.1(b). Limitaciones

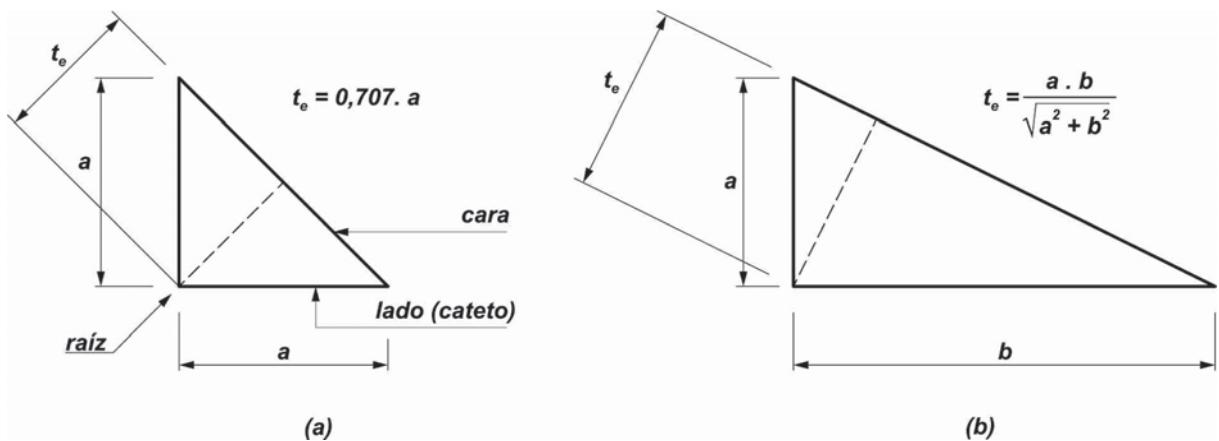
La **Tabla J.2.3.** indica el espesor efectivo de garganta mínimo para una soldadura a tope de penetración parcial. Es de hacer notar que para una soldadura a tope de penetración parcial, la **Tabla J.2.3.** alcanza espesores de chapa mayores que **150 mm.** con un espesor efectivo de garganta mínimo de **16 mm.**, mientras que la **Tabla J.2.4.** da para espesores de chapa de más de **19 mm** un tamaño mínimo de soldadura de filete de **8 mm.** El espesor adicional de la soldadura a tope de penetración parcial busca dar una proporción razonable entre el espesor del material y de la soldadura.

No es recomendable el uso de soldaduras a tope de penetración parcial de un solo lado en juntas sometidas a rotación alrededor de la raíz.

## C J.2.2. Soldaduras de filete

### C J.2.2(a). Área efectiva

La determinación de la garganta efectiva de una soldadura tipo filete se basa, en las ubicaciones de la raíz y de la cara de la unión soldada, **en una representación esquemática de la sección transversal de la soldadura**, por lo cual esta definición no reconoce la existencia de penetración de la soldadura ni de sobremonta en la cara de la misma. (Ver la **Figura C J.2.2**)



**Figura C-J.2.2. Sección transversal de soldadura.**

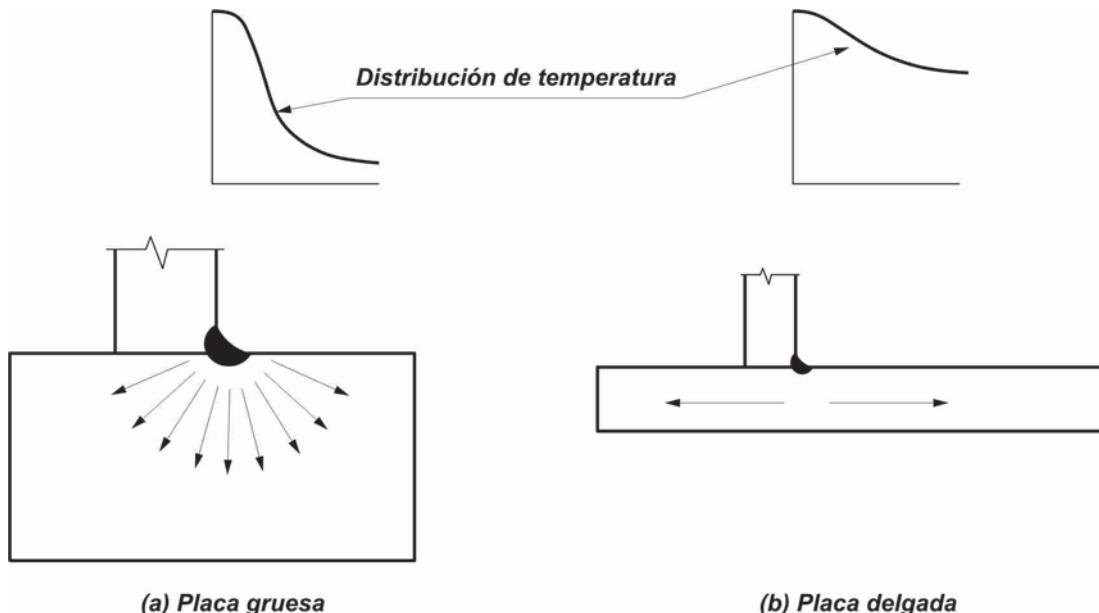
Si el cordón de filete se ejecuta mediante el proceso de arco sumergido, se puede garantizar alguna penetración. Si el tamaño del cateto resultante del filete de soldadura excede de **10 mm**, entonces se sumarán **3 mm** a la garganta teórica. Este incremento se permite porque el proceso de soldadura por arco sumergido produce una penetración mayor de calidad adecuada. No obstante, será necesario soldar una pequeña longitud de filete para asegurarse de que dicho incremento de penetración fue obtenido. En la práctica, esto usualmente se realiza mediante el corte transversal de las chapas de inicio. Una vez realizado esto, no se requiere ninguna prueba posterior mientras no se cambie el procedimiento de soldadura.

### C J.2.2(b). Limitaciones

La **Tabla J.2.4** especifica el tamaño mínimo de la soldadura de filete. Los requisitos no están basados en consideraciones de resistencia sino en el efecto de templado de los materiales gruesos en soldaduras pequeñas. Además la restricción a la retracción del metal de aporte aportada por el material grueso puede producir un agrietamiento en la soldadura.

Debido a que el proceso de soldadura implica el calentamiento de las piezas a unir, es muy importante evitar que se produzcan enfriamientos rápidos con el fin de lograr una adecuada calidad de la soldadura. En la **Figura C J.2.3(a)** se muestra la unión de dos chapas de espesores muy distintos y en la **(b)**, de dos chapas de espesores similares; en ambos casos mediante soldadura de filete. La mayor parte del calor aportado durante la ejecución de la soldadura será absorbido por las chapas que se unen. La chapa gruesa disipa el calor en dirección vertical y horizontal, mientras que la más delgada lo hará solo en dirección horizontal. En otras palabras, la chapa más gruesa disipará mucho más rápidamente el calor aportado. Debido a que es necesario alcanzar una temperatura mínima para producir la

fusión del material, se deberá colocar una soldadura de un cateto suficiente (y aporte de calor) que evite que el calor sea disipado con la misma velocidad con que es aportado, a menos que se precaliente la zona para permitir la fusión.



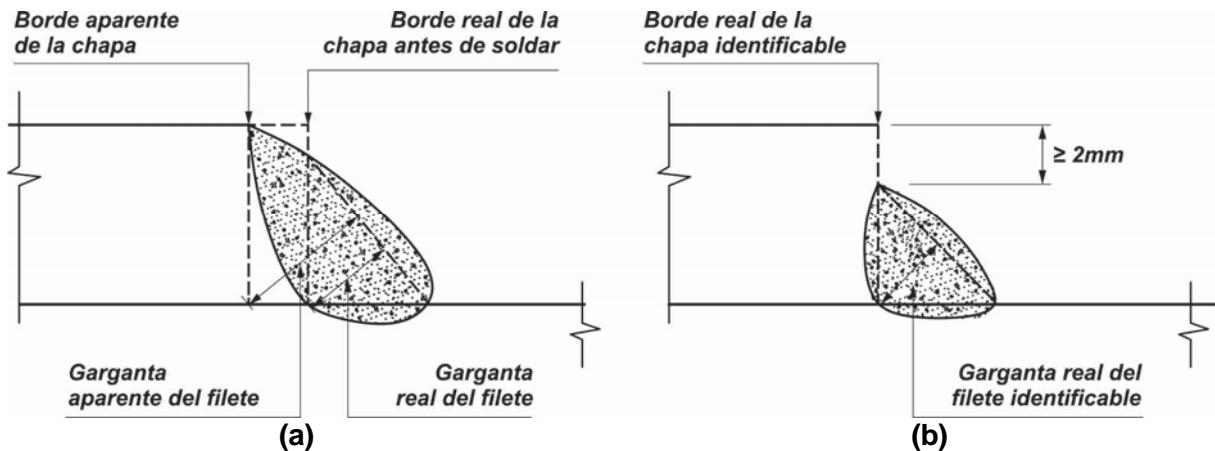
**Figura C-J.2.3. Distribución de temperatura en uniones soldadas.**

Un enfriamiento muy rápido del metal de soldadura reduce su ductilidad. Además, la restricción al acortamiento del metal de soldadura originada por el material grueso puede producir el agrietamiento de la soldadura. Dado que un **filete de soldadura de 8 mm** es lo máximo que se puede depositar con una pasada simple mediante un proceso de soldadura manual de arco protegido, se prescribe que un cordón mínimo de **8 mm** se debe aplicar a todos los materiales con espesores mayores o iguales que **19 mm**, pero de acuerdo con el Reglamento CIRSOC 304-2007, se requiere un precalentamiento mínimo y una temperatura entre pasadas sucesivas (ver la **Tabla J.2.4**). Tanto el Proyectista Estructural como el Soldador están condicionados por estos requerimientos.

Para asegurar la fusión y disminuir las distorsiones en el **Reglamento se establece el lado mínimo de la soldadura en función del espesor de la chapa unida más gruesa**. Los requerimientos para soldadura de filete están basados en la dimensión del lado y se dan en la **Tabla J.2.4**.

En la **Tabla 2.1**. del Reglamento CIRSOC 304-2007 se establece que si el electrodo utilizado es “de bajo hidrógeno” o de “no bajo hidrógeno” pero con precalentamiento calculado, **el tamaño mínimo estará en función del espesor de la parte unida más delgada**.

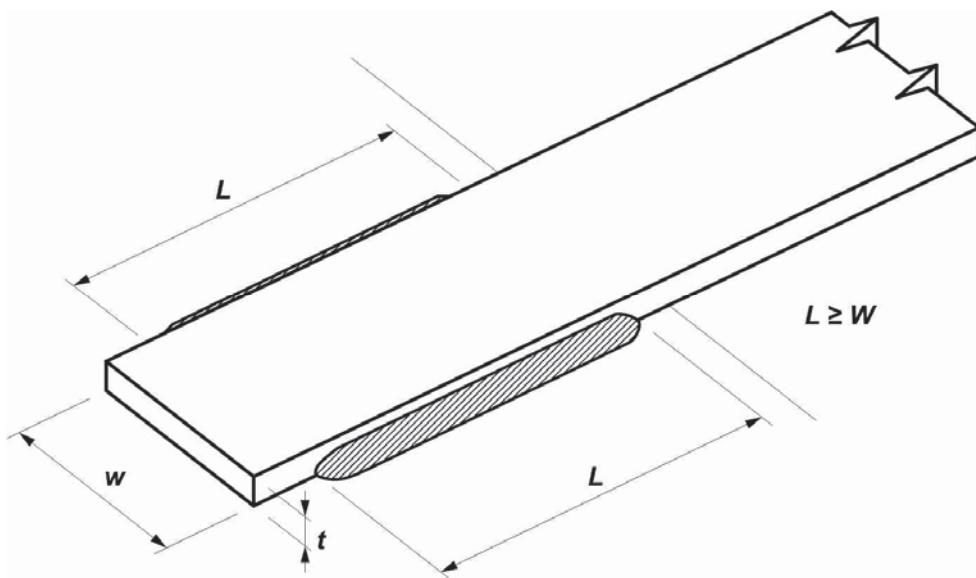
Para **juntas traslapadas de miembros gruesos** es posible que el soldador derrita la esquina superior con lo que resulta una soldadura que parece ser de un tamaño mayor que el real (**Figura C-J.2.4.(a)**). En miembros más delgados, el tamaño de soldadura especificado será más fácil de lograr, aunque el borde sea derretido. Por ello el lado máximo de una soldadura de filete en chapas con espesores mayores o iguales que **6 mm** se limita para prevenir que la fusión del material base en el borde impida que el Inspector pueda identificar correctamente el borde de la chapa cuando coloca el calibre. Por este motivo, el lado máximo del filete debe ser, en este, caso **como mínimo 2 mm menor que el espesor de la chapa**, tal como se muestra en la **Figura C-J.2.4.(b)**.



**Figura C-J.2.4. Identificación del borde de la chapa.**

Cuando en una unión se utilicen solamente cordones de filete longitudinales (ver la **Figura C-J.2.5.**), se especifica en la **Sección J.2.2(b)** que la longitud de cada soldadura sea por lo menos igual al ancho del material unido, para garantizar una transmisión gradual del esfuerzo (retraso de corte, Fisher, 1978; Freeman, 1930).

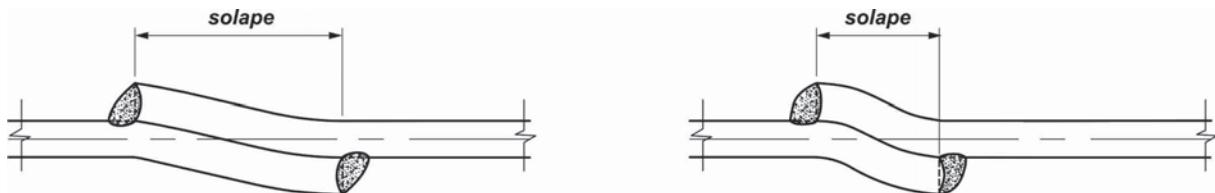
Cuando se ejecuten filetes de soldadura, el soldador deberá lograr que el cordón tenga el tamaño requerido tan cerca del inicio del cordón como sea posible. No obstante, existirá siempre una leve disminución del tamaño en los puntos donde se comience y se termine el cordón. Por este motivo, la longitud mínima efectiva de un filete deberá ser **cuatro veces el lado nominal** (cateto). Si este requerimiento no se cumple, el lado de la soldadura será tomado como un cuarto de la longitud efectiva. La especificación recomienda ejecutar retornos extremos cuando sea posible.



**Figura C-J.2.5. Soldaduras longitudinales de filete.**

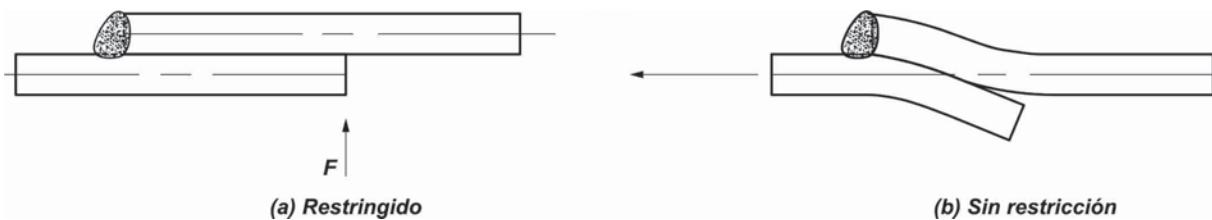
Los retornos extremos no son esenciales para desarrollar la capacidad de las uniones soldadas de filete, y tienen un efecto despreciable sobre su resistencia. Su uso ha sido

fomentado para asegurar que el tamaño de la soldadura sea mantenido sobre toda la longitud del cordón, con el fin de mejorar la resistencia a fatiga de uniones extremas flexibles cargadas cíclicamente, y poder incrementar la capacidad de deformación plástica de estas uniones.



**Figura C-J.2.6. Solape mínimo.**

En las uniones traslapadas, como se muestra en la Figura C-J.2.6, se recomienda superponer las chapas en una longitud mayor que **5 veces el espesor de la chapa más delgada**, para limitar en las barras traccionadas la rotación de la unión. Las uniones traslapadas con soldadura de filete y solicitadas a tracción, tienden a abrirse y desgarrar la raíz de la soldadura, como se muestra en la Figura C-J.2.7(b), al menos que esto se impida mediante la aplicación de una fuerza  $F$  como se muestra en la Figura C-J.2.7(a).



**Figura C-J.2.7. Restricciones en juntas traslapadas.**

No se recomienda el uso de soldaduras de filete en un solo lado en juntas sometidas a rotación sobre la raíz de la soldadura

Las especificaciones adoptadas por este Reglamento fueron desarrolladas sobre la base de datos de capacidad portante de cordones de soldadura sin retornos extremos. Se tomaron como base los estudios de Higgins y Preece (1968), los ensayos con angulares para apoyo de Lyse y Screiner (1935), almas de vigas soldadas directamente a columnas o a vigas principales mediante soldaduras de filete (Johnston y Deits, 1941) y las uniones soldadas con cargas excéntricas (Butler, Pal, y Kulak, 1972). Por lo tanto los valores de resistencia de diseño y los modelos de capacidad de uniones no requieren retornos extremos, cuando se cumple con el lado de soldadura especificado. Johnston y Green (1940) notaron que el comportamiento de la unión frente a los giros correspondientes a la hipótesis de restricción extrema nula (por ejemplo articulaciones) se mejora sin la utilización de retornos extremos. También comprobaron que se alcanzan mayores deformaciones plásticas en las uniones cuando existen retornos extremos, aunque la resistencia no presente diferencias significativas.

Cuando se utilicen soldaduras de filete longitudinales paralelas a la dirección del esfuerzo para transmitir la fuerza en el extremo de una barra axilmente cargada, esas soldaduras podrán designarse como **“soldaduras de filete extremas”**.

Ejemplos típicos, pero no excluyentes, de esas soldaduras serían:

- (a) soldaduras longitudinales en juntas traslapadas en el extremo de barras axilmente cargadas;
- (b) soldaduras que unen rigidizadores de fuerza en apoyos; y casos similares.

Ejemplos típicos pero no excluyentes de soldaduras longitudinales **que no son “soldaduras de filete extrema”** son aquellas que unen chapas o perfiles en secciones transversales de secciones armadas, en las cuales la fuerza de corte en la soldadura se va incrementando a lo largo de la longitud del cordón, en función de la distribución de la fuerza de corte a lo largo de la barra; y soldaduras que unen ángulos o chapas de apoyo extremo con el alma de una viga porque el flujo de la fuerza de corte desde el alma de la viga a la soldadura es uniforme a lo largo de la longitud del cordón. O sea que una soldadura se considerará **“soldadura de filete extrema”** no sólo por el hecho de que esté cargada paralelamente al eje del cordón, sino porque dependerá de la forma en que se trasmite la fuerza a ella.

No se aplica ningún factor de reducción a aquellas soldaduras que unen rigidizadores a las almas porque los rigidizadores y las soldaduras no están sujetos a fuerzas axiles sino que su función es la de mantener en el plano al alma de la viga.

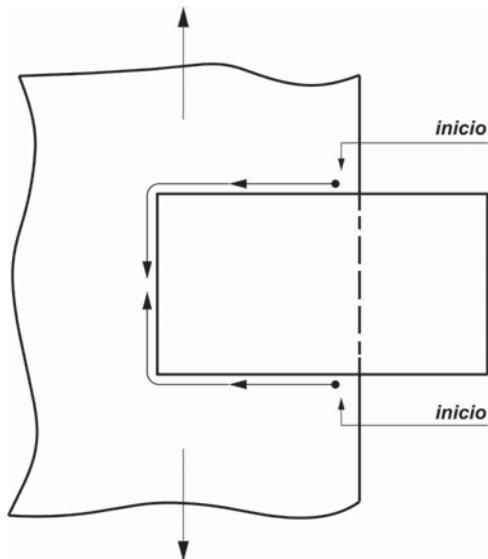
La distribución de tensión a lo largo de una **“soldadura de filete extrema”** está lejos de ser uniforme y dependerá de una compleja relación entre la rigidez del filete longitudinal y la rigidez de los elementos unidos. Cuando se superen determinadas longitudes, resulta **no conservador** suponer que la tensión promedio sobre la longitud total de la soldadura puede ser tomada igual a la resistencia de diseño. Los ensayos han demostrado que para longitudes de soldaduras iguales o menores que aproximadamente **100 veces** el lado del filete se puede suponer razonablemente que la longitud efectiva será igual a la longitud real. Para longitudes **mayores que 100 veces** el lado del filete, la longitud efectiva se deberá tomar menor que la longitud real.

El coeficiente de reducción  $\beta$  especificado en la **Sección J.2.2.(b)**, es equivalente al establecido en el Eurocode 3, el cual es una aproximación simplificada de fórmulas exponenciales desarrolladas en Europa durante varios años a partir del análisis por elementos finitos y ensayos. El criterio está basado sobre consideraciones de resistencia nominal para filetes de lado menor que **6 mm** y sobre el juicio basado en un límite de servicio de un desplazamiento ligeramente menor que **1 mm** en el extremo, para filetes de lado igual o mayor que **6 mm**. Matemáticamente la aplicación del factor  $\beta$  implica que la resistencia mínima de una **“soldadura de filete extrema”** se alcanza cuando la longitud sea aproximadamente **300 veces** el lado. Como resulta ilógico que la resistencia total de una soldadura de longitud **mayor que 300 veces** su lado, sea inferior al de una soldadura de longitud menor, el coeficiente de reducción se toma igual a **0,6** para filetes de longitud mayor que **300 veces su lado**.

Las terminaciones de las soldaduras de filete en la mayor parte de los casos no afectarán ni la resistencia ni las condiciones de servicio de las uniones. Sin embargo, en algunos casos, la disposición de las soldaduras afectará la función supuesta de las uniones y las muescas o cráteres resultantes podrán afectar la resistencia estática y/o la resistencia al inicio de la fisura bajo la acción de cargas cíclicas de suficiente intensidad y frecuencia. Para estos casos se especifican las siguientes limitaciones para asegurar el comportamiento deseado.

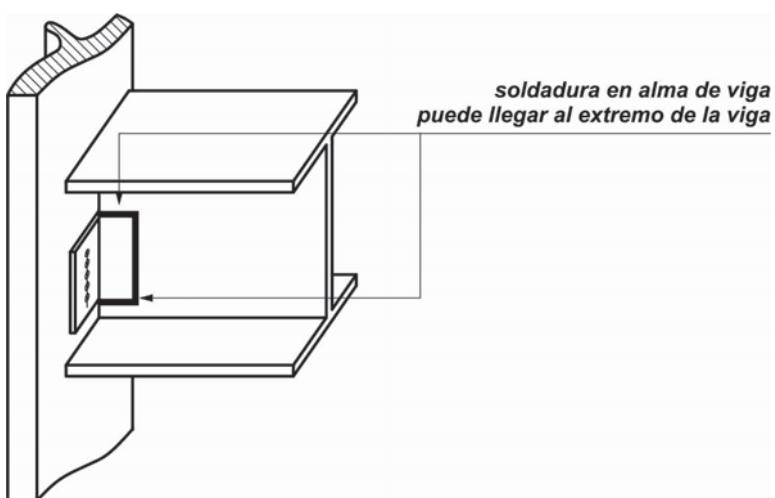
**(a)** En juntas traslapadas donde una parte se extiende más allá del extremo o del borde de la parte a la cual es soldada y si las partes están sometidas a tensiones de tracción en el inicio del solape, es importante que la soldadura termine a corta distancia del borde cargado.

Un ejemplo típico es la junta traslapada en una viga reticulada entre un cordón de sección Te y una diagonal o montante. (ver la **Figura J.2.4.** del Reglamento). En este caso la soldadura deberá terminar muy cerca del borde del alma de la Te. La mejor técnica para evitar muescas o cráteres inadvertidos es golpear el arco en un punto cercano al canto y proceder a soldar alejándose del borde, (ver la **Figura C-J.2.8.**).



**Figura C-J.2.8. Dirección de soldado sugerida para evitar muescas.**

Por otra parte, cuando los ángulos de unión de viga y columna se extiendan más allá del extremo del alma de la viga y estén soldados, el extremo libre del alma de la viga no estará sometido a tensión. Por ello se permitirá que la soldadura de filete se extienda en forma continua a través del extremo superior, el lado y el extremo inferior del ángulo de unión extrema de la viga, (ver la **Figura C-J.2.9.**).

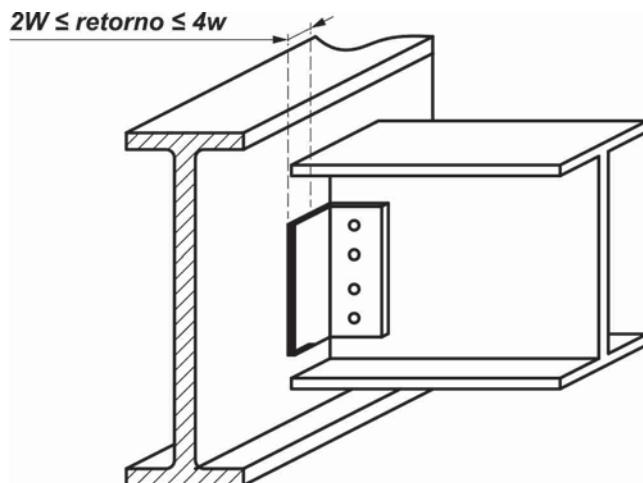


**Figura C-J.2.9. Detalle de soldadura de filete en ángulos de unión viga-columna.**

(b) Para uniones que estén sometidas a la tensión máxima en la terminación de la soldadura, debidas a fuerzas cíclicas y/o momentos de suficiente intensidad y frecuencia para iniciar fisuras provenientes de inicios de filetes, cráteres de parada u otras

discontinuidades, los extremos de la soldadura deberán ser protegidos por retornos o recuadrado. Si la ménsula es una chapa saliente desde el soporte, se deberán tomar precauciones especiales en el depósito de la soldadura de recuadre a través del espesor de la chapa para que el filete quede libre de cráteres o muescas.

(c) Para uniones tales como uniones extremas con angulares o chapas que han sido consideradas en el proyecto como flexibles, los bordes superior e inferior del ala saliente no deberán ser soldados en una parte substancial de su longitud a fin de asegurar la flexibilidad de la unión. Ensayos de investigaciones (Johnston y Green, 1940) han mostrado que la resistencia estática de la unión es la misma, tenga o no retornos. Por lo tanto el uso de retornos será opcional. Pero si se usan, ***su longitud deberá ser limitada a no más de 4 veces el lado del filete***, (Ver la **Figura C-J.2.10** y la **Figura J.2.5** del Reglamento).



**Figura C-J.2.10. Retornos opcionales en uniones flexibles no sometidas a fatiga.**

(d) La experiencia ha demostrado que cuando los extremos de rigidizadores transversales intermedios en las almas de vigas armadas no son soldados a las alas (práctica usual), pueden ocurrir pequeñas distorsiones torsionales de las alas cerca de los puntos de apoyo usados en el transporte, o también que en el acarreo y manipuleo de la viga se produzcan altas tensiones por flexión fuera del plano (que pueden llegar a la fluencia) y fisuración por fatiga en el pie de la unión soldada ala-alma. Esto también puede suceder aún cuando el rigidizador esté exactamente ajustado al ala por mecanizado. Se puede limitar la intensidad de la tensión por la flexión fuera del plano y prevenir la fisuración, si se deja un espacio sin soldar en el extremo de la unión alma-rigidizador. Ese espacio no deberá exceder de **6 veces el espesor del alma** para asegurar que no ocurra el pandeo de la longitud no soldada del alma.

(e) Para soldaduras de filete ubicadas en lados opuestos de un plano común no es posible el depósito continuo de material de aporte alrededor de la esquina desde uno u otro lado sin que se cause el deterioro de la esquina de las partes unidas. Es por ello que los filetes se deben interrumpir cerca de la esquina, (ver la **Figura J.2.6.** del Reglamento).

### C J.2.3. Soldadura de tapón y de muesca

Una **soldadura de tapón** es una soldadura realizada en un agujero circular en uno de los miembros de una junta, fundiendo ese miembro al otro. En cambio una **soldadura de muesca** es una soldadura realizada en un agujero alargado con los mismos resultados. **Ambos tipos de soldadura solo se aplican para juntas de solape.** Se debe tener cuidado cuando se

realizan soldaduras de tapón o de muesca en miembros solicitados a cargas cíclicas, pues el desempeño para fatiga de estas soldaduras es **limitado**.

La soldadura de filete aplicada en un agujero circular o alargado, típicamente utilizadas para unir tableros de chapa de acero a las vigas de apoyo, no se debe considerar una soldadura de tapón o de muesca.

#### C J.2.3(a). Área efectiva

Cuando se proyecten soldaduras de tapón o de muesca según lo especificado en la Sección **J.2.3(b)**, la resistencia de la soldadura será controlada por el tamaño del área fundida entre la soldadura y el metal base. Para determinar el área efectiva se deberá utilizar el área total del agujero circular o alargado.

#### C J.2.3(b). Limitaciones

La utilización de soldaduras de tapón y de muesca se deben limitar a situaciones donde las mismas sean solicitadas únicamente a corte, o donde sean utilizadas para prevenir el pandeo de elementos constitutivos de una sección, tales como una chapa de refuerzo de alma en secciones altas. Las soldaduras de tapón y de muesca solamente podrán ser utilizadas donde la fuerzas aplicadas generen solo solicitudes de corte entre los materiales unidos y no puedan usarse para resistir fuerzas directas de tracción.

La limitación antedicha no se debe aplicar a soldaduras de filete realizadas en agujeros circulares o alargados.

Las limitaciones geométricas especificadas para los agujeros circulares o alargados se prescriben para tener una geometría que permita una buena fusión.

Los agujeros circulares o alargados profundos o estrechos dificultan al soldador tener acceso y visual al fondo de la cavidad donde se va a realizar la soldadura. En aquellos lugares donde el acceso es complicado se puede dificultar la fusión y por ende se puede reducir la resistencia de la unión.

#### C J.2.4. Resistencia de diseño de uniones soldadas

La resistencia de las soldaduras está gobernada por la resistencia del material base o del metal de aporte. La **Tabla J.2.5.** presenta resistencias nominales, los factores de resistencia  $\phi$  y las limitaciones de los niveles de resistencia del metal de aporte. Las especificaciones de esta Sección son las mismas contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005.

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

Debido a que la soldadura debe transmitir totalmente la carga de una barra a otra, los cordones deberán ser dimensionados correctamente y ejecutados con el electrodo adecuado.

**A los fines del cálculo, las soldaduras a tope deberán transmitir la carga de la misma manera que las partes que unen y para las soldaduras de filete se supone que los filetes de soldadura transmitirán las cargas mediante tensiones de corte en el área efectiva, independientemente de la orientación de los cordones en la unión.**

La resistencia de una junta a tope de penetración completa (**JPC**), cargada tanto en tracción como en compresión perpendicularmente al área efectiva, dependerá de la resistencia del metal base y no será necesario determinar la resistencia de la soldadura. Para el caso de tracción será necesaria la compatibilidad del metal de aporte, tal como se indica en la **Tabla 3.1.** del **Reglamento CIRSOC 304-2007**. Para el caso de compresión se permitirá una disminución en el nivel de resistencia del material de aporte.

Las soldaduras a tope **JPC** solicitadas a compresión o a tracción, paralelas al eje de la soldadura, tales como esquinas soldadas a tope de columnas cajón, no transfieren cargas a través de la junta. Por ello no será necesario determinar la resistencia de la soldadura.

Las uniones con soldaduras a tope de penetración parcial (**JPP**) proyectadas según la Sección **J.1.4(a)** y donde la unión sea solicitada a compresión, no tendrán limitada su capacidad por la soldadura dado que el metal base podrá transferir las cargas de compresión. Cuando la unión sea proyectada de acuerdo con la Sección **J.1.4(b)** se deberá diseñar la unión considerando que tanto el metal base como la soldadura pueden ser críticas.

El factor **0,6** aplicado sobre la resistencia a tracción,  $F_{Exx}$ , en las soldaduras **JPP**, es una reducción arbitraria que se ha efectuado en la Especificación AISC desde 1960 con el fin de compensar tanto el efecto de muescas en el área no fundida de la junta, como la incertidumbre en la calidad de la raíz de la soldadura debido a que la realización de una evaluación no destructiva es imposible, y también el déficit en las exigencias de tenacidad en el metal de aporte. La utilización del factor **0,6** no significa que la falla se produzca por tensiones de corte en el área efectiva, como ocurre en las soldaduras de filete.

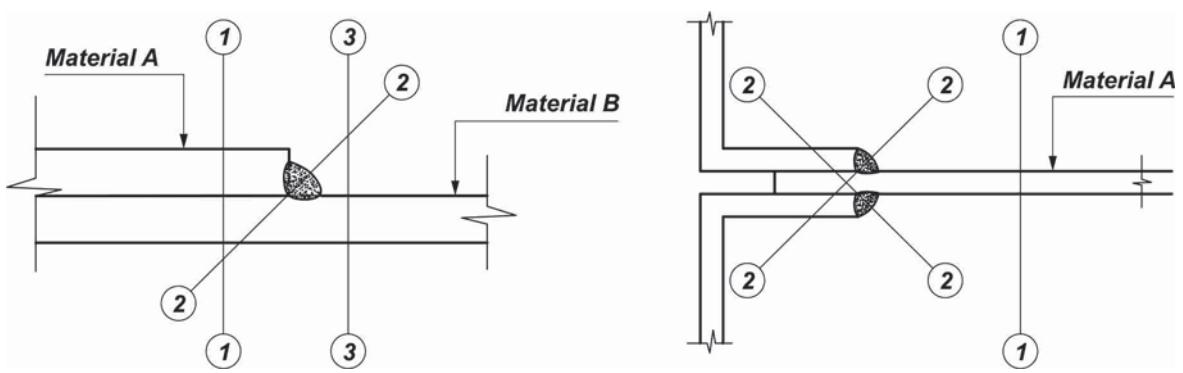
Se debe notar que en la **Tabla J.2.5** la resistencia nominal del **filete de soldadura** se determina a partir del área efectiva de la garganta, mientras que la resistencia de las partes unidas está gobernada por sus respectivos espesores. La **Figura C-J.2.11.** ilustra los planos de corte para soldaduras de filete y para el material base:

Los planos de corte son:

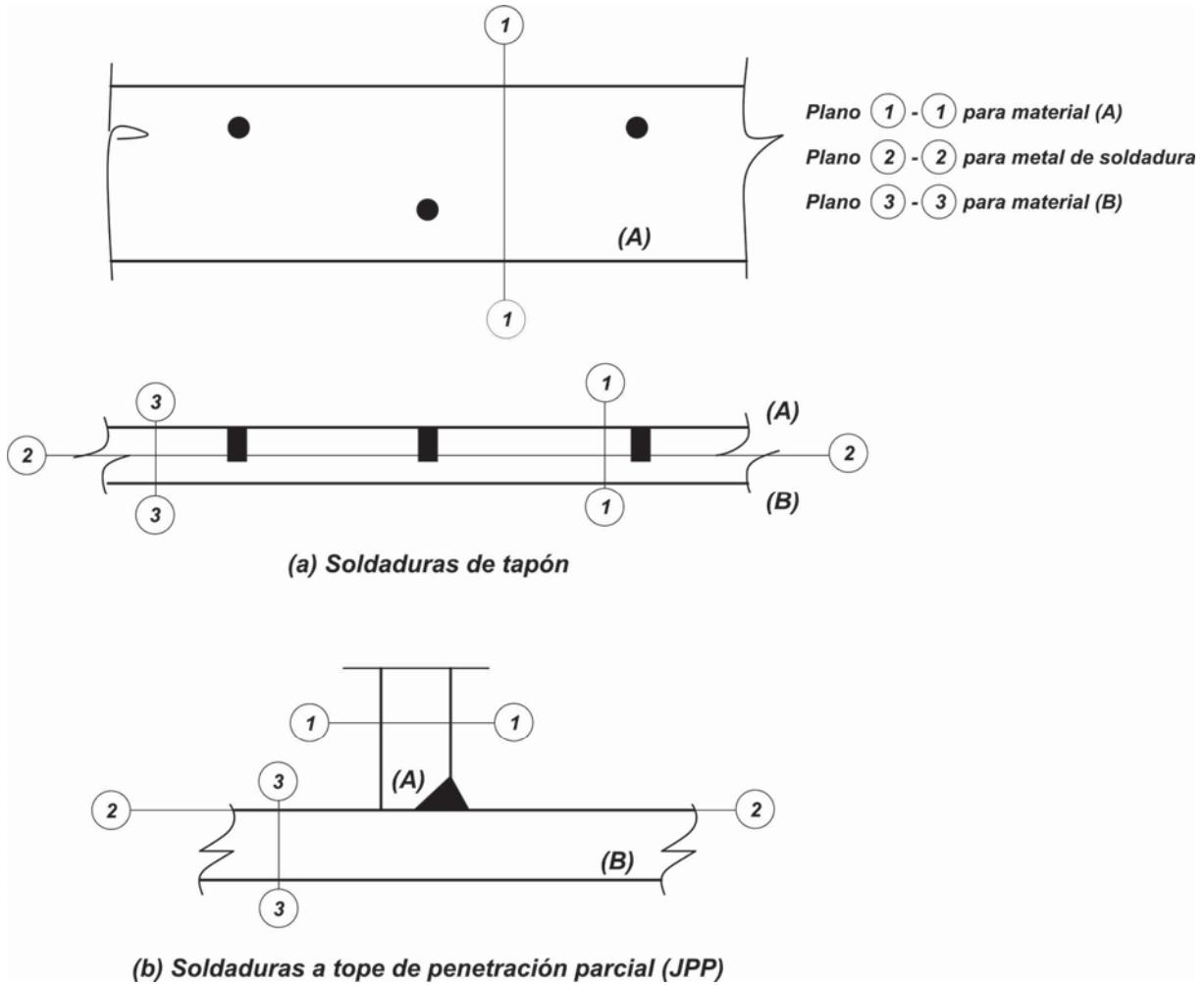
- (a) **Plano 1-1**, en el cual la resistencia estará gobernada por la resistencia al corte del material A.
- (b) **Plano 2-2**, en el cual la resistencia estará gobernada por la resistencia al corte del metal de soldadura.
- (c) **Plano 3-3**, en el cual la resistencia estará gobernada por la resistencia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

La resistencia de la unión soldada será la menor de las calculadas en cada plano de transferencia de corte. Nótese que los planos **1-1** y **3-3** están ubicados lejos de las áreas de fusión entre la soldadura y el material base. Los ensayos han demostrado que la tensión en ésta área de fusión no es crítica en la determinación de la resistencia al corte del filete de soldadura. (Preece, 1968).

Los planos de corte para soldaduras de tapón y a tope en **JPP** se indican en la **Figura C-J.2.12.** para la soldadura y para el metal base. Generalmente el metal base determinará la resistencia a corte.



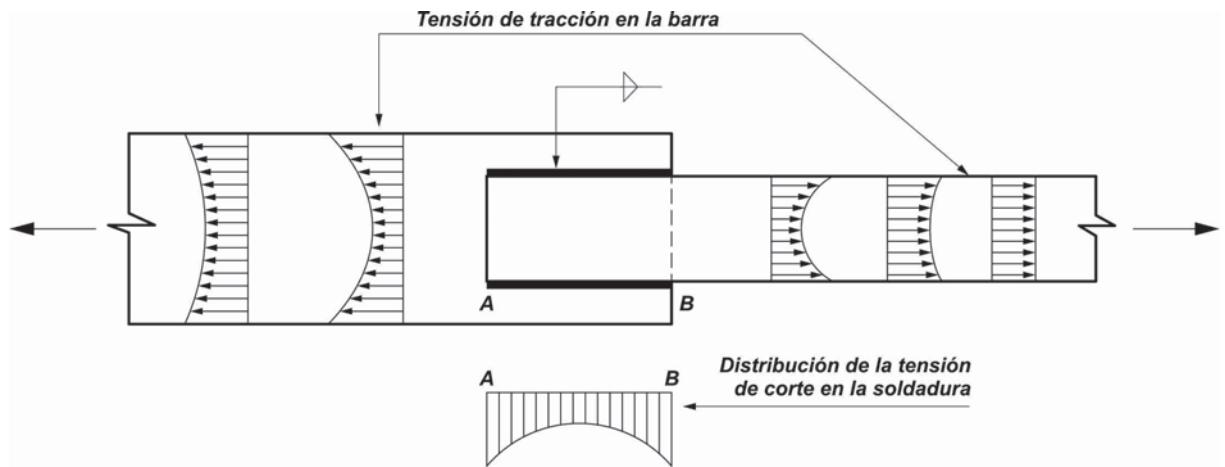
**Figura C-J.2.11. Planos de corte en cordones de filete cargados longitudinalmente.**



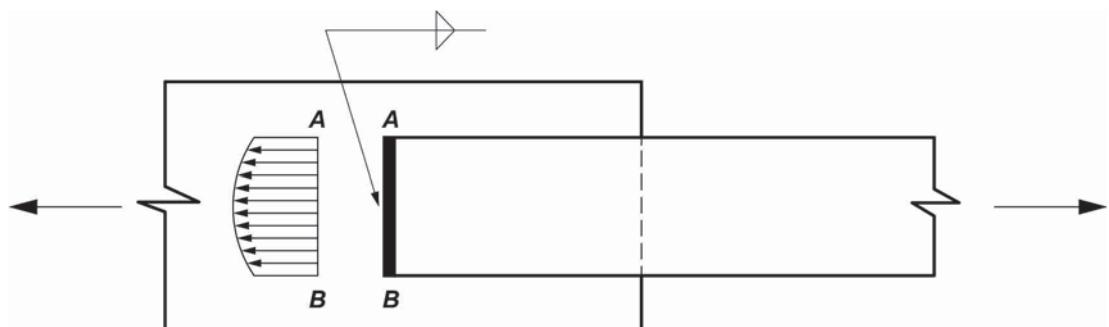
**Figura C-J.12. Planos de corte para soldaduras de tapón y a tope de penetración parcial.**

Como ya se dijo, para determinar la resistencia nominal de un **filete de soldadura** se deberá suponer que la falla será por corte en el área efectiva, ya sea que la transferencia de fuerza sea perpendicular o paralela al eje de la soldadura. **Cuando la fuerza se transmita en dirección perpendicular al eje, la resistencia será mayor, no obstante por simplicidad, ambas situaciones se tratarán de igual manera.**

La distribución de tensiones en uniones soldadas es compleja y no uniforme. En la **Figura C-J.2.13.** se muestra una distribución de tensiones típica para cargas de servicio en cordones longitudinales de juntas traslapadas. La variación real de las tensiones de corte entre los puntos **A** y **B** dependerá de la longitud del cordón de soldadura y de la relación de anchos de las chapas que se unen. La **Figura C-J.2.14.** muestra la variación de corte típica de filetes cargados transversalmente al eje de la soldadura.



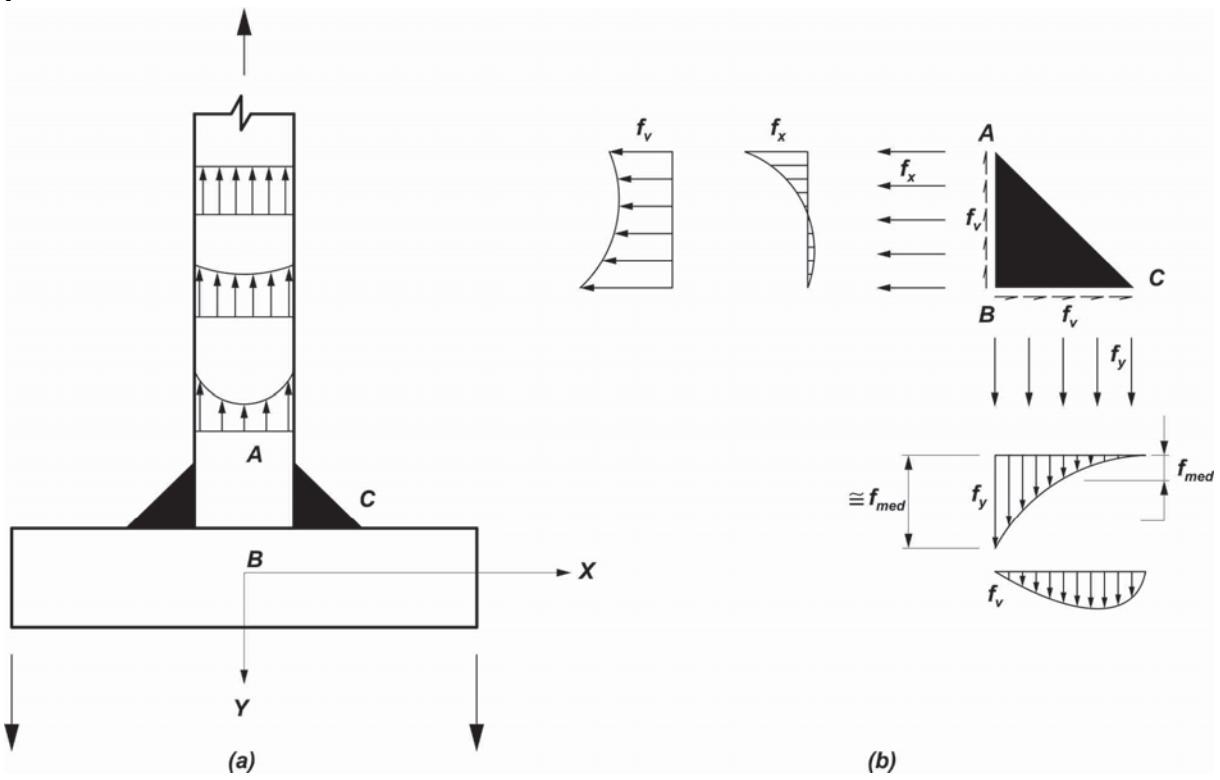
**Figura C-J.2.13. Distribución de tensiones en una junta traslapada con cordones de filete longitudinales.**



**Figura C-J.2.14. Distribución de tensiones en una junta traslapada con cordones de filete transversales.**

La distribución de tensiones en cordones usados para conectar juntas en **T** es más compleja, como se muestra en la **Figura C-J.2.15.** Debido a la tendencia del filete a rotar alrededor del punto **C**, la tensión máxima  $f_y$  en tracción será aproximadamente cuatro veces la tensión promedio  $f_{med}$ .

La relación carga - deformación de un filete de soldadura ha sido estudiada por Butler, Pal, y Kulak (1972), Kula y Timmler (1984), Swannell (1981-1982) y Neis (1985), y se muestra en la **Figura C-J.2.16.**, donde se puede observar que la resistencia está relacionada con el ángulo con el cual se carga el cordón. En la **Figura C-J.2.13.** los cordones longitudinales están cargados con un ángulo de  $0^\circ$  (paralelo al eje del cordón); mientras que la **Figura C-J.2.16.** muestra una ductilidad considerable para tales cordones. La **Figura C-J.2.14.** muestra cordones cargados a  $90^\circ$ ; y la **Figura C-J.2.16.** muestra una resistencia mayor, pero una menor ductilidad para esos cordones.



**Figura C-J.2.15. Distribución de tensiones en una junta en T con cordones de filete (corte transversal al filete).**

Nótese también en la **Figura C-J.2.16.**, que aunque la resistencia del filete crece cuando aumenta el ángulo, esa resistencia extra no es utilizada por la especificación. La resistencia al corte del material de soldadura se adopta igual a **0,6  $F_{Exx}$  como límite superior**.

El hecho de que el cordón se deforme plásticamente (carga constante con incremento de deformación) antes de la falla, permite un tratamiento relativamente simple de los cordones de soldadura tanto para cordones paralelos como para cordones perpendiculares al eje de la carga. Se supone que la deformación plástica permite que estos cordones resistan igual en cualquier lugar de su longitud.

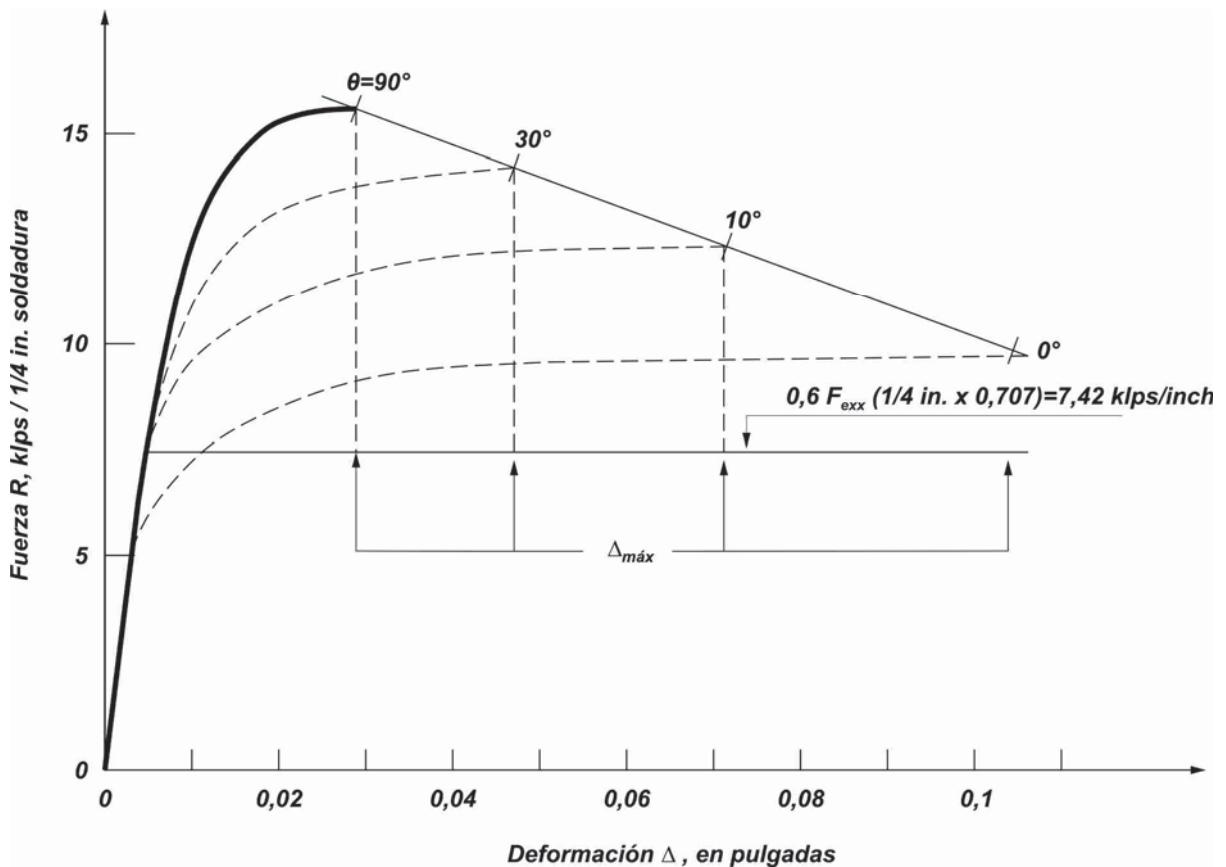
Nótese que en la **Tabla J.2.5.**, la tensión de fluencia por corte se toma en forma aproximada como **0,60  $F_y$**  para el metal base y **0,6** de la tensión de rotura del metal de soldadura.

Para cordones de penetración parcial con tracción perpendicular al área efectiva, se adopta una resistencia conservadoramente igual a la que corresponde a cordones de filete. Cuando la solicitación sea de tracción en la dirección del eje de la soldadura o compresión en dirección perpendicular o paralela al eje, **la resistencia nominal corresponde a la del metal base**.

#### C J.2.5. Combinación de soldaduras

El método especificado de sumar las resistencias de diseño de cada una de las soldaduras combinadas en una unión simple, **no es aplicable para determinar la resistencia de**

**diseño de una combinación de una soldadura a tope de penetración parcial (JPP) y una de filete contenidas en la misma junta.** La dimensión de la garganta total no es la suma de las gargantas efectivas de la **JPP** y la **soldadura de filete**. En tal caso se debe determinar la garganta resultante de la soldadura combinada (menor dimensión desde la raíz hasta la cara final de la soldadura) y la resistencia de diseño será determinada con esa dimensión.



**Figura C-J.2.16. Relación Carga-Deformación de un cordón de soldadura.**

#### C J.2.6. Material de aporte

Las tensiones aplicadas, las tensiones residuales y las discontinuidades geométricas causadas por las barras de respaldo con sus efectos asociados de fisuración, contribuyen para aumentar la sensibilidad a la fractura.

Algunos consumibles en combinación con ciertos procedimientos dan como resultado soldaduras con baja tenacidad y resistencia a la fractura. El Reglamento exige una mínima tenacidad especificada para el material de aporte en aquellas uniones que estarán sometidas a las más significativas tensiones aplicadas y tenacidades demandadas.

El nivel de tenacidad requerido fue seleccionado como un nivel más conservador que los requerimientos de tenacidad especificados para el metal base de los perfiles pesados definidos en la **Sección A.3.1.b.** del Reglamento. Las investigaciones sobre este punto actualmente continúan.

### C J.2.7. Mezcla de material de soldadura

La utilización de metales de soldadura incompatibles puede causar problemas cuando se requiera una determinada tenacidad de la soldadura. Por ejemplo, soldaduras de punto depositadas usando un proceso de autoprotección con aluminio desoxigenado en los electrodos, y posteriormente cubiertas mediante soldadura de arco sumergido (**S.A.W.**), puede dar como resultado un metal de soldadura compuesto con una baja tenacidad, a pesar de que cada proceso por sí mismo pueda proveer una tenacidad suficiente.

## C J.3. BULONES Y BARRAS ROSCADAS

### C J.3.1. Bulones de alta resistencia

En general para el uso de bulones de alta resistencia se deberán satisfacer las especificaciones de la **Recomendación CIRSOC 305-2007 Recomendación para Uniones Estructurales Ejecutadas con Bulones de Alta Resistencia**, desarrollada en base al documento “Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490” Bolts aprobada por el Research Council on Structural Connections. En la última edición se han incorporado los bulones métricos ASTM: **A325M** y **A490M** y también, como de uso posible, los bulones de alta resistencia **ISO 8.8** y **10.9** que deberán satisfacer las normas IRAM respectivas, o las correspondientes **ISO** mientras se redactan las normas IRAM correspondientes.

Cuando sea necesario utilizar bulones de alta resistencia de diámetros y longitudes mayores que los disponibles de las calidades arriba citadas, como por ejemplo en el caso de bulones de anclaje para la fijación de bases de máquinas, según lo especificado en la **Sección A.3.**, este Reglamento permite el uso de **bulones A449** y de barras roscadas según la norma IRAM correspondiente o la ASTM que corresponda hasta que aquella esté redactada.

Se reconocen tres tipos de uniones:

- (a) **con ajuste sin juego;**
- (b) **pretensada;**
- (c) **de deslizamiento crítico.**

En los tipos de uniones **(b)** y **(c)**, el bulón está totalmente pretensado pero sólo en el tipo **(c)** se deben tratar y verificar las superficies de contacto con el fin de impedir el deslizamiento.

Por ello en la unión **(b)** se pueden producir deslizamientos y su verificación de resistencia será la misma que la **(a)** o sea por corte del bulón y aplastamiento de la chapa.

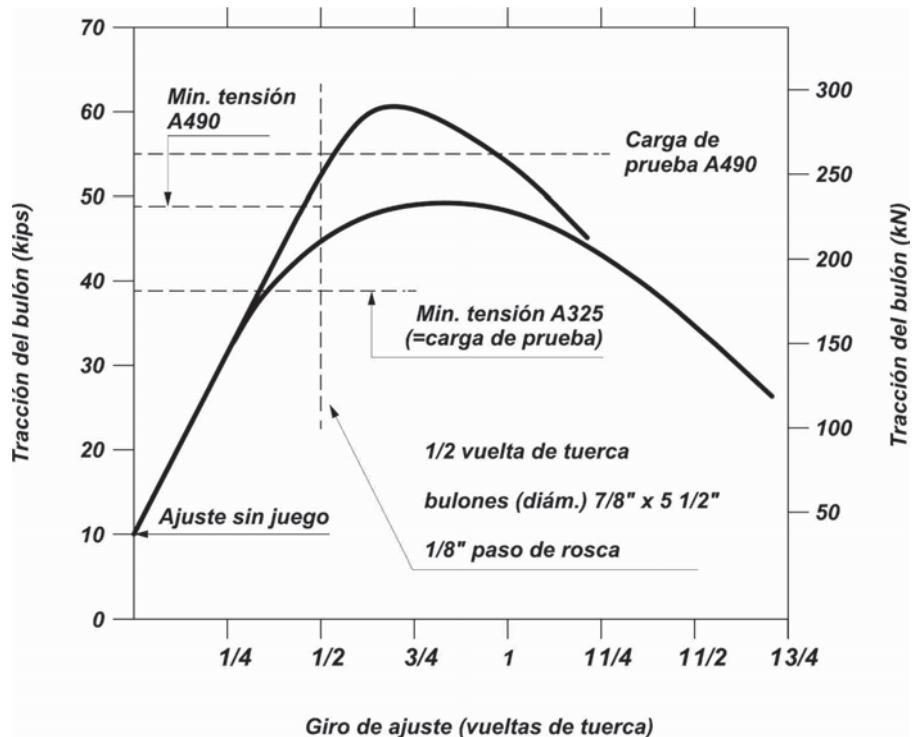
Se indican en el Reglamento los casos en que es obligatorio la utilización de uniones de tipo **(b)** o **(c)**.

Los bulones de alta resistencia, deberán ser apretados hasta una tracción del bulón no menor que la dada por la **Tabla J.3.1.**, excepto en los siguientes casos:

- (a) uniones tipo aplastamiento sometidas a corte donde se pueda permitir el deslizamiento,
- (b) uniones tipo aplastamiento sometidas a tracción o tracción combinada con corte, realizadas con bulones **A325** o **ISO 8.8**,
- (c) uniones donde no exista posibilidad de aflojamiento por cargas vibratorias, o
- (d) uniones no sujetas a posible fatiga por cargas cíclicas.

En los casos citados se permite que el pretensado del bulón se realice hasta la condición de ajuste sin juego.

Hasta el año 1985 la **Especificación RCSC**, requería que todos los bulones de alta resistencia fueran colocados con una pretensión suficiente para crear una fuerza de rozamiento entre las partes unidas de manera de transmitir las fuerzas. El material de los bulones de alta resistencia tiene una curva tensión deformación sin un punto de fluencia definido como se ve en la **Figura C-J.3.1**.



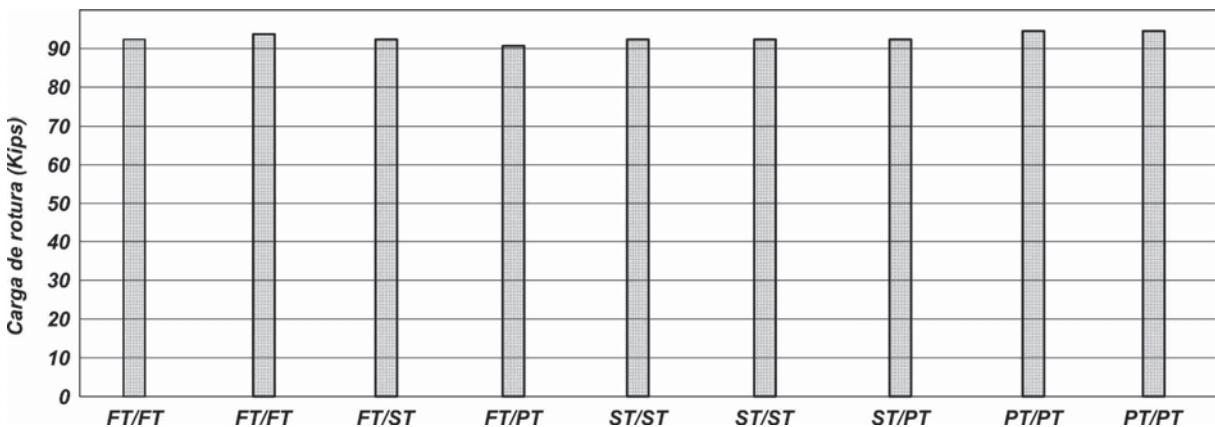
**Figura C-J.3.1. Relación carga-rotación de tuerca para bulones A325 y A490.**

En lugar de utilizar la tensión de fluencia se utilizaba la carga de prueba. La carga de prueba es la carga obtenida multiplicando el área de tracción por la tensión de fluencia establecida para una deformación permanente de **0,2%**. La carga de prueba es aproximadamente un **70% y 80%** de la resistencia a la tracción para bulones **A325** y **A490** respectivamente.

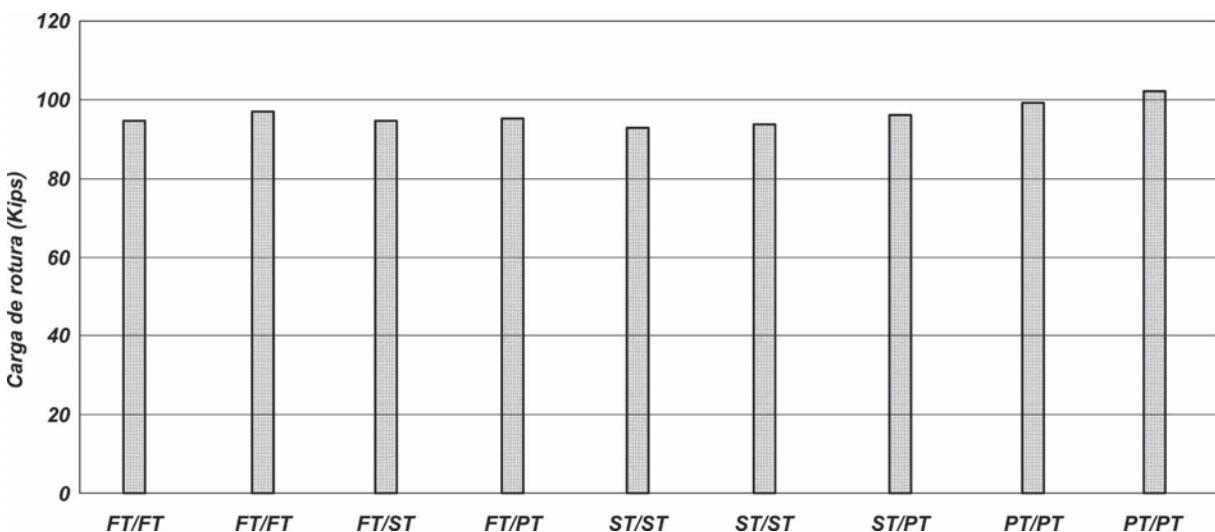
Desde los años 50 la pretensión mínima requerida es igual a la carga de prueba para los bulones **A325**. Utilizando el método de apriete de la vuelta de tuerca no existe dificultad en alcanzar esta carga para bulones **A325** girando la tuerca **1/2 vuelta** desde la posición de ajuste como se muestra en la **Figura C-J.3.1**. Para bulones **A490**, no obstante, la media vuelta desde la posición de ajuste no permite alcanzar la carga de prueba. Para bulones largos debe darse más de media vuelta para alcanzar la misma tensión que para bulones cortos. Por este motivo, en la **Tabla J.3.1**. del Reglamento se requiere en uniones de deslizamiento crítico, una pretensión igual al **70%** de la resistencia a tracción, tal como se indica en dicha Tabla.

Cuando no se requieran uniones de deslizamiento crítico o pretensadas y para los casos particulares indicados más arriba, los bulones se colocarán ajustados de forma que las chapas unidas estén en contacto firme y sin juego, para lo cual será suficiente el apriete generado por una llave de impacto o el esfuerzo de un operario con una llave común.

En la Edición 1999 de la Especificación AISC-LRFD se permite la instalación de bulones **A325 (ISO 8.8)** con ajuste sin juego cuando estén sometidos a tracción o tracción combinada con corte proveniente de acciones estáticas. Las **Figuras C-J.3.2.** y **C-J.3.3.** ilustran los resultados de ensayos realizados por Johnson (1996) sobre muestras cortas de perfiles Te aburonadas ala con ala con bulones tipo ASTM A325. Los ensayos incluyeron dos longitudes de bulones (**70 mm** y **83 mm**) y diversas combinaciones de pretensión de instalación (ajuste a mano (**FT**), ajuste sin juego (**ST**) y pretensado (**PT**)). El **bulón de 70 mm** de longitud corresponde al menor número de hilos de rosca dentro del agarre. El bulón de **83 mm** de longitud corresponde al máximo número de hilos de rosca dentro del agarre. Los resultados de los ensayos muestran que la condición de instalación no afecta la resistencia última.



**Figura C-J.3.2. Ensayos de Johnson (1996) Bulones ASTM A325 diámetro  $\frac{3}{4}$ ", longitud 2  $\frac{3}{4}$ "(70 mm).**



**Figura C-J.3.3. Ensayos de Johnson (1996) Bulones ASTM A325 diámetro  $\frac{3}{4}$ ", longitud 3  $\frac{1}{4}$ "(83 mm).**

Hay muchas casos en el proyecto de estructuras en que el deslizamiento de la unión es deseable para permitir la dilatación y contracción de la junta de una manera controlada. Independientemente de que la fuerza a transmitir tenga una dirección normal a la del deslizamiento, las tuercas deberán ser ajustadas con una llave de mano con un cuarto de vuelta. Además es prudente deformar la rosca o usar contratuerca para asegurar que la

tuerca no se afloje bajo condiciones de servicio. Para deformar la rosca es adecuado hacerlo en un punto determinado con cincel y martillo. No se aconseja dar un punto de soldadura entre la rosca y la tuerca.

Cuando sea requerido el pretensado hasta las fuerzas indicadas en la **Tabla J.3.1.** se podrán usar alguno de los siguientes métodos:

#### (a) Giro o vuelta de tuerca

Se obtiene una pretensión especificada mediante una rotación de la tuerca desde la posición de contacto firme, o ajuste sin juego, lo que produce un alargamiento en el bulón. Aunque el contacto o ajuste inicial puede variar debido a la condición de las superficies de las piezas que se unen, esta variación no afecta significativamente la fuerza de presión, tal como se puede observar en la **Figura C-J.3.4.** La fuerza de compresión de 48,6 kips (**216 kN**) correspondiente a 1/2 vuelta produce un alargamiento suficientemente grande del bulón (parte horizontal de la curva) tal que cualquier variación del ajuste inicial tiene un efecto despreciable sobre la presión entre las chapas.

En la **Tabla C-J.3.1.**, obtenida de RCSC Specification for Structural Joints Using ASTM A325 o A490 Bolts, se indica la rotación que se debe dar a la tuerca a partir de la posición de contacto firme:

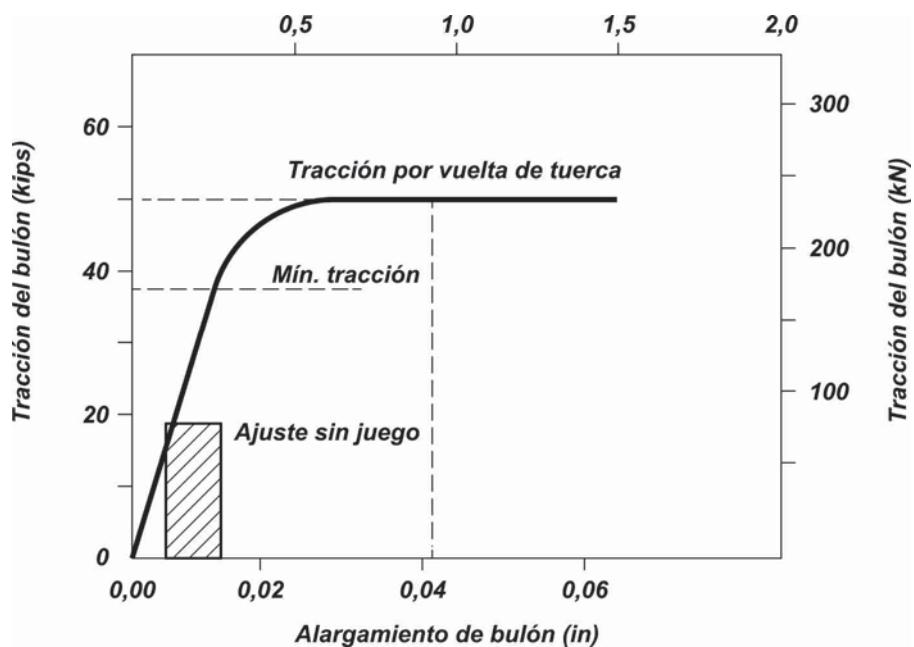
**Tabla C-J.3.1. Rotación de la tuerca a partir de la posición de ajuste sin juego**

Longitud del bulón (cara interna de la cabeza hasta el extremo)	Ambas caras normales al eje del bulón
Menor o igual que 4 diámetros.	1/3 vuelta
Mayor que 4 diámetros y menor o igual que 8 diámetros.	1/2 vuelta
Mayor que 8 diámetros y menor o igual que 12 diámetros.	2/3 vuelta

#### (b) Llave Calibrada

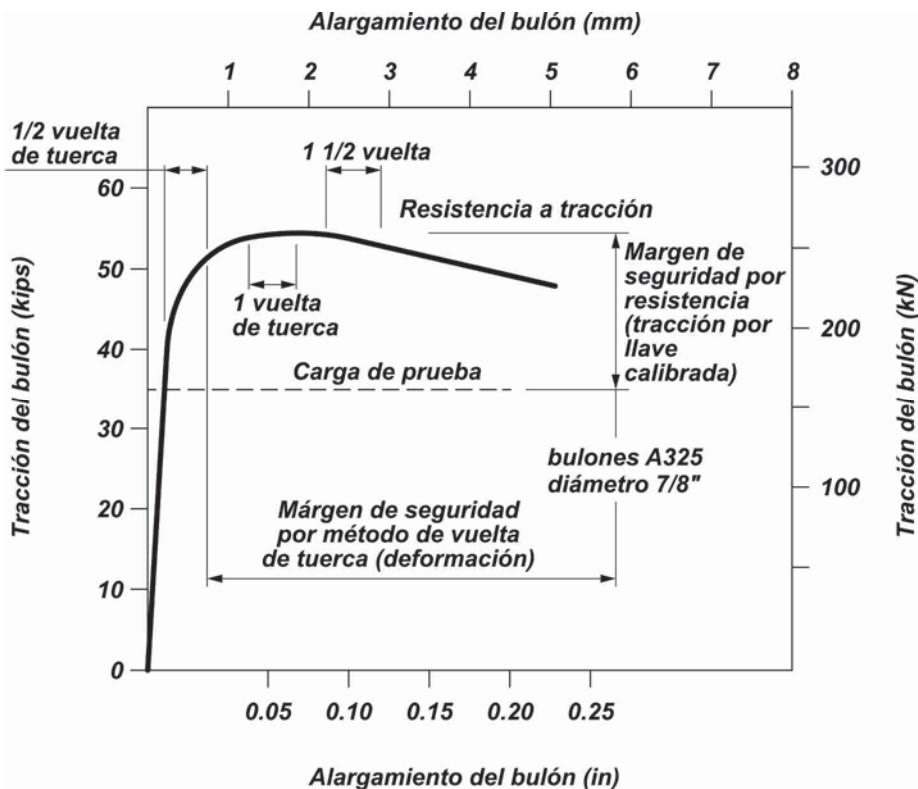
Se utiliza una llave de torque calibrada para alcanzar un momento de apriete determinado. En la **Figura C-J.3.5.** se observa que es lo que ocurre si al realizar el apriete se genera un momento de apriete que origina una pretensión que supera la carga de prueba (**correspondiente al 70% de la tensión de rotura para A325**). Con este método, la resistencia es el factor crítico, con el margen de seguridad mostrado en dicha Figura. La posibilidad de excederse mediante un momento de apriete mayor que el necesario no se considera un problema ya que normalmente la rotura del bulón se producirá durante la colocación y podrá ser reemplazado.

Cuando se utilice el método de la **vuelta de tuerca**, la deformación será el factor crítico con el margen de seguridad mostrado en la **Figura C-J.3.4.** (Para cualquier método de colocación, se puede esperar un mínimo de **2 1/4 vueltas** desde la posición de ajuste hasta la rotura).



**Figura C-J.3.4. Relación carga-alargamiento de un bulón.**

Cuando se utilice el método de la **vuelta de tuerca** y los bulones sean traccionados usando incrementos de **1/8 de vuelta**, normalmente se requerirán cuatro vueltas completas desde la posición de ajuste hasta la rotura.



**Figura C-J.3.5. Relación carga-alargamiento de un bulón con uso de llave calibrada.**

### **(c) Bulones Alternativos**

Existen bulones especialmente diseñados para proveer la tracción requerida.

### **(d) Indicador directo de tracción**

El aparato indicará la fuerza de tracción aplicada que deberá ser la especificada en la **Tabla J.3.1.**

## **C J.3.2. 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 Estructural o Director Técnico. El tamaño máximo de dichos agujeros está dado en la **Tabla J.3.3.** para los bulones allí indicados. Su uso estará sujeto a lo especificado en las **Secciones J.3.3. y J.3.4.**

## **C J.3.3. Separación mínima**

Investigaciones anteriores (Kulak, 1987) plantearon que la máxima resistencia última nominal al aplastamiento,  $R_n$ , de un agujero para bulón, requiere que la distancia entre el centro del primer pasador y el borde de la chapa en la dirección de la fuerza, no sea menor que  $1 \frac{1}{2} d$ , donde  $d$  es el diámetro del bulón. Por una razón similar la distancia medida en la línea de la fuerza, desde el centro de cualquier bulón al borde más próximo de un agujero adyacente, debería ser no menor que  $3d$ , para asegurar la **máxima resistencia de diseño al aplastamiento**. El análisis de los resultados de numerosos ensayos ha indicado que la resistencia crítica por aplastamiento resultaba directamente proporcional a la distancia definida anteriormente, hasta un valor de  $3d$ , por encima del cual no se logra ningún aumento en la resistencia (Kulak, 1987). La **Tabla J.3.5.** indica los incrementos que deben ser adicionados para ajustar la separación mínima, debido a incrementos en la dimensión del agujero en la dirección paralela a la línea de fuerza. La **Sección J.3.10.** proporciona el criterio de resistencia al aplastamiento como una función de la separación.

Investigaciones posteriores indican que la distancia de **3** veces el diámetro nominal del bulón es aceptable para facilitar la colocación de los bulones, pero no necesariamente satisface las especificaciones de resistencia de la **Sección J.3.10.**, por lo que **siempre deberá verificarse la resistencia al aplastamiento de la chapa**.

## **C J.3.4. Distancia mínima al borde**

Se han mantenido las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005 referidas a la diferencia de mínima distancia al borde según sea el proceso de obtención del borde de la chapa (cizallados, matrizados, punzonados o laminados) basados en el posible daño producido por el proceso de ejecución.

La tensión crítica al aplastamiento es función de la resistencia a tracción del material, de la separación de los medios de unión y de la distancia desde el borde de la parte unida al centro del medio de unión más cercano. Los ensayos han demostrado (Kulak, 1987), que existe una relación lineal entre el cociente de la tensión crítica al aplastamiento y la resistencia a la tracción del material unido, con el cociente de la separación de los medios de unión (en la dirección de la línea de fuerza) y el diámetro de éstos.

$$\frac{F_{pcr}}{F_u} = \frac{L_e}{d} \quad (\text{C-J.3.1})$$

siendo:

$F_{pcr}$  la tensión critica de aplastamiento, en MPa.

$F_u$  la resistencia a la tracción del material unido, en MPa.

$L_e$  la distancia, en la dirección de la línea de fuerza transmitida, desde el centro del pasador al borde más cercano de un pasador adyacente, o al borde libre de una parte unida (en la dirección de la fuerza), en cm.

$d$  el diámetro del pasador, en cm.

La expresión anterior proporciona un buen límite inferior de los datos de ensayos publicados para uniones simples de un solo pasador con agujeros normales, y es conservadora para uniones con más pasadores adecuadamente separados.

En la **Sección J.3.3.**,  $L_e$  es la distancia entre agujeros ( $s$ ); mientras que en la **Sección J.3.4.**,  $L_e$  es la distancia  $d_b$  al borde en la dirección de la fuerza.

La **Sección J.3.10.** establece una resistencia al aplastamiento máxima. La separación y/o distancia al borde puede ser incrementada para alcanzar la resistencia al aplastamiento requerida, o la fuerza de aplastamiento puede ser reducida para satisfacer una limitación en la separación y/o en la distancia al borde.

Es conocido el hecho que la tensión critica al aplastamiento de una unión con un solo pasador simple depende más de la distancia al borde, que en una unión con más pasadores (Jones, 1940). Por ésta razón, las distancias al borde en la dirección de la fuerza para uniones con un solo pasador deberían ser mayores que para aquellas que tienen dos pasadores o más. Sin embargo para simplificar, en la edición 1999 de la Especificación AISC, se han unificado las exigencias.

La distancia mínima recomendada, transversal a la dirección de la fuerza, es principalmente una tolerancia para permitir el trabajo del operario. Esta tiene poco efecto en la resistencia de la barra.

### C J.3.5. Máximas separación y distancia al borde

Limitando la distancia al borde a un máximo de **12 veces** el espesor de una parte externa unida, pero a no más que **150 mm**, se pretende prevenir el ingreso y acumulación de humedad en el caso de una falla de la pintura y de éste modo evitar la corrosión entre las partes unidas, la que podría acumularse y originar la separación de estas partes. Se dan limitaciones más exigentes para las partes unidas de acero resistente a la corrosión, sin pintar, y expuestas a la corrosión atmosférica.

### C J.3.6. Resistencia de diseño a la tracción o al corte en uniones tipo aplastamiento

La solicitud de tracción en los bulones es acompañada generalmente por alguna flexión debida a la deformación de las partes unidas. Por ello el **factor de resistencia  $\phi$**  que multiplica a la resistencia nominal para obtener la resistencia de diseño a tracción será relativamente bajo.

La **resistencia nominal  $R_n$  de un bulón a tracción** será:

$$R_n = F_u \cdot A_n \cdot (10^{-1})$$

siendo:

**$F_u$**  la tensión de rotura a tracción del material del bulón, en MPa.

**$A_n$**  el área neta, denominada área de tracción, que es el área a través de la parte roscada del bulón, en  $\text{cm}^2$ .

La relación del área de tracción al área bruta varía entre **0,71** y **0,79** según el diámetro nominal del bulón. Esto tanto para los bulones ASTM con rosca UNC como para los bulones ISO rosca gruesa. Se adopta una relación promedio de **0,75**. Así, en términos de área bruta  **$A_b$**  de un bulón, la expresión anterior se transformará en:

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

y

$$R_n = (0,75 F_u) A_b \cdot (10^{-1}) \quad (\text{C-J.3.2})$$

siendo:

**$F_u$**  la tensión de rotura a tracción del material del bulón, en MPa.

**$A_b$**  el área bruta de la sección nominal de un bulón en el vástago no roscado, en  $\text{cm}^2$ .

Por ello el Reglamento establece que la resistencia de diseño a tracción de los bulones será:

$$\phi \cdot F_n \cdot A_b \cdot (10^{-1})$$

**$F_n$**  se obtiene de la Tabla **J.3.2**, a partir de  $F_n = 0,75 F_u$ . De esta forma, la tensión indicada como **620 MPa** de la Tabla **J.3.2**, será **0,75  $F_u$  si  $F_u = 827 \text{ MPa}$**  para bulones A325 y la tensión de **778 MPa** para A490 será **0,75  $F_u$  si  $F_u = 1037 \text{ MPa}$** .

Para bulones ISO 8.8,  $F_u = 800 \text{ MPa}$ ,  $F_n = 0,75 \times 800 = 600 \text{ MPa}$ .

Para bulones ISO 10.9;  $F_u = 1000 \text{ MPa}$ ,  $F_n = 0,75 \times 1000 = 750 \text{ MPa}$ .

O sea que se utiliza el producto de una tensión reducida multiplicada por el área bruta que da igual resultado que el producto de la tensión de rotura a tracción por el área neta.

La resistencia a tracción dada por la expresión **C-J.3.2** será independiente de si el bulón fue inicialmente instalado con pretensionado o apretado hasta la condición de ajuste sin juego.

Recientes ensayos (Amrine y Swanson, 2004; Johnson, 1996; Murray, Kline y Rojani, 1992) confirman que el comportamiento de los bulones **A325** en tracción, y no sujetos a fatiga, no son afectados por la condición de instalación original.

Aunque la expresión fue desarrollada para uniones abulonadas con bulones **A325** (Kulak, 1987), es aplicable también en forma conservadora a las partes roscadas. Sin embargo se ha adoptado para bulones comunes **tipo A307** a tracción un valor menor (**0,65  $F_u$** ) para cubrir el menor control de dimensiones que presentan esos bulones en nuestro medio.

Para bulones **A325** e **ISO 8.8** no se hace diferencia entre diámetros pequeños y grandes, aunque la tensión  $F_u$  será menor para diámetros menores. Se supone que no es necesaria tanta precisión particularmente por la adopción de un **factor de resistencia conservador**.

El factor de resistencia  $\phi$ , mediante el cual  $R_n$  es multiplicado para obtener la resistencia de diseño a la tracción de los conectores, es relativamente pequeño, adoptándose en todos los casos  $\phi = 0,75$ .

Para la **resistencia de diseño al corte** se han mantenido los valores de tensiones de cálculo del Reglamento CIRSOC 301-2005 pues no se considera conveniente para nuestro medio aumentar el factor de resistencia. Para fundamentar las expresiones y valores adoptados valen las siguientes consideraciones:

De acuerdo con el estado de rotura considerado para determinar la resistencia del bulón, la resistencia nominal  $R_n$  para un bulón, será la resistencia última al corte  $\tau_u$  por el área  $A_b$  del bulón, multiplicada por el número de planos de corte  $m$ :

$$R_n = m \cdot A_b \cdot \tau_u \cdot (10^{-1}) = m \cdot A_b \cdot (0.60 F_u) \cdot (10^{-1})$$

Se comprobó experimentalmente que la resistencia a rotura por corte será, en forma aproximada, el **62%** de la resistencia a la tracción, o sea aproximadamente la misma relación que existe entre las tensiones de fluencia. En la práctica se utiliza el coeficiente **0,60** en lugar de **0,62**. En la expresión anterior se supone que la rosca no está incluida en los planos de corte.

La Especificación AISC-LRFD en su edición 1986 indicaba:

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (0,60 \cdot F_u) \cdot m \cdot A_b \cdot (10^{-1}) = 0,65 \cdot (0,60 \cdot F_u) \cdot m \cdot A_b \cdot (10^{-1})$$

Con el fin de uniformar los factores de resistencia  $\phi$ , en la edición 1994 se adoptó:

$$\phi \cdot R_n = 0,75 \cdot (0,50 \cdot F_u) \cdot m \cdot A_b \cdot (10^{-1}) \quad (\text{C-J.3.3})$$

Y las tensiones nominales de la **Tabla J.3.2.**, cuando se excluye la rosca de los planos de corte, corresponderán a **(0,50  $F_u$ )**.

Si se incluye la rosca, se deberá utilizar el área del núcleo en lugar de  $A_b$ . Debido a que el área del núcleo es algo menor que el área de tracción, se considera como el **0,70** del área bruta. Así la expresión anterior se transformará en:

$$R_n = m \cdot (0,70 \cdot A_b) \cdot (0,60 \cdot F_u) \cdot (10^{-1}) \approx 0,45 \cdot A_b \cdot F_u \cdot (10^{-1})$$

La Especificación AISC-LRFD en su edición 1986 indicaba:

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot (0,45 \cdot F_u) \cdot m \cdot A_b \cdot (10^{-1}) = 0,65 \cdot (0,45 \cdot F_u) \cdot m \cdot A_b \cdot (10^{-1})$$

Con el fin de uniformar los factores de resistencia  $\phi$ , en la edición 1994 se adoptó:

$$\phi \cdot R_n = 0,75 \cdot (0,40 \cdot F_u) \cdot m \cdot A_b \cdot (10^{-1}) \quad (\text{C-J.3.4})$$

y las tensiones nominales de la **Tabla J.3.2.** cuando la rosca se encuentre incluida, corresponderán a **(0,40  $F_u$ )**.

En conclusión, la Especificación AISC-LRFD indica que la resistencia de diseño a corte será:

$$\phi \cdot F_n \cdot A_b \cdot (10^{-1})$$

siendo:

$$\phi = 0,75.$$

$F_n$  se obtiene de la **Tabla J.3.2.** y fue calculado como **0,50  $F_u$**  cuando la rosca no queda incluida y **0,40  $F_u$**  cuando la rosca está incluida en los planos de corte.

En uniones formadas por pocos medios de unión, los efectos de la deformación por corte en medios de unión trabajando por aplastamiento, serán despreciables (Kulak , 1987; Fisher, 1978). En uniones largas, la deformación no uniforme producirá una distribución desigual de fuerza entre los medios de unión (aquellos cercanos al extremo tomarán una parte proporcionalmente mayor de la fuerza total), y por lo tanto, la máxima resistencia por medio de la unión se reducirá. Por ello se establece (en la nota (e) de la **Tabla J.3.2.**) que en las uniones con longitudes superiores a **1000 mm** se deben reducir en un **20%** los valores  $F_n$  tabulados.

Aunque las expresiones para determinar la **resistencia de diseño al corte** fueron desarrolladas para uniones abulonadas, son también conservadoramente aplicadas a barras roscadas.

Para **bulones comunes tipo A307**, por la misma razón que en tracción, se adopta un valor menor (**0,35 .  $F_u$** ) que está especificado para todos los casos independientemente de la posición de la rosca.

Para los **bulones A325** y **bulones ISO 8.8**, no se ha realizado ninguna distinción entre diámetros pequeños y grandes, aunque la resistencia a la tracción  $F_u$  resulte menor para bulones con diámetros superiores. Esto es así porque no se justifica una mayor precisión del cálculo, particularmente en vista del bajo valor del factor de resistencia  $\phi$ , y otros factores que compensan este efecto.

Para bulones tipo **A307** en la **Sección J.3.13.** se establece una reducción cuando el paquete de elementos a unir supere los 5 diámetros. Esta reducción considera la disminución de resistencia por flexión del bulón que tiene influencia en bulones de menor resistencia y que incrementa su importancia con la longitud del mismo

### C J.3.7. Combinación de tracción y corte en uniones tipo aplastamiento

Los ensayos han demostrado que la resistencia al aplastamiento de pasadores solicitados a una combinación de tracción y de corte puede ser representada por una elipse (Kulak y otros, 1987). La expresión de la elipse es:

$$\left( \frac{f_t}{\phi F_{nt}} \right)^2 + \left( \frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right)^2 = 1 \quad (\text{C-J.3.5})$$

siendo:

$f_v$  la tensión de corte requerida.

$f_t$  la tensión de tracción requerida.

$F_{nv}$  la tensión de corte nominal.

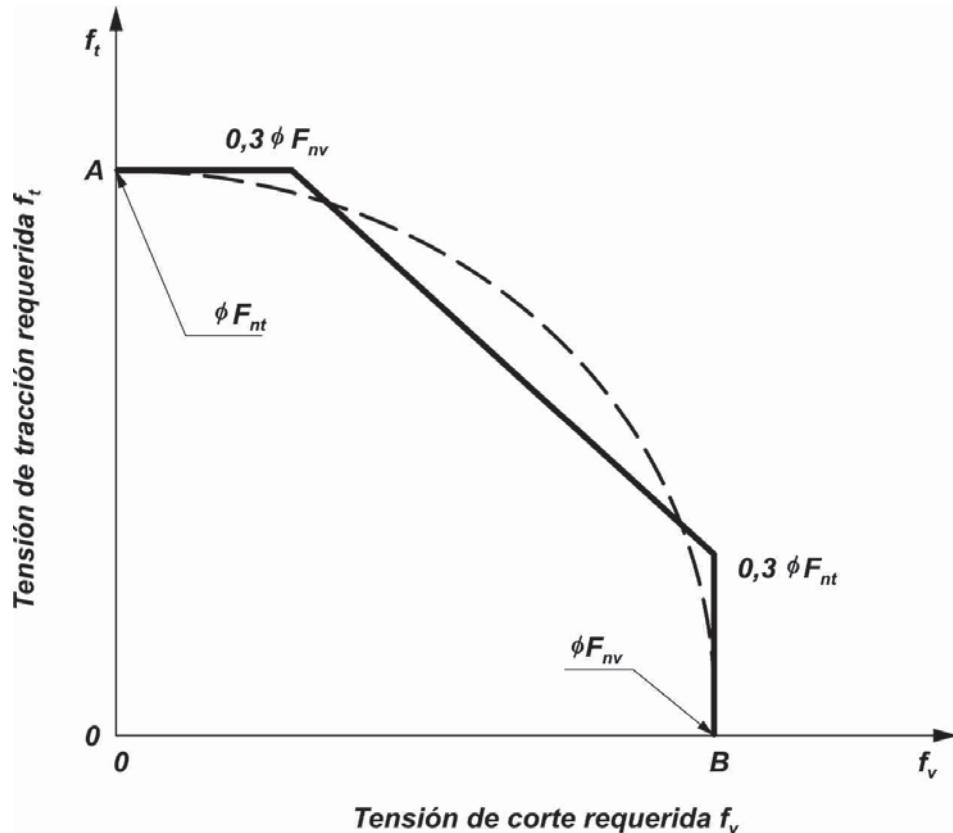
$F_{nt}$  la tensión de tracción nominal.

La relación elíptica puede ser reemplazada con solo pequeñas diferencias por tres rectas, tal como se muestra en la **Figura C-J.3.6**.

La recta inclinada representa la siguiente expresión:

$$\left( \frac{f_t}{\phi F_{nt}} \right) + \left( \frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right) = 1,3 \quad (\text{C-J.3.6})$$

y da como resultado la expresión (J.3.3) del Reglamento.



**Figura C-J.3.6. Aproximación trilineal para solución elíptica.**

Esta representación tiene la ventaja de que, cuando un tipo de tensión predomina claramente, ésta determina por sí misma la resistencia.

La expresión (J.3.3) puede ser reescrita para obtener la resistencia nominal a corte unitaria,  $F'_{nv}$ , como una función de la tensión de tracción requerida  $f_t$ .

$$F'_{nv} = 1,3 F_{nv} - \frac{F_{nv}}{\phi F_{nt}} f_t \leq F_{nv} \quad (\text{C-J.3.7})$$

En el Reglamento se adoptó la relación trilineal, pero también es aceptable utilizar la solución elíptica con la expresión:

$$F'_{nv} = F_{nt} \sqrt{1 - \left( \frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right)^2} \quad (\text{C-J.3.8})$$

#### C J.3.8. Bulones de alta resistencia en uniones de deslizamiento crítico

El Reglamento reconoce dos posibilidades de trabajo de los bulones de alta resistencia: como **tipo aplastamiento** y como **de deslizamiento crítico**. La resistencia de todos los bulones de alta resistencia para transmitir corte a través de un plano de corte será la misma aunque la unión sea del **tipo aplastamiento** o de **deslizamiento crítico**. Las uniones de deslizamiento crítico tienen adicionalmente, o bien un requerimiento de que el deslizamiento no ocurra para cargas de servicio, o un requerimiento de que no se produzca deslizamiento para el nivel de cargas mayoradas.

Cuando se requiera tener resistencia al deslizamiento, la unión se definirá como de deslizamiento crítico. La fuerza de pretensado en el bulón,  $T_b$ , iguala al esfuerzo de compresión entre las chapas. La resistencia al corte es en realidad una resistencia de fricción debido a  $\mu T_b$ , donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción. El coeficiente de fricción, más exactamente definido como coeficiente de rozamiento, depende de las condiciones de las superficies en contacto, en términos de existencia de cascarilla de laminación, aceites, pinturas, o tratamientos especiales de la superficie que determinan los valores de  $\mu$ .

Se define como **deslizamiento** el instante en que se pierde el vínculo por fricción y las partes deslizan desplazándose una cantidad relativamente grande. El coeficiente  $\mu$  varía entre **0,19** y **0,6** dependiendo de la condición de la superficie. Para **superficies galvanizadas sin tratamiento** se puede considerar  $\mu = 0,19$ .

El estado límite de deslizamiento es en realidad un requerimiento de servicio, que puede ser exigido para cargas de servicio o para cargas mayoradas. **La falla real de la unión se producirá por corte o tracción en el bulón o aplastamiento de la chapa unida.**

A partir de varios proyectos de investigación se definieron las especificaciones incluidas en la versión **AISC LRFD-2010**. Un resumen de los trabajos realizados y de los objetivos buscados en ellas se puede consultar en los **Comentarios al Capítulo J** de la **Especificación AISC-2010**.

**Dichas especificaciones han sido adoptadas en este Reglamento lo que ha originado que se hayan modificado algunos aspectos de las contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005.**

Se han ajustado los valores del coeficiente medio de rozamiento para las superficies **Clase A** y **Clase B**, incluyendo en la **Clase A** la anterior **Clase C**. Se incluye un factor que refleja la

reducción en la resistencia al deslizamiento en uniones con múltiples chapas de relleno; se generaliza el uso del factor  $D_u$  (que refleja la relación entre la pretensión media del bulón instalado y la pretensión mínima especificada) tanto para uniones dimensionadas para cargas de servicio como para cargas mayoradas.

Es de hacer notar que con los valores adoptados para  $\mu$  y  $\phi$  se obtienen niveles de confiabilidad mayores para los agujeros distintos de los normales, dado que las consecuencias del deslizamiento en los agujeros normales es menor que en los restantes tipos de agujeros.

En el Reglamento se exige la utilización de **uniones de deslizamiento crítico** en aquellos casos en que un deslizamiento excesivo, de acuerdo con el criterio del Proyectista Estructural, podría afectar el comportamiento de la estructura en servicio, debido a una deformación excesiva o a una reducción de la estabilidad o de la resistencia, aún cuando la resistencia nominal de la unión pueda ser adecuada. También se han incluído aquellos casos en los cuales debe ser evitado cualquier desplazamiento, por ejemplo, uniones sometidas a fatiga, uniones extremas entre los elementos de barras armadas (**Sección E.6.**), y bulones que colaboran con cordones de soldadura (**Sección J.1.8.**).

El Proyectista Estructural deberá decidir el uso de cargas mayoradas, cargas de servicio, o ambas para la verificación de la resistencia al deslizamiento en uniones de deslizamiento crítico. Los siguientes comentarios sirven como guía y dan una indicación del objetivo de este Reglamento.

En el caso de **uniones de deslizamiento crítico** con tres o más bulones con agujeros apenas un poco más grandes que el diámetro del bulón, tales como agujeros normales y agujeros ovalados, cuando estén cargados en dirección perpendicular al eje mayor del agujero, generalmente no existirá un deslizamiento libre, debido a que las tolerancias normales de fabricación y los procedimientos de montaje originan que **uno o más bulones estén trabajando por aplastamiento aún antes de que se aplique la carga**.

En uniones con agujeros normales que tienen sólo uno o dos bulones en la dirección de la fuerza aplicada, puede ocurrir un pequeño deslizamiento. En este caso, las **uniones de deslizamiento crítico** sometidas a vibraciones o acciones de viento deberán ser verificadas al deslizamiento con cargas de servicio. En barras armadas comprimidas, tales como las montantes de doble ángulo en vigas reticuladas, un pequeño deslizamiento en la unión extrema puede producir una significativa reducción de la resistencia a compresión de la barra, por lo que la unión de deslizamiento crítico deberá ser verificada al deslizamiento con cargas mayoradas, independientemente de que sea, o no, requerida una unión de deslizamiento crítico por condiciones de servicio.

En **uniones con agujeros ovalados largos**, con el lado mayor paralelo a la dirección de la fuerza, el deslizamiento de la unión antes de alcanzarse el nivel de carga mayorada, podría ser suficientemente grande para modificar la hipótesis de estructura indeformada generalmente utilizada para el análisis estructural que determina las solicitudes de sección. El Reglamento admite dos alternativas en este caso. Si la unión es proyectada de manera que no deslice bajo los efectos de las cargas de servicio, se deberán incluir en el análisis estructural los efectos de las cargas mayoradas actuando sobre la estructura deformada (deformaciones con el máximo deslizamiento en todos los agujeros ovalados largos de la estructura). Alternativamente la unión podrá ser proyectada **para que no deslice bajo la acción de las cargas mayoradas**.

Las **uniones sometidas a cargas cíclicas** reversibles deberán ser evidentemente uniones de deslizamiento crítico pues el deslizamiento permitiría el movimiento de ida y vuelta y la consecuente fatiga. Sin embargo, para uniones sometidas a cargas cíclicas que no impliquen cambio de dirección de las fuerzas, se podrá realizar un adecuado diseño para fatiga, ya sea con una unión de deslizamiento crítico basada en la tensión en la sección bruta o bien con una unión tipo aplastamiento basada en la tensión sobre la sección neta. Dado que la fatiga resulta de la aplicación repetida de la sobrecarga útil, el Proyecto Estructural se deberá basar en el criterio de cargas de servicio.

Para bulones de alta resistencia en combinación con soldaduras bajo cargas estáticas y sólo para obras nuevas, la resistencia nominal podrá ser tomada como la suma de las resistencias al deslizamiento provista por los bulones y la resistencia al corte provista por las soldaduras. La **Sección J.1.8.** requiere que la resistencia al deslizamiento sea determinada para niveles de carga mayoradas. Si un tipo de pasador ya está cargado cuando se coloca un segundo tipo de pasador, la resistencia nominal no podrá ser obtenida sumando las dos resistencias. En estos casos se deberá analizar la situación particular. A tal fin se puede consultar la Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints ( Kulak y otros,1987).

En uniones que contengan agujeros ovalados largos, con su eje mayor en la dirección de la carga aplicada, el deslizamiento de la unión previo a que se alcancen las cargas mayoradas puede ser suficiente para alterar la hipótesis usual de análisis de que la estructura se mantiene indeformable para la obtención de los esfuerzos internos. **Para evitar esto, la resistencia de diseño al deslizamiento se debe reducir por un factor  $\phi = 0,60$ .**

Aunque la posibilidad de que, en condiciones de servicio, una unión de deslizamiento crítico deslice y trabaje por aplastamiento sea pequeña, estas uniones deberán cumplir con las especificaciones de la **Sección J.3.10.** para evitar la falla de la unión en la condición de carga máxima.

### C J.3.9. Tracción y corte combinados en uniones de deslizamiento crítico

La resistencia al deslizamiento de una unión de deslizamiento crítico se reduce cuando existe una fuerza de tracción aplicada. El Factor  $K_{sc}$  refleja esa reducción y se aplica sobre la resistencia nominal al deslizamiento dada por la expresión (**J-3.4**) y es una función de la fuerza de tracción requerida.

### C J.3.10. Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros

La tensión al aplastamiento recomendada para pernos es distinta a la que corresponde a bulones. Ello se especifica en la Sección **J.8.**

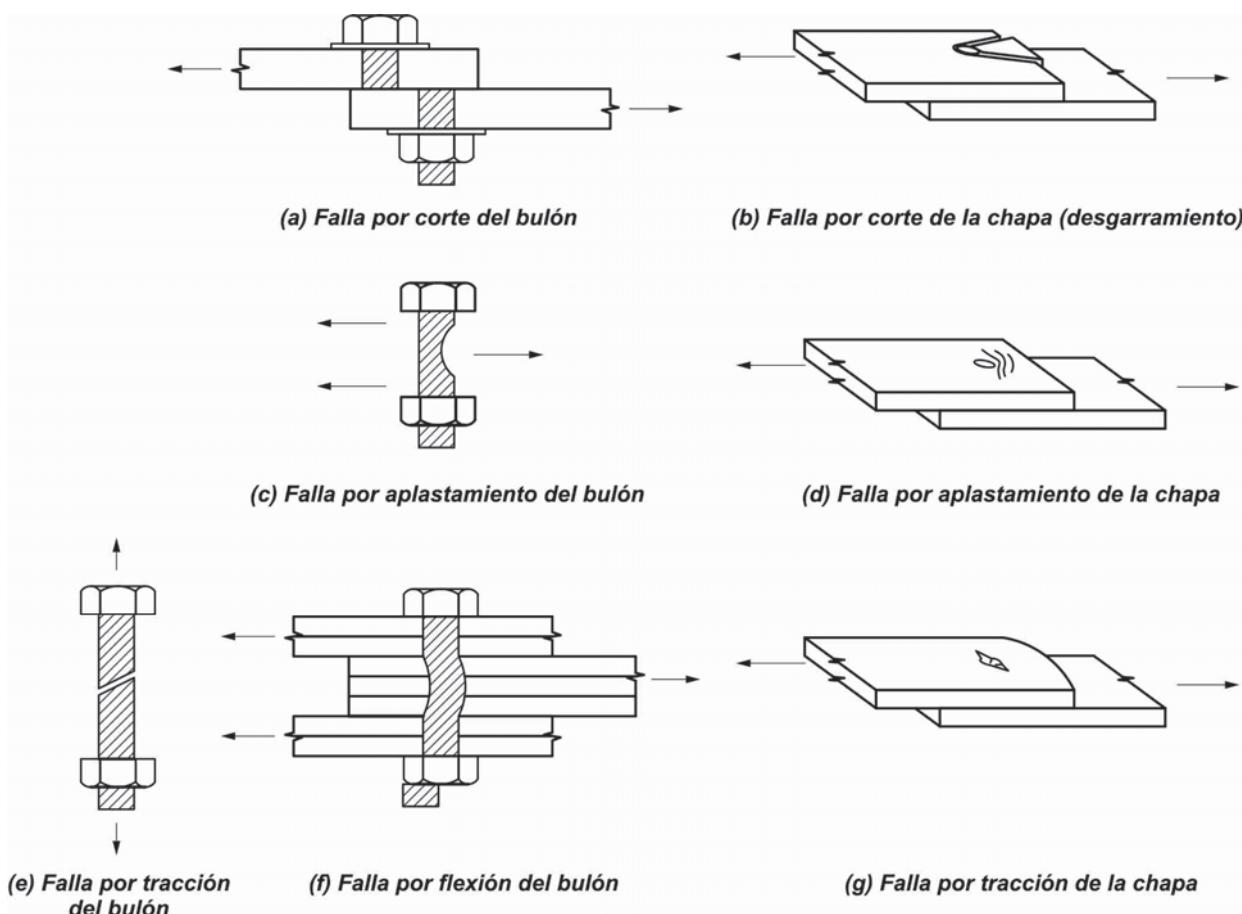
Los valores de aplastamiento se dan para proteger a la chapa y no para proteger al pasador, porque ello no es necesario. Por este motivo, se aplica un único valor a uniones con bulones, independientemente de su resistencia al corte, y de la presencia o ausencia de la rosca en el área de aplastamiento.

El estado límite de aplastamiento está relacionado con la deformación de la chapa alrededor del agujero como se muestra en la **Figura C-J.3.7d.** La falla por desgarramiento mostrada en la **Figura C-J.3.7.b** está relacionada con la falla por aplastamiento.

La resistencia al aplastamiento puede ser determinada ya sea por la deformación de la chapa en el agujero o por la rotura del bloque de corte en la chapa sobre la que apoya el bulón. Ensayos recientes de Kim y Yura (1996) y Lewis y Zwerneman (1996) han confirmado

las especificaciones para el primer caso donde la resistencia nominal es  $R_n = C.d.t.F_u$  y  $C$  es **2,4**, **3,0** o **2,0** en función del tipo de agujero y de que se permita o no la ovalización del agujero con cargas mayoradas, tal como se indica en la Sección **J.3.10**. Sin embargo la misma investigación ha indicado la necesidad de una especificación más precisa cuando la resistencia a rotura de bloque de corte sea la que controle la falla. Por ello son especificadas expresiones apropiadas para la resistencia al aplastamiento en función de la distancia libre  $L_c$ , que son las mismas adoptadas por la edición de 1994 de la RCSC, LRFD Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts y en el Reglamento CIRSOC 301-2005.

Frank y Yura (1981) demostraron que una deformación de la chapa mayor que **6 mm** en general comienza a desarrollarse cuando la fuerza de aplastamiento supera el valor  $\phi (2,4 d.t.F_u)$ , especialmente si está combinada con altas tensiones de tracción en la sección neta, aún cuando no se produzca la rotura. Para agujeros largos ovalados, con el eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza, ocurre lo mismo que para una fuerza de aplastamiento mayor que  $\phi (2,0 d.t.F_u)$ . Un límite superior de  $\phi (3,0 d.t.F_u)$  anticipa la ovalización del agujero (deformación mayor que **6 mm**) para la carga máxima.

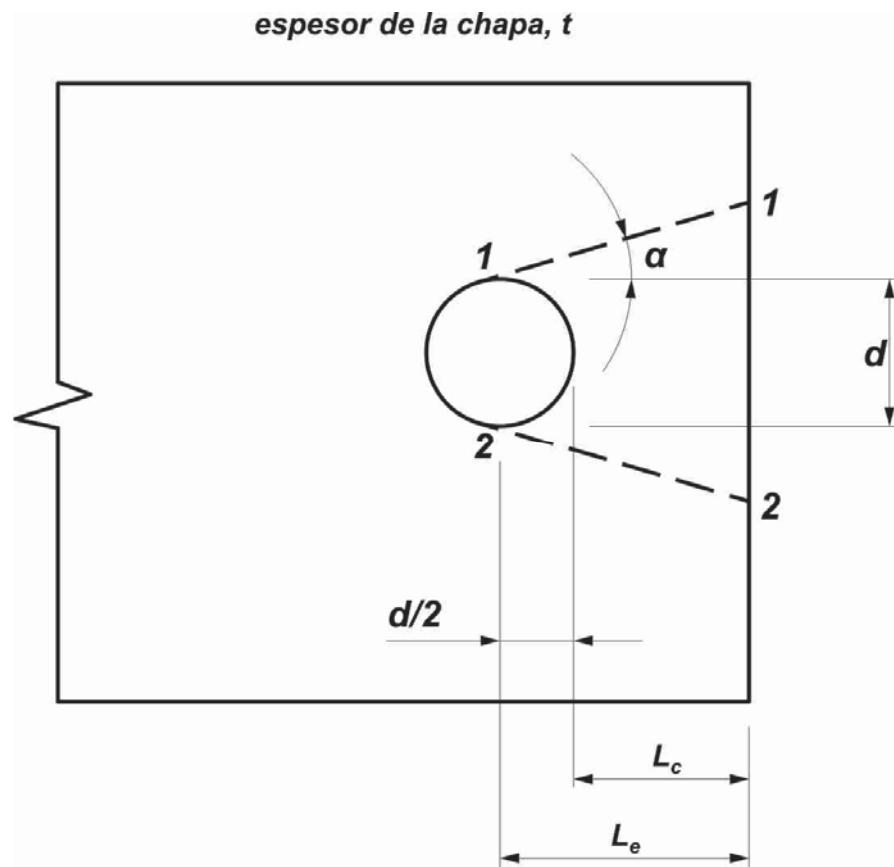


**Figura C-J.3.7. Formas posibles de falla en uniones con bulones.**

Adicionalmente, para generalizar y simplificar los cálculos de resistencia al aplastamiento, las especificaciones también se basan en la **distancia libre**. Ediciones previas de las Especificaciones **AISC-LRFD** utilizaban la distancia a bordes y entre centros de agujeros,

medidas desde el centro de los agujeros con factores de ajuste que consideraban los diferentes tipos de agujeros, sus orientaciones y también los requerimientos de mínimas distancias a bordes.

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



**Figura C-J.3.8. Desgarramiento de la chapa.**

Según la **Figura C-J.3.8.**, el desgarramiento real ocurrirá en las líneas 1-1 y 2-2. Como un límite inferior para la resistencia, se puede considerar  $\alpha = 0$ , resultando:

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

siendo:

$\tau_u$  la resistencia al corte de la chapa  $\approx 0,70 \cdot F_u$ .

$F_u$  la tensión de rotura del material de la chapa.

$d$  el diámetro nominal del bulón.

De esta manera se obtiene:

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

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

Como una aproximación se puede tomar

$$R_n \approx 1,5 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u$$

que se aplica al bulón más cercano al borde, y cuando la deformación no sea una consideración del Proyecto Estructural.

La experiencia y la costumbre recomienda que la distancia entre centros de agujeros sea como mínimo **2 2/3** del diámetro.

Reemplazando  $L_e=2,67 \cdot d$  en:

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

la resistencia nominal será:

$$R_n \approx 3,0 \cdot F_u \cdot d \cdot t$$

que es la expresión básica para prevenir el desgarramiento. Cuando se alcance la resistencia representada por esta expresión y la rotura no ocurra, la deformación en el agujero podrá ser excesiva. Así, esta expresión podrá ser usada sólo cuando la deformación alrededor del agujero no se considere.

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

- en agujeros normales y agujeros ovalados cortos cuando la deformación sea una consideración del Proyecto Estructural (**deformación no permitida**):

$$R_n = 1,2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \leq 2,4 \cdot F_u \cdot d \cdot t$$

- En agujeros ovalados largos con eje mayor perpendicular a la dirección de la fuerza se deberán adoptar valores más reducidos.

Así, **la resistencia nominal,  $R_n$ , para un bulón será el menor valor entre las resistencias por corte y por aplastamiento contra el agujero**. Cuando esta última controle el cálculo, se podrán obtener resistencias superiores incrementando el espesor o incrementando las distancias entre centros de agujeros o las distancias al borde.

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

### C J.3.12. Pasadores traccionados

En cualquier configuración de unión donde los pasadores transmitan una fuerza de tracción a la pared de un perfil tubular o sección cajón, se deberá utilizar un análisis racional para determinar los estados límite apropiados. Estos deberán incluir el mecanismo de línea de fluencia de la pared y/o el desgarro de la pared, además de los estados límite aplicables a los pasadores solicitados a tracción.

### C J.3.13. Espesor del paquete de chapas

La disposición de disminuir la resistencia de diseño de los bulones **tipo A307** cuando el espesor del paquete de chapas sea grande **no se aplica a bulones de alta resistencia**.

Mediante ensayos (Bendigo y otros, 1963) se ha demostrado que la resistencia última al corte de bulones de alta resistencia, con un espesor total de chapas de **8 a 9** diámetros, no es menor que el obtenido para bulones similares con espesores menores.

## C J.4. ELEMENTOS AFECTADOS DE LOS MIEMBROS UNIDOS Y ELEMENTOS AUXILIARES DE LA UNIÓN

Se han combinado en esta Sección las especificaciones contenidas en las Secciones **J.4.** y **J.5.** del Reglamento CIRSOC 301-2005.

### C J.4.1. Resistencia de diseño de elementos sometidos a tracción

Los ensayos han demostrado que si la relación  $A_n / A_g \geq 0,85$ , la fluencia del área bruta ocurrirá antes de que se alcance la capacidad a la tracción de la sección neta, (Kulak y otros, 1987). Puesto que la longitud de los elementos auxiliares de unión es pequeña comparada con la del miembro, la deformación inelástica de su sección bruta será limitada. Por lo tanto, se limita el área neta efectiva,  $A_e$ , del elemento de unión a **0,85 A<sub>g</sub>** por lo limitado de la deformación inelástica, y para proveer una reserva de capacidad.

Los ensayos también han demostrado que  $A_e$  puede estar limitada por la posibilidad de que las tensiones se distribuyan en el miembro. En estos casos se deberá realizar un análisis racional para determinar  $A_e$ .

### C J.4.2. Resistencia de diseño de elementos sometidos a corte

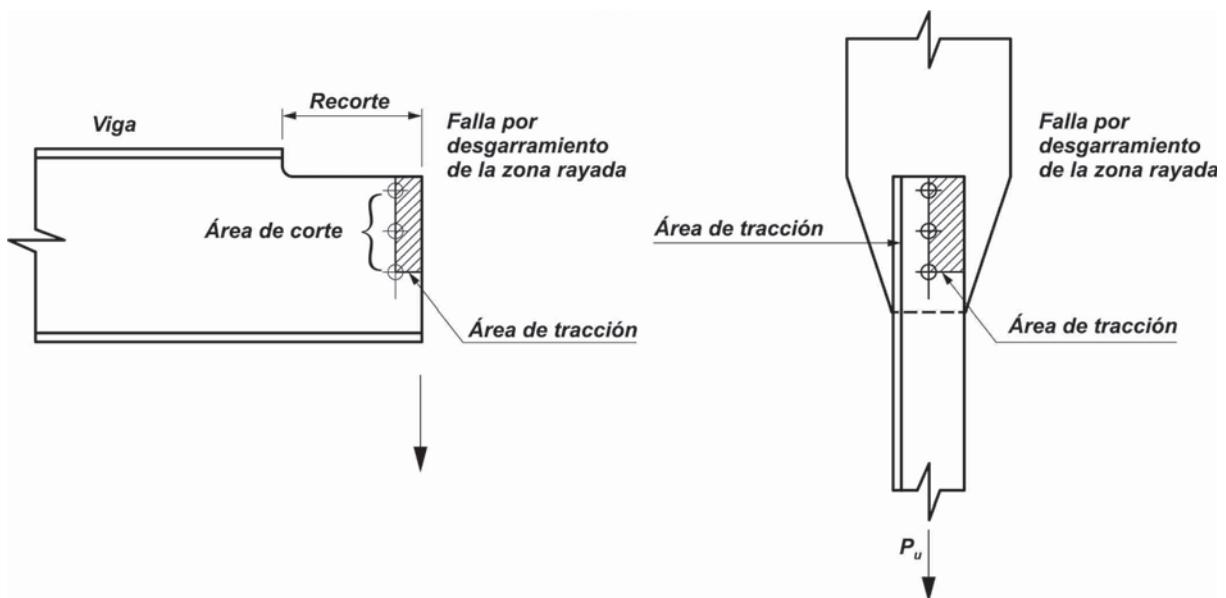
Se ha decidido mantener por seguridad, el factor de resistencia para fluencia por corte especificado en el Reglamento CIRSOC 301-2005. O sea que se adopta  $\phi = 0,90$  en lugar del adoptado por la AISC 2010,  $\phi = 1,0$

### C J.4.3. Resistencia de diseño a la rotura de bloque de corte

Ensayos realizados han demostrado (Birkemoe y Gilmor, 1978) que en vigas recortadas puede existir un modo de falla por desgarramiento (rotura) a lo largo del perímetro de los agujeros, según se muestra en la **Figura C-J.4.1**. Éste modo de falla denominado como **rotura de bloque de corte**, combina la resistencia a tracción en un plano y la resistencia al corte en un plano perpendicular al anterior. El camino de falla está definido mediante la línea que une los centros de los agujeros. El modo de falla por **rotura de bloque de corte** se produce también en uniones como las mostradas en la **Figura C-J.4.2**.

El modo de falla por **rotura de bloque de corte** deberá ser también verificado alrededor del perímetro de las uniones soldadas. El bloque de corte de una unión soldada se determinará usando  $\phi = 0,75$  para el área de ambos planos (rotura y fluencia) (Yura ,1988).

La Especificación AISC-2010 y este Reglamento han adoptado un modelo conservador para predecir la resistencia del bloque de corte. El modo de falla en almas de vigas y en ángulos recortados será diferente del de chapas de nudo dado que la resistencia a corte estará presente solo en un plano, en cuyo caso deberá existir una cierta rotación en el bloque del material que está entregando la resistencia total.



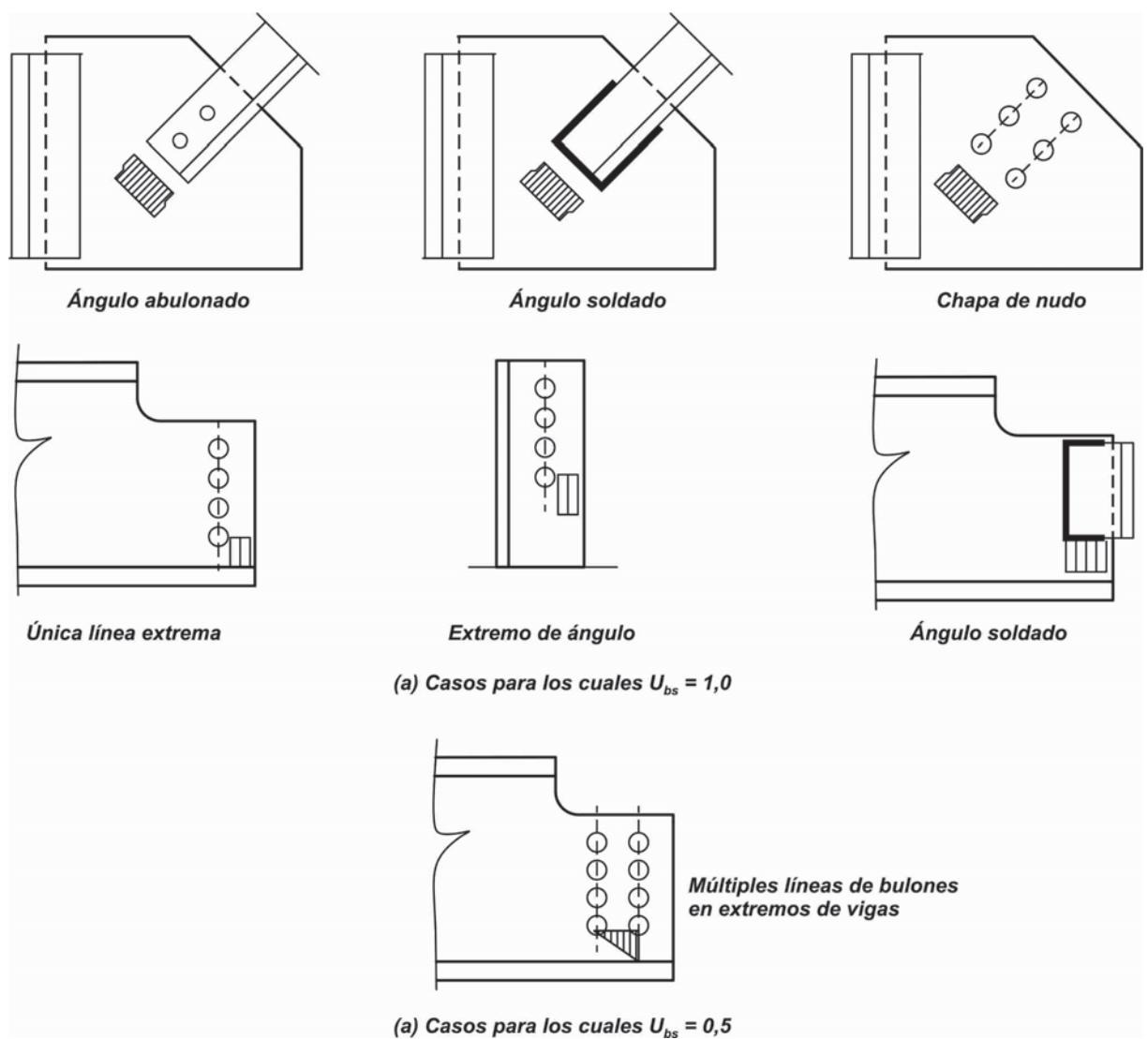
**Figura C-J.4.1. Superficie de falla para el estado límite de rotura de bloque de corte.**

Aunque la falla por tracción se observe a través de la sección neta en el plano extremo, la distribución de tensiones no siempre será uniforme (Ricles y Yura, 1983; Kulak y Grondin, 2001; Hardash y Bjorhovde, 1985). Por ello se ha incluido en la expresión (J.4.5) un factor de reducción  $U_{bs}$  con el fin de considerar en forma aproximada la distribución no uniforme de tensiones en el plano de tracción, (ver la **Figura C-J.4.2.**). La distribución de tensiones no será uniforme en la unión con dos filas de bulones mostrada en la **Figura C-J.4.2(b)** porque los bulones de la fila cercana al extremo de la viga toman la mayor parte de la carga. Para caso no mostrados en la **Figura C-J.4.2.**,  $U_{bs}$  será calculado como  $(1-e/L_1)$  siendo  $e$  la excentricidad de la carga al centro de gravedad de la unión y  $L_1$  la longitud del bloque. Esto se ajusta a datos de ensayos dados por Kulak y Grondin (2001), Kulak y Grondin (2002), y Yura y otros (1982).

El **Bloque de Corte** es un fenómeno de rotura o desgarramiento y no un estado límite de fluencia. Sin embargo, la fluencia de la sección bruta en el plano de corte puede ocurrir cuando comienza la rotura del plano de tracción si  $(0,60 F_u A_{nv})$  excede de  $(0,60 F_y A_{gv})$ . Por ello la expresión (J.4.5) impone que el término  $(0,60 F_y A_{gv})$  no debe ser mayor que  $(0,60 F_u A_{nv})$ . La expresión (J.4.5) es consistente con la filosofía del **Capítulo D** para miembros traccionados donde el **área bruta** se utiliza para el **estado límite de fluencia** y el **área neta efectiva** para el **estado límite de rotura**.

#### C J.4.4. Resistencia de diseño de elementos sometidos a compresión

Para simplificar los cálculos de uniones, cuando la relación de esbeltez del elemento comprimido sea menor o igual que **25**, se deberá utilizar la resistencia de fluencia  $F_y A_g(10)^{-1}$ . Ello representa un pequeño aumento respecto del resultado de aplicar las especificaciones del **Capítulo E**. Para elementos esbeltos comprimidos se deberán aplicar las especificaciones del **Capítulo E**.



**Figura C-J.4.2. Distribución de tensiones de tracción en Bloque de Corte.**

#### C J.5. CHAPAS DE RELLENO

Investigaciones realizadas por Borello y otros (2009) y Dusicka y Iwai (2007), han producido cambios en el proyecto de uniones abulonadas con chapas de relleno. Ellas indican que el espesor de la chapa de relleno no reduce la resistencia al deslizamiento de la unión.

También han indicado que el uso de múltiples chapas de relleno reduce la resistencia al deslizamiento lo que permitió determinar un factor de reducción en función del número de

chapas de relleno. ***Una chapa soldada al miembro unido o a la chapa de unión no es una chapa de relleno y no necesita reducción.***

Por todo lo anterior se ha eliminado el límite de espesor de **19 mm** para hacer la reducción de resistencia. Uniones de deslizamiento crítico con una única chapa de relleno de cualquier espesor, con una preparación adecuada de su superficie, podrá ser proyectada sin ninguna reducción en su resistencia al deslizamiento. Uniones con múltiples chapas de relleno podrán ser proyectadas sin reducción de sus resistencia al deslizamiento siempre que se verifique que todas las superficies de apriete de la unión tengan el tratamiento de **Clase B** o el tratamiento de **Clase A** y se realice el pretensado con el método de giro de tuerca. Esta especificación se basa en la confiabilidad adicional de las superficies **Clase B** o en la mayor pretensión que se logra con el método de giro de tuerca.

Las chapas de relleno podrán ser utilizadas en juntas traslapadas que empalmen partes de distinto espesor y tengan uniones soldadas, o donde pueda quedar un pequeño espacio en la junta.

#### C J.7. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Las especificaciones de la **Sección J.7** de este Reglamento para el aplastamiento de superficies mecanizadas son las mismas que las dadas en la **Sección J.8** del Reglamento CIRSOC 301-2005. En general, el proyecto de superficies laminadas sujetas a aplastamiento está gobernado por el estado límite de fluencia por compresión local. La resistencia nominal al aplastamiento de superficies laminadas en contacto excede la resistencia de fluencia pues se obtiene una seguridad adecuada por la resistencia post-fluencia en la medida que aumente la deformación. Los ensayos realizados en uniones con pasadores y uniones articuladas (Johnston , 1939; Wilson, 1934) han confirmado este comportamiento.

Este Reglamento, utiliza en todo su desarrollo los términos “**superficies mecanizadas**” y “**mecanizado**”, refiriéndose a superficies que han sido tratadas mediante cualquier medio disponible, de forma tal que conformen un verdadero plano nivelado.

#### C J.8. BASES DE COLUMNAS Y COMPRESIÓN SOBRE EL HORMIGÓN

La resistencia especificada a compresión del hormigón se adoptará del Reglamento CIRSOC 201-2005.

#### C J.9. ANCLAJE DE INSERTOS, BARRAS, PERNOS Y BULONES DE ANCLAJE

El término perno de anclaje se utiliza para designar a “**barras roscadas**” insertas en el hormigón para anclar el elemento estructural de acero. Deben ser proyectadas como partes roscadas según se especifica en la **Tabla J.3.2**. Generalmente la mayor fuerza de tracción requerida por un perno o barra de anclaje será la producida por el momento flector requerido en la base de la columna e incrementada por cualquier fuerza de levantamiento causada por fuerzas de succión o por el volcamiento de la estructura por la acción de fuerzas laterales.

En columnas con cargas gravitatorias importantes, el corte en la base rara vez es resistido por el aplastamiento de la placa base contra las barras de anclaje. Aún considerando el menor coeficiente de rozamiento posible, la fricción debida a la carga vertical será, en general, suficiente para resistir cualquier fuerza de corte y poder trasmitirla a la fundación. Esto puede no ocurrir en la base de pórticos arriostrados o no arriostrados donde

importantes fuerzas de corte pueden necesitar que la transferencia de corte a la base sea realizada por pasadores de corte.

Para los agujeros de las barras de anclaje se recomiendan las dimensiones incluidas en la **Tabla C-J.9.1.**, a fin de tener la tolerancia necesaria para su instalación en el hormigón. Estas mayores dimensiones de los agujeros no perjudican la integridad de la estructura siempre que se utilicen arandelas adecuadas. Se acepta un agujero levemente cónico como resultado de haberlo realizado mediante punzonado o corte térmico.

Cuando se utilicen chapas como arandelas, se deberá considerar la flexión de la barra de anclaje y para el replanteo de las barras se deberá considerar la dimensión de las chapas arandelas. También se deberán considerar los tamaños de soldaduras, la accesibilidad, las distancias al borde y el efecto de la tolerancia entre la barra de anclaje y el borde del agujero. Es importante que la ubicación de las barras de anclaje sea coordinada con la ubicación de las armaduras de las fundaciones y con el proyecto y dimensiones de la placa base. Es recomendable que el dispositivo de anclaje en el extremo de la barra de anclaje sea lo más pequeño posible para evitar interferencias con la armadura de la base de hormigón. Una tuerca hexagonal o una cabeza forjada son adecuadas para formar el cono de corte en el hormigón.

**Tabla C-J.9.1. Diámetros de agujeros para pernos de anclaje**

Diámetro del perno (mm)	Diámetro del agujero (mm)	Diámetro del perno (pulgada)	Diámetro del agujero (pulgada)
12	26	1/2	1 1/16
16	30	5/8	1 3/16
18	32	3/4	1 5/16
22	36	7/8	1 9/16
24	42	1	1 13/16
27	48	1 1/4	2 1/16
30	51	1 1/2	2 5/16
33	54	1 3/4	2 3/4
36	60	mayor o igual a 2	$d_b + 1 1/4$
39	63		
42	74		

## C J.10. ALAS Y ALMAS SOMETIDAS A FUERZAS CONCENTRADAS

El Reglamento separa los requerimientos de resistencia de diseño del ala y del alma en distintas categorías, cada una de las cuales corresponde a diferentes estados límite. Así, se considera la flexión local del ala (**Sección J.10.1.**), la fluencia local del alma (**Sección J.10.2.**), el pandeo localizado del alma (**Sección J.10.3.**), el pandeo lateral del alma (**Sección J.10.4.**), el pandeo por compresión del alma (**Sección J.10.5.**) y la fluencia por corte en alma de panel nodal (**Sección J.10.6.**).

Los estados límite indicados son considerados para la acción de dos tipos de fuerzas concentradas actuando sobre las alas de la barra, (ver la **Figura J.10.1.**):

- (a) Una fuerza concentrada **simple** que puede ser de **tracción o compresión**. Del primer tipo serían: la transferida a un ala por un tensor mediante una planchuela transversal; o la

transferida al ala inferior de una viga por un colgante traccionado. Del segundo tipo serían: la

transferida al ala superior de una viga por el apoyo de una viga transversal ya sea en forma directa o por medio de una placa de apoyo; o la transferida al ala inferior de una viga por su reacción de apoyo extremo.

- (b) Las fuerzas concentradas **dobles, una de tracción y otra de compresión**, forman una pareja actuando en el mismo lado de una barra. Un ejemplo de fuerzas concentradas dobles son las transferidas al ala de una columna por la unión de una viga (soldada o abulonada) que transmite momento.

Cuando las resistencias de diseño del ala o del alma sean superadas para cada estado límite será necesario colocar **rigidizadores** o **chapas de refuerzo** del alma según el caso. Los rigidizadores o chapas de refuerzo deberán satisfacer especificaciones generales dadas en las **Secciones J.10.8. ó J.10.9.**, y las específicas dadas para cada caso particular.

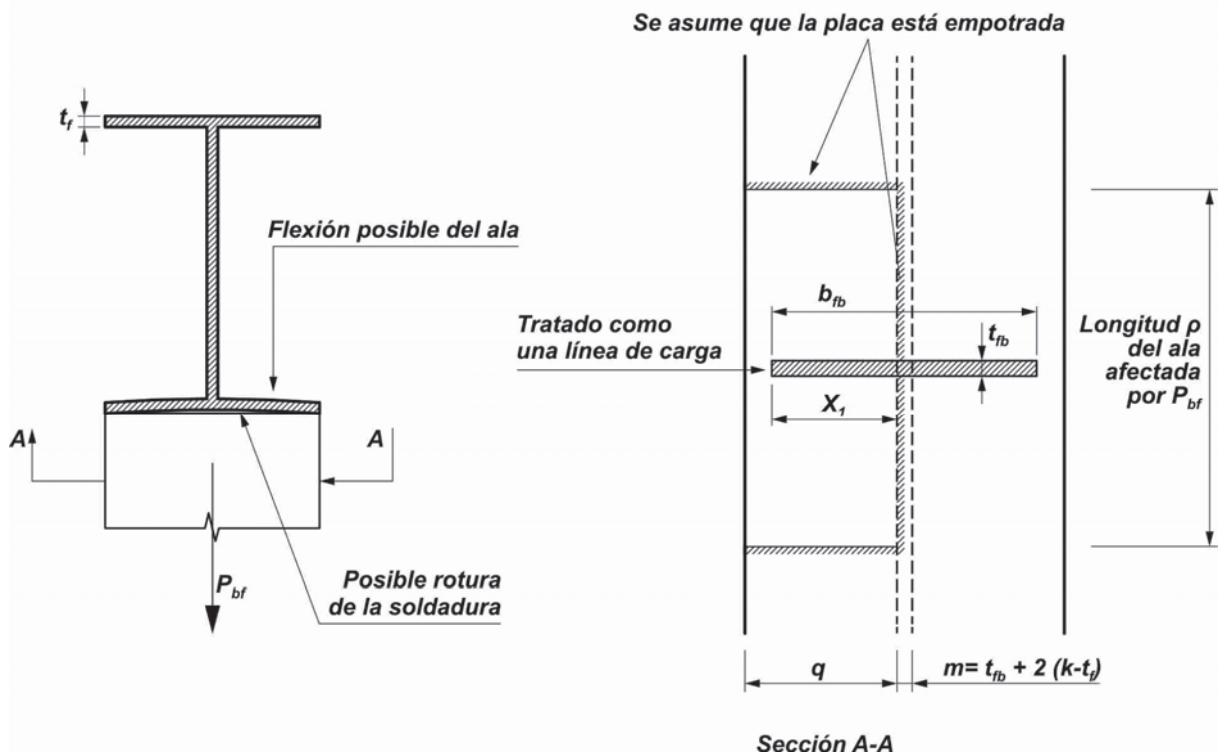
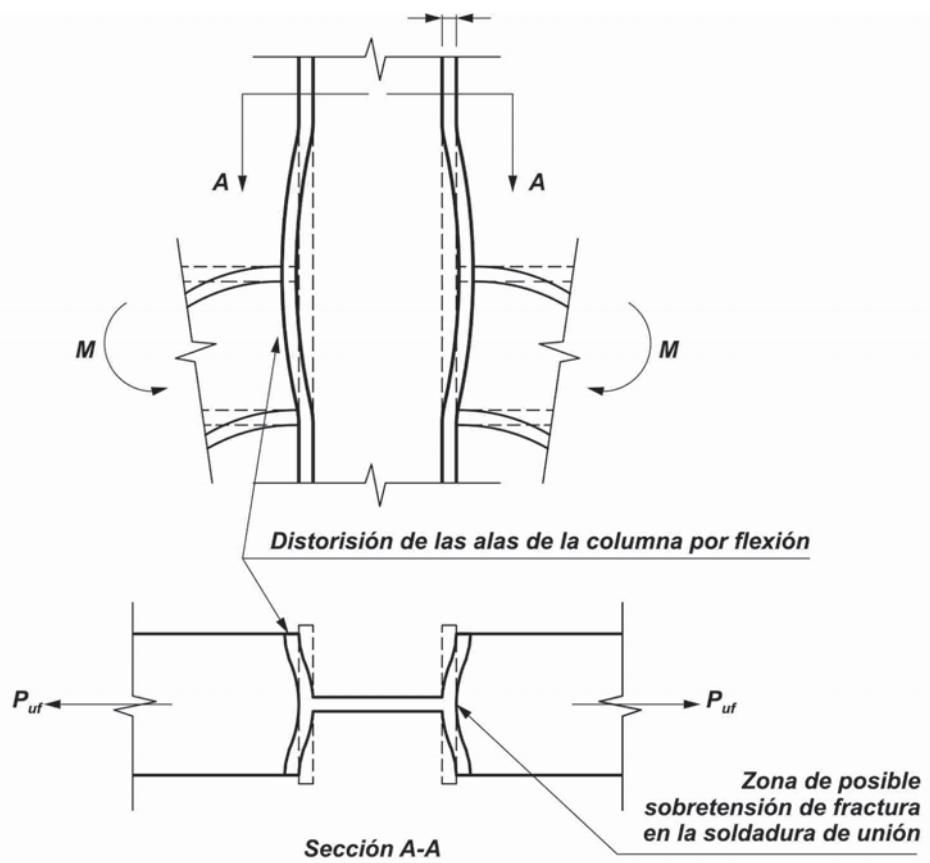
#### C J.10.1. Flexión local del ala

En la posición donde sea aplicada una fuerza de tracción al ala, a través de una placa transversal soldada a aquella, el ala deberá ser suficientemente rígida para prevenir su deformación y la correspondiente concentración de tensiones en la soldadura de unión en el punto de proyección del alma, (ver la **Figura C-J.10.1.**).

El modelo de análisis considera la parte del ala afectada por la introducción de la carga, la que será aplicada según una línea de carga. La longitud efectiva del ala para la flexión local será **12  $t_f$**  (Graham y otros, 1959). Por ello se supone así la formación de líneas de influencia en el ala a **6  $t_f$**  a cada lado del punto de aplicación de la fuerza concentrada. Asimismo se supone que la placa estará empotrada en sus extremos, lo que requerirá un adicional de **4  $t_f$**  en cada sentido, y por lo tanto una longitud total de **10  $t_f$**  a cada lado de la fuerza concentrada para desarrollar el total de la resistencia nominal. Una parte de la fuerza será transmitida directamente al alma y la otra deberá pasar por flexión del ala funcionando como dos placas flexadas, una a cada lado del alma. Del desarrollo teórico del modelo y de su ajuste mediante ensayos resulta la expresión (**J.10.1**). No existiendo investigaciones aplicables se ha tomado una reducción del **50%** en la resistencia nominal cuando la fuerza esté aplicada a una distancia del extremo de la barra menor que **10  $t_f$** .

Para que se produzca la flexión del ala, la carga lineal transversal al alma deberá tener una cierta longitud, pues en caso contrario pasará directamente al alma. Por ello, si la longitud de carga resulta menor que **0,15 b** no habrá prácticamente flexión del ala y el estado límite no será aplicable.

El modelo del que resulta la expresión (**J.10.1**), fue desarrollado originalmente para la componente de tracción de una fuerza concentrada doble en uniones de momento viga-columna, pero será también aplicable a fuerzas concentradas simples, como por ejemplo la transmitida al ala inferior de una viga por un colgante traccionado, unido al ala por una placa soldada transversal al alma de la viga. En los ensayos originales, la resistencia dada por la expresión (**J.10.1**) fue pensada para establecer un límite inferior de la carga requerida para provocar la rotura de la unión soldada, disminuida en su resistencia por las tensiones y deformaciones provocadas por la deformación del ala (Graham, Sherbourne y Khabbaz, 1959).



**Figura C-J.10.1. Flexión local del ala.**

Investigaciones recientes sobre soldaduras con requisitos mínimos de tenacidad Charpa, mostraron que la rotura de la soldadura ya no es un modo de falla cuando se supera la resistencia dada por la expresión (J.10.1). Más bien, se encontró que dicha resistencia es sensiblemente menor que la fuerza necesaria para separar las alas **6 mm**, en columnas con secciones típicas. (Hajjar y otros, 2003; Prochnow y otros, 2000). Esa deformación del ala está dentro de las tolerancias aceptadas y se cree que si se supera ese nivel de deformación del ala, ello puede perjudicar otros aspectos del comportamiento del miembro, tales como el pandeo local de alma. **Como esa deformación puede también ocurrir con cargas de compresión no será necesario verificar la flexión local para fuerzas de compresión, tal como se exigía en el Reglamento CIRSOC 301-2005 cuando lo que se quería evitar era la rotura de la unión soldada.**

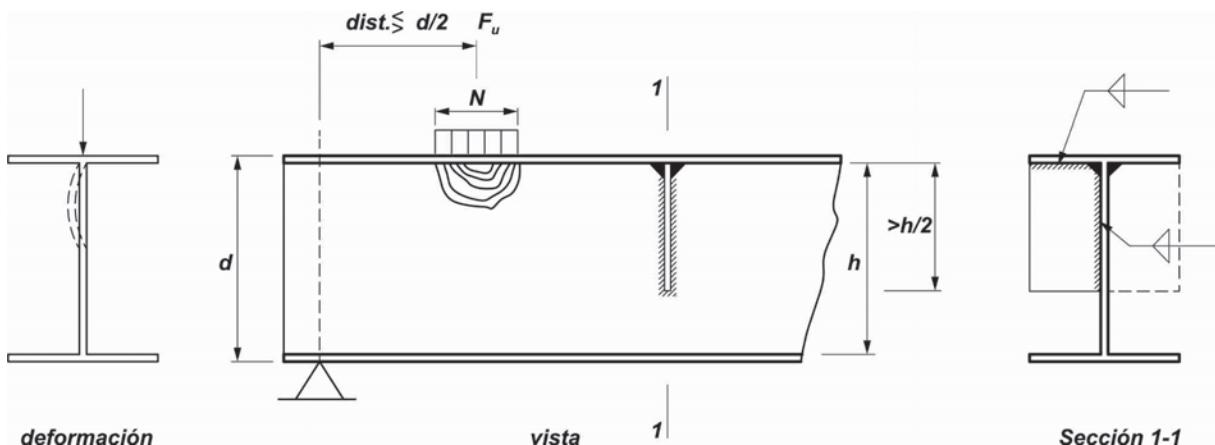
#### C J.10.2. Fluencia local del alma

El estado límite de fluencia local del alma de un miembro se establece para limitar la tensión de manera que no se produzca la plastificación en el alma a la cual la fuerza es transmitida. Para la distribución de la fuerza aplicada en el ala no debería importar que el miembro sea una viga o una columna. Sin embargo, Galambos (1976) y la Especificación AISC-ASD (1978) establecen diferencias para esos casos. Para vigas se adoptó una pendiente de **2:1** y para columnas de **2,5:1**. Pese a ello, en este Reglamento, siguiendo la Especificación AISC-2010 se adopta una única pendiente de **2,5:1** para la distribución de la fuerza a través del ala en ambos casos.

Ensayos recientes confirman que las especificaciones adoptadas son ligeramente conservadoras y que la fluencia se produce en una zona determinada por la pendiente **2,5:1**. (Hajjar y otros, 2003; Prochnow y otros, 2000).

La sección crítica (ver la **Figura J.10.2.**) se ubica en secciones laminadas en el inicio del radio de encuentro entre el ala y el alma, y en secciones soldadas en el comienzo o pie del filete de unión alma-alta.

Este estado límite es aplicable tanto a uniones de apoyo como de momento.



**Figura C-J.10.2. Pandeo localizado del alma.**

### C J.10.3. Pandeo localizado del alma

Este estado límite es designado como **web-crippling** en la Especificación AISC-LRFD y en la literatura técnica. Cuando se aplique una fuerza de compresión, si el alma es muy esbelta, se podrá producir su pandeo local en la zona adyacente al ala cargada, (ver la **Figura C-J.10.2.**). Las expresiones (**J.10.4**) y (**J.10.5**) se basan en investigaciones de Roberts (1981). Para fuerzas aplicadas cerca de los extremos de la barra (a distancia menor que  $d/2$ ), el incremento de la resistencia nominal dado por la expresión (**J.10.5b**) resulta de ensayos adicionales (Elgaaly y Salkar, 1991) que reflejan el efecto beneficioso en esos casos de una mayor longitud de apoyo ( $N/d > 0,2$  ).

Todos los ensayos fueron realizados sobre fuerzas aplicadas directamente sobre las vigas de acero sin el mejoramiento de resistencia que puede aportar la presencia de uniones o vínculos al piso, por lo que las resistencias nominales dadas por las expresiones del Reglamento son conservadoras para esas situaciones.

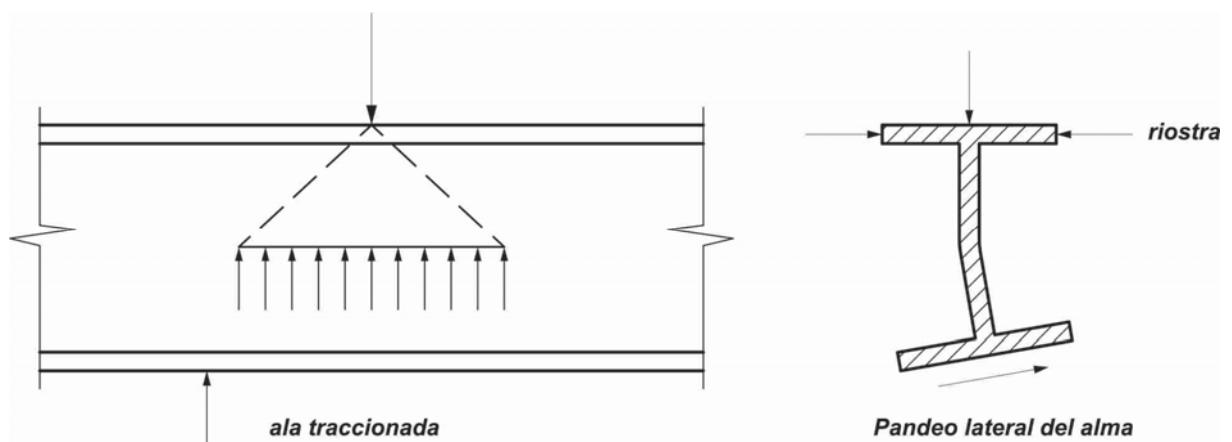
Las expresiones fueron desarrolladas para uniones de apoyo, pero son generalmente aplicables para uniones de momento.

En general, en secciones laminadas de acero de  $F_y \leq 350 \text{ MPa}$ , este estado límite no controlará el proyecto de una unión de momento.

Como el pandeo local del alma se produce en la zona del alma adyacente al ala cargada, un rigidizador (o un par de rigidizadores) o una chapa de refuerzo que se extiendan hasta la mitad del alma resultarán suficientes para eliminar este estado límite.

### C J.10.4. Pandeo lateral del alma

El estudio del estado límite de pandeo lateral del alma fue desarrollado luego de observarse la existencia de numerosas fallas no esperadas en ensayos realizados sobre vigas. (Summers y Yura, 1982; Elgaaly, 1983). En esos ensayos, las alas comprimidas estaban arriostradas en el punto de aplicación de la fuerza, el alma resultaba comprimida y el ala traccionada pandeaba. (ver la **Figura C-J.10.3.**).



**Figura C-J.10.3. Pandeo lateral del alma.**

No habrá pandeo lateral del alma en los siguientes casos:

- Cuando las alas estén arriostradas y tengan su rotación restringida, y se verifique que:

$$\left( \frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right) > 2,3 \quad (\text{C-J.10.1})$$

- Cuando no esté restringida la rotación de las alas, y se verifique que :

$$\left( \frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right) > 1,7 \quad (\text{C-J.10.2})$$

siendo  $L_b$  la longitud lateralmente no arriostrada más larga, medida a lo largo de cualquiera de las alas, según se indica en la **Figura C-J.10.4.**

Cuando la resistencia de diseño sea superada y el ala comprimida tenga el giro impedido, el pandeo lateral del alma se podrá prevenir mediante un adecuado proyecto de riostras laterales en la sección de aplicación de la fuerza, o mediante la colocación de rigidizadores en dicha sección. (ver la **Figura J.10.3.**).

Para el dimensionamiento de la riostra lateral de ambas alas es conveniente considerar una fuerza igual que el 1 % de la fuerza concentrada aplicada en la sección. Cuando se opte por colocar un par de rigidizadores, los mismos deberán extenderse desde el ala hasta por lo menos la mitad de la altura del alma. Resulta conveniente dimensionarlos para trasmisir la totalidad de la fuerza.

Si el ala cargada puede rotar, ni los rigidizadores ni las chapas de refuerzo serán efectivos, por lo que si se supera la resistencia de diseño deberán proyectarse riostras laterales en ambas alas.

**Las expresiones para la resistencia nominal fueron desarrolladas para uniones de apoyo y no son aplicables a uniones de momento.**

#### C J.10.5. Pandeo por compresión del alma

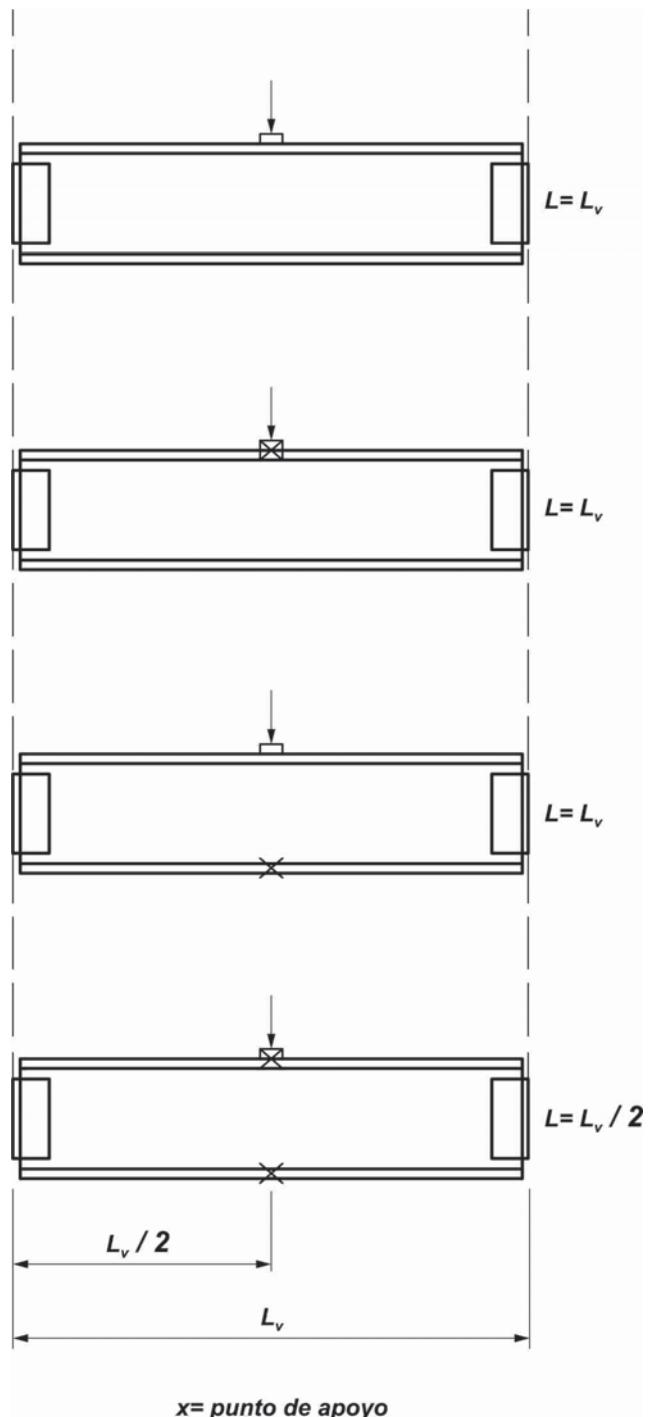
Cuando se apliquen en una misma sección fuerzas de compresión en ambas alas de un miembro, como ocurre en una unión de momento viga-columna, el alma del miembro deberá tener limitada su relación de esbeltez para evitar la posibilidad de pandeo. (ver la **Figura J.10.4.**)

La comprobación de este estado límite se debe realizar con la expresión (**J.10.8**), que es una versión modificada de una expresión similar utilizada por las Especificaciones AISC-ASD. La expresión es aplicable a un par de fuerzas resultantes de una unión de momento, o a otro tipo de par de fuerzas de compresión aplicadas en ambas alas del miembro, siempre que cumplan con la condición de que  $N/d$  sea pequeño ( $< 1$ ). Si  $N/d$  no es pequeño, el alma deberá ser dimensionada como una barra comprimida según lo especificado en el **Capítulo E**.

La expresión (**J.10.8.**) supone que la sección de aplicación del par de fuerzas se encuentra alejada del extremo del miembro. Ante la ausencia de investigaciones específicas aplicables,

se recomienda una reducción del **50%** en la resistencia nominal cuando la sección de introducción de las fuerzas concentradas esté próxima al extremo.

La expresión (**J.10.8.**) también ha sido aplicada tradicionalmente en la práctica norteamericana, para uniones de momento extremas de una viga cuando la fuerza de compresión se aplica solamente a un ala de la columna. Su uso resulta conservador.



**Figura C-J.10.4. Longitud de ala lateralmente arriostrada.**

#### C J.10.6. Fluencia por corte en alma de panel nodal

Las tensiones de corte en el alma de una columna pueden alcanzar valores altos en la zona correspondiente a una unión rígida de dos o más barras cuyas almas se encuentren en el mismo plano.

Por ejemplo, en el caso del nudo de un pórtico sometido a acciones gravitatorias y de viento de derecha a izquierda, como se muestra en la **Figura C-J.10.5.**, el alma deberá ser reforzada cuando la resultante de las fuerzas de corte por las acciones mayoradas,  $\Sigma F_u$  (kN), a lo largo del plano A-A, sea mayor que la resistencia de diseño al corte del alma,  $\phi R_v$  (kN), expresada de la siguiente forma:

$$\sum F_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} \cdot (10^2) + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} \cdot (10^2) - V_u \quad (\text{C-J.10.3})$$

siendo:

$M_{u1} = M_{u1L} + M_{u1G}$  la suma de los momentos debidos a las fuerzas laterales mayoradas ( $M_{u1L}$ ) y los debidos a fuerzas gravitatorias mayoradas ( $M_{u1G}$ ), actuantes en la cara a barlovento de la unión, en kN.m.

$M_{u2} = M_{u2L} - M_{u2G}$  la diferencia entre los momentos debidos a fuerzas laterales mayoradas ( $M_{u2L}$ ) y los debidos a fuerzas gravitatorias mayoradas ( $M_{u2G}$ ), actuantes en la cara a sotavento de la unión, en kN.m.

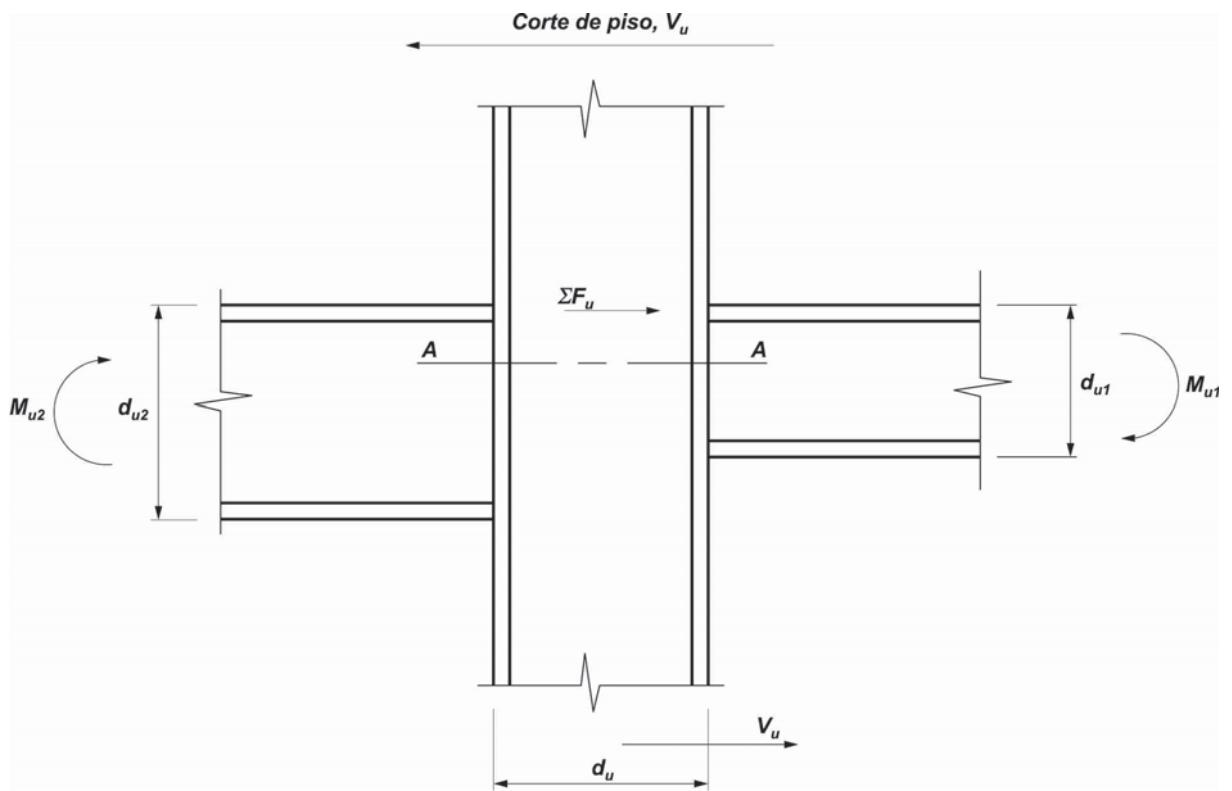
$d_{m1}, d_{m2}$  la distancia entre las fuerzas transmitidas por las alas en la unión de momento. Conservadoramente se ha usado  $d_m = 0,95 d$  siendo  $d$  la altura de la viga, en cm.

$V_u$  el esfuerzo de corte requerido en la columna, en kN.

Si se verifica que  $\Sigma F_u \leq \phi R_v$ , no será necesario ningún refuerzo pues resultaría en ese caso  $t_{req} < t_w$  siendo  $t_w$  el espesor del alma de la columna, o sea el espesor del panel nodal.

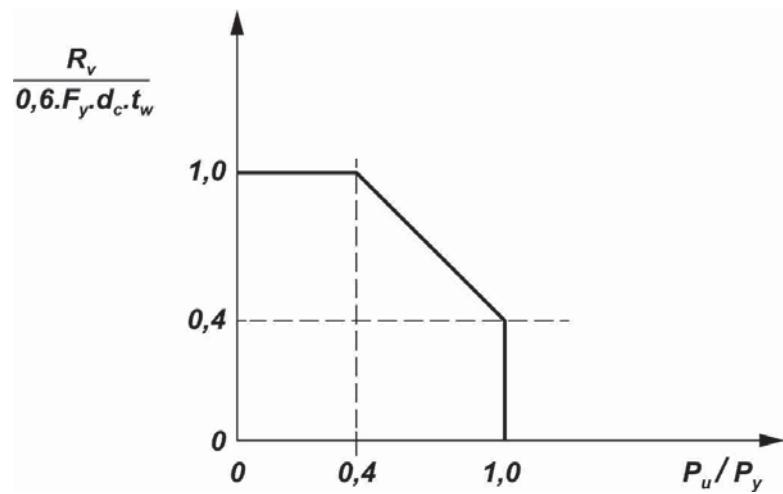
De acuerdo con el análisis elástico de primer orden, las expresiones (J.10.9) y (J.10.10) limitan el comportamiento del panel nodal en el rango elástico.

Los paneles nodales poseen una amplia capacidad de resistencia mas allá de la plastificación inicial por corte. Sin embargo, las correspondientes deformaciones inelásticas del nudo, necesarias para desarrollar esa capacidad, pueden afectar adversamente la resistencia y estabilidad del pórtico al que el panel pertenece. (Fielding y Huang, 1971, y Fielding y Chen, 1973). La fluencia por corte en el panel nodal afecta la rigidez total del pórtico, y por ello los efectos de segundo orden en la resistencia última requerida pueden ser significativos.



**Figura C-J.10.5. Fuerzas de corte en panel nodal.**

La interacción entre corte y fuerza axil, dada por la expresión (J.10.10), está representada en la **Figura C-J.10.6**. El cumplimiento de las expresiones (J.10.9) ó (J.10.10) garantiza el comportamiento elástico del panel nodal.



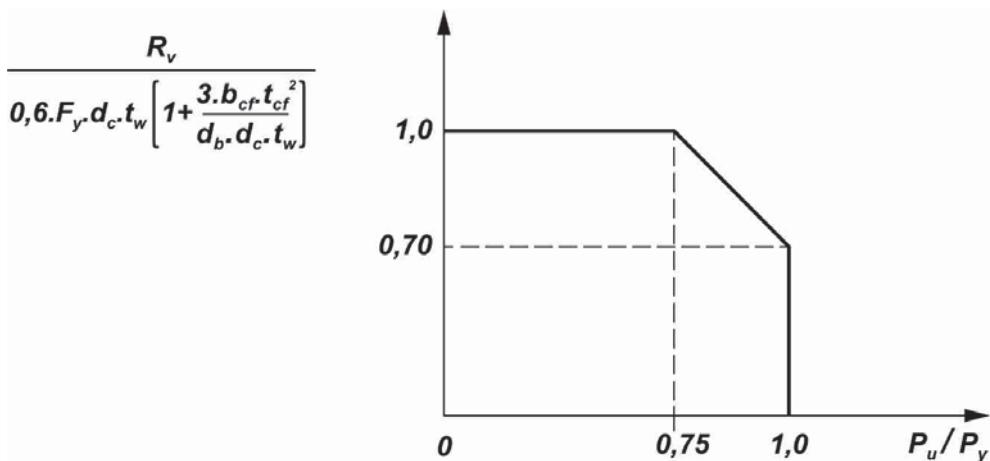
**Figura C-J.10.6. Interacción de corte y fuerza axil (elástica).**

Si se provee a la unión de una adecuada ductilidad y en el análisis del pórtico se considera las deformaciones inelásticas del panel nodal, se podrá considerar la resistencia inelástica adicional a corte. Esto es reconocido en las expresiones (J.10.11) y (J.10.12) mediante el factor:

$$\left( 1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot t_w \cdot d_c} \right)$$

Esta resistencia inelástica a corte ha sido utilizada con mayor frecuencia para el proyecto de pórticos en zonas de alta sismicidad y deberá ser usada cuando el panel nodal se proyecte para equilibrar las resistencias de las barras que concurren al nudo.

La expresión de la interacción entre corte y fuerza axil en período inelástico incorporada en la expresión (J.10.12) (y representada en la **Figura C-J.10.7.**) reconoce el hecho observado de que cuando el panel nodal está completamente plastificado por corte, la carga axil de la columna se transmite a través de las alas.



**Figura C-J.10.7. Interacción de corte y fuerza axil (inelástica).**

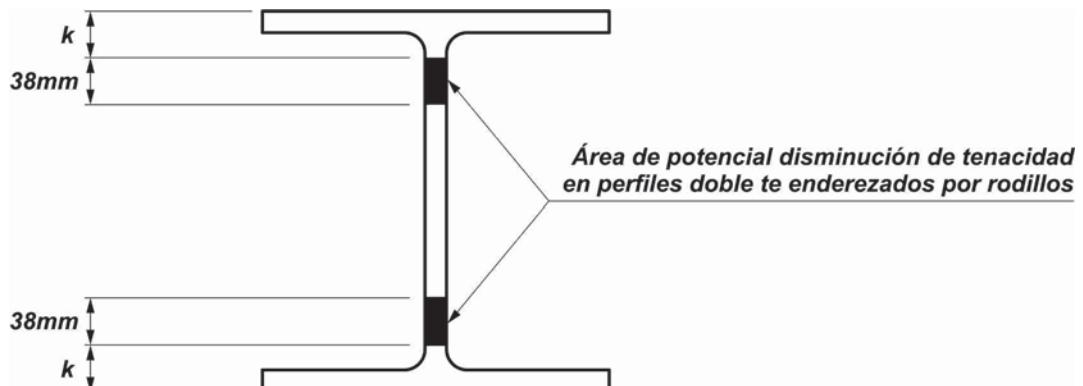
#### C J.10.7. Extremos no rigidizados de vigas y vigas armadas

En los extremos de vigas y vigas armadas que no tengan restringida la rotación por otro medio, será necesario colocar rigidizadores extendidos en toda la altura, aunque no sean ajustados. Se deberá unir al ala restringida de rotar, pero no será necesario que se extienda más allá del talón del cordón de soldadura de filete que une el alma a la otra ala, excepto cuando sea necesario unir el rigidizador a esa ala para otros propósitos, tal como resistir la compresión producida por una carga aplicada en dicha ala.

#### C J.10.8. Especificaciones adicionales para rigidizadores para fuerzas concentradas (Rigidizadores de fuerza)

Para el proyecto de rigidizadores para columnas se puede consultar las Guías de Carter (1999), Troup (1999) y Murria y Sumner (2004).

En perfiles doble Te enderezados mediante rodillos, algunas veces se encuentra un área con tenacidad reducida en una limitada zona del alma adyacente al área **k**, tal como se muestra en la **Figura C-J.10.8.** (Kaufmann, Metrovich, Pense y Fisher, 2001). El área citada se extiende hasta una distancia entre **25** y **38 mm** desde el punto tangente del radio de encuentro ala-alma.



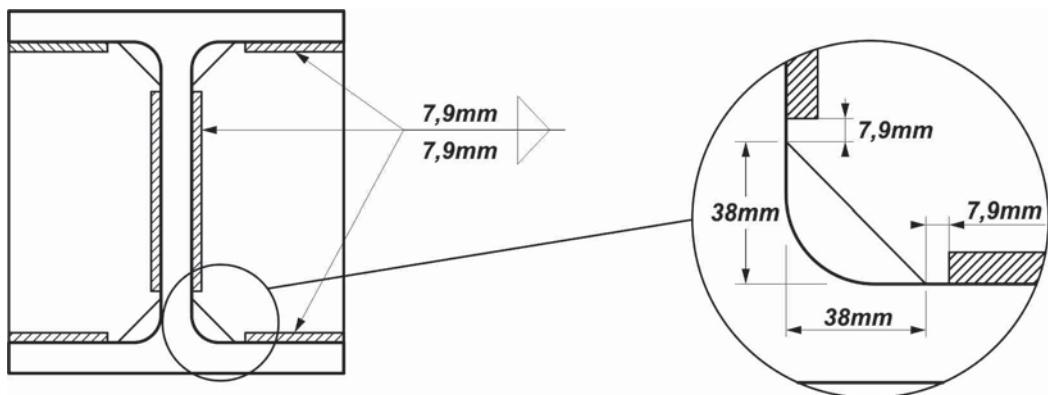
**Figura C-J.10.8. Zona  $k$  representativa de un perfil de ala ancha.**

Después del terremoto de Northridge de 1994, existió una tendencia a especificar gruesos rigidizadores transversales soldados a tope con el ala y el alma y gruesas chapas plegadas de refuerzo usualmente soldadas a tope en el espacio entre la chapa de refuerzo y el ala.

Estas soldaduras pueden contraerse fuertemente y pueden, en algunos casos, causar la fisuración durante la fabricación (Tide, 1999). La AISC (1997) recomienda que las soldaduras sean de filete y terminen lejos del área  $k$ .

Recientes ensayos de arranque de chapas (Dexter y Melendrez, 2000; Prochnow y otros, 2000; Hajjar y otros, 2003) y ensayos de nudos viga-columna a escala real (Bjorhovde y otros, 1999; Dexter y otros, 2001; Lee y otros, 2002), han demostrado que el problema citado puede ser evitado si los rigidizadores son soldados con soldaduras de filete tanto al alma como a las alas; si la esquina es recortada por lo menos 38 mm; y si las soldaduras de filete terminan antes del corte, tal como se muestra en la **Figura C-J.10.9**. Los ensayos también mostraron que es innecesario soldar a tope los rigidizadores al alma y a las alas, y que las soldaduras tienen una buena performance y no presentan problemas.

Si existiera alguna reserva por parte del Proyectista Estructural sobre el comportamiento del rigidizador, el recorte de esquina podrá ser realizado con **20 mm** para dimensión a lo largo del ala y **38 mm** con la dimensión a lo largo del alma.

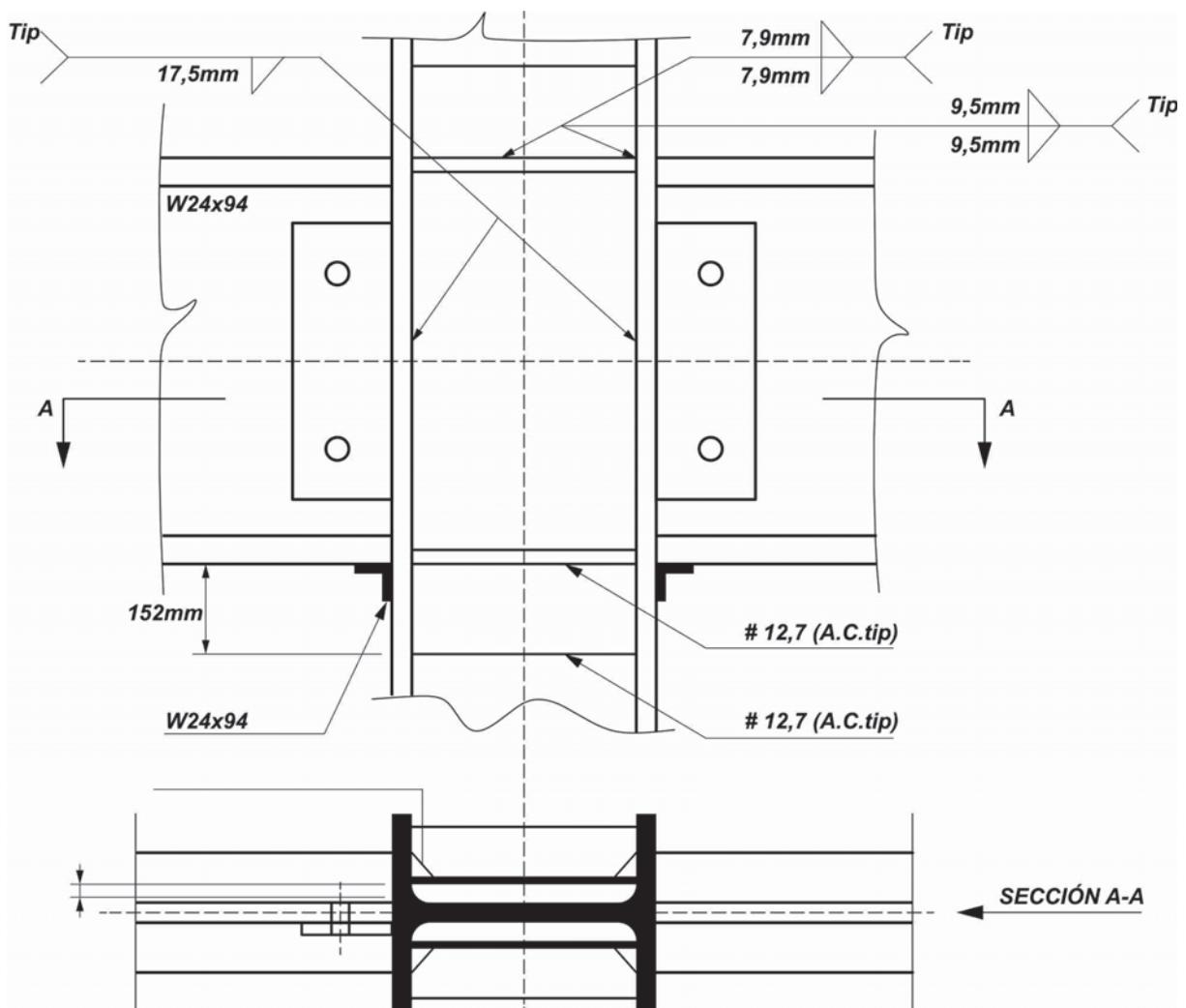


**Figura C-J.10.9. Ubicación recomendada para soldaduras de filete de rigidizadores para evitar la zona  $k$ .**

Ensayos recientes también demostraron la viabilidad de chapas de refuerzo con soldaduras de filete a las alas, tal como se muestra en la **Figura C-J.10.10**. (Prochnow y otros, 2000; Dexter y otros, 2001; Lee y otros, 2002; Hajjar y otros, 2003). Se encontró que no es necesario soldar a tope las chapas de refuerzo y que ellas no necesitan estar en contacto con el alma de la columna para ser efectivas.

#### C J.10.9. Especificaciones adicionales para chapas de refuerzo para fuerzas concentradas

Cuando sean necesarias las chapas de refuerzo se deberán proyectar para el estado límite correspondiente a la solicitud requerida. La suma de las resistencias de diseño del elemento del miembro y de la o las chapas de refuerzo deberá superar la resistencia requerida y la chapa de refuerzo deberá ser soldada al elemento del miembro.



**Figura C-J.10.10. Ejemplo de rigidizador y chapa de refuerzo con soldadura de filete.**

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO K.**

### **REQUISITOS ADICIONALES PARA CONEXIONES DE PERFILES TUBULARES Y SECCIONES CAJÓN**

Este Capítulo no se ha desarrollado dado que parte de su contenido se puede consultar en el Reglamento CIRSOC 302-05.



## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO L.**

### **PROYECTO POR CONDICIONES DE SERVICIO**

#### **C L.1. ESPECIFICACIONES GENERALES**

Las condiciones de servicio se han establecido con el fin de prevenir interrupciones en el funcionamiento normal de un edificio y daños a la estructura o elementos vinculados a ella, 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 límite 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 estados límite las condiciones de servicio se deberán controlar con la elección de apropiados estados límite de servicio y combinación de acciones para ellos, con 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.

Las combinaciones de acciones básicas para verificar los estados límite de servicio se indican en la **Sección B.2.3**. Los fundamentos del Reglamento para fijarlos están explicados en los Comentarios a dicha Sección. Puede ser necesario para casos particulares incluir otras combinaciones de acciones nominales, lo que deberá ser evaluado por el Proyectista Estructural.

En servicio, normalmente puede ser aceptado el comportamiento elástico, por lo que las **expresiones (fórmulas)** elásticas pueden ser usadas para determinar los efectos de las acciones que se deben controlar. 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 se debe considerar que los seres humanos perciben niveles de movimiento estructural mucho menores que los que pueden producir daños estructurales.

Sin embargo en algunos elementos estructurales de un edificio industrial, los límites aceptables para permitir la correcta operación de equipos (por ejemplo puentes grúas) pueden ser muy restrictivos. Los límites de los parámetros que definen los estados límite de servicio deben ser determinados por consideraciones muy minuciosas del Proyectista Estructural. Aquí tampoco la especificación AISC-LRFD fija valores límite, sino que los deja librados al convenio del Proyectista Estructural y el 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 la **Tabla L.3.1** valores límite para deformaciones verticales y para desplazamientos laterales para casos comunes.

## C L.2. CONTRAFLECHAS

**Puede ser necesario dotar a los miembros de contraflecha** cuando las deformaciones verticales resultantes de la combinación de acciones apropiadas generen problemas a alguna condición de servicio.

Generalmente la **contraflecha** se especifica cuando se desea obtener una superficie a nivel bajo la acción de cargas permanentes, ya sea por razones de apariencia o para tener un alineamiento con otros elementos constructivos. **Por ello 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 tenidos en cuenta para la elección de la contraflecha más conveniente.

La **contraflecha** en reticulados normalmente se logra mediante un ajuste en los largos de las barras, realizado en forma previa a la ejecución de las uniones. En el caso de vigas laminadas o armadas se obtiene normalmente por calentamiento controlado de partes seleccionadas de ellas, o por doblado en frío, o por ambos procedimientos.

El **Proyectista Estructural** debe ser consciente de los límites prácticos que se aplican en los procesos normales de fabricación y montaje. La Guía CIRSOC 307-2018 desarrollada en base al Código de Prácticas Estandar para Edificios y Puentes de Acero (AISC 2010) y la presenta tolerancias en contraflechas y recomendaciones con respecto a que las contraflechas sean medidas en el Taller de Fabricación con los miembros no cargados.

Mayor información sobre contraflechas puede encontrarse en Ricker (1989) y en Bjorhjovde (2006).

En la Parte 1 del Manual of Steel Construction-LRFD de la AISC-2<sup>a</sup> Edición.(1994) se pueden obtener las máximas contraflechas posibles para perfiles laminados.

### C L.3. DEFORMACIONES

Las **deformaciones verticales** excesivas surgen principalmente de tres fuentes:

- (1) Cargas gravitatorias tales como cargas permanentes, sobrecargas de uso y cargas de nieve;
- (2) Efectos de la temperatura, la fluencia lenta y asentamiento diferenciales;
- (3) Errores y tolerancias en la construcción.

Estas deformaciones pueden producir daño permanente en elementos de la estructura o en 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.

Los límites aceptables para las deformaciones verticales dependen del tipo de estructura, de los elementos constructivos ligados a ella y del uso deseado de la construcción.

La **Especificación base AISC-LRFD-2010** no fija valores límites para las deformaciones de la estructura o de sus elementos estructurales planteando sólo que los mismos dependerán de la función de la estructura. **En este Reglamento se adopta el criterio de establecer límites mínimos para situaciones comunes**, los que se dan en la **Tabla L.3.1**. Ellos surgen de la experiencia y de lo tradicionalmente aceptado en nuestro medio para los casos comunes. **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 cuantitativos independientemente de la luz de los miembros, 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 pueden producir las **cargas de larga duración sobre la deformación** y si existen cargas cíclicas, la posibilidad de incremento de las deformaciones residuales que puedan conducir a una **falla creciente**.

### C L.4. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

El desplazamiento lateral de una construcción con estructura de acero es un problema de servicio asociado con los efectos de la acción de viento o de sismo. Los límites impuestos a los desplazamientos laterales buscan minimizar el daño a revestimientos, muros y tabiques no estructurales. El desplazamiento lateral de la estructura debe ser evaluado de dos maneras:

- (1) para el edificio como un todo, donde el parámetro será **el desplazamiento lateral total del edificio** (máxima relación entre el desplazamiento lateral total en un piso dividido por la altura del edificio hasta ese piso);
- (2) **desplazamiento lateral relativo de piso** (para cada piso el desplazamiento lateral de un piso respecto del piso inmediato inferior dividido por la altura del piso).

La Especificación AISC-LRFD-2010 **tampoco fija valores límites para el desplazamiento lateral**. Por lo ya comentado en la **Sección C-L.3.**, este Reglamento establece límites mínimos que se fijan en la **Tabla L.3.1.** del **Capítulo L**. Se especifica 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 exige menores desplazamientos horizontales que los admitidos en dicha Tabla.

Es importante tener en cuenta que la deformación del pórtico, o distorsión de corte, es la verdadera causa del daño a los elementos de la construcción como revestimientos o tabiquería. El desplazamiento lateral solo representa la componente horizontal de la deformación del pórtico y no incluye la potencial deformación vertical, tal como la suma de las deformaciones verticales de columnas en edificios altos, que también contribuye al daño. Además algunos desplazamientos laterales pueden ser causados por la rotación como cuerpo rígido del revestimiento o tabique, lo cual por si mismo no produce distorsión y por lo tanto tampoco daño. Un parámetro más preciso para medir el daño potencial es el **índice de daño por desplazamiento lateral** (Griffis, 1993).

Es necesario recalcar que una estimación relativamente precisa del desplazamiento lateral del edificio es esencial para controlar el daño. El **Análisis Estructural** debe considerar todos los componentes significativos de la potencial deformación del pórtico, incluyendo la deformación por flexión de vigas y columnas, deformación axil en columnas y riostras, deformación por corte en vigas y columnas, rotación de las uniones viga-columna (deformación de panel-nodal), efecto del tamaño de las uniones de los miembros y el efecto **P-Δ** (Charney, 1990).

Para muchos pórticos de acero de poca altura y con luces normales entre **9 m y 12 m**, el uso de las distancias entre centro y centro de columnas, sin considerar el tamaño real de la unión viga-columna y los efectos del panel nodal, son generalmente suficientes para verificar los límites del desplazamiento lateral. En el análisis se puede considerar el efecto rigidizante de revestimientos, muros y tabiques no estructurales, siempre que se cuente con información fehaciente sobre su rigidez (relación fuerza-deformación) y que los mismos sean permanentes.

La verificación de los límites de desplazamiento lateral se realizará con las combinaciones de acciones de servicio. 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.

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

Es importante considerar en edificaciones sensibles a la acción del viento, que los límites del desplazamiento lateral por sí mismos no otorgan comodidad a los ocupantes cuando actúa el viento. Al respecto ver información adicional en la **Sección C-L.6.** de estos Comentarios.

## C L.5. VIBRACIONES 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 será 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.

Una extensa discusión sobre la vibración de sistemas de pisos sobre pórticos de acero y puentes peatonales se encuentra en la ***Guía de Diseño Nº 11 de la AISC*** (Murray y otros, 1997).

Esta Guía proporciona principios básicos y herramientas sencillas para evaluar sistemas de piso sobre pórticos de acero y pasarelas para vibraciones en servicio debidas a actividades humanas, que incluyen el caminar y actividades rítmicas. Se considera tanto el confort de las personas como la necesidad de controlar el movimiento para el caso de existencia de equipos sensibles.

Para otras referencias y guías sobre el tema se puede consultar 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 3 (92) Sección 4.3.; Ad Hoc Committee on Serviceability Research, 1986; Manual AISC-LRFD, Parte 4, 2<sup>a</sup> Edición 1993.

El método más efectivo para reducir los efectos de vibraciones continuas será la adopción de dispositivos de aislamiento. En aquellos lugares donde el período de la excitación en estado estable sea cercano al período fundamental del sistema, se deberá 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 L.6. MOVIMIENTOS Y VIBRACIÓN INDUCIDOS POR EL VIENTO

Los proyectistas de edificios sensibles a la acción del viento hace tiempo que han reconocido la necesidad de **controlar las vibraciones desagradables producidas por el viento**, a los efectos de proteger el bienestar psicológico de las personas (Chen y Robertson, 1972). La percepción del movimiento del edificio por la acción del viento puede ser descripta mediante variables físicas, como los valores máximos de desplazamiento lateral, de la velocidad, de la aceleración y de la relación de cambio de aceleración. **La aceleración se ha convertido en el parámetro estándar para realizar la evaluación**, debido a que es fácilmente medible en el terreno y puede ser analíticamente calculada de manera sencilla. La respuesta humana al movimiento de un edificio es un fenómeno complejo que incluye factores psicológicos y fisiológicos. Se conoce que los umbrales de percepción y tolerancia de la aceleración, como una medida del movimiento del edificio, dependen de factores tales como el período propio de la estructura, el género del ocupante, la edad, la postura corporal (sentado, parado, acostado), la orientación del cuerpo, la expectativa de movimiento, el movimiento del cuerpo, señales visuales, pistas acústicas y el tipo de movimiento del edificio (traslacional, o rotacional) (ASCE, 1981). Existen diferentes umbrales y niveles de tolerancia para diferentes personas y las respuestas pueden ser muy subjetivas. Se conoce que algunas personas pueden acostumbrarse al movimiento del edificio y tolerar niveles más altos que otras. Existe limitada investigación sobre este tema, pero se han aplicado para el Proyecto de edificios algunos estandares discutidos más adelante en este Comentario.

La **aceleración en edificios sensibles al viento** se puede expresar ya sea por la raíz cuadrática media (**RMS**) o por el pico de aceleración. Ambas medidas son utilizadas en la práctica y no existe acuerdo sobre cual es la más apropiada para medir la percepción del movimiento.

Algunos investigadores sostienen que el pico de aceleración durante una tormenta de viento es la mejor medida de la percepción real, pero que la **RMS** de aceleración durante una tormenta de viento completa mide mejor la incomodidad real. Un pico de aceleración admisible de **21mili-g** (0,021 veces la aceleración de la gravedad) para edificios **comerciales** (mayormente ocupados durante las horas diurnas) y **15 mili-g** para edificios **residenciales** (ocupados durante todo el día) para una tormenta de viento con una recurrencia media de 10 años, han sido utilizados en la práctica en forma satisfactoria para el proyecto de edificios altos (Griffis, 1993).

La exigencia es, en general, más estricta para los **edificios residenciales** debido a su ocupación continua, a la idea de que las personas son menos sensibles y más tolerantes en el trabajo que en el hogar, al hecho de que hay más movimiento de gente en edificios comerciales, y a la consideración de que los edificios comerciales son más fácilmente evacuados ante la ocurrencia de eventos pico de viento.

Para **edificaciones sensibles al viento**, la **aceleración pico** y la **aceleración RMS** se relacionan por el **factor pico** (**pico de aceleración = factor pico x aceleración RMS**) que se puede determinar más fácilmente en un estudio por túnel de viento. Generalmente el **factor pico** para edificios altos se encuentra en el orden de **3,5**. Una guía para los niveles de aceleración de proyecto a usar en el proyecto de edificios se puede encontrar en la literatura técnica (Chen y Robertson, 1972; Griffis, 1993; Hansen y Reed, 1973; Irwin, 1986; NRCC, 1990).

Es importante destacar que la percepción del movimiento del edificio está fuertemente influenciada por la masa del edificio y el amortiguamiento disponible, así como por su rigidez (Vickery y otros, 1983). Por este motivo los límites de desplazamiento lateral no deben ser

usados por sí solos, como única medida para controlar el efecto del movimiento del edificio (Islam, Ellingwood y Cortis, 1990). Los niveles de amortiguamiento a usar en la evaluación del movimiento de edificios de acero sometidos a acciones de viento, son generalmente tomados como aproximadamente el **1% del amortiguamiento crítico**.

## C L.7. DILATACIÓN Y CONTRACCIÓN

De manera similar 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 Estructural 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, tanto la fluencia lenta como la retracción del hormigón y la fluencia del acero son causas que producen cambios dimensionales de los elementos estructurales. También deben ser consideradas las condiciones durante la construcción, tal como el efecto de la temperatura sobre la estructura antes de colocar la cubierta del edificio.

Indicaciones sobre las dimensiones y el espaciamiento recomendados para las juntas de dilatación se pueden encontrar en la NRCC (1974).

## C L.8. DESLIZAMIENTO DE UNIONES

En uniones abulonadas con agujeros de diámetros un poco más grande que el de los bulones, tales como los agujeros normales y ovalados cortos, cargados transversalmente al eje corto, la magnitud del deslizamiento posible es muy pequeña. Por ello, no es probable que el deslizamiento de estas uniones tenga influencia en las deformaciones de servicio. Una posible excepción puede ocurrir en ciertas situaciones en que el efecto del deslizamiento se magnifique por la configuración de la estructura. Es el caso de la unión en la base de una viga esbelta o una columna en voladizo, en las cuales un pequeño deslizamiento de los bulones puede producir una rotación o deformación inaceptable.

En este Reglamento se exige que las uniones abulonadas con agujeros holgados o agujeros ovalados cargados en dirección paralela al eje largo, sean proyectadas como de **deslizamiento crítico**. Para una discusión sobre el deslizamiento de estas uniones ver el Comentario de la **Sección J.3.8. En los casos en que el deslizamiento bajo cargas de servicio sea una posibilidad real en este tipo de uniones, se debe considerar el efecto de dicho deslizamiento en la condición de servicio de la estructura**.



## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO M.**

### **FABRICACIÓN Y MONTAJE**

#### **C M.2. FABRICACIÓN**

##### **C M.2.1. Contraflecha, curvado y enderezado**

Este Reglamento permite el uso de calor para contraflechar, curvar o enderezar barras, pero para los aceros tales como el **ASTM A514** (acero aleado templado y revenido) y el **ASTM A852** (acero de baja aleación templado y revenido), **se limita la máxima temperatura permitida a 590°C**. Para los restantes aceros, la máxima temperatura en las zonas calentadas puede llegar a **650°C**.

Cuando el proyecto requiera el contraflechado de barras flexadas, se podrán utilizar diversos métodos para conseguirlo.

En el caso de vigas armadas y vigas reticuladas, la curvatura deseada podrá ser lograda durante el armado de las partes componentes.

Las vigas laminadas podrán ser curvadas en frío en taller, dentro de ciertos límites que no introduzcan excesivas tensiones residuales o produzcan plastificaciones locales.

La aplicación local de calor será otro procedimiento común para el enderezado o contraflechado de vigas y vigas armadas. El método dependerá sobre todo del acortamiento final de las zonas afectadas por el calor. Una cierta cantidad de zonas ubicadas en la cara de la barra que estaría sujeta a compresión con el contraflechado en frío, se calientan lo suficiente como para vencer las restricciones que producen las áreas adyacentes no calentadas. El acortamiento final se produce por el enfriamiento de esas zonas.

Si bien la curvatura o la contraflecha pueden ser controladas por esos métodos, siempre se producirán algunas inevitables desviaciones resultantes de errores en la ejecución o en el manejo de las barras.

##### **C M.2.2. Corte térmico**

El corte térmico deberá ser preferentemente ejecutado por máquinas.

El requerimiento de precalentamiento previo a 65°C como mínimo, cuando se hacen cortes térmicos para rebajes de vigas o para agujeros de acceso para soldar en perfiles pesados, tiende a minimizar el endurecimiento de las superficies y la iniciación de fisuras.

##### **C M.2.5. Construcciones abulonadas**

El uso de bulones de alta resistencia se ajustará a las especificaciones de la **Recomendación CIRSOC 305-2007** para los bulones **A325, A490, ISO 8.8 e ISO 10.9**.

Según lo especificado en la Sección **J.3**, las uniones con bulones de alta resistencia, donde se pueda permitir el deslizamiento y no estén sometidas a fuerzas de tracción (sólo para tipo **A490** o **ISO 10.9**) o a efectos de cargas vibratorias, podrán apretarse sólo hasta la condición de ajuste sin juego. Este tipo de uniones podrán ser utilizadas en los mismos lugares donde se utilizan bulones del tipo **A307** o sea bulones calibrados comunes.

Las especificaciones para la ejecución de agujeros pueden ser ampliadas para incluir a los bulones del tipo **A307**.

### C M.3. PINTURA DE TALLER

El estado superficial de estructuras de acero descubiertas en demoliciones de edificios viejos, no ha mostrado en general cambios en relación con su condición inicial, excepto en lugares aislados donde pudieron ocurrir fugas de agua o ataques de revestimientos. En presencia de ellos la pintura de taller parece tener una influencia pequeña. (Bigos y otros, 1954).

En el Reglamento no se define el tipo de pintura a usar cuando se requiera un recubrimiento en taller. Los factores para seleccionar el material adecuado para la imprimación son las condiciones de exposición de la estructura y la preferencia individual de acuerdo con la pintura de terminación. Por ello no es suficiente una simple formulación de especificaciones. A falta de especificaciones particulares se puede consultar la especificación del Steel Structures Painting Council (SSPC)(1989).

#### C M.3.5. Superficies adyacentes a las soldaduras de obra

Se permite la ejecución de soldaduras sobre la superficie de los materiales, incluyendo la adecuada pintura de taller, siempre que no sea adversamente afectada la calidad de la soldadura ni se generen humos inaceptables en el proceso.

### C M.4. MONTAJE

#### C M.4.2. Arriostramiento

Para información sobre el proyecto de sistemas de arriostramiento temporario para edificios de baja altura se puede consultar Fisher y West (1997).

#### C M.4.4. Ajuste de uniones de columnas comprimidas y placas base

Los ensayos realizados en la Universidad de California-Berkeley (Popof y Stephen, 1977) sobre empalmes de columnas (barras axialmente cargadas) en sección completa con juntas que intencionalmente se mecanizaron fuera de escuadra, relativa tanto al eje fuerte como al débil, mostraron que la capacidad de carga fue la misma que la de una columna similar sin empalmes. En los ensayos no se llenaron las juntas de hasta **1,6 mm** de luz y las comprendidas entre **1,6 mm** y **6 mm** se llenaron con suplementos planos de acero común. Se usaron soldaduras mínimas a tope de penetración parcial en todos los ensayos. No se hicieron ensayos con juntas abiertas de luz superior a **6 mm**. Considerando que la luz de **1,6 mm** resulta excesiva para muchas estructuras en nuestro medio realizadas con barras de dimensiones relativamente pequeñas, **se ha limitado a 1,2 mm la luz permitida de las juntas.**

#### C M.4.5. Soldaduras de obra

***El objeto de limpiar con cepillo de acero la zona adyacente a la junta a soldar en obra es reducir la posibilidad de porosidad o grietas en la soldadura y también reducir los peligros ambientales.***

Aunque hay ensayos que indican que son buenas las soldaduras realizadas sobre superficies pintadas sin limpieza con cepillo de acero, dichos ensayos son limitados. A esto se suma que otros estudios han mostrado que cuando se sueldan superficies pintadas resultan soldaduras con porosidad y fisuras. La limpieza con cepillo de acero reduce el espesor de la capa de pintura y minimiza el rechazo de soldaduras.

No es necesaria la limpieza con chorro de arena o granalla u otro procedimiento que sea más energético que el cepillado con cepillo de acero.



## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO N.**

### **CONTROL DE CALIDAD Y ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD**

El Capítulo N establece los requisitos mínimos para el **control de calidad, el aseguramiento de la calidad y los ensayos no destructivos** a realizar en las estructuras de acero de edificios y de otras estructuras.

Los Comentarios a este Capítulo se organizan de la siguiente manera:

- N.1.** Campo de validez.
- N.2.** Programa de Control de Calidad del Fabricante y del Montador.
- N.3.** Documentos del Fabricante y del Montador.
- N.4.** Personal de Inspección y ensayos no destructivos.
- N.5.** Requisitos mínimos para Inspección de edificios de con estructura de acero.
- N.6.** Fabricantes y Montadores Aprobados.

#### **C N.1. CAMPO DE VALIDEZ**

El Capítulo N del Reglamento CIRSOC 301-2018 establece los mínimos requerimientos para **el control de calidad (QC), aseguramiento de la calidad (QA) y los ensayos no destructivos (END)** a realizar en estructuras de acero de edificios y de otras estructuras.

Se definen las tareas mínimas requeridas para la observación e inspección que son consideradas necesarias para asegurar la calidad de las construcciones con estructuras de acero.

El **Capítulo N** establece un sistema integral de requerimientos de **control de calidad** por parte del Fabricante o del Montador y para el sistema de aseguramiento de calidad por parte del Representante del Propietario o Comitente del Proyecto cuando ello sea considerado necesario para complementar la función del control de calidad del Contratista. Estos requerimientos se basan en aceptados principios de participación de todos los niveles de gerencia y fuerzas de trabajo en el proceso de control de calidad, que se reconocen como el más efectivo método de alcanzar la calidad en el producto construido.

El **Capítulo N** complementa estos requerimientos de control de calidad con responsabilidades del **aseguramiento de la calidad**, las que se consideran adecuadas para una tarea específica. Los requerimientos del **Capítulo N** siguen los mismos requerimientos para inspecciones utilizadas en el Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras de Acero - Reglamento CIRSOC 304 - 2007(en lo sucesivo referenciado como CIRSOC 304), la Recomendación para Uniones Estructurales con Bulones de Alta Resistencia - Recomendación CIRSOC 305 - 2007(en lo sucesivo referenciada como CIRSOC 305) y este Reglamento CIRSOC 301- 2018.

El Profesional Responsable deberá evaluar el sistema de **QC del Fabricante y del Montador** con el objetivo de determinar si se asegura la calidad requerida para cada Proyecto Estructural.

Cuando el sistema de calidad del Fabricante o del Montador no se considere adecuado para el Proyecto, incluido el cumplimiento de cualquier necesidad específica del mismo, el plan de calidad podrá ser modificado para establecer dicha necesidad. De manera similar, cuando se identifiquen necesidades adicionales o requerimientos suplementarios los mismos también deberán ser especificados.

La terminología adoptada en este Capítulo tiene la intención de proveer una distinción clara de los requerimientos del Fabricante y del Montador. Las definiciones de **QC** y **QA** utilizadas son consistentes con el uso en las industrias relacionadas con el segmento productivo, tales como la fabricación y montaje de puentes de acero. Se reconoce que estas definiciones no son las únicas en uso. Las definiciones de **QC** y **QA** son consistentes con las utilizadas por la Organización Internacional de Estandarización, (ISO) y por las normas IRAM en nuestro país.

El **control de calidad (QC)** incluye aquellas tareas realizadas por el Fabricante y por el Montador de estructuras en acero que tienen efecto en la calidad o son realizadas para medir o confirmar la calidad. Las tareas para comprobar el **aseguramiento de la calidad (QA)** son realizadas por organizaciones diferentes a las del Fabricante y el Montador y están destinadas a comprobar si el nivel de aseguramiento cumple con los requerimientos del proyecto.

Los términos **control de calidad y aseguramiento de la calidad** son usados en este Capítulo para describir las tareas de inspección requeridas que deben ser llevadas a cabo por el Fabricante o por el Montador, y por los representantes del dueño del Proyecto o Comitente respectivamente. Las tareas de aseguramiento de la calidad son inspecciones requeridas por el Código o Reglamento de construcción aplicable, o por la Autoridad Competente, o según lo requiera el dueño del Proyecto, por el Profesional de la Autoridad de Aplicación.

## **C N.2. PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD DEL FABRICANTE Y DEL MONTADOR**

Muchos requerimientos de calidad son comunes para diferentes proyectos. Muchos de los procesos usados para producir acero estructural tienen un efecto en la calidad y son fundamentales e integrales para una adecuada fabricación y/o montaje. La coherencia en la imposición de requerimientos de calidad entre proyectos facilita la aplicación de procedimientos más eficientes.

Los documentos de construcción referidos en este Capítulo son, necesariamente, los planos de Proyecto Estructural, las especificaciones y los planos de taller y/o de montaje aprobados para la construcción, en un todo de acuerdo con la documentación del contrato.

Los elementos del programa de control de calidad pueden incluir una variedad de documentación tales como políticas de calidad, requerimientos de calificación interna, y métodos de seguimiento de avance de la producción.

La **Documentación de Inspección** deberá incluir la siguiente información:

- (1) El producto inspeccionado.
- (2) La inspección que se realizó.
- (3) El nombre del Inspector y el período de tiempo dentro del cual la inspección fue realizada.
- (4) Rechazos y correcciones implementadas.

Los registros pueden incluir identificación en piezas o partes estructurales, notas en planos, documentación de proceso o archivos electrónicos. El nivel de detalle del registro debe resultar confiable para que el producto esté en conformidad con los requerimientos.

## C N.3. DOCUMENTOS DEL FABRICANTE Y DEL MONTADOR

### C N.3.1. Requerimientos para la construcción en acero

Los documentos que se indican se deben presentar para que el **Profesional Responsable** pueda evaluar que la documentación preparada por el **Fabricante** o el **Montador** cumplen con los requerimientos de **Proyecto**. Esto usualmente es realizado a través de presentaciones de planos de taller y de montaje. En muchos casos se podrá presentar un modelo digital del edificio o de la estructura para ser revisado por el Profesional Responsable.

### C N.3.2. Documentos disponibles para la construcción en acero

Los documentos deben estar disponibles para su revisión por el **Profesional Responsable**. La presentación de grandes volúmenes de documentación no es práctica, y por lo tanto es aceptable tener estos documentos que ha revisado el **Profesional Responsable** o quién él haya designado (por ejemplo una agencia u organismo de **QA**) en las instalaciones del Fabricante o del Montador.

A continuación se realizan algunos comentarios adicionales sobre la documentación que figura en esta Sección.

- (a) Esta sección requiere también la documentación disponible para la fijación de cubiertas, tales como bulones y tornillos. En dichos casos los catálogos técnicos y/o instrucciones de instalación del **Fabricante** deberán estar disponibles para su revisión. No hay requerimientos para la certificación de ningún medio de fijación de cubiertas.
- (b) Debido a que la selección y el uso apropiado de los materiales de aporte de soldadura es crítico para alcanzar los niveles necesarios de resistencia, tenacidad y calidad, se requiere la revisión de la documentación relacionada con los materiales de aporte de soldadura y especificaciones de procedimientos de soldadura (**EPS**). Esta tarea es competencia del **Profesional Responsable** y se admite para revisar la información, si ello fuese solicitado, designar consultores externos como ingenieros especializados en soldadura.
- (c) El **Fabricante** y el **Montador** deberán mantener registros escritos de las pruebas de calificación del personal de soldadura. Dichos registros deberán contener información respecto de las fechas de las pruebas, proceso, EPS, probeta de soldadura, posición y los resultados de las pruebas. Para los soldadores calificados, el **Fabricante** y/o el

**Montador** deberán también mantener documentadas las fechas en que cada soldador ha usado un proceso de soldado en particular.

- (d) Tanto en la fabricación como en el montaje se deberá cumplir con los procedimientos especificados de control de material para el acero estructural.

## C N.4. PERSONAL DE INSPECCIÓN Y ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS

### C N.4.1. Calificación del Inspector de Control de Calidad

El Fabricante y/o el Montador determinarán las calificaciones, entrenamiento y experiencia requerida para el personal de inspección de control de calidad (**QC**). Las calificaciones deberán estar alineadas con el trabajo a realizar y deberán ser incorporadas en el programa de **Control de Calidad (QC)** del Fabricante y/o del Montador. La inspección de soldadura deberá ser realizada por personal que, por entrenamiento y/o experiencia en la fabricación de metales, inspección y pruebas, sea competente para realizar la inspección del trabajo. El término **Inspector de soldadura** de acuerdo con el artículo 6.1.4. del Reglamento CIRSOC 304 - 2007 se debe interpretar **como Inspector de soldadura certificado bajo la norma IRAM-IAS U 500-169**.

### C N.4.2. Calificación del Inspector de Aseguramiento de la Calidad

La agencia de control de calidad determinará las calificaciones, entrenamiento y experiencia requerida para el personal que conduce **la inspección de aseguramiento de calidad (QA)** especificada. Esto puede basarse en el trabajo real a realizar en cualquier proyecto particular. Dicho **Inspector** en lo referente a soldadura deberá cumplir con los requisitos indicados en el artículo 6.1. del Reglamento CIRSOC 304 - 2007.

Tanto el inspector de **QC** como de **QA**, para el caso de soldadura, podrán contar con la colaboración de los Inspectores **Nivel I** de acuerdo con la norma IRAM-IAS U 500-169, siguiendo lo indicado en el Capítulo 6 del Reglamento CIRSOC 304 - 2007.

### C N.4.3. Calificación del personal para Ensayos No Destructivos (END)

El personal que realiza **END** deberá tener suficiente formación, entrenamiento y experiencia en aquellos métodos para ensayos no destructivos que tengan que llevar a cabo. Dicho personal deberá cumplir lo especificado en el **Capítulo 6 del Reglamento CIRSOC 304 - 2007** y en particular estar calificado y certificado de acuerdo con la norma IRAM-ISO 9772 y teniendo en cuenta la norma IRAM-EN 45013.

## C N.5. REQUISITOS MINIMOS PARA LA INSPECCIÓN DE EDIFICIOS CON ESTRUCTURAS DE ACERO

### C N.5.1. Control de Calidad

Las tareas de inspección de soldadura indicadas en las **Tablas N.5.4.1. a N.5.4.3** son elementos de inspección contenidos en el **Reglamento CIRSOC 304 - 2007**, pero han sido organizadas de una manera más racional para programación e implementación utilizando categorías previas a la soldadura, durante la soldadura y posterior a la misma. De manera similar, las tareas de inspección para la instalación de bulones indicadas en las **Tablas N.5.6.1 a N.5.6.3** son elementos de inspección contenidos en la **Recomendación CIRSOC 305 - 2007**. A modo de referencia, el Código de Construcción Internacional de 2009 (IBC)

(ICC, 2009) establece indicaciones específicas sobre la inspección a “documentos de construcción aprobados”, planos y especificaciones de diseños originales y revisados según lo aprobado por el Responsable de la construcción o autoridad de aplicación jurisdiccional. La práctica estándar requiere la transferencia de información desde los documentos del contrato (planos de Proyecto y especificaciones de Proyecto) a planos de detalle, precisos y completos, para taller y montaje. Por lo tanto, las indicaciones correspondientes de los planos de Proyecto y especificaciones de Proyecto, que deben ser seguidas en la fabricación y el montaje, deberán ser colocadas en los planos de detalle para taller y montaje, o en notas típicas emitidas por el Proyecto. **Debido a esta disposición, la inspección de QC podrá ser realizada usando los planos de taller y planos de montaje y no los planos de proyecto originales.**

#### C N.5.2. Aseguramiento de la Calidad

La programación de la inspección de fabricación y/o montaje deberá contemplar que la misma sea realizada, en la mayor medida posible, en el taller o en la obra respectivamente. Dicha inspección será oportuna, en secuencia y realizada de tal manera que no interrumpa las operaciones de fabricación y/o montaje y permita la reparación del trabajo rechazado mientras el material esté en proceso de fabricación y/o montaje y antes de cualquier pintura requerida.

El Fabricante y/o el Montador deberán proveer al Inspector acceso a todos los lugares donde el trabajo esté siendo realizado. La inspección deberá notificar con una anticipación mínima de 24 horas previas al inicio de las tareas. La ayuda de gremio, andamiajes, elevadores u otros medios provistos por el Fabricante y/o Montador para su personal deben estar en su lugar y a disposición de la Inspección.

Se requiere la verificación de materiales de acero estructural, incluyendo identificación de marcas, para ajustarse a las especificaciones de los **Reglamentos CIRSOC 301-2018, CIRSOC 304-2007** y de la **Recomendación CIRSOC 305-2007**. Por otra parte se requieren los certificados de composición química y propiedades mecánicas para las diferentes coladas o lotes de material del Fabricante. Adicionalmente, la identificación de los elementos o partes de acero estructural deberán cumplir con los requerimientos contenidos en el Reglamento CIRSOC 301-2018. El acero que no es fácilmente identificable en cuanto al nivel de registros de marcas y certificados deberá ser ensayado para determinar la conformidad con los estándares requeridos.

Los certificados de materiales entregados por la acería, por los fabricantes de consumibles de soldadura, fabricantes de bulones así como de todo otro insumo de acero, constituirán suficiente evidencia que los productos satisfagan los requerimientos de la orden de materiales que recibió el proveedor. El Fabricante y/o Montador deberá hacer una inspección visual de los materiales que recibió del Proveedor, de manera de asegurar la confiabilidad de los informes y/o certificados de ensayos de materiales en general, partes estructurales y piezas individuales de acero, así como los requerimientos de identificación para el acero de uso estructural en la etapa de fabricación.

El **Inspector de QA** deberá inspeccionar utilizando los planos de Proyecto originales y revisados, y las especificaciones del Proyecto. El **Inspector de QA** podrá también usar los planos y documentación de taller y montaje para asistir al proceso de inspección.

### C N.5.3. Inspecciones coordinadas

La coordinación de las tareas de inspección con la fabricación y/o el montaje puede resultar necesaria en ubicaciones alejadas o distantes del proyecto, donde la inspección puede ser contratada y realizada por una empresa, agencia u organismo local.

La aprobación tanto de la Autoridad Fiscalizadora como del Profesional Responsable será requerida por el aseguramiento de la calidad con el fin de garantizar un control de calidad confiable.

### C N.5.4. Inspecciones de soldaduraS

El Reglamento CIRSOC 304 - 2007 requiere que tanto las inspecciones como cualquier otra tarea de inspección deban ser realizadas por el Fabricante o el Montador, denominado Contratista de forma genérica en el **Capítulo 6 del Reglamento CIRSOC 304 - 2007**.

Las bases de las **Tablas N.5.4.1. , N.5.4.2. y N.5.4.3.** son tareas de inspección, requerimientos de calidad y aspectos detallados relacionados y en un todo de acuerdo con el **Reglamento CIRSOC 304 - 2007**.

Las Tablas que se presentan en estos Comentarios, designadas **C-N.5.4.1. , C-N.5.4.2. y C-N.5.4.3** proveen referencias específicas a Capítulos y artículos del **Reglamento CIRSOC 304 - 2007**.

**Tabla C-N.5.4.1. Tareas de Inspección previas a la soldadura**

Tareas de Inspección previas a la soldadura	Artículos aplicables del Reglamento CIRSOC 304-2017
Especificación de Procedimientos de Soldadura (EPS) disponibles	6.1.7. y 6.1.10.
Certificación del fabricante para consumibles de soldadura disponibles	6.1.9. y 6.1.13.
Identificación de materiales (tipo/grado)	6.1.9.
Sistema de identificación del soldador	6.1.11.
Preparación de juntas (incluyendo geometría de biseles) <ul style="list-style-type: none"><li>• Preparación de juntas</li><li>• Dimensiones (alineación, abertura de raíz, cara de la raíz, bisel)</li><li>• Limpieza (condiciones de la superficie del acero)</li><li>• Punteado (calidad de soldaduras de punteado y ubicación)</li><li>• Respaldo y ajuste del mismo (si es aplicado)</li></ul>	5.22. 5.22. 5.15. 5.18. 5.10. y 6.5.2.5.
Configuración y acabado para agujeros de acceso	5.17.
Preparación de juntas de filete <ul style="list-style-type: none"><li>• Dimensiones (alineación, luz en la raíz)</li><li>• Limpieza (condición de la superficie del acero)</li><li>• Punteado (calidad de soldaduras de punteado y ubicación)</li></ul>	5.22.1. 5.15. 5.18.
Chequeo de equipamiento de soldadura	5.11. y 6.1.10.2.

**Tabla C-N.5.4.2. Tareas de Inspección durante la soldadura**

Tareas de Inspección durante la soldadura	Artículos aplicables del Reglamento CIRSOC 304-2007
<b>Utilizar soldadores calificados</b>	6.1.11.
<b>Control y manipulación de materiales de soldadura</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Embalaje</li><li>• Control de Exposición</li></ul>	6.1.9 y 6.1.13. 5.3.1. 5.3.2. (para SMAW), 5.3.3. (para SAW)
<b>No soldar sobre soldadura de punteado con fisuras</b>	5.18.
<b>Condiciones ambientales</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Velocidad del viento dentro del límite</li><li>• Mínima temperatura ambiente</li></ul>	5.12.1. 5.12.2.
<b>EPS aplicado</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Configuración del equipamiento de soldadura</li><li>• Velocidad de soldadura</li><li>• Materiales de soldadura seleccionados</li><li>• Tipo de gas de protección/caudal</li><li>• Precalentamiento aplicado</li><li>• Mantención de la temperatura entre pasadas (mín./máx.)</li><li>• Posición apropiada (F, V, H, OH)</li></ul>	6.1.10. , 6.1.10.2. , 5.5. y 5.21.  5.6. y 5.7.
<b>Técnicas de soldadura</b> <ul style="list-style-type: none"><li>• Entre pasadas y limpieza final</li><li>• Cada pasada dentro de las limitaciones del perfil de la soldadura</li><li>• Cada pasada cumple con los requisitos de calidad</li></ul>	6.3. , 5.24. y 5.30.

Cuando se utilice, de acuerdo con la **Sección 6.1.14** del Reglamento CIRSOC 304 - 2007, el término “intervalos adecuados” se debe interpretar como que no es necesario inspeccionar las tareas indicadas para cada soldadura, pero sí será necesario asegurar que los requerimientos del Reglamento CIRSOC 304 - 2007 se cumplen. Siguiendo los mismos principios y terminología, el capítulo N indica estas tareas como “observar”, que se deben interpretar como “observar estos aspectos sobre una base aleatoria”.

Esta selección de intervalos adecuados del Reglamento CIRSOC 304 - 2007, o adecuadas “bases de muestreo”, no están definidas en el Reglamento CIRSOC 304 - 2007. Únicamente se indica asegurar que los requerimientos aplicables se cumplan. El establecimiento de “intervalos adecuados” y una apropiada “base de muestreo” será dependiente del programa de control de calidad del Fabricante o del Montador, las habilidades o conocimiento del mismo soldador, del tipo de soldadura, y de la importancia de la soldadura.

Durante las etapas iniciales de la ejecución del Proyecto, puede ser aconsejable incrementar los niveles de observación para establecer la efectividad del programa de control de calidad de fabricación y/o montaje, pero dicho incremento de niveles no necesita ser mantenido durante todo la construcción del Proyecto. Un nivel adecuado de intervalos de observación puede ser utilizado en forma proporcional con el desempeño observado del Contratista y su personal. Mayor frecuencia y tiempo de inspecciones pueden ser garantizados para el control de la preparación previa a la soldadura y de las operaciones de soldadura para juntas de penetración completa y parcial (**JPC** y **JPP**) bajo acciones o cargas de tracción

normales a la sección transversal de la junta, en comparación con juntas soldadas cargadas en compresión o corte, o soldaduras de filete.

Puede ser necesario garantizar una mayor frecuencia y tiempo de inspección en la realización de soldadura de filete de pasadas múltiples, donde la calidad deficiente de las pasadas de raíz o la penetración deficiente puede quedar oculta bajo las subsecuentes pasadas de soldadura, comparado con soldaduras de filete de una sola pasada.

#### **Tabla C-N.5.4.3. Tareas de Inspección después de la soldadura**

Tareas de Inspección después de la soldadura	Artículos aplicables del Reglamento CIRSOC 304-2007
Limpieza de la soldadura	5.30.1.
Tamaño, largo y ubicación de las soldaduras	6.1.14.
Criterios de aceptación visual para las soldaduras	6.3.3. Tabla 6.1.(1) Tabla 6.1.(2) Tabla 6.1.(3) Tabla 6.1.(4), 5.24. Tabla 6.1.(6) Tabla 6.1.(7) Tabla 6.1.(8)
Cortes de arco	5.29.
Área $k^{(1)}$	No abordado en CIRSOC 304-2007
Eliminación de respaldo y prolongadores de soldaduras (de requerirse)	5.10. y 5.31.
Actividades de reparación	5.26.
Documentos de aceptación o rechazo de las soldaduras	6.3. , 6.5. y 6.6.

<sup>(1)</sup> Problemas del área  $k$  fueron identificados en AISC (1997b). Ver Comentarios en Sección C.J.10.8.

Este Capítulo establece niveles de inspección para tareas específicas dentro de cada área mayor de inspección. **Realizar** indica que cada ítem deberá ser inspeccionado y **observar** indica cuáles muestras del trabajo serán inspeccionadas. **El número de tareas de inspección** determinará si un Inspector deberá estar presente en forma permanente.

El Reglamento **CIRSOC 304 - 2007** indica que el Inspector del Contratista (Fabricante y/o Montador) será específicamente responsable por el **EPS**, verificación de precalificación o calificación apropiada, y desempeño en el cumplimiento con los **EPS**. Los inspectores de **QA** controlan la soldadura para asegurar la efectividad del **QC**. Por esta razón, las **Tablas N.5.4.1. y N.5.4.2.** mantienen una tarea de inspección para el **QA** por estas funciones. Para que la soldadura se lleve a cabo, y para que el trabajo de esta inspección se realice, el **EPS** debe estar disponible tanto para el soldador como para el inspector.

La nota al pie en la **Tabla N.5.4.1. del Reglamento CIRSOC 301-2018** indica que “El fabricante o instalador, según corresponda, debe mantener un sistema para el cual un soldador que ha soldado una junta o miembro pueda ser identificado. Estampados, si se usan, deberán ser estampados de baja presión”.

El **Reglamento CIRSOC 304 - 2007** no requiere un sistema de identificación personal de soldadura. De todos modos, el Inspector debe verificar la calificación de los soldadores, incluyendo identificar aquellos **soldadores cuyo trabajo “parece estar debajo de los requerimientos de dicho Reglamento”**. Además, si las soldaduras recibirán ensayos no destructivos (**END**), es esencial tener un sistema de identificación de personal de soldadura para:

- (a) reducir la tasa de **END** para buenos soldadores, y
- (b) incrementar la tasa de **NDT** para soldadores cuyas soldaduras fallan frecuentemente en **END**. Este sistema de identificación de soldadores puede además beneficiar al Contratista mediante la clara identificación de los soldadores que pueden necesitar entrenamiento adicional.

El equipamiento apropiado para soldaduras de junta y de filete debe primeramente ser chequeado por el ajustador y/o soldador previamente a la soldadura. Las dimensiones detalladas deben ser indicadas en los planos de taller o montaje, como así también incluirlos en la **EPS**. Los montadores y soldadores deben equiparse con las herramientas de medición necesarias para asegurar la apropiada preparación previa a la soldadura.

De acuerdo con el **Reglamento CIRSOC 304 - 2007** el **Inspector del contratista** debe asegurar que sólo sean usados los materiales y el equipamiento conforme a los requerimientos de este Reglamento. Por esta razón, la verificación de equipamiento de soldadura se asigna sólo a **QC** y no es requerido para **QA**.

#### C N.5.5. Ensayos No Destructivos de Juntas soldadas.

##### C N.5.5a. Procedimientos

En las estructuras sometidas a carga estática, a menos que en las sometidas a carga cíclica sean específicamente tratadas como está prescripto en el Apéndice 3 y en la Sección J.2., se seguirán los procedimientos establecidos en el **Reglamento CIRSOC 304 - 2007**.

##### C N.5.5b. END para juntas de penetración completa (JPC)

Para estructuras estáticamente cargadas, el **Reglamento CIRSOC 304 - 2007** y este **Reglamento CIRSOC 301-2018** no tienen requerimientos para ensayos no destructivos (**END**), dejando al Profesional responsable o a lo establecido contractualmente el/los método/s apropiado/s, localización o categorías de soldaduras a ser inspeccionadas y la frecuencia y tipo de ensayo (total, parcial).

Este Reglamento implementa una selección de métodos de **END** y un rango de ensayos por ultrasonido (**US**) sobre la base de un sistema racional de Categorías de Riesgo de fallas indicado en la **Tabla N.5.5., del Reglamento CIRSOC 301-2018 (adoptada del Reglamento CIRSOC 102-2005 Tabla A-1. del Apéndice A)**.

En **Juntas de penetración completa (JCP)** en uniones soldadas cargadas en tracción, aplicada transversalmente a su eje, se asume que desarrollan la capacidad de los elementos de acero más pequeños que están unidos, y por lo tanto tienen el mayor nivel de requisitos de calidad. Soldaduras con **JPC** en compresión o corte no están sujetas al mismo riesgo de propagación de fisuras como las soldaduras sujetas a tracción. Las **juntas de penetración parcial (JPP)** de uniones soldadas son proyectadas usando una resistencia de diseño en términos de tensión limitada, basado sobre la condición de la raíz y por lo tanto no están sujetas al mismo nivel de tensión y subsecuente riesgo de propagación de fisuras

como las soldaduras con **JPC**. Soldaduras con **JPP** en compresión o corte son sustancialmente menos riesgosas a la propagación de fisuras que las soldaduras con **JPC**.

Las soldaduras de filete son proyectadas usando una tensión limitada, similar a la soldadura con **JPP**, y son proyectadas para tensión de corte independientemente de la dirección de aplicación de la carga, y por lo tanto no justifican un **END**.

La selección del tipo de unión y los rangos de espesor para ensayos **US** se deben establecer en base a lo requerido en el Capítulo 6 del Reglamento CIRSOC 304 - 2007, para soldaduras de junta y zona afectada por el calor (**ZAC**) de espesores entre **8 mm** y **200 mm** inclusive.

#### **C N.5.5c. END en agujeros de acceso**

Las intersecciones del ala con el alma y el alma central de perfiles pesados, laminados en caliente, así como las porciones interiores de placas pesadas, pueden contener una microestructura de granos más grande y/o menor dureza que otras áreas de estos productos. Por esta razón, serán realizados ensayos utilizando partículas magnéticas o métodos de tintas penetrantes para asegurar una transición suave libre de muescas o fisuras

#### **C N.5.5d. Juntas soldadas sujetas a fatiga**

Las uniones soldadas a tope con **JPC** requerirán la evaluación utilizando ensayos **US** o **RI** cumpliendo los requerimientos de aceptación del Reglamento CIRSOC 304 - 2007.

#### **C N.5.5e. Reducción del porcentaje de ensayos por US**

Para estructuras cargadas estáticamente con **Categoría de Riesgo III y IV**, la reducción del porcentaje de ensayos **US** (menor que **100%** ) será permitida para soldadores individuales que hayan demostrado un alto nivel de habilidad, verificada luego de haber examinado una cantidad significativa de sus soldaduras.

#### **C N.5.5f. Aumento en porcentaje de ensayos por US**

Para estructuras de **Categoría de Riesgo II**, donde se ensaya el **10% de las soldaduras con JPC**, cargadas a tracción transversal, será requerido un incremento en el porcentaje de los ensayos por **US** para aquellos soldadores que han fallado en demostrar un alto nivel de habilidad, establecido con una tasa de falla mayor que el **5%**, luego de que se haya evaluado una cantidad suficiente de soldaduras. Para implementar esto efectivamente y no necesitar la reevaluación de soldaduras se sugiere, al comienzo de la evaluación, **un mayor porcentaje de ensayos US de las soldaduras completada por el soldador**.

#### **C N.5.6. Inspección de instalación de bulones de alta resistencia**

El artículo M.2.5. de este Reglamento, incorpora lo indicado en la Recomendación CIRSOC 305, en la que se definen los requerimientos de inspección de instalación de bulones.

Las uniones con ajuste sin juego requerirán ser inspeccionadas para asegurar que sean utilizados los componentes de cierre apropiados y que las superficies de contacto sean puestas en contacto firme durante la instalación inicial de los bulones. Serán requeridas pruebas de verificación previa a la instalación para el caso de la instalación de bulones pretensionados, y la naturaleza y alcance de la verificación de la instalación variará en

función del método de instalación utilizado. Las disposiciones de la Recomendación CIRSOC 305 han sido utilizadas de base para el desarrollo de las **Tablas N.5.6.1. , N.5.6.2. y N.5.6.3 del Reglamento CIRSOC 301-2018**.

Las disposiciones de inspección de la **Recomendación CIRSOC 305 - 2007** dependerán de la observación del trabajo, por lo tanto en todas las Tablas se utiliza el término **observar** para las tareas designadas. Las **Tablas C-N.5.6.1. , C-N.5.6.2. y C-N.5.6.3.** proveen las referencias aplicables de la **Recomendación CIRSOC 305 - 2007** para tareas de inspección previas, durante y después de la instalación de bulones.

#### **.Tabla C-N.5.6.1. Tareas de inspección previas**

<b>Tareas de Inspección previas a la instalación de Bulones.</b>	<b>Capítulos y artículos aplicables de la Recomendación CIRSOC 305</b>
Certificados del proveedor disponibles para materiales de unión.	<b>Artículos 2.1. y 9.1.</b>
Bulones marcados de acuerdo con los requisitos de la Recomendación CIRSOC 305 (IRAM o ASTM).	<b>Figura C.2-1.</b> <b>Artículo 9.1.</b>
Bulones seleccionados adecuadamente para el detalle de la junta (grado, tipo, largo del bulón; si filetes de la rosca son o no excluidos del plano de corte).	<b>Artículos 2.3.1. , 2.3.2. y 9.1.</b>
Procedimientos de instalación adecuados seleccionados para el detalle de la junta.	<b>Capítulo 4 y 8</b>
Los elementos de instalación, incluyendo la adecuada condición de la superficie de apriete y la preparación de agujeros, si son especificadas, que cumplan los requisitos aplicables.	<b>Capítulo 3</b> <b>Artículos 9.1. y 9.3.</b>
Ensayo de verificación anterior a la instalación mediante inspección visual y documentada para la instalación de bulones y los métodos usados.	<b>Capítulo 7</b> <b>Artículo 9.2.</b>
Disponer de un almacenaje adecuado para los bulones, tuercas, arandelas y otros componentes de la instalación.	<b>Capítulo 8</b> <b>Artículo 2.1. y 9.1.</b>

#### **Tabla C-N.5.6.2. Tareas de inspección durante la instalación**

<b>Tareas de Inspección durante la Instalación de Bulones.</b>	<b>Artículos aplicables de la Recomendación CIRSOC 305</b>
Montaje de los bulones en un estado apropiado, ubicación en todos los agujeros y si las arandelas (si son requeridas) son posicionadas según lo requerido.	<b>8.1. y 9.1.</b>
Junta llevada a la condición de contacto firme antes de la operación de pretensazo.	<b>8.1. y 9.1.</b>
Los componentes de los bulones que no girados por la llave impedidos de rotar.	<b>8.2. y 9.2.</b>
Los bulones son pretensados de acuerdo con la Recomendación CIRSOC 305, avanzando sistemáticamente desde el punto más rígido hacia los bordes libres.	<b>8.2. y 9.2.</b>

**Tabla C-N.5.6.3. Tareas de inspección después de la instalación**

Tareas de Inspección después de la Fijación de los Bulones.	Capítulo aplicable de la Recomendación CIRSOC 305
Procedimiento de arbitraje si es necesario.	10

## **C N.6. FABRICANTES Y MONTADORES APROBADOS**

Las inspecciones de aseguramiento de la calidad, excepto los **END** establecidos por este Reglamento, no serán requeridas en aquellos lugares en los cuales las tareas han sido realizadas por un Fabricante y/o Montador aprobado (calificado) para realizar tal trabajo sin inspección especial.

Las aprobaciones deberán estar basadas en el procedimiento escrito del Fabricante o Montador y en los manuales de calidad y auditorías periódicas realizados al Fabricante y/o al Montador por una agencia de inspección aprobada, ya sea por el Comitente o por la Autoridad Fiscalizadora.

# COMENTARIOS AL APÉNDICE 1.

## PROYECTO POR ANÁLISIS INELÁSTICO

El **Apéndice 1** contiene especificaciones para realizar un **análisis estructural inelástico** y para el dimensionado de los elementos de sistemas estructurales de acero en los que se incluyen vigas continuas, pórticos a nudos desplazables (no arriostrados), pórticos arriostrados, y sistemas combinados.

El **Apéndice 1** contiene otras especificaciones además de las incluidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 para el **análisis plástico**, con el fin de permitir el uso de un rango más amplio de **métodos de análisis inelástico**, los que van desde el enfoque tradicional del proyecto por análisis plástico al más avanzado **método de análisis no lineal mediante elementos finitos**. Las especificaciones para la redistribución de momentos flectores en vigas continuas, permitida cuando se realiza solo un **análisis elástico**, se presentan en la **Sección B.3.5 del Capítulo B**.

Las especificaciones de este Apéndice permiten el uso de métodos de análisis más sofisticados que los permitidos en el **Capítulo C**. También permiten el uso de análisis computacional (por ejemplo, elementos finitos) en reemplazo de las expresiones del Reglamento usadas para evaluar los estados límite últimos y contenidas en los **Capítulos D al J**. La aplicación de las especificaciones de este Apéndice requiere un completo conocimiento y compresión de las mismas, así como de las expresiones que ellas reemplazan. **Es responsabilidad del Proyectista Estructural que utilice estas especificaciones, el verificar que el programa utilizado para dicho propósito, sea totalmente completo y seguro.**

### C 1.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

Las exigencias planteadas para los métodos de análisis inelástico son equivalentes a las exigencias generales incluidas en el **Capítulo C** y se discuten con mayor detalle en la **Sección C-C.1 de los Comentarios al Capítulo C**.

Varios niveles de métodos de análisis inelástico están actualmente disponibles para el Proyectista Estructural (Ziemian, 2010; Chen y Toma, 1994). Su propósito es considerar las potenciales redistribuciones de las fuerzas y momentos en los miembros y uniones resultantes de la fluencia localizada al acercarse el sistema estructural a su estado límite de resistencia. En los niveles más elevados, los métodos tienen la posibilidad de modelar formas complejas de comportamiento no lineal y de detectar inestabilidades en los miembros y/o en los pórticos, antes de la formación del mecanismo plástico. Muchas de las expresiones incorporadas en el Reglamento y utilizadas para el proyecto y dimensionado de miembros solicitados a compresión, flexión o sus efectos combinados, fueron desarrolladas empleando refinados métodos de análisis inelástico conjuntamente con resultados experimentales y criterios de ingeniería (Yura y otros, 1978; Kanchanalai y Lu, 1979; Bjorhovde, 1988; Ziemian, 2010).

Además las investigaciones realizadas en los últimos veinte años han producido significativos avances en los procedimientos para la aplicación directa en el Proyecto, de **métodos de análisis inelástico de segundo orden** (Ziemian y otros, 1992; White y Chen, 1993; Liew y otros, 1993; Ziemian y Miller, 1997; Chen y Kim, 1997). Por ello, ha habido un continuado incremento de la inclusión de disposiciones para el **análisis inelástico** en los programas comerciales de proyecto de estructuras de acero, pero es de hacer notar que los niveles de los mismos varían ampliamente. *El uso de cualquier programa de análisis exige de una acabada comprensión por parte del usuario de los aspectos del comportamiento estructural que simula, de la calidad del método y si las disposiciones del programa sobre ductilidad y análisis son equivalentes a las especificadas en las Secciones 1.2. y 1.3.* Existen numerosos estudios disponibles para verificar la confiabilidad de los programas de **métodos de análisis inelástico** (Kanchanlai, 1997; El-Zanaty y otros, 1980; White y Chen, 1993; Surovek-Maleck y White, 2003; Marínez-García y Ziemian, 2006; Ziemian, 2010).

Con los antecedentes citados, el objetivo de este **Apéndice** es permitir ciertos niveles de **análisis inelástico** que puedan ser empleados en reemplazo de las expresiones de Proyecto contenidas en este Reglamento como una base para la aceptación de la seguridad requerida de resistencia de un miembro o sistema estructural. En todos los casos debe ser considerado el comportamiento para todos los estados límites de resistencia tratados por las especificaciones del Reglamento. Por ejemplo, la **Sección E.3.** proporciona expresiones que definen la resistencia nominal a compresión para pandeo flexional de miembros sin elementos esbeltos. Las resistencias determinadas por esas expresiones consideran numerosos factores: deformación inicial del miembro comprimido, tensiones residuales debidas al proceso de fabricación, y reducción de la rigidez flexional debida a los efectos de segundo orden y a la fluencia parcial de la sección transversal. Si todos estos factores son incorporados directamente en el **análisis inelástico**, y se puede asegurar un nivel de confiabilidad igual o superior, entonces las expresiones específicas de resistencia de la **Sección E.3. no necesitan ser evaluadas**. En otras palabras, el **método de análisis inelástico indicará el estado límite de pandeo flexional** y en consecuencia podrá ser evaluado el proyecto del miembro o sistema. Por otra parte, suponiendo que el mismo método de análisis inelástico **no sea capaz** de modelar el pandeo flexo-torsional, entonces se deberá evaluar el miembro con las especificaciones de la **Sección E.4**. Otros ejemplos de estados límite no detectados por el **método de análisis inelástico** pueden ser, entre otros, la resistencia a pandeo lateral-torsional de miembros flexados, la resistencia de uniones, la resistencia a pandeo por corte o a fluencia por corte.

En la **Sección 1.1. del Apéndice 1 del Reglamento** (Especificaciones generales), en los factores a tener en cuenta por el **análisis inelástico** se señala en el punto (5) del segundo párrafo: **"incertidumbres en la resistencia y rigidez de la estructura, sus miembros y sus uniones"**. Las exigencias de confiabilidad en los miembros y uniones son satisfechas por los **factores de carga y de resistencia** utilizados en el Reglamento, los que han sido **determinados probabilísticamente**.

La confiabilidad de las consideraciones sobre la estructura en conjunto son, actualmente (2010), un ejercicio definido para cada proyecto y aún no se han desarrollado métodos integrales para determinar la confiabilidad global de estructuras de edificios de acero. Una introducción al tema se puede encontrar en distintos textos como, por ejemplo, Ang y Tang (1984), Thoft-Christensen y Murotsu (1986) y Nowak y Collins (2000), como también en numerosas publicaciones, por ejemplo Buonopane y Schafer (2006).

***El análisis inelástico debe ser realizado para los niveles de carga últimos con las combinaciones de acciones mayoradas especificadas en la Sección B.2.2.***

Según la **Sección B.3.7.**, la verificación para condiciones de servicio deberá ser realizada con las especificaciones del Capítulo **L**. Para satisfacer dichas especificaciones conjuntamente con un proyecto basado en un análisis inelástico **se deberá considerar el grado de fluencia permitido en el acero para las cargas de servicio.**

De particular consideración serán:

- (a) las deformaciones permanentes que puedan ocurrir debido a la fluencia del acero;
- (b) la disminución de rigidez debida a la fluencia y si esta es modelada por el método de análisis inelástico empleado.

Para el Proyecto por análisis inelástico de estructuras sometidas a acciones sísmicas se deberán aplicar las especificaciones del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Partes I y IV** y sólo serán aplicables las especificaciones generales de la **Sección 1.1 del Apéndice 1 del Reglamento.**

Las uniones adyacentes a rótulas plásticas deberán ser proyectadas con la suficiente resistencia y ductilidad para soportar las fuerzas, momentos y deformaciones requeridas resultantes del análisis. Para cumplir dicha exigencia será necesario que las especificaciones aplicables de la **Sección B.3.4.** y del **Capítulo J** sean cumplidas estrictamente. Esas especificaciones para el proyecto de uniones han sido desarrolladas a partir de la teoría plástica y verificadas por numerosos ensayos (ASCE, 1971; y otros libros y publicaciones).

**Por ello las uniones que satisfagan dichas especificaciones estarán calificadas para ser usadas en estructuras proyectadas por análisis global inelástico.**

Se podrá utilizar cualquier método basado en un análisis inelástico y que satisfaga las especificaciones generales de este Capítulo. Ello incluye el análisis por elementos finitos no lineales (Crisfield,1991; Bathe,1995) basado en elementos continuos, usado para proyectar un único elemento estructural tal como una unión, o el uso del análisis inelástico de segundo orden para pórticos (McGuire y otros, 2000; Clarke y otros, 1992) para el Proyecto de sistemas estructurales formados por vigas, columnas y uniones.

Las Secciones **1.2. y 1.3. del Apéndice 1 del Reglamento**, definen en conjunto, especificaciones que se pueden utilizar para satisfacer las exigencias de ductilidad y para el análisis contenidas en la **Sección 1.1. del Apéndice 1 del Reglamento.**

Esas especificaciones proporcionan las bases para el método de análisis inelástico de segundo orden para pórticos. Sin embargo, ellas no impiden otros enfoques que cumplan con los requerimientos de la **Sección 1.1. del Apéndice 1 del Reglamento.**

Se ha agregado a lo requerido en la especificación base AISC – 2010, algunas especificaciones contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 referidas a la necesidad de arriostramientos y **a la prohibición de usar el Análisis Inelástico en estructuras sometidas a cargas cíclicas.**

## C 1.2. REQUERIMIENTOS DE DUCTILIDAD

Dado que un análisis inelástico determinará la redistribución de fuerzas internas a partir de la fluencia de los componentes estructurales, tales como miembros y uniones, es imprescindible que esos componentes tengan una adecuada ductilidad y puedan mantener su resistencia de diseño mientras se acomodan a las demandas de deformación plástica.

Los factores que afectan la capacidad de deformación plástica de los componentes estructurales incluyen las propiedades del material, la esbeltez de los elementos de las secciones transversales de los miembros y la longitud lateralmente no arriostrada de los miembros.

Existen dos métodos generales para asegurar una adecuada ductilidad:

- (1) limitar los factores anteriormente nombrados.
- (2) realizar una comparación directa de las reales demandas de deformación inelástica con los valores predefinidos de la capacidad de deformación inelástica de los elementos.

El primer método es proporcionado por lo especificado en la **Sección 1.2**. Esencialmente separa exigencias de esbeltez para el pandeo local, de exigencias de longitud lateralmente arriostrada para el pandeo lateral-torsional. Son similares a las exigencias contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 para poder realizar el análisis global plástico.

Ejemplos del segundo método se pueden encontrar en Galambos (1968b), Kato (1990), Gioncu y Petcu (1997), FEMA-350 (FEMA, 2000), ASCE 41-06 (ASCE, 2006) y Ziemian (2010).

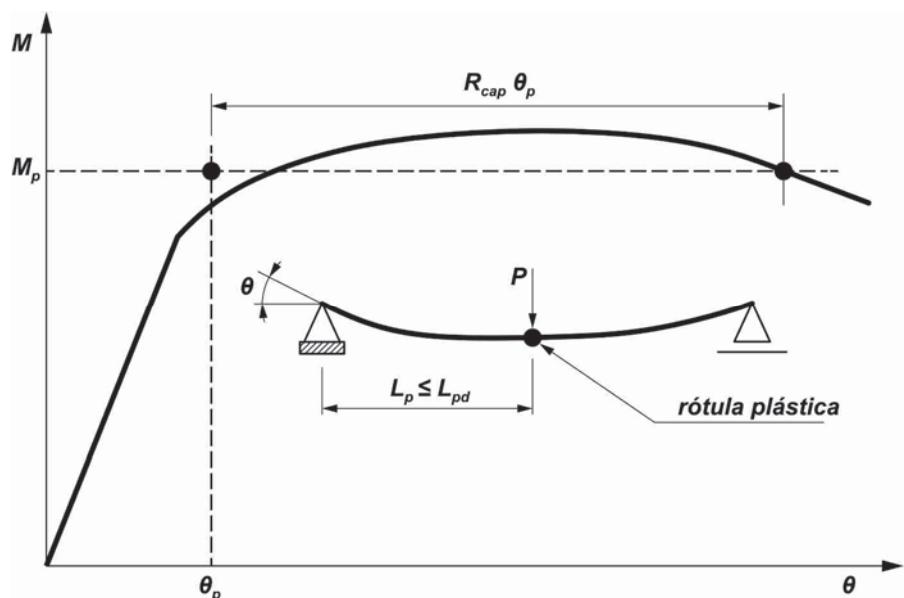
#### C 1.2.1. Material

La extensa investigación sobre el comportamiento plástico e inelástico de vigas continuas, pórticos a nudos desplazables y uniones ha demostrado ampliamente la idoneidad del acero con niveles de tensión de fluencia menores o iguales que los **450 MPa** y con una prolongada zona de fluencia (ASCE, 1971).

#### C 1.2.2. Sección transversal del miembro. Relación ancho-espesor de elementos comprimidos

El proyecto inelástico requiere que hasta el nivel máximo de la curva carga-deformación de la estructura, los momentos en las secciones donde se ubican las rótulas plásticas se mantengan iguales al momento plástico de la sección, el que debe ser reducido cuando exista carga axil. Ello implica que la sección del miembro debe tener la suficiente capacidad de rotación inelástica para permitir la redistribución de momentos en todo el sistema. Las secciones designadas como compactas en la **Sección B.4.** tienen una capacidad de rotación de aproximadamente  $R_{cap} = 3$  (ver la **Figura C-1.1.**) y son adecuadas para desarrollar rótulas plásticas.

La relación ancho-espesor designada como  $\lambda_p$  en la **Tabla B.4.1b** para los elementos comprimidos de la sección transversal, es la relación de esbeltez máxima para que se pueda desarrollar esa capacidad de rotación. En estructuras de edificios y para que se puedan desarrollar todas las rótulas plásticas necesarias, las relaciones límites deberán ser menores y son las que se incluyen en este **Apéndice 1** en las expresiones **(1.1) a (1.5) del Reglamento** designadas por  $\lambda_{pp}$ . Estas expresiones son las mismas incluidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 en la **Tabla B.5.1** para el caso de flexión y flexión acompañada de compresión cuando se realiza un análisis plástico.



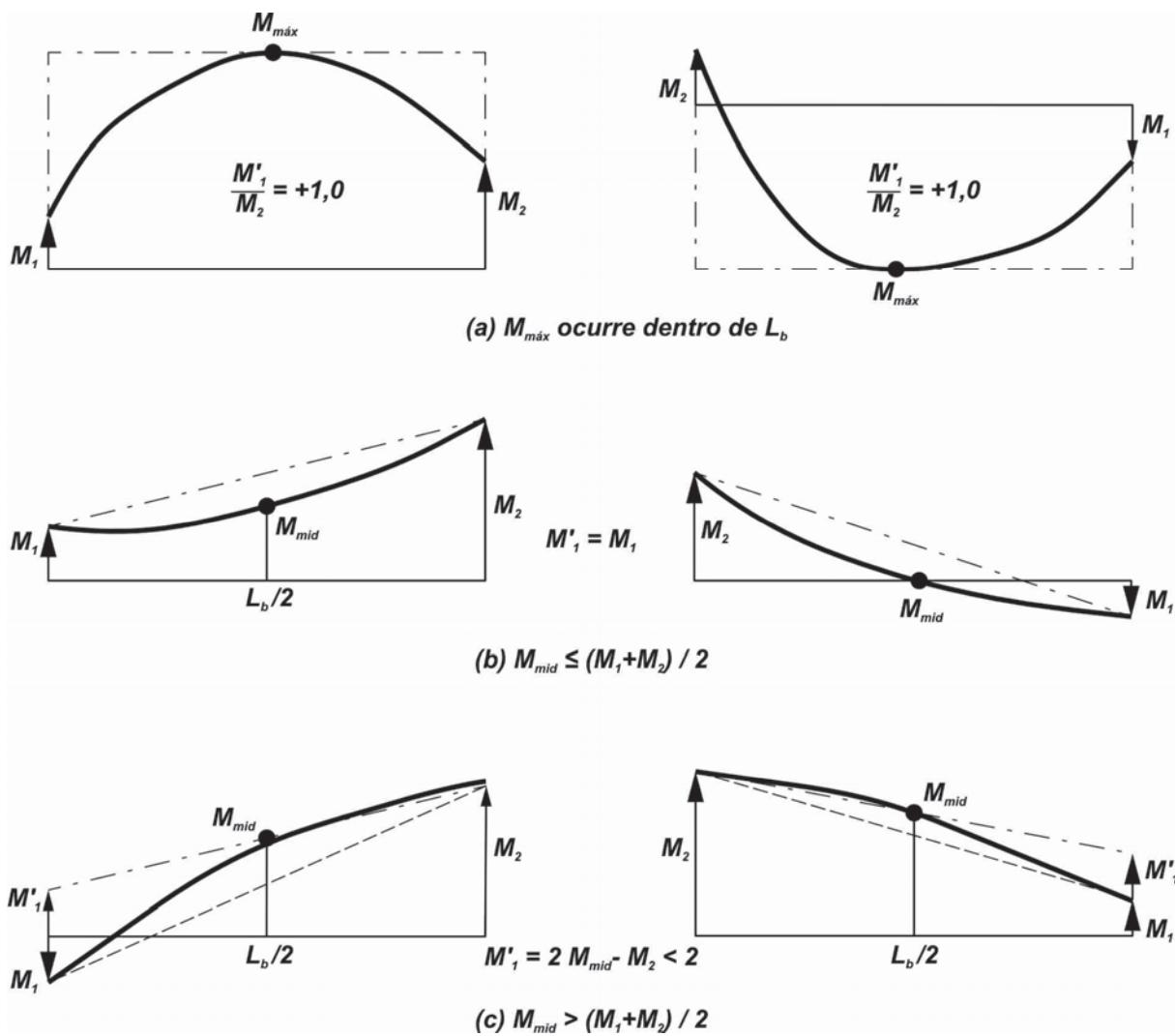
**Figura C-1.1. Definición de capacidad de rotación**

Limitar la relación de esbeltez en los elementos comprimidos de la sección transversal para asegurar ductilidad en la ubicación de las rótulas plásticas, solo es permitido para las secciones doblemente simétricas. Para ángulos, secciones te, ángulos dobles y en general secciones de simple simetría no se permite el uso de la fijación de límites para la relación de esbeltez cuando se realiza el Proyecto por análisis inelástico. Ello porque la capacidad de rotación inelástica en zonas donde el momento produce compresión en elementos salientes (alas o almas), no es en general suficiente para desarrollar una rótula plástica.

### C 1.2.3. Longitud lateralmente no arriostrada

La ductilidad de miembros estructurales que contengan rótulas plásticas puede ser significativamente reducida por la posibilidad de que se produzca el pandeo lateral-torsional inelástico. Para que tengan una adecuada capacidad de rotación, tales miembros pueden necesitar tener una longitud no arriostrada menor que la necesaria de acuerdo con la teoría elástica. Las expresiones (1.6) y (1.8) del Apéndice 1 del Reglamento definen la máxima longitud lateralmente no arriostrada que se puede tener adyacente a una rótula plástica para barras flexadas alrededor del eje fuerte, de sección doble Te y de sección rectangular maciza y de sección cajón respectivamente. Con esa longitud se busca que la capacidad de rotación  $R_{cap}$  sea mayor o igual que 3 tal como se muestra en la **Figura C-1.1**.

Las expresiones (1.6) y (1.8) han sido modificadas con respecto a las contenidas en el Reglamento CIRSOC 301-2005 para considerar los diagramas de momento no lineales y para situaciones en que las rótulas plásticas no se desarrollen en las secciones arriostradas de mayor momento, ubicadas en los extremos del miembro. En estas expresiones el momento  $M_2$  es el mayor momento en los extremos de la longitud lateralmente no arriostrada y debe ser tomado como positivo en todos los casos. El momento  $M'_1$  es el momento en el extremo opuesto a  $M_2$  de la longitud no arriostrada, correspondiente a un diagrama de momento de variación lineal equivalente que le permite tener la misma capacidad de rotación. El diagrama lineal de momento equivalente se define de la siguiente manera (ver la **Figura C-1.2** ).



**Figura C-1.2. Diagramas lineales de momentos equivalentes para calcular  $M'_1$**

- (a) Para casos en que el valor del momento flector máximo,  $M_{\max}$ , en cualquier sección ubicada dentro de la longitud no arriostrada sea mayor que  $M_2$ , el diagrama de momento equivalente será tomado como un diagrama de momento uniforme con un valor igual a  $M_{\max}$  (ver la **Figura C-1.2(a)**). Por ello resultará:

$$M'_1 = M_2 \text{ y } (M'_1 / M_2) = +1,0.$$

- (b) Para casos en que el diagrama de momentos real tenga una variación lineal, o cuando una variación lineal entre  $M_2$  y el momento real  $M_1$  de como resultado en el punto medio de la longitud no arriostrada un momento mayor o igual que  $M_{mid}$ , se tomará  $M'_1 = M_1$  (momento real en extremo opuesto a  $M_2$ ) (ver la **Figura C-1.2(b)**).
- (c) Para todos los otros casos en que la variación del diagrama de momentos a lo largo de la longitud no arriostrada sea no lineal y cuando una variación lineal entre  $M_2$  y  $M_1$  de como resultado en el punto medio de la longitud no arriostrada un momento menor que  $M_{mid}$ , se tomará  $M'_1$  como el momento en el extremo opuesto a  $M_2$  definido por una línea recta que une  $M_2$  y el momento real  $M_{mid}$  en el medio de la longitud no arriostrada (ver la **Figura C-1.2(c)**).

Los momentos  $M_1$  y  $M_{mid}$  son tomados individualmente como positivos cuando producen compresión en la misma ala que  $M_2$  y negativos en caso contrario.

Para los casos en que el pandeo lateral-torsional no puede ocurrir, tales como en miembros con secciones transversales cuadradas o circulares o miembros con secciones doblemente simétricas flexados alrededor del eje débil o sometidos a una tracción suficiente, la ductilidad del miembro no será un factor que incide en la longitud lateralmente no arriostrada.

#### C 1.2.4. Resistencia de diseño a compresión axil

Se limita la resistencia de diseño a compresión axil de un miembro a **0,75  $F_y A_g$**  o sea aproximadamente el **85%** de la resistencia de diseño a fluencia  $\phi_c F_y A_g$ . Esta limitación se adopta por precaución ante la insuficiencia de investigaciones que aseguren que permanece una suficiente capacidad de rotación inelástica en miembros solicitados a altos niveles de carga axil.

### C 1.3. REQUERIMIENTOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En todos los sistemas estructurales con miembros sometidos a cargas axiles, las expresiones de equilibrio deben ser formuladas en la geometría de la estructura deformada.

El uso de métodos de análisis inelástico de segundo orden para determinar los efectos de las cargas en miembros y uniones se discute en Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures (Ziemian, 2010). Libros de texto (por ejemplo, Chen y Lui (1991); Chen y Sohal (1995) y McGuire y otros (2000) presentan enfoques básicos para el análisis inelástico, así como ejemplos de aplicación y programas de computación para un estudio detallado del tema.

Las vigas continuas adecuadamente arriostradas y no solicitadas por cargas axiles pueden ser proyectadas por **análisis inelástico de primer orden** (análisis plástico tradicional). El análisis plástico de primer orden es tratado en ASCE (1971), en libros de Proyecto de estructuras de acero [ej.: Salmon y Johnson (2008)], en libros dedicados enteramente al Proyecto por Análisis Plástico [ej.: Beedle(1958); Horne y Morris (1982); Bruneau y otros (1998) y Wong (2009)]. Herramientas para el análisis plástico de vigas continuas están disponibles en los textos citados y en otros, proporcionando formas simples de calcular las cargas del mecanismo plástico. Se deben utilizar las combinaciones de carga para estados límite últimos y por lo tanto en la aplicación de los métodos se deberá reducir el momento plástico por el factor de resistencia a flexión **0,9**.

#### C 1.3.1. Propiedades de los materiales y criterio de consideración de la fluencia

En esta Sección se incluyen métodos aceptados para considerar las incertidumbres en la resistencia y rigidez de los sistemas estructurales, sus miembros y uniones. La reducción en la tensión de fluencia del acero y en la rigidez de los miembros es equivalente a la reducción de resistencia de los miembros dada por los factores de resistencia usados en el proyecto por análisis elástico.

En particular, el factor **0,9** corresponde al factor de resistencia utilizado para flexión en el **Capítulo F**, y resulta apropiado cuando el sistema estructural esté formado por un solo miembro y cuando la resistencia del sistema estructural dependa críticamente de la resistencia de un solo miembro. Para sistemas donde esto no ocurre el uso de tales factores es conservador.

La reducción de rigidez llevará a mayores deformaciones y por ende a mayores efectos de segundo orden.

El comportamiento inelástico de la mayoría de los miembros estructurales será principalmente el resultado de tensiones normales paralelas al eje longitudinal del miembro que alcanzan la tensión de fluencia del acero. Por ello las tensiones normales producidas por la fuerza axial y los momentos flectores alrededor del eje fuerte y del eje débil deben ser considerados para definir la resistencia plástica de la sección transversal del miembro (Chen y Atsun, 1976).

Este Reglamento no permite la modelación del endurecimiento por deformación que produce resistencias mayores que la resistencia plástica de la sección transversal.

### C 1.3.2. Imperfecciones geométricas iniciales

Las imperfecciones geométricas iniciales pueden afectar el comportamiento no lineal de un sistema estructural, por lo que resulta necesario que aquellas sean incluidas en el análisis de segundo orden. La discusión de cómo se puede modelar un pórtico a nudos desplazables con desplome inicial se puede ver en el **Comentario a la Sección C.2.2**. Se puede consultar información adicional en ECCS (1984), Bridge y Bizzanelli (1997), Bridge (1998) y Ziemian (2010).

La falta de rectitud o alabeo de los miembros se debe incluir en el análisis en aquellas situaciones en que ellas pueden tener un efecto significativo en el comportamiento inelástico del sistema estructural.

La importancia de esos efectos depende de:

- (1) la intensidad relativa de las fuerzas y momentos actuantes en el miembro;
- (2) si los momentos producen simple o doble curvatura en el miembro;
- (3) la esbeltez del miembro.

En todos los casos las imperfecciones geométricas iniciales deberán ser modeladas de la manera en que produzcan potencialmente el máximo efecto desestabilizador.

### C 1.3.3. Efecto de las tensiones residuales y de la fluencia parcial

Dependiendo de la relación entre el módulo plástico **Z** y el módulo elástico **S** de la sección transversal, la fluencia parcial que ocurre antes de la formación de la rótula plástica, puede reducir significativamente la rigidez a flexión del miembro. Este es el caso de la flexión de una sección doble T alrededor del eje débil. Cualquier cambio en la rigidez a flexión puede producir una redistribución de fuerzas y un aumento en los efectos de segundo orden, por lo que dicha circunstancia deberán ser considerada en el análisis inelástico.

El impacto de la fluencia parcial es aumentado por la presencia de tensiones residuales debidas al enfriamiento no uniforme de la sección transversal durante el proceso de manufactura y fabricación. Dado que el valor y la distribución de esas tensiones dependen del proceso de producción y de la geometría de la sección, no es posible especificar un patrón ideal único para su utilización en todos los niveles de análisis inelástico. La distribución y el valor de las tensiones residuales de secciones laminadas doblemente simétricas puede consultarse en la literatura técnica [ej: ECCS (1984) y Ziemian (2010)]. En la mayoría de los casos la máxima tensión residual en compresión oscila entre el **30%** y el **50%** de la tensión de fluencia.

Los efectos de la fluencia parcial y de las tensiones residuales pueden ser incluidos directamente en el Análisis Inelástico a través de una distribución de la plasticidad o mediante métodos basados en la modificación de la rótula plástica. Un ejemplo de este último caso es proporcionado por Ziemian y McGuire (2002) y Ziemian y otros (2008) en el que la rigidez a flexión del miembro es reducida en función de las intensidades de la fuerza axil y de los momentos flectores alrededor del eje fuerte y del eje débil. El Reglamento, en la **Sección C.2.3.** permite una estrategia similar, analizada en el respectivo Comentario. Si no se incluye el efecto de las tensiones residuales en el análisis inelástico y se utilizan las especificaciones de la **Sección C.2.3.**, se debe cambiar el factor de reducción de rigidez de **0,9** especificado en la **Sección 1.3.1.** del Apéndice 1 (el cual considera las incertidumbres de resistencia y rigidez) por un factor igual a **0,8**. Ello porque las expresiones dadas en la **Sección C.2.3.** suponen que el análisis no considera la fluencia parcial.

Para evitar los casos en que la aplicación de la **Sección C.2.3.** pueda resultar no conservadora, se requiere adicionalmente que el criterio de fluencia de la rótula plástica usado en el análisis inelástico sea verificado con las expresiones de interacción (**H.1.1a**) y (**H.1.1b**). Esta verificación de resistencia de la sección transversal no será realizada cuando los efectos de las tensiones residuales y de la fluencia parcial son consideradas en el análisis inelástico.



## COMENTARIOS AL APÉNDICE 2.

### PROYECTO PARA ACUMULACIÓN DE AGUA

Las especificaciones de este **Apéndice** son prácticamente las mismas contenidas en el **Capítulo K** y en el **Apéndice K** del Reglamento CIRSOC 301-2005.

La acumulación de agua es la retención de agua debida solamente a la deformación en forma de cuenco que se puede producir en un techo o cubierta plana de una estructura. La cantidad de agua retenida dependerá de la flexibilidad del entramado del techo o cubierta. Si el entramado no tiene la suficiente rigidez, el peso del agua que se acumula puede producir el colapso de la estructura del techo. Este problema se presenta en techos planos por lo que el Reglamento exige la investigación del comportamiento de la estructura del techo frente a la acumulación de agua cuando la pendiente de la cubierta hacia las líneas o puntos de desagüe sea menor que **3%**.

La acción de lluvia **R**, que es la acumulación de agua de lluvia en el techo cuando los desagües no alcanzan a evacuar el mismo caudal que el aportado por la lluvia, está incluida en el Reglamento CIRSOC 101-2005. Puede resultar importante en techos relativamente planos con desagües primarios puntuales y que no tengan un desagüe secundario efectivo que impida la acumulación de agua de lluvia.

Este Apéndice, siguiendo a la especificación base, especifica un procedimiento simplificado de verificación y un método más exacto para determinar la rigidez flexional de un techo plano formado por un entramado de vigas principales y secundarias y por chapas de cubierta.

El cumplimiento de las expresiones **(2.1)** y **(2.2) del Apéndice 2 del Reglamento** asegura la estabilidad del sistema de techo frente a la acumulación de agua. Las expresiones entregan un valor conservador de la rigidez requerida para evitar una deformación desmedida, dando **un factor de seguridad igual a 4 contra la inestabilidad por acumulación de agua**.

Dado que las expresiones **(2.1)** y **(2.2)** dan resultados conservadores, puede ser ventajoso realizar un análisis mas detallado para determinar si un sistema de techo que no satisface las expresiones anteriores, sigue siendo seguro frente a la acumulación de agua.

Para este Apéndice, **miembros secundarios** son las vigas o viguetas que soportan directamente las cargas actuantes sobre el techo, y **miembros primarios** son las vigas sobre las que apoyan los miembros secundarios.

Si se representa la deformada de los miembros primarios y de los miembros secundarios críticos por una semionda sinusoidal, se puede estimar el peso y la distribución del agua acumulada, y de allí la contribución que la deformación de cada una de esos miembros hace a la deformación total por la acumulación de agua en el techo. (Marino, 1966). Dichos valores son:

Para el miembro primario:

$$\Delta_w = \frac{\alpha_p \cdot \Delta_o [1 + 0,25 \cdot \pi \cdot \alpha_s + 0,25 \cdot \pi \cdot \rho \cdot (1 + \alpha_s)]}{1 - 0,25 \cdot \pi \cdot \alpha_p \cdot \alpha_s} \quad (\text{C-2.1})$$

Para el miembro secundario:

$$\delta_w = \frac{\alpha_s \cdot \delta_o \left[ 1 + \frac{\pi^3}{32} \cdot \alpha_p + \frac{\pi^2}{8\rho} \cdot (1 + \alpha_p) + 0,185 \cdot \alpha_p \cdot \alpha_s \right]}{1 - 0,25 \cdot \pi \cdot \alpha_p \cdot \alpha_s} \quad (\text{C-2.2})$$

En estas expresiones  $\Delta_o$  y  $\delta_o$  son, respectivamente, las deformaciones de las vigas primarias y secundarias debidas a las cargas presentes al momento de iniciación de la acumulación de agua;

$$\begin{aligned} \alpha_p &= C_p / (1 - C_p) ; \\ \alpha_s &= C_s / (1 - C_s) \quad \text{y} \\ \rho &= \delta_o / \Delta_o = C_s / C_p . \end{aligned}$$

Usando las expresiones anteriores dadas para  $\Delta_w$  y  $\delta_w$ , las relaciones  $\Delta_w / \Delta_o$  y  $\delta_w / \delta_o$  pueden ser calculadas para cualquier combinación dada de vigas primarias y secundarias del entramado, utilizando respectivamente, el valor calculado de los parámetros  $C_p$  y  $C_s$  dados por el Reglamento.

Con la hipótesis de un comportamiento ilimitadamente elástico, se observó que las deformaciones por acumulación de agua se volverán infinitamente grandes a menos que:

$$\left( \frac{C_p}{1 - C_p} \right) \cdot \left( \frac{C_s}{1 - C_s} \right) < \frac{4}{\pi} \quad (\text{C-2.3})$$

Dado que el comportamiento elástico no es ilimitado, ***la resistencia efectiva de flexión disponible en cada miembro para resistir la tensión causada por la acción de la acumulación*** de agua se limita a la diferencia entre la tensión de fluencia del material del miembro y la tensión  $f_o$  producida por la carga total soportada por éste, antes que sea incluida la consideración de la acumulación de agua.

Nótese que la deformación elástica es directamente proporcional a la tensión. Por ello el valor admisible de la acumulación de agua en los miembros primarios, o bien en los miembros secundarios críticos (mitad del tramo), en términos de las relaciones aplicables  $\Delta_w / \Delta_o$  y  $\delta_w / \delta_o$ , puede ser representado como  $(0,8 F_y - f_o) / f_o$  suponiendo un factor de seguridad de 1,25 contra la fluencia por la carga nominal producida por la acumulación de agua.

Sustituyendo ésta expresión por  $\Delta_w / \Delta_0$  y  $\delta_w / \delta_0$  y combinando con las expresiones anteriores para  $\Delta_w$  y  $\delta_w$  puede obtenerse la relación entre los valores críticos para  $C_p$  y  $C_s$  y la resistencia a flexión elástica disponible para resistir la acumulación de agua. Las curvas presentadas en las **Figuras 2.1. y 2.2. del Apéndice 2 del Reglamento** están basadas en esta relación. Ellas constituyen una ayuda de cálculo y pueden ser utilizadas cuando se requiere una determinación más exacta de la rigidez del entramado de piso plano que la proporcionada por el Reglamento en la **Sección 2.1** del mencionado Apéndice 2.

$$C_p + 0,9 \cdot C_s \leq 0,25$$

Dada cualquier combinación de entramado primario y secundario, el índice de tensión se deberá calcular de la siguiente manera:

$$U_p = \left( \frac{0,8 F_y - f_o}{f_o} \right)_p \text{ para el miembro primario.} \quad (\text{C-2.4})$$

$$U_s = \left( \frac{0,8 F_y - f_o}{f_o} \right)_s \text{ para el miembro secundario.} \quad (\text{C-2.5})$$

siendo:

- $f_o$  la tensión debida a la combinación de acciones  $D + R$  ( $D$  = carga permanente nominal);
- $R$  la carga nominal debida al agua de lluvia o al hielo que contribuye exclusivamente a la acumulación de agua, en MPa.

Según la ubicación geográfica, esta carga puede incluir cierta carga de nieve que podría también estar presente, aunque las fallas por acumulación de agua han ocurrido más frecuentemente durante tormentas torrenciales, cuando la velocidad de drenaje y el gradiente hidráulico resultante sobre grandes áreas de techo ha producido una sustancial acumulación de agua a cierta distancia de los aleros.

Dados el tamaño, la separación y la luz de una combinación tentativamente elegida de vigas primarias y secundarias, por ejemplo, se puede entrar en la **Figura 2.1.** con el nivel del índice de tensión calculado  $U_p$ , determinado para la viga primaria; luego moverse horizontalmente hasta el valor computado de  $C_s$  de las vigas secundarias; luego moverse hacia abajo hasta la escala de abscisas. La rigidez combinada del entramado primario y secundario será suficiente para prevenir la acumulación de agua si la constante de flexibilidad obtenida de esta última escala es mayor que el valor de  $C_p$  calculado para el miembro principal dado; de lo contrario, será necesario disponer vigas primarias o secundarias o una combinación de ambas, más rígidas.

Si el entramado del techo consiste en una serie de vigas apoyadas en muros, igualmente espaciadas, serán consideradas como miembros secundarios, soportadas por un miembro primario infinitamente rígido. Para este caso, se usará la **Figura 2.2.** El valor límite de  $C_s$  estará determinado por la intersección de una línea horizontal que representa el valor de  $U_s$  y la curva correspondiente a  $C_p = 0$ .

La deformación por acumulación de agua de la cubierta de chapa, es normalmente una pequeña parte de la deformación total del techo por acumulación de agua; por este motivo, es

suficiente limitar su momento de inercia ( $\text{cm}^4$  por m de ancho normal a su luz) a  $0,4 \cdot 10^8$  veces la cuarta potencia de la longitud del vano (en cm), como lo indica la expresión (2.2) del **Apéndice 2**. No obstante, la estabilidad contra la acumulación de agua de un techo formado por una cubierta metálica de relación altura-luz relativamente esbelta, apoyada entre vigas que apoyan directamente en columnas, necesitará ser verificada. Esto se puede realizar usando la **Figura 2.1.** o **2.2.** con los siguientes valores calculados:

$U_p$  el índice de tensión para la viga de apoyo.

$U_s$  el índice de tensión para la cubierta metálica.

$C_p$  la constante de flexibilidad para las vigas de apoyo.

$C_s$  la constante de flexibilidad para un metro de ancho de la cubierta metálica ( $S = 100 \text{ cm}$ ).

Puesto que la rigidez al corte de una viga de alma abierta es menor que la de una viga de alma llena, el momento de inercia de cerchas y vigas reticuladas se deberá tomar algo menor que el que resulta de considerar sus cordones rígidamente unidos.

## **COMENTARIOS AL APÉNDICE 3.**

### **PROYECTO PARA CARGAS CÍCLICAS (FATIGA)**

Las especificaciones de este Apéndice son prácticamente las mismas contenidas en el Capítulo **K** y en el Apéndice **K** del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Cuando el estado límite de fatiga sea una consideración del Proyecto Estructural, su intensidad se verá afectada principalmente por el número de variaciones de carga, el valor del rango de tensión y la intensidad de las concentraciones de tensiones asociadas a los detalles específicos. Normalmente la mayoría de los elementos de las estructuras de edificios no están sometidos a un gran número de ciclos de carga con máxima tensión. Por ello en general no es necesario considerar los problemas de fatiga en el Proyecto de estructuras de edificios. Sin embargo, cuando se presentan y son suficientemente severos, el efecto de fatiga es importante y será necesario satisfacer todas las especificaciones del **Apéndice 3 del Reglamento CIRSOC 301-2018**.

#### **C 3.1. ESPECIFICACIONES GENERALES**

En general, miembros y uniones sometidos a unos pocos miles de ciclos de carga no sufren los efectos de fatiga, excepto tal vez algunos casos de detalles particularmente sensibles a fatiga y en que las tensiones son totalmente alternadas. Esto es porque **el rango de tensión estática de diseño admisible está limitado por la tensión de diseño estática**. Con bajos niveles de tensiones de tracción cíclicas, el punto es alcanzado con un rango de tensión también pequeño y la fisuración por fatiga no se inicia, independientemente del número de ciclos de carga. Este nivel de tensión se define como **umbral de rango de tensión de fatiga  $F_{TH}$** .

Extensos programas de ensayos realizados en probetas a escala natural y fundamentados en análisis teóricos de tensiones (Fisher, Frank, Hirt y McNamee, 1970; Fisher, Albrecht, Yen y Kliingerman, 1974) han confirmado las siguientes conclusiones generales:

- (1) Grandes rangos de tensiones y la presencia de muescas y entalladuras severas son las variables dominantes para los efectos de fatiga en vigas y detalles constructivos soldados.
- (2) Otras variables como las tensiones mínimas, medias y máximas no son importantes a los efectos del Proyecto Estructural.
- (3) Los aceros estructurales con límites de fluencia comprendidos entre **235 MPa** y **690 MPa** no presentan diferencias significativas en la resistencia a fatiga en detalles constructivos soldados fabricados de manera similar.

#### **C 3.2. DETERMINACIÓN DE LA TENSIÓN MÁXIMA Y DEL RANGO DE TENSIÓN**

Tensiones oscilatorias que no incluyan tensiones de tracción, no causan la propagación de fisuras, por lo que esta situación de variación de carga no se considera una situación de fatiga.

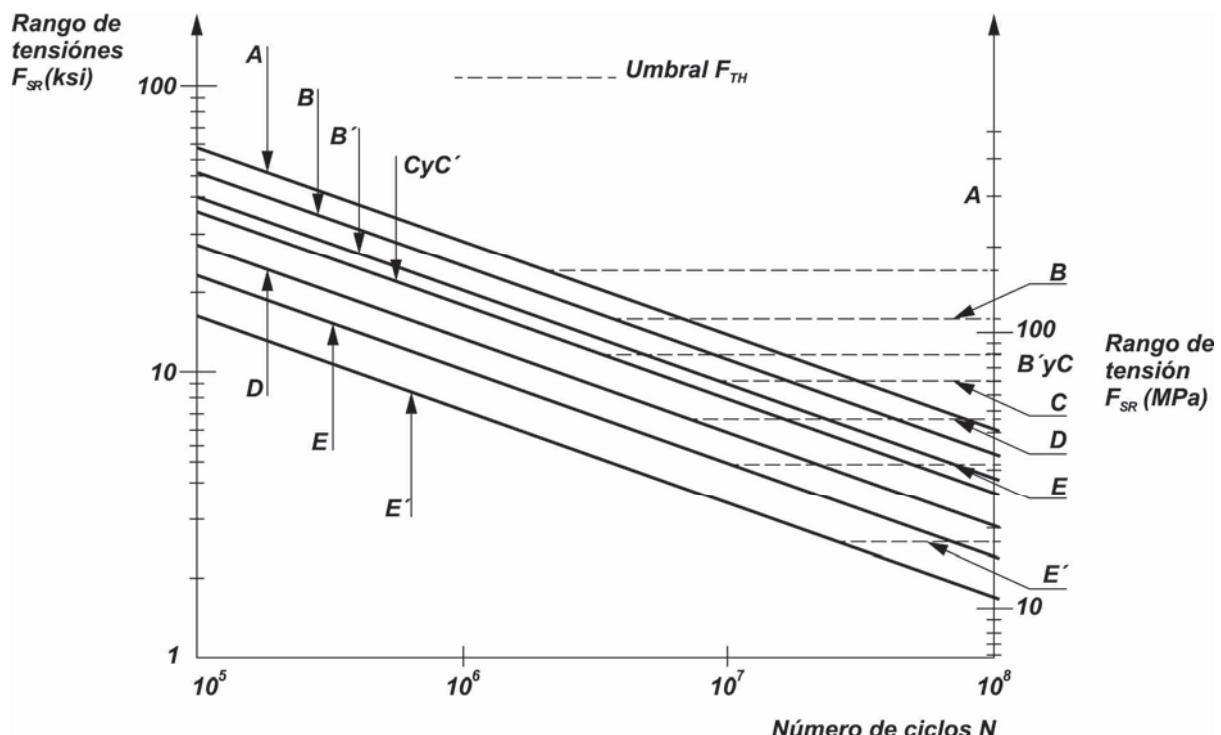
Por otra parte, en elementos de barras sometidos solamente a tensiones de compresión, se pueden iniciar fisuras de fatiga en zonas que tengan altas tensiones residuales. En esos casos, generalmente las fisuras no se propagarán más allá de la región con tensiones residuales, porque la tensión residual será aliviada por la fisura. Por esta razón los rangos de tensiones que están completamente en compresión no son investigados por fatiga. Para casos que incluyen tensiones cíclicas alternadas (tensiones reversibles), el rango de tensión se calculará como la suma de los valores absolutos de la máxima tensión de compresión y de la máxima tensión de tracción producidas para las distintas direcciones de actuación de la sobrecarga útil.

### C 3.3. VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FATIGA PARA MATERIAL BASE Y JUNTAS SOLDADAS. RANGO DE TENSIÓN DE DISEÑO

La resistencia a la fatiga se ha obtenido de una relación exponencial entre el número de ciclos a la falla  $N$  y el rango de tensión  $S_r$ , llamada relación  $S-N$  de la forma:

$$N = \frac{C_f}{S_r^n} \quad (\text{C-3.1})$$

Generalmente la relación general se grafica como una función log-log lineal de la forma ( $\log N = A - n \log S_r$ ). La **Figura C-3.1.** muestra la familia de curvas de resistencia a la fatiga identificadas como categorías **A, B, B', C, C', D, E** y **E'**. Estas relaciones fueron establecidas en base a una extensa base de datos de ensayos desarrollados en Estados Unidos y en otros países (Keating y Fisher, 1986). El **rango de tensión de diseño** ha sido desarrollado por ajuste del coeficiente  $C_f$  de manera que entregue una curva de diseño que abarque dos desviaciones estándar del error estándar de la estimación de los ciclos de vida de fatiga bajo la relación  $S-N$  media de los datos reales de ensayo. Estos valores de  $C_f$  corresponden a una probabilidad de falla de **2,5%** en la vida útil de Proyecto.



**Figura C-3.1. Curvas de resistencia a la fatiga**

La **Tabla 3.1. del Anexo 3 del Reglamento** se organiza en 8 secciones con los parámetros necesarios para el proyecto para fatiga:

La **Sección 1** presenta la información necesaria y ejemplos para elementos de acero (chapa base) con bordes cortados, recortes o agujeros taladrados o escariados.

La **Sección 2** presenta la información necesaria y ejemplos de varios tipos de uniones con pasadores incluyendo barras de ojo y barras unidas por pernos.

La **Sección 3** presenta la información necesaria y ejemplos relacionados con uniones soldadas utilizadas en barras armadas, tales como soldaduras longitudinales y transversales a tope y de filete.

La **Sección 4** presenta la información necesaria y ejemplos de soldaduras de filete extremas longitudinales que transmiten corte.

La **Sección 5** presenta la información necesaria y ejemplos para varios tipos de soldaduras a tope y de filete que son transversales a la tensión aplicada.

La **Sección 6** presenta la información necesaria y ejemplos sobre una variedad de elementos unidos a bordes de alas o a placas de alma con soldaduras a tope de penetración parcial o completa o soldaduras de filete.

La **Sección 7** presenta la información necesaria y ejemplos sobre piezas cortas accesorias unidas a otros elementos estructurales.

La **Sección 8** presenta la información necesaria y ejemplos de: impacto en el metal base de pernos de corte y soldaduras de tapón y de muesca; corte en garganta de soldaduras de filete y en soldaduras de tapón y de muesca; tracción en la rosca de bulones, torniquetes y barras roscadas.

La **Tabla** es la misma designada como **A-K.3.1. del Reglamento CIRSOC 301-2005**. Solo presenta una modificación en la **Sección 8.5**.

**Cuando los detalles constructivos incluyen más de una categoría en un mismo lugar de un miembro, el rango de tensiones deberá ser limitado al correspondiente a la categoría más severa.**

Cuando las muescas o entalladuras producidas por la fabricación se ubiquen en zonas sometidas a un pequeño rango de tensiones, a menudo no será necesaria una sección del miembro mayor que la requerida para cargas estáticas.

Para los elementos con chapas traccionadas unidas en su extremo por soldaduras transversales a tope o de filete, en las cuales hay más de un punto de inicio de la fisura por fatiga, uno de esos puntos será más crítico que los otros, dependiendo del tipo de junta soldada y del espesor del material. Independientemente del punto en que se inicia la fisura dentro de la junta, el rango de tensión de diseño se aplicará al material unido en el pie de la soldadura.

### C 3.4. VERIFICACIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FATIGA PARA BULONES Y PARTES ROSCADAS. RANGO DE TENSIÓN DE DISEÑO

La **resistencia a fatiga de bulones sometidos a tracción** es predecible si no existe pretensión o acción de palanca. En este Reglamento se dan criterios para cada detalle no pretensado tales como pernos y anclajes roscados. En el caso de bulones pretensados, la deformación de las partes unidas cuando se aplica el pretensado introduce una acción de palanca, cuya intensidad no es totalmente predecible (Kulak y otros, 1987). Los efectos de la acción de palanca no se limitan al cambio de la tracción promedio en el bulón e incluyen flexión en el área roscada bajo la tuerca. Por estas incertidumbres no se incluyen en el Reglamento criterios definitivos para calcular los efectos de la acción de palanca y para el rango de tensión de diseño. Para limitar las incertidumbres relacionadas con los efectos de la acción de palanca sobre la fatiga de bulones pretensados en detalles en que ella ocurre, el rango de tensión de diseño dado en la **Tabla 3.1.(del Apéndice 3 del Reglamento)** resulta apropiado para cargas de muchos ciclos solo si la acción de palanca producida por las cargas aplicadas es pequeña.

En este Reglamento **no se permite el uso de pasadores no pretensados para uniones sometidas a fuerzas cíclicas de corte**. Los bulones instalados en uniones que cumplen las especificaciones de las uniones de deslizamiento crítico resultan ileños cuando se los somete a tensiones cíclicas de corte suficientes, incluso para romper las partes unidas. De allí el criterio especificado en la **Sección 2 de la Tabla 3.1. del Apéndice 3 del Reglamento**.

### C 3.5. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA FABRICACIÓN Y MONTAJE

Cuando se utilicen barras longitudinales de respaldo y ellas sean dejadas en el lugar, será esencial que las mismas sean continuas o empalmadas con soldaduras a tope de penetración completa. La unión a tope deberá ser pulida antes del montaje. De lo contrario la unión transversal constituirá un defecto que tenderá a fisurarse y puede llevar a una falla prematura por fatiga o incluso a la rotura frágil del miembro soldado.

En uniones transversales solicitadas a tracción, la no realización del escarificado y soldado de la junta es, en uniones Te, una condición inicial de fisuración. En soldaduras a tope, la raíz en la barra de respaldo suele tener discontinuidades que pueden reducir la resistencia a fatiga de la unión. La remoción del respaldo, el escarificado de la junta y el volver a soldar, elimina las discontinuidades no deseadas.

Si se agregan soldaduras de filete en el contorno de soldaduras a tope de penetración completa en los ángulos entrantes de soldaduras en Te y en ángulo, se reduce la concentración de tensiones y mejora la resistencia a la fatiga.

Estudios experimentales en vigas soldadas demostraron que si la rugosidad superficial en los bordes cortados a soplete es menor o igual que **25 $\mu$ m**, las fisuras de fatiga no se desarrollarán desde ese borde, sino desde las soldaduras de filete longitudinales que unen las alas al alma (Fisher y otros, 1970; Fisher y otros, 1974). Esto generará una resistencia a la fatiga de **categoría B** sin necesidad de esmerilar los bordes cortados a soplete.

Las discontinuidades originadas en las esquinas entrantes de cortes, recortes y agujeros de acceso para soldaduras realizados por corte a soplete o punzonado, producen concentración de tensiones en esos puntos, lo que puede reducir la resistencia a la fatiga.

Para evitar una reducción significativa en la resistencia a la fatiga, es aconsejable escariar los agujeros punzonados y esmerilar las superficies cortadas a soplete hasta obtener una superficie brillante.

El uso de chapas de respaldo de inicio en soldaduras a tope transversales mejora la resistencia de la unión soldada en los extremos de la misma. La remoción posterior de las chapas de respaldo de inicio y el esmerilado de los extremos a nivel con los bordes del miembro, elimina discontinuidades perjudiciales para la resistencia a fatiga.



## COMENTARIOS AL APÉNDICE 4.

### PROYECTO PARA CONDICIONES DE INCENDIO

#### C 4.1. GENERALIDADES

El acero es un material que se degrada con la temperatura. Hasta los **300º C** mantiene sus propiedades mecánicas, pero estas disminuyen sustancialmente cuando la temperatura alcanza los **600º C**. Para temperaturas de **700º C**, la resistencia y el módulo de elasticidad apenas alcanzan el **23%** y el **13%** respectivamente de los valores correspondientes a temperatura ambiente (**20º C**). También el hormigón disminuye sus propiedades mecánicas con la temperatura.

En la **Tabla C-4.1a** se muestran los porcentajes de pérdida de resistencia y de módulo de elasticidad longitudinal del acero laminado en función de la temperatura, y en la **Tabla C-4.1b** se indican los mismos efectos para el hormigón de densidad normal, en ambos casos respecto de los valores a **20º C** de temperatura. Las Tablas se basan en los valores dados en la norma brasileña NBR 14323/2003 – Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço – concreto de edifícios em situação de incêndio disponible en la página [www.inti.gob.ar/cirsoc](http://www.inti.gob.ar/cirsoc) (en bibliografía).

**Tabla C-4.1a. Pérdida de resistencia y de módulo E del acero laminado**

Temperatura del acero (ºC)	Pérdida de resistencia (%)	Disminución de módulo E (%)
20	0	0
100	0	0
200	0	10
300	0	20
400	0	30
500	22	40
<b>600</b>	<b>53</b>	<b>69</b>
700	77	87
800	89	91
900	94	93,25
1000	96	95,50
1100	98	97,75
1200	100	100

Para valores intermedios de temperatura se puede interpolar linealmente

**Tabla C-4.1b. Pérdida de resistencia y de módulo E del hormigón de densidad normal**

Temperatura del hormigón (°C)	Pérdida de resistencia (%)	Disminución de módulo E (%)
20	0	0
100	5	6
200	10	18
300	15	30
400	25	42
500	40	54
<b>600</b>	<b>55</b>	<b>66</b>
700	70	78
800	85	90
900	92	100
1000	96	100
1100	99	100
1200	100	100

Para valores intermedios de temperatura se puede interpolar linealmente

### C 4.3. RESISTENCIA AL FUEGO

- **Carga de Fuego**

Para calcular la carga de fuego, se deberá considerar el sector de incendio o unidad de referencia como la menor unidad aislada por tabiques o entrepisos anti-incendio. Estos tabiques o entrepisos deberán poseer un espesor que cumpla con los requisitos que para tal fin, disponga la norma IRAM correspondiente en vigencia u otras normas internacionales reconocidas si aquella no existiera. Cuando un sector del edificio no cumpla con estos requisitos, se deberá considerar como sector de incendio la planta total o el edificio en su conjunto según corresponda.

La determinación de la carga de fuego se deberá realizar aplicando la siguiente expresión:

$$q = \frac{\sum_{i=1}^n G_i H_i}{1850 A_l}$$

siendo:

- G<sub>i</sub>** el peso en kilonewton de los elementos combustibles genéricos que se prevé ocuparán el sector en estudio (en caso de gases, se refiere al volumen genérico ocupado por el mismo).
- H<sub>i</sub>** el poder calórico superior de cada material expresado en MJoule/kN. Su valor se encuentra en la **Tabla C-4.2.** para los materiales más comunes.
- A<sub>l</sub>** el área medida en proyección horizontal del sector de incendio estudiado, en m<sup>2</sup>.

**Tabla C-4.2. Poder calórico de combustibles y sólidos**

MATERIALES	H MJ/KN
Alcohol	2230 a 2950
Antracita	3150 a 3580
Benceno	4030
Bencina	4750
Carbón de coke	2520 a 3030
Gas-oil o fuel-oil	4200
Goma	3500 a 4420
Grasa animal	3150 a 4000
Hulla	2520 a 3360
Lana	1680
Leña	1850
Madera seca de esencia fuerte	1550 a 1680
Madera seca de esencia débil	1180 a 1260
Nafta	4630
Paja	1550
Papel	1680
Petróleo	4200 a 4540
<b>Poder Calórico de Gases</b>	
Telas	1680 a 2100
Turba	1260

MATERIALES	H(MJ/m <sup>3</sup> )
Propano	9130
Butano	11860
Gas natural	2100

#### • Riesgo de incendio

El riesgo de que el incendio se produzca y se propague tiene que ver con las condiciones de ventilación, la forma del edificio en cuanto a que el mismo se encuentre compartimentado o no, las condiciones de previsión, la ubicación en el entorno urbano o rural, las condiciones de extinción y escape, las propiedades térmicas de los materiales que constituyen los muros y el techo o cubierta del edificio, y el tipo de materiales incorporados o almacenados.

Para determinar el riesgo de incendio, se debe definir la categoría del edificio, que depende de sus dimensiones, de la distancia entre edificios lindantes y del grado de importancia estratégica que tenga. En el **Apéndice A. Clasificación de Edificios y otras Estructuras, del Reglamento CIRSOC 102 - 2005 Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones**, se puede obtener la categoría de un edificio en función de su naturaleza de ocupación.

Además se debe evaluar el tipo de materiales que conforman los cerramientos del sector de incendio y los materiales almacenados en el mismo. Los materiales indicados se encuentran clasificados en la norma IRAM 11910 y anexos.

A modo de referencia, en la **Tabla C-4.3.**, se definen valores de resistencia al fuego necesaria en función de la ocupación y altura del edificio.

**Tabla C-4.3. Resistencia al fuego**

Ocupación	Altura del edificio				
	<6m	6 a 12	13 a 24	25 a 30	<30m
Residencial	R30	R30	R60	R90	R120
Hotel	R30	R60	R60	R90	R120
Supermercado	R60	R60	R60	R90	R120
Oficina	R30	R60	R60	R90	R120
Centro Comercial	R30	R60	R60	R90	R120
Escuela	R60	R60	R60	R90	R120
Hospital	R60	R60	R60	R90	R120
Iglesia	R60	R60	R60	R90	R120

• **Resistencia al fuego**

Históricamente se ha utilizado como protección revestimientos de hormigón, mampostería o revoques de yeso. Los espesores necesarios de este tipo de revestimiento deberán ser dimensionados en función de las normas IRAM correspondientes.

En la **Tabla C-4.4.** se observan algunos valores de referencia.

Actualmente la tecnología provee materiales específicos resistentes al fuego aplicados por pulverización o pinturas ignífugas aplicadas a las estructuras. En este caso, se deberán determinar los espesores de los revestimientos de acuerdo con las indicaciones del fabricante, avaladas por los ensayos respectivos en laboratorios debidamente calificados por el INTI.

**Tabla C-4.4. Resistencia al Fuego de Referencia**

Elemento	Espesor	Resistencia al Fuego
Muro de ladrillo común sin revoque	12	R 60
Muro de ladrillo común con revoque en ambas caras	12	R 120
Muro de ladrillo común con o sin revoque	18	R 180
Muro de hormigón celular tratado en autoclave	15	R 240
Tabique con placa de yeso con aislamiento de lana de vidrio	12	R 30
Tabique con doble placa de yeso con aislamiento de lana de vidrio	15	R 120

## **COMENTARIOS AL APÉNDICE 5.**

### **EVALUACIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES**

Las especificaciones de este Apéndice son prácticamente las mismas contenidas en el **Capítulo N** del Reglamento CIRSOC 301-2005.

#### **C 5.1. ESPECIFICACIONES GENERALES**

Las combinaciones de acciones indicadas en este **Apéndice** son las que incluyen **acciones gravitatorias**, puesto que ellas son las acciones más comunes. Si se deben considerar otras acciones, tales como cargas laterales, se deberán usar las correspondientes combinaciones de acciones que las incluyan, dentro de las especificadas en la **Sección B.2.2. Este Apéndice no es aplicable a la evaluación de acciones sísmicas**. Para ello se deberán satisfacer las especificaciones del Reglamento INPRES-CIRSOC 103, Parte I y IV.

El Profesional Responsable es generalmente designado por el Propietario.

#### **C 5.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

##### **C 5.2.1. Determinación de los ensayos necesarios**

La cantidad y tipo de ensayos necesarios dependerá de la naturaleza del proyecto, del estado del sistema estructural o elemento estructural evaluado, y de la disponibilidad de datos utilizables del Proyecto. Por ello es que el Profesional Responsable deberá determinar en cada caso los ensayos específicos a realizar y los lugares en que se tomarán las muestras correspondientes.

##### **C 5.2.2. Propiedades mecánicas**

Las probetas necesarias para los ensayos de tracción deberán ser extraídas de zonas con baja tensión, tales como las puntas de las alas en los extremos de vigas simplemente apoyadas y los bordes externos de las chapas. Ello para minimizar los efectos de la reducción de sección. El número de ensayos necesarios dependerá de si el objetivo es simplemente confirmar la resistencia de un material conocido o establecer la resistencia de algún acero de tipo y calidad desconocida. Sobre el número mínimo de ensayos se puede consultar la publicación FEMA, 1997a.

Se deberá tener en cuenta que la tensión de fluencia obtenida de ensayos normalizados, del análisis de colada y de ensayos de laboratorio del Fabricante, será un poco mayor que la tensión de fluencia estática por los efectos dinámicos en los ensayos. También puede tener influencia la ubicación de la muestra. Estos efectos ya han sido computados en las expresiones de resistencia nominal del Reglamento. Sin embargo cuando **la evaluación de resistencia sea realizada mediante ensayos de carga**, esos efectos deberán ser computados en el programa de ensayos para que no ocurra la fluencia en forma anticipada. Con la salvedad de que la siguiente expresión fue determinada para ensayos estándar ASTM y no verificada para resultados de ensayos con normas IRAM, se puede estimar la

tensión de fluencia estática  $F_{ys}$ , en base a la tensión resultante de ensayos,  $F_y$ , con la siguiente expresión (Galambos, 1978 y 1998):

$$F_{ys} = R ( F_y - 27 ) \quad (\text{C-5.2.1})$$

siendo:

$F_{ys}$  la tensión de fluencia estática, en MPa.

$F_y$  la tensión de fluencia de ensayos, en MPa.

$R$  0,95 para ensayos sobre probetas tomadas del alma.

$R$  1,00 para ensayos sobre probetas tomadas del ala.

El factor  $R$  considera el lugar de donde se ha tomado la muestra.

#### C 5.2.4. Tenacidad del metal base

El Profesional Responsable deberá indicar el lugar donde se tomarán las muestras. La muestra será obtenida por punzonado, aserrado o corte a solete. Si los resultados no satisfacen las especificaciones el, Profesional Responsable deberá determinar las acciones necesarias para remediar el problema, como por ejemplo el posible uso de chapas de empalme abulonadas.

#### C 5.2.5. Metal de soldadura

*Las uniones típicas bien proyectadas y ejecutadas tienen un mayor índice de confiabilidad que los miembros, por lo que no sería necesario en general ensayar el metal de soldadura.*

Sin embargo en muchas estructuras metálicas ejecutadas en nuestro medio, la calidad de ejecución de las soldaduras no es buena. Por ello se deberá realizar una inspección exhaustiva de las soldaduras cuando a partir de una primera inspección visual se observen deficiencias en su ejecución. La profundidad y los métodos de inspección a utilizar deberán ser determinados por el Profesional Responsable. **Se analizarán con mayor detenimiento aquellas uniones soldadas que puedan resultar críticas para la estabilidad y resistencia de la estructura, como por ejemplo, las uniones viga-columna.** Si es necesario obtener muestras del metal de soldadura se tratará en lo posible de hacerlo en **empalmes sometidos a compresión y no en aquellos sometidos a tracción**. Ello porque la reparación de la zona de extracción de muestras para restituir el área original resulta menos crítica en los empalmes comprimidos. En todas las situaciones anteriores se deberán satisfacer las correspondientes especificaciones del Reglamento CIRSOC 304-2007 - "Reglamento Argentino para la Soldadura de Estructuras de Acero".

#### C 5.2.6. Bulones y remaches

Las uniones típicas bien ejecutadas tienen un mayor índice de confiabilidad que los miembros, por lo que extraer y ensayar bulones o remaches no resultaría generalmente necesario. Esta necesidad deberá surgir de una inspección visual que permita calificar la calidad de ejecución y clasificar por su resistencia los bulones y remaches existentes. Será necesario extraer muestras de bulones cuando no se pueda identificar su tipo de otra manera. Como resulta difícil obtener muestras de remaches, suponer que ellos son del tipo de menor resistencia simplifica la investigación.

## C 5.3. EVALUACIÓN POR ANÁLISIS ESTRUCTURAL

### C 5.3.2. Evaluación de resistencia

Los factores de resistencia reflejan las variaciones en la resistencia de miembros y uniones debidas a las incertidumbres del modelo de cálculo y a las variaciones de las propiedades del material y de sus dimensiones. Si la inspección de la estructura existente indica que las variaciones en las propiedades del material y/o las dimensiones de los elementos son significativamente mayores que aquellas previsibles en una construcción nueva, el Profesional Responsable deberá considerar el uso de valores más conservadores en la evaluación de resistencia.

## C 5.4. EVALUACIÓN POR ENSAYOS DE CARGA

### C 5.4.1. Determinación de la capacidad de sobrecarga útil por medio de ensayos

Generalmente las estructuras que han sido proyectadas de acuerdo con las especificaciones del Reglamento no necesitan una confirmación de los resultados de los cálculos por medio de ensayos. Sin embargo en situaciones especiales puede que se considere necesario realizar dicha confirmación. A tal fin se puede prever una cantidad mínima de ensayos para determinar el rango de sobrecarga útil de la estructura. Se especifica un procedimiento de ensayo básico para determinar la sobrecarga útil que puede admitir una estructura. No es necesario realizar ensayos para determinar el rango de sobrecarga útil si el mismo se puede determinar con las especificaciones del Reglamento. Será necesario realizarlos para evaluar condiciones especiales o configuraciones que no estén adecuadamente cubiertas por el Reglamento. En ningún caso la sobrecarga útil determinada por ensayos deberá exceder la calculada con las especificaciones de este Reglamento para los casos cubiertos por él.

Es fundamental que el Profesional Responsable adopte todas las precauciones necesarias para evitar fallas catastróficas durante la ejecución de los ensayos. Se deberá realizar un cuidadoso análisis de las condiciones de la estructura antes de los ensayos. Ello incluye un preciso relevamiento y caracterización de las dimensiones y resistencia de los miembros, uniones y detalles. Se deberán satisfacer todas las especificaciones de seguridad vigentes.

Cuando sean necesarios se deberán usar apuntalamientos y andamios en las cercanías de la zona de ensayos para evitar las consecuencias de circunstancias inesperadas. Las deformaciones serán cuidadosamente controladas y se evaluarán continuamente las condiciones estructurales.

El Profesional Responsable deberá usar su juicio para determinar cuándo las deformaciones resultan excesivas y finalizar los ensayos a un nivel de seguridad, aún cuando no se haya alcanzado la carga deseada. Los incrementos de carga serán especificados de manera que permitan un exacto control de las deformaciones y una observación cuidadosa del comportamiento de la estructura. Los incrementos de carga deberán ser suficientemente pequeños para que el inicio de la fluencia pueda ser determinado. **Los incrementos de carga serán reducidos a medida que se incremente el comportamiento inelástico y será cuidadosamente evaluado el comportamiento de la estructura en este nivel inelástico, a fin de determinar cuándo resulta seguro finalizar el ensayo.** La realización de periódicas descargas después de iniciado el comportamiento inelástico ayudarán al Profesional Responsable a determinar **en que momento se debe finalizar el ensayo para evitar deformaciones permanentes excesivas o fallas catastróficas.**

**Se deberá tener en cuenta que el margen de seguridad en el máximo nivel de carga usado en el ensayo puede ser muy pequeño dependiendo de factores tales como el proyecto original, el propósito de los ensayos y la condición de la estructura. Por ello es imprescindible que sean adoptadas adecuadas medidas de seguridad. Es recomendable que la máxima sobrecarga útil usada en los ensayos sea conservadoramente seleccionada. Se debe hacer notar que es limitada la experiencia en ensayos que abarquen más de un módulo.**

El criterio de limitar los incrementos de deformación para períodos de una hora busca asegurar que la estructura sea estable para las cargas evaluadas.

Una discusión detallada de las bases de confiabilidad para la valoración de estructuras existentes ha sido realizada por Ellingwood (1996).

#### C 5.4.2. Evaluación de condiciones de servicio

En algunos casos puede ser necesario determinar el comportamiento de la estructura bajo condiciones de servicio mediante ensayos de carga. Se deberá tener en cuenta que es improbable una recuperación completa (volver a la situación inicial) de la estructura después de que se retire la carga máxima. Ello por fenómenos tales como la fluencia local, el deslizamiento interfase en estructuras compuestas, la fluencia lenta en losas de  $H^0 A^0$ , el aplastamiento local y la deformación en uniones de corte, el deslizamiento en uniones abulonadas y los efectos de la continuidad. Muchas estructuras tienen un aflojamiento cuando son cargadas por primera vez, por lo que es conveniente determinar la curva carga-deformación desde carga cero y excluir esas deformaciones iniciales. Es conveniente repetir la secuencia de aplicación de cargas para demostrar que la estructura tiene un comportamiento elástico bajo cargas de servicio y que la permanente carga y descarga no sea perjudicial.

### C 5.5. INFORME DE LA EVALUACIÓN

Las evaluaciones extensas y los ensayos de carga de estructuras existentes se realizan a menudo cuando no existe una documentación apropiada o cuando existe un considerable desacuerdo sobre la condición de la estructura. Los resultados de la evaluación son efectivos si ellos están bien documentados, particularmente cuando se realizan ensayos de carga. Además, para evitar que con el paso del tiempo puedan darse interpretaciones variadas de los resultados, es necesario que estén bien documentados todos los parámetros del comportamiento estructural, incluyendo propiedades del material, resistencia y rigidez.

## COMENTARIOS AL APÉNDICE 6.

### ARRIOSTRAMIENTOS PARA LA ESTABILIDAD DE VIGAS Y COLUMNAS

#### C 6.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

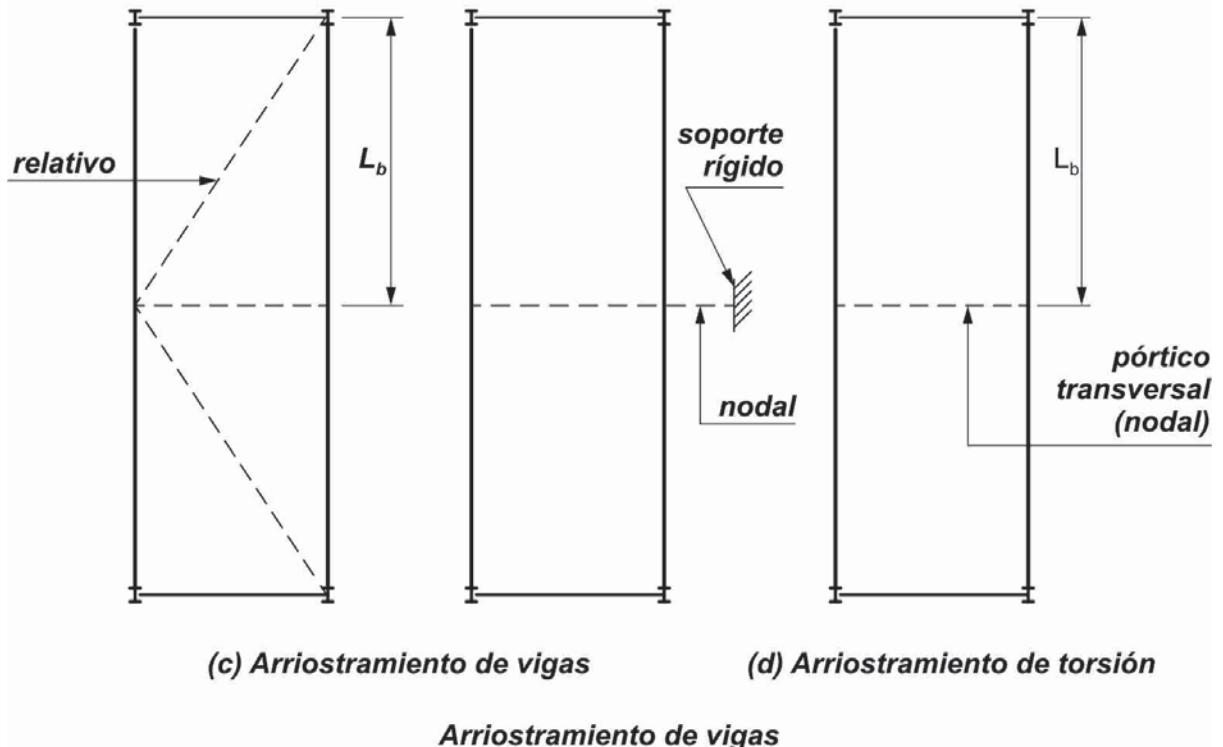
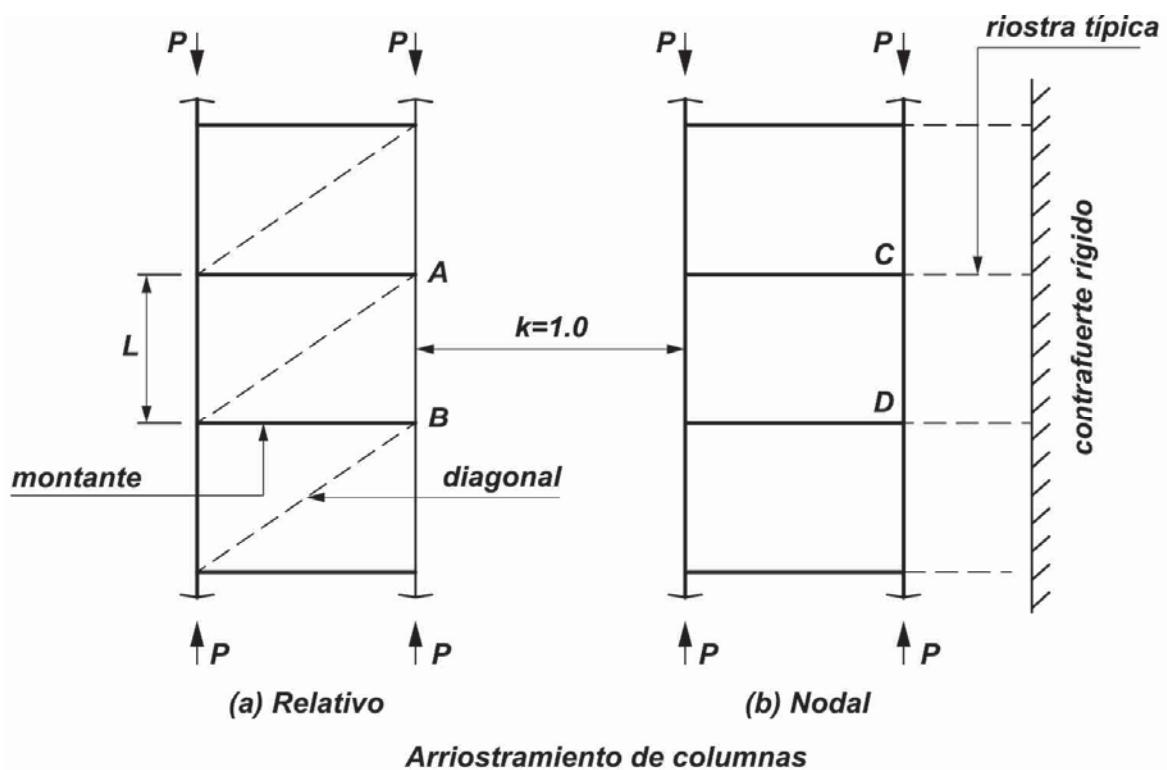
Winter (1958,1960) desarrolló el concepto de un doble requerimiento para el proyecto de arriostramientos, el cual involucra criterios de resistencia y rigidez. Las especificaciones del **Apéndice 6 del Reglamento**, están basadas en este enfoque (para mayor detalle, ver Ziemian, 2010) y se consideran dos tipos generales de sistemas de arriostramiento, relativo y nodal, tal como se muestra en la **Figura C-6.1**.

En general las especificaciones de este Apéndice son las mismas incluidas en la **Sección C.3** del **Capítulo C** del Reglamento CIRSOC 301-2005.

Un sistema de **arriostramiento relativo de columna** (tales como sistemas diagonales o paredes de corte) es aquel que se une en dos puntos a lo largo de la longitud de la columna. La distancia entre estas posiciones es la longitud no arriostrada **L**, para la cual se puede usar **k = 1,0**.

El sistema de arriostramiento relativo indicado en la **Figura C-6.1(a)** está formado por la diagonal y el montante, y controla el movimiento de un extremo de la longitud no arriostrada (**A**) con respecto al otro extremo (**B**). Las fuerzas en estos elementos del arriostramiento, están equilibradas por las fuerzas en vigas y columnas del pórtico arriostrado. Tanto la diagonal como el montante contribuyen a la resistencia y rigidez del sistema de arriostramiento relativo. Sin embargo, cuando el montante sea una viga de piso, su rigidez será grande comparada con la de la diagonal, por lo que será la diagonal la que controlará la resistencia y rigidez del sistema de arriostramiento relativo.

El **sistema de arriostramiento nodal de columna** únicamente controla el movimiento del punto arriostrado sin interacción directa con los puntos arriostrados adyacentes. Por lo tanto para definir una longitud no arriostrada tendrá que existir un punto adicional arriostrado adyacente, tal como se muestra en la **Figura C-6.1(b)**. Las dos ríostras nódales de la columna en **C** y **D**, que están unidas a un contrafuerte rígido, definen la longitud no arriostrada **L** para la cual se puede usar **k = 1,0**. Las fuerzas en estos elementos del arriostramiento serán equilibradas por otros elementos estructurales que no son parte del pórtico arriostrado.



**Figura C-6.1. Tipos de sistemas de arriostramiento**

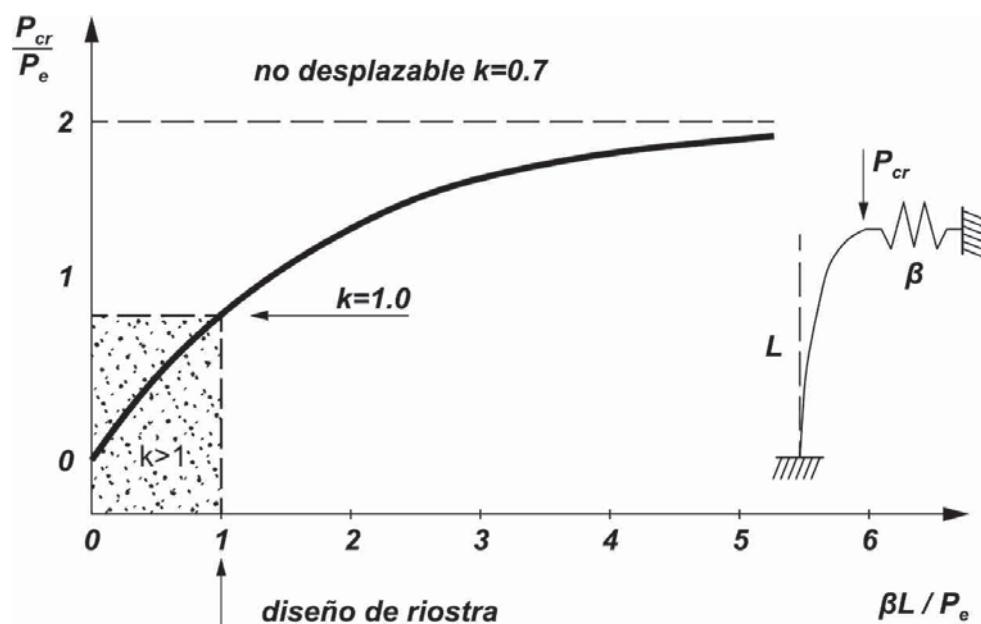
Según se muestra en la **Figura C-6.1(c)**, un sistema de **arriostramiento relativo para una viga**, consiste comúnmente en un sistema con diagonales. Un sistema de **arriostramiento nodal para una viga** consiste comúnmente en un vínculo a un soporte externo o a un pórtico transversal entre dos vigas adyacentes. El pórtico transversal impide el giro (y no el desplazamiento lateral) de las vigas únicamente en la sección de la viga donde se une al pórtico. Con la restricción lateral y rotacional provista por los apoyos extremos de la viga, la longitud lateralmente arriostrada  $L_b$  es la distancia del apoyo al punto arriostrado.

Similarmente, para una ristra lateral nodal unida en la mitad de la luz al ala superior de las vigas y a un soporte rígido, se supone que no existirá movimiento lateral en la ubicación de las columnas.

Los requerimientos para las ristras de columnas, especificados en esta Sección, permiten que la columna arriostrada potencialmente alcance su máxima resistencia de diseño para una longitud no arriostrada igual a la distancia entre puntos arriostrados, para un factor de longitud efectiva  $k = 1,0$ . Esto no es lo mismo que la carga de pandeo para el modo no desplazable tal como se ilustra en la **Figura C-6.2** para una viga en voladizo con un arriostramiento de rigidez variable en su extremo libre. La rigidez crítica será:  $1,0 P_e / L$ , correspondiente a  $k = 1,0$ . Es necesaria una ristra con **5 veces** esa rigidez para alcanzar el **95%** de la carga límite correspondiente a  $k = 0,7$ . Teóricamente se necesita una ristra de rigidez infinita para alcanzar la carga límite correspondiente al límite de pandeo del modo no desplazable. Los arriostramientos requeridos para alcanzar una capacidad de rotación especificada o un límite de ductilidad, están fuera de los alcances de estas especificaciones.

La inelasticidad de las barras no tienen efecto significativo sobre los requerimientos para las ristras (Yura, 1995).

Las especificaciones para la rigidez requerida del arriostramiento  $\beta_{br}$ , dadas en las **Secciones 6.2 y 6.3 del Apéndice 6 del Reglamento**, para columnas y vigas respectivamente, han sido fijadas como el doble de la rigidez crítica y todas ellas tienen un  $\phi = 0,75$ .

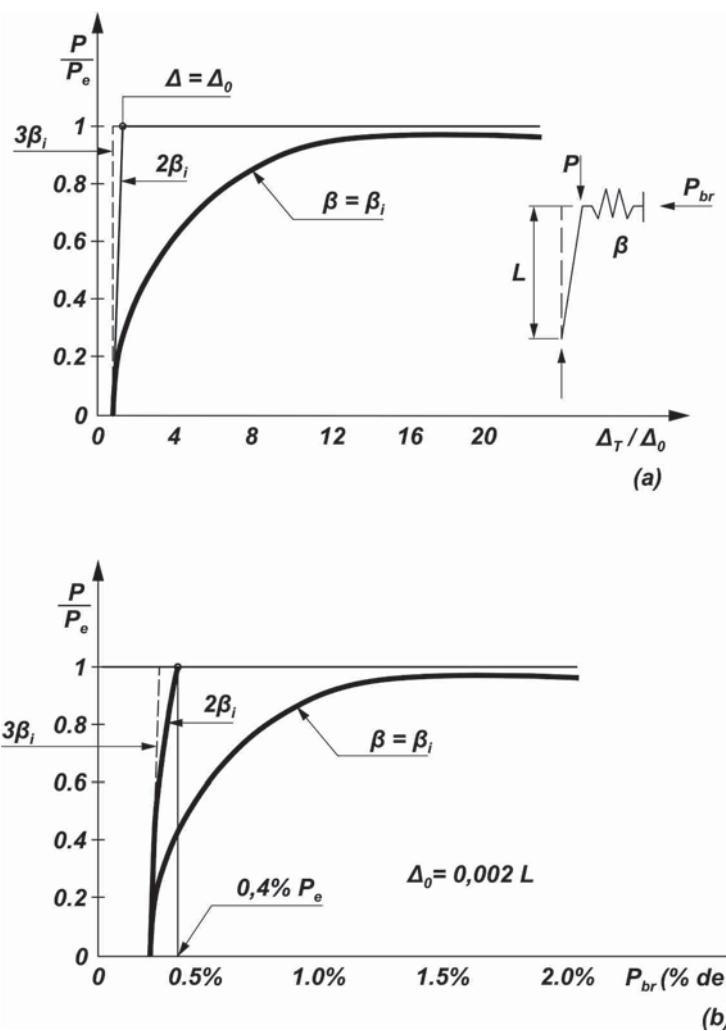


**Figura C-6.2. Viga en voladizo arriostrada en su extremo libre.**

La resistencia requerida para las riostras,  $P_{br}$ , es una función del desplazamiento inicial del extremo de la columna fuera del plano  $\Delta_0$  y de la rigidez de la riostra  $\beta$ . El factor  $\phi$  no incide en la determinación de la resistencia requerida de la riostra; dicho factor se debe aplicar cuando las especificaciones de otros Capítulos del Reglamento se utilicen para proyectar los miembros y uniones que deben resistir esas fuerzas.

En la **Figura C-6.3** se muestra, para un sistema de arriostramiento relativo, la relación entre la carga de la columna, la rigidez del arriostramiento y el desplazamiento lateral. Para una columna perfectamente a plomo, si la rigidez del arriostramiento  $\beta$  es igual a la rigidez crítica,  $P$  se acerca a la **carga de Euler  $P_e$**  a medida que aumenta la deformación lateral.

Desafortunadamente los grandes desplazamientos producen grandes fuerzas en los arriostramientos, por lo que a efectos del Proyecto Estructural,  $\Delta$  debe permanecer pequeño.



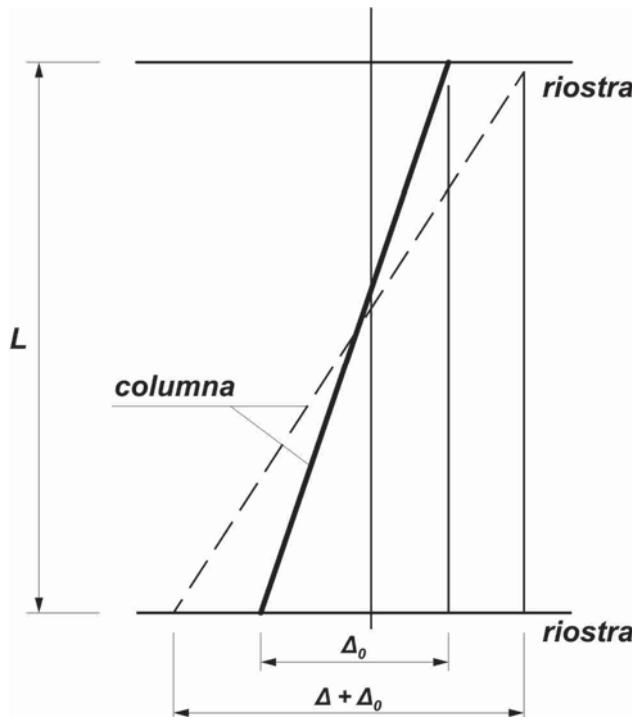
**Figura C-6.3. Efectos del desplazamiento inicial fuera del plano.**

Para el sistema de arriostramiento relativo representado en la **Figura C-6.3**, tomando  $\beta_{br}=2\beta_i$  y un  $\Delta_0=L/500$  resulta  $P_{br}=0,4\%P_e$ .

$L$  es la distancia entre puntos arriostrados y  $\Delta_0$  es el desplazamiento desde la posición recta de unión entre los puntos arriostrados, el cual puede ser causado por fuerzas laterales, tolerancias

de montaje, acortamiento de columnas, etc. No incluye las deformaciones axiles de las riostras causadas por las cargas gravitatorias. (Ver la **Figura C-6.4**).

Tal como se indica en el **Capítulo C**, el uso de  $\Delta_0 = L/500$  se basa en el hecho que es el máximo desplome permitido por el Reglamento. En forma similar, para el arriostramiento torsional de vigas, se supone un ángulo de distorsión inicial  $\theta_0 = L/(500 h_0)$ , siendo  $h_0$  la distancia entre los centros de gravedad de las alas del miembro. Para otros valores de  $\Delta_0$  y  $\theta_0$  se modificarán en forma directamente proporcional las resistencias requeridas  $P_{br}$  y  $M_{br}$ . Para casos en que sea improbable que todas las columnas de un piso salgan fuera del plano en la misma dirección, Chen y Tong (1994) recomiendan un valor promedio  $\Delta_0 = 0,002 L / \sqrt{n_o}$  para utilizar en los casos donde  $n_o$  columnas, cada una con un  $\Delta_0$ , son estabilizadas por un sistema de arriostramiento. El uso de este  $\Delta_0$  reducido sería apropiado cuando se combinen las fuerzas debidas a la estabilización con las fuerzas originadas por acciones de viento o sismo.



**Figura C-6.4. Definiciones.**

Si la rigidez provista por la riostra  $\beta_{act}$  es diferente de la requerida  $\beta_{br}$ , entonces la fuerza en la riostra ( $P_{br}$ ) o el momento en la riostra ( $M_{br}$ ) deberá ser multiplicado por el siguiente factor:

$$\frac{1}{2 - \frac{\beta_{br}}{\beta_{act}}} \quad (\text{C-6.1})$$

Las uniones de las riostras, si ellas son flexibles o pueden deslizar, deberán ser consideradas en la evaluación de la rigidez del sistema de arriostramiento de la siguiente manera:

$$\frac{1}{\beta_{act}} = \frac{1}{\beta_{conn}} + \frac{1}{\beta_{br}} \quad (\text{C-6.2})$$

La rigidez del sistema de arriostramiento resultante  $\beta_{act}$  es menor que el valor más pequeño entre la rigidez de la unión  $\beta_{conn}$  y la rigidez de la riostra  $\beta_{br}$ . En uniones con agujeros normales no será necesario considerar el deslizamiento excepto que se usen pocos bulones.

Cuando se evalúe el arriostramiento de filas de columnas o vigas, se deberán considerar los efectos de la acumulación de fuerzas de arriostramiento a lo largo de la longitud de la riostra que produzcan diferentes desplazamientos para cada ubicación de viga o columna. En general se podrán minimizar las fuerzas de arriostramiento aumentando el número de vanos arriostrados y utilizando riostras rígidas.

## C 6.2. ARRIOSTRAMIENTO DE COLUMNAS

Para sistemas nodales de arriostramiento de columnas, la rigidez crítica será una función del número de riostras intermedias (Winter, 1958 y 1960).

Para una riostra intermedia se deberá adoptar  $\beta_i = 2 P / L_b$  y para muchas riostras  $\beta_i = 4 P / L_b$ .

La relación entre la rigidez crítica y el número de riostras  $n$  puede ser considerada aproximadamente (Yura, 1995) con la siguiente expresión:

$$\beta_i = \left( 4 - \frac{2}{n} \right) \frac{P_u}{L_b} \quad (\text{C-6.3})$$

En el caso más severo (muchas riostras) se debe adoptar para la rigidez requerida de la riostra

$$\beta_{br} = 2 \beta_i = 2 \times 4P / L_b$$

La rigidez requerida de la riostra dada por la expresión **(6.4) del Apéndice 6 del Reglamento**, puede ser reducida por el siguiente factor para tomar en cuenta el número real de riostras.

$$\left( \frac{2n-1}{n} \right) \quad (\text{C-6.4})$$

En la expresión **(6.4)**, la longitud no arriostrada  $L_b$  se debe tomar igual a la longitud  $L_q$  que permite que la columna alcance una resistencia de diseño igual a  $P_u$ . Cuando la distancia real entre puntos arriostrados sea menor que  $L_q$  la resistencia requerida calculada puede resultar totalmente conservadora puesto que en las expresiones la rigidez es inversamente proporcional a  $L_b$ . En esos casos  $L_b$  puede ser remplazada por  $L_q$ . Esta sustitución también puede ser realizada en las expresiones **(6.8)** y **(6.9)** para arriostramiento nodal en vigas.

Por ejemplo un perfil W12x53 de **acero A36** con  $P_u = 1780$  kN puede tener una longitud no arriostrada máxima de 430 cm ( $L_q$ ). Si la distancia real entre riostras es de 240 cm, entonces se puede usar  $L_b = 430$  cm en la expresión (6.4) para determinar la rigidez requerida de la riostra.

El uso de  $L_q$  en la expresión (6.4) da una estimación razonable para la rigidez necesaria del arriostramiento. Sin embargo, la solución puede ser aún conservadora. Se puede mejorar la precisión tratando el sistema como un sistema de arriostramiento continuo (Lutz y Fisher, 1985; Ziemian, 2010).

Del modelo rígido de Winter se deriva una resistencia requerida en la riostra igual al 0,8% de  $P_u$ , la cual toma en cuenta sólo los efectos del desplazamiento lateral. Para considerar la fuerza adicional debida a la curvatura de la barra se deberá incrementar la resistencia requerida teórica hasta el 1% de  $P_u$ .

### C 6.3. ARRIOSTRAMIENTO DE VIGAS

El sistema de arriostramiento de vigas debe prevenir el giro de la sección y no el desplazamiento lateral. Tanto un sistema de arriostramiento lateral (por ejemplo puntos del ala comprimida unidos a una viga soporte) como un sistema de arriostramiento torsional (por ejemplo un pórtico transversal o un diafragma rígido entre vigas adyacentes) pueden controlar efectivamente el giro. Sistemas de arriostramiento lateral que son unidos cerca del centro de gravedad de la viga **no son efectivos**.

Para vigas con doble curvatura el punto de inflexión no puede ser considerado un punto arriostrado porque el giro puede ocurrir cerca de ese punto (Galambos 1998). Una riostra lateral en un ala cerca del punto de inflexión tampoco es efectiva. En los casos de doble curvatura la riostra lateral cercana al punto de inflexión deberá ser unida a ambas alas para prevenir el giro, o se deberá usar un sistema de arriostramiento torsional. Los requerimientos para las riostras de vigas se basan en las recomendaciones de Yura (1993).

#### C 6.3.1. Arriostramiento lateral

Para arriostramiento lateral los siguientes requerimientos de rigidez se derivan de la siguiente aproximación de Winter:

$$\beta_{br} = 2 N_i (C_b \cdot P_f) \cdot C_t \cdot C_d / \phi \cdot L_b \quad (\text{C-6.5})$$

siendo:

- $N_i$       1,0 para arriostramiento relativo.  
              (4 - 2/n) para arriostramiento nodal.
- $n$           el número de riostras intermedias.
- $P_f$         la fuerza de compresión en el ala de la viga, en kN.  
 $= \pi^2 \cdot E \cdot I_{yc} \cdot (10)^{-1} / L_b^2$
- $I_{yc}$       el momento de inercia del ala comprimida con respecto al eje de pandeo fuera del plano, en  $\text{cm}^4$ .

- $L_b$  la distancia entre riostras, en cm.  
 $C_b$  el factor de modificación por diagrama de momentos según **Capítulo F.**  
 $C_t$  = 1,0 para cargas en centro de gravedad de la sección.  
=  $1 + (1,2/n)$  para carga en el ala superior.  
 $C_d$  el factor de doble curvatura. (compresión en ambas alas).  
=  $1 + (M_s/M_L)^2$   
 $M_s$  el menor momento que causa compresión en cada ala, en kN.m.  
 $M_L$  el mayor momento que causa compresión en cada ala, en kN.m.

El factor  $C_d$  varía entre 1,0 y 2,0 y debe ser aplicado sólo para riostras cercanas al punto de inflexión. El término  $(2 N_i C_t)$  se puede considerar conservadoramente como 10 para cualquier número de riostras nodales y 4 para arriostramientos relativos.  $(C_b P_f)$  puede ser tomado aproximadamente como  $(M_u \cdot 10^2 / h)$ . Con ello se simplifica la expresión (C-6.5) para los requerimientos de rigidez, quedando como resultado las expresiones (C-6.6) y (C-6.8). La expresión (C-6.5) puede ser usada en lugar de las expresiones (C-6.6) y (C-6.8).

El requerimiento de resistencia para la riostra en sistemas relativos se expresa de la siguiente manera:

$$P_{br} = 0,004 M_u \cdot C_t \cdot C_d \cdot (10)^2 / h_o \quad (\text{C-6.6a})$$

y para sistemas nodales:

$$P_{br} = 0,01 M_u \cdot C_t \cdot C_d \cdot (10)^2 / h_o \quad (\text{C-6.6b})$$

Las expresiones anteriores se basan en la hipótesis de un desplazamiento lateral inicial del ala comprimida de 0,002  $L_b$ . Los requerimientos de resistencia de la riostra de las expresiones (6.5) y (6.7) se derivan de las expresiones (C-6.6a) y (C-6.6b) con la hipótesis de que está cargada el ala superior ( $C_t = 2$ ). Las expresiones (C-6.6a) y (C-6.6b) se pueden usar en lugar de las expresiones (6.5) y (6.7) respectivamente.

### C 6.3.2. Arriostramiento para torsión

Los sistemas de arriostramiento torsional pueden estar unidos en forma continua a lo largo de la longitud de la viga (por ejemplo pisos de sección compuesta o losas) o unidos puntualmente en forma discreta a lo largo de la longitud de la viga (por ejemplo pórticos transversales, **Figura C-6.1(d)**). Un sistema de arriostramiento para torsión unido al ala traccionada es tan efectivo como uno unido al medio de la altura de la viga o al ala comprimida. Aunque la respuesta de la viga sea indiferente a la ubicación de la riostra, dicha posición en la sección transversal tendrá efecto en la rigidez de la riostra. Por ejemplo, un arriostramiento torsional unido al ala inferior generalmente tenderá a flexarse con curvatura simple (por ejemplo con una rigidez a flexión de  $2EI/L$ , basada en las propiedades de la riostra). En cambio un arriostramiento torsional unido al ala superior generalmente tenderá a flexarse con doble curvatura (por ejemplo, con una rigidez a flexión de  $6EI/L$ , basada en las propiedades de la riostra).

Se pueden utilizar uniones semirígidas siempre que su rigidez sea considerada en la evaluación de la rigidez torsional de la riostra.

Los requerimientos de los arriostramientos para torsión están basados en la resistencia a pandeo de una viga con un arriostramiento torsional continuo a lo largo de su longitud lo que fue desarrollado por Taylor y Ojalvo (1966) y modificado por Yura (2001) para tomar en cuenta la distorsión de la sección transversal.

$$M_u \leq M_{cr} = \sqrt{(C_{bu} \cdot M_o)^2 + \frac{C_b^2 \cdot E \cdot I_y \cdot \bar{\beta}_T}{2 C_{tt}}} \quad (\text{en unidades compatibles}) \quad (\text{C-6.7})$$

siendo:

$(C_{bu}, M_o)$  es la resistencia a pandeo de la viga sin arriostramiento torsional.

$C_{bu} = 1,2$  cuando está cargada el ala superior y

$C_{bu} = 1,0$  cuando la carga está en el centro de gravedad de la sección.

$\bar{\beta}_T = n \cdot \beta_T / L$  la rigidez del arriostramiento torsional continuo por unidad de longitud o su equivalente cuando hay  $n$  riostras nodales a lo largo de la longitud  $L$ , cada una con una rigidez  $\beta_T$ .

El valor **2** toma en cuenta el desplazamiento inicial fuera del plano. Despreciando el término de pandeo de la viga no arriostrada se tiene una estimación conservadora de la rigidez requerida del arriostramiento para torsión (expresión **(6.11)** en unidades del Reglamento).

Los requerimientos de resistencia para los arriostramientos solicitados a torsión fueron desarrollados sobre la base de suponer una deformación angular inicial de  $\theta = 0,002 (L_b/h_0)$  donde  $h_0$  es la altura de la viga. Cuando la riostra suministra al menos **2** veces la rigidez ideal, resulta en el arriostramiento un momento  $M_{br} = \beta_T \theta_0$ . Usando la expresión **(6.11)** (en unidades compatibles y sin  $\phi$ ) la resistencia requerida para el arriostramiento torsional resulta:

$$M_{br} = \beta_T \theta_0 = \left( \frac{2,4 L M_u^2}{n E I_y C_b^2} \right) \left( \frac{L_b}{500 h_0} \right) \quad (\text{C-6.8})$$

Para obtener la expresión **(6.9)** se simplificó la expresión anterior de la siguiente manera:

$$M_{br} = \left( \frac{2,4 L M_u^2}{n E I_y C_b^2} \right) \left( \frac{L_b}{500 h_0} \right) \left( \frac{\pi^2 L_b^2}{\pi^2 L_b^2} \right) = \left( \frac{2,4 \pi^2 L M_u^2}{500 n C_b L_b} \right) \left( \frac{M_u}{h_0} \right) \left( \frac{L_b^2}{C_b \pi^2 E I_y} \right) \quad (\text{C-6.9})$$

El término  $(M_u / h_0)$  puede ser tomado aproximadamente como la fuerza en el ala  $P_f$ .

El término  $(L_b^2 / C_b \pi^2 E I_y)$  puede representarse por la inversa del doble de la resistencia a pandeo del ala ( $1/2P_f$ ). Reemplazando términos y dando valor a las constantes resulta la expresión **(6.9) del Apéndice 6 del Reglamento**:

$$M_{br} = \left( \frac{0,024 M_u L}{n C_b L_b} \right) \quad (\text{C-6.10})$$

Las expresiones **(6.9)** y **(6.12)** dan los requerimientos de resistencia y rigidez para vigas doblemente simétricas. Para **secciones con simetría simple** estas expresiones generalmente son conservadoras. Una mejor estimación del **requerimiento de resistencia** para arriostramiento torsional para esas secciones se puede obtener reemplazando en la expresión **(C-6.8)**  $I_y$  por  $I_{eff}$  dado por la expresión siguiente:

$$I_{eff} = I_{yc} + \left( \frac{t}{c} \right) I_{yt} \quad (\text{C-6.11})$$

siendo:

**t** la distancia del eje neutro a la fibra extrema traccionada, en cm.

**c** la distancia del eje neutro a la fibra extrema comprimida, en cm.

**$I_{yc}$ ,  $I_{yt}$**  los momentos de inercia de las alas comprimida y traccionada, respectivamente, con respecto a un eje que pase por el alma, en  $\text{cm}^4$ .

Una buena estimación del **requerimiento de rigidez** para arriostramientos torsionales formados por una **viga doble Te de simetría simple**, se puede obtener usando la expresión **(6.11) del Apéndice 6 del Reglamento** pero reemplazando  $I_y$  por  $I_{eff}$  dado por la expresión **(C-6.11)**.

El término  $\beta_{sec}$  en las expresiones **(6.10)**, **(6.12)** y **(6.13)** considera la distorsión de la sección transversal. Un rigidizador de alma en el punto de arriostramiento reduce la distorsión de la sección transversal y mejora la efectividad del arriostramiento para torsión.

Cuando un pórtico transversal se une cerca de ambas alas o un diafragma tiene aproximadamente la altura de la viga, entonces la distorsión del alma es insignificante y  $\beta_{sec}$  tiende a infinito. La rigidez requerida por el arriostramiento  $\beta_{Tb}$ , dada por la expresión **(6.10)** se obtiene resolviendo la siguiente ecuación que representa la rigidez del sistema de arriostramiento incluyendo los efectos de la distorsión:

$$\frac{1}{\beta_T} = \frac{1}{\beta_{Tb}} + \frac{1}{\beta_{sec}} \quad (\text{C-6.12})$$

Los cordones paralelos de vigas reticuladas, cuando ambos cordones se extienden hasta el final del vano y están unidos a soportes, pueden ser tratados como vigas. En las expresiones **(6.5) a (6.9)**  $M_u$  se puede considerar como el producto de la máxima fuerza de

compresión en el cordón por la altura de la viga reticulada y así determinar los requerimientos de rigidez y resistencia del arriostramiento. No es necesario considerar los efectos de la distorsión de la sección transversal  $\beta_{sec}$  cuando se usan para arriostar pórticos transversales de altura igual a la altura total de la viga. Cuando alguno de los cordones no se extienda hasta el extremo del vano se deberá controlar el giro cerca de los extremos del vano con el uso de pórticos transversales o amarras.

#### C 6.4. ARRIOSTRAMIENTO DE VIGA-COLUMNNA

La sección sobre arriostramientos de viga-columna se incluye en la Especificación base AISC-2010. Los requerimientos de arriostramiento para columnas y para vigas son superpuestos para llegar a los requerimientos para viga-columna. Este enfoque tiende a ser conservador y puede ser deseable en algunos casos realizar un análisis racional más preciso.



## COMENTARIOS AL APÉNDICE 7.

### MÉTODOS ALTERNATIVOS PARA EL PROYECTO POR CONSIDERACIONES DE ESTABILIDAD Y RESISTENCIA

En el **Apéndice 7** se dan las especificaciones para el **Proyecto por Estabilidad y Resistencia** por el **método de la longitud efectiva** y por el **método de análisis de primer orden**. Ellos son métodos alternativos al **Método de Análisis Directo** especificado en el **Capítulo C**.

Los métodos especificados en el **Apéndice 7** utilizan en el análisis la geometría nominal de la estructura y las rigideces elásticas nominales de sus miembros (**Ei** y **Ea**). Por ello los límites para la relación de desplazamientos relativos de segundo y de primer orden ( $\Delta_2/\Delta_1$ ) especificados en el **Capítulo C** y en el **Apéndice 7** son diferentes. Para el método de análisis directo, el límite de **1,7** para ciertos requerimientos está basado en la utilización de una rigidez reducida (**Ei\*** y **Ea\***). Para el método de la longitud efectiva y para el método de análisis de primer orden, el equivalente límite de **1,5** está basado en el uso de las rigideces sin reducciones (**Ei** y **Ea**).

#### C 7.2. MÉTODO DE LA LONGITUD EFECTIVA (MLE)

El concepto de longitud efectiva permite asimilar el comportamiento frente al pandeo de una barra comprimida de un pórtico de longitud real **L** con cualquier condición de vínculo, al de una barra biarticulada equivalente de una longitud **kL** sometida a carga axil. Además puede ser usado en métodos de estimación del efecto de interacción entre un pórtico y cada una de sus columnas. Si bien el concepto es totalmente válido para estructuras ideales, su instrumentación práctica en las estructuras reales implica suponer el cumplimiento de varias hipótesis de condiciones ideales, que serán mencionadas más adelante.

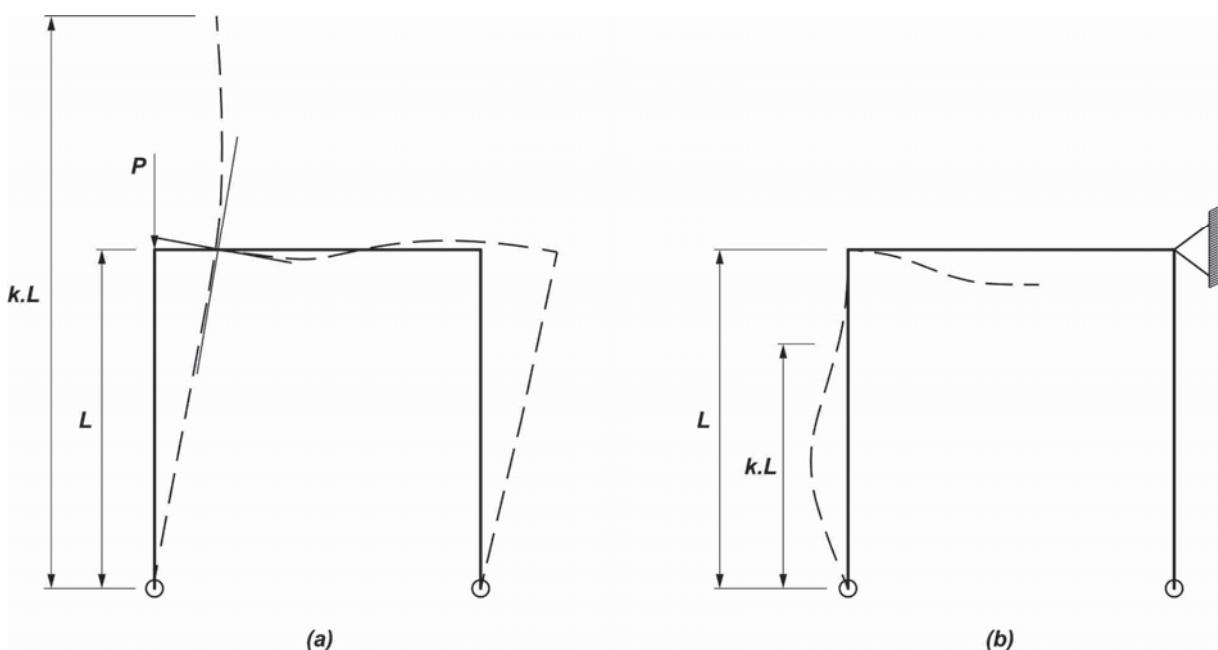
Las especificaciones de esta Sección junto al uso, en ciertos casos, de longitudes efectivas (**kL**) de columnas mayores que las longitudes reales para determinar las resistencias nominales a compresión axil, consideran los efectos de desplomes iniciales y la eventual reducción de rigidez en los miembros por inelasticidad. Para el análisis estructural no se requieren reducciones en las rigideces.

La longitud efectiva, **kL**, para el pandeo de la columna, basada en la teoría de estabilidad elástica (o eventualmente inelástica), o alternativamente la equivalente carga de pandeo elástico  $F_e = (\pi^2 EI / (kL)^2)$  es utilizada para determinar la resistencia nominal a compresión axil **P<sub>n</sub>** de la columna. Ello mediante una **curva de pandeo** empírica que toma en cuenta las imperfecciones geométricas (deformación inicial) y la fluencia no uniforme por efecto de las tensiones residuales. Esta resistencia nominal a compresión axil, con su respectivo factor de resistencia, se combina con la resistencia de diseño a flexión y las resistencias requeridas de segundo orden a compresión axil (**P<sub>u</sub>**) y a flexión (**M<sub>u</sub>**) en las expresiones de interacción para viga-columna.

## Determinación del Factor de Longitud Efectiva k

Para el análisis de la resistencia de una columna comprimida axilmente se pueden presentar dos situaciones de efectos opuestos.

En un pórtico de nudos rígidos lateralmente desplazable, cuando se aplica la carga suficiente para que la columna pandee, la longitud efectiva de pandeo supera la longitud real de la columna (**Figura C-7.2.1a**). Si el mismo pórtico estuviera arriostrado, lo que convierte sus nudos en indesplazables, la longitud efectiva será menor que la longitud real de la columna en razón de la restricción al giro que introduce en la cabeza la rigidez de la viga (**Figura C-7.2.1b**). Así el factor **k**, relación entre longitud efectiva y real de la columna, puede ser mayor o menor que 1, según que el pórtico sea o no desplazable.



**Figura C-7.2.1. Longitud efectiva de pandeo de columnas.**

### (a) Pórticos arriostrados (nudos no desplazables)

Los pórticos arriostrados son comúnmente idealizados como sistemas de reticulados verticales en voladizo, con sus nudos articulados, ignorando los momentos flectores secundarios en sus barras. El factor de longitud efectiva de las barras componentes es normalmente tomado como **k = 1,0**, a menos que un valor menor sea justificado mediante análisis estructural y el proyecto de sus miembros y sus uniones sea consistente con esa hipótesis. Si los nudos se consideran en el análisis como nudos rígidos, los momentos flectores resultantes deberán ser considerados en el proyecto de los miembros y sus uniones.

Si se considera **k < 1,0** para la determinación de **P<sub>n</sub>** en un miembro de un pórtico arriostrado, también deberán ser considerados los requerimientos adicionales para la estabilidad del sistema de arriostramiento y la influencia de los momentos de segundo orden en las vigas rigidamente unidas a las columnas. Las especificaciones del **Apéndice 6** para los sistemas de arriostramiento **no consideran** los requerimientos adicionales resultantes de considerar **k < 1,0**.

en los miembros comprimidos de pórticos arriostrados. Generalmente será necesario un análisis elástico de segundo orden para la determinación de los momentos de segundo orden en las vigas rigidamente unidas a los miembros comprimidos proyectados con  $k < 1,0$ . Por ello es recomendable proyectar los miembros comprimidos de pórticos arriostrados con  $k = 1,0$ , excepto en situaciones especiales donde se justifique realizar los cálculos adicionales mencionados.

### (b) Pórticos no arriostrados (nudos desplazables)

La estabilidad de los pórticos no arriostrados depende fundamentalmente de la rigidez a flexión de las vigas y columnas unidas. Puede ser necesario considerar la reducción de rigidez debida a las deformaciones por corte cuando las luces sean pequeñas y/o los miembros tengan mucha altura o los miembros sean de alma abierta.

Cuando se emplee el método de la longitud efectiva, el proyecto de toda viga-columna de un pórtico no arriostrado se deberá basar en una longitud efectiva ***kL mayor que la longitud real L***, salvo cuando se satisfacen condiciones específicas basadas en una gran rigidez estructural. Cuando la relación ( $\Delta_{2^{\text{do orden}}} / \Delta_{1^{\text{er orden}}}$ ) (o equivalentemente  $B_2$ ) sea ***menor o igual que 1,1***, se podrán proyectar las columnas con  $k = 1,0$ . Esta simplificación para estructuras rígidas produce un error máximo del ***6%*** en la verificación de la resistencia de las viga-columnas realizada con las especificaciones del ***Capítulo H*** (White y Hajjar, 1997a). Si la relación de desplazamientos de segundo y de primer orden resulta ***mayor que 1,1*** se deberá calcular con  $k > 1,0$ .

Una gran cantidad de métodos han sido sugeridos para el cálculo de  $k$ . (Kavanagh, 1962; Le Messurier, 1977; Comité ASCE de tareas sobre longitud efectiva, 1997; White y Hajjar, 1997b). Los métodos van desde una simple idealización de una única columna como se indica en la ***Tabla C-7.1***, hasta complejas soluciones de pandeo para pórticos y condiciones de carga específicos. En algunos tipos de pórticos los factores  $k$  son estimados o calculados en forma sencilla y resultan una herramienta conveniente para el proyecto por estabilidad y resistencia. En otros tipos de estructuras, la determinación de valores confiables de  $k$  se deberá determinar mediante tediosos procedimientos manuales y en esos casos, resulta más conveniente analizar la estabilidad y resistencia del sistema con el ***método de análisis directo***.

- En la ***Tabla C-7.1*** se dan valores teóricos de  $k$  para seis condiciones ideales, con nudos perfectamente articulados y/o empotrados.

Además se indican valores de proyecto de  $k$ , recomendados por el S.S.R.C. (Structural Stability Research Council), para ser utilizados cuando las condiciones reales de vínculo de la columna se aproximan a las teóricas ideales indicadas en la Tabla. En general los valores recomendados son mayores que sus equivalentes teóricos en razón de que raramente se pueden ejecutar nudos totalmente rígidos.

La columna del pórtico de la ***Figura C-7.2.1a*** se podría asimilar al caso f indicado en la ***Tabla C-7.1*** pero valen las siguientes consideraciones. Si la rigidez de la viga (en general la rigidez combinada de las vigas que concurren al nudo) no es suficientemente grande con respecto a la de la columna, no se alcanzará a enderezar la deformada de la columna en su extremo superior (condición teórica) por lo que el factor  $k$  será mayor que ***2***. O sea la mayor o menor cercanía a la condición teórica supuesta en el extremo superior depende de la rigidez relativa de la o las vigas que concurren al nudo con respecto a la de la columna.

Por otra parte se debe examinar la condición real de giro del extremo inferior. Se ha demostrado, (Galambos, 1988) que en los casos en que las bases son proyectadas para transmitir sólo cargas verticales, existe una restricción importante al giro cuando la placa de apoyo es anclada de manera tradicional. En ese caso, y cumpliéndose la condición teórica en el extremo superior se puede tomar conservadoramente  $k = 1,5$ . El Proyectista Estructural deberá pues evaluar las condiciones reales de los extremos para adoptar de la **Tabla C-C.2.1** en cada situación, el caso que pueda representar más exactamente el comportamiento de la columna analizada.

**Tabla C-7.1. Valores de K para columnas**

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
	<i>La forma de pandeo se indica en línea de puntos</i>					
<i>Valores teóricos de K</i>	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
<i>Valores recomendados de proyecto para condiciones reales</i>	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,0
<i>Condiciones de vínculo</i>	 <i>Rotación y Traslación impidiida</i>	 <i>Rotación libre y Traslación impidiida</i>	 <i>Rotación impidiida y Traslación libre</i>	 <i>Rotación libre y Traslación libre</i>		

- Otro método disponible para determinar  $k$  es el uso de **nomogramas** como los de la **Figura C-7.2.2** que proporcionan un método rápido para la determinación de los valores adecuados de  $k$ . El nomograma (a) es para pórticos arriostrados y el (b) para pórticos no arriostrados.

El nomograma (a) para pórticos arriostrados está basado en la siguiente expresión:

$$\frac{G_A G_B}{4} (\pi/k)^2 + \left( \frac{G_A + G_B}{2} \right) \left( 1 - \frac{\pi/k}{\operatorname{tg}(\pi/k)} \right) + \frac{2 \operatorname{tg}(\pi/2k)}{(\pi/k)} - 1 = 0 \quad (\text{C-7.1})$$

El nomograma (b) para pórticos desplazables está basado en la siguiente expresión:

$$\frac{G_A G_B (\pi/k)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{(\pi/k)}{\tan(\pi/k)} = 0 \quad (\text{C-7.2})$$

donde con carácter general:

$$G = \frac{\sum (E_c I_c / L_c)}{\sum (E_g I_g / L_g)} = \frac{\sum (EI/L)_c}{\sum (EI/L)_g} \quad (\text{C-7.3})$$

siendo:

**A** y **B** los subíndices que hacen referencia a los nudos extremos de la columna considerada.

$\Sigma$  la sumatoria de todos las barras rígidamente unidas al nudo y contenidas en el plano de pandeo de la columna considerado.

$E_c$  el módulo de elasticidad del material de la columna;

$I_c$  el momento de inercia de la columna y

$L_c$  la longitud no arriostrada de la columna.

$E_g$  el módulo de elasticidad del material de la viga;

$I_g$  el momento de inercia de la viga y

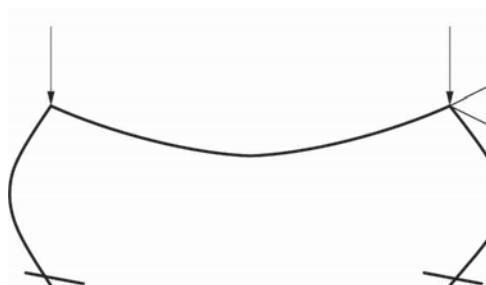
$L_g$  la longitud no arriostrada de la viga u otra barras de restricción.

$I_c$  e  $I_g$  los valores deben ser calculados con respecto a los ejes perpendiculares al plano de pandeo considerado.

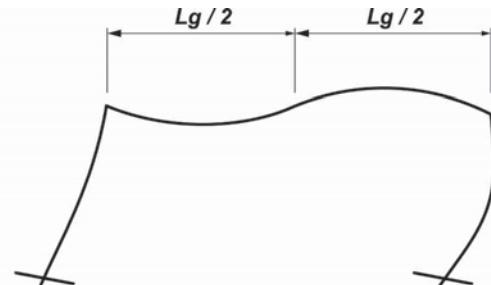
Para los extremos articulados,  $G$  es teóricamente infinito, pero a menos que se materialice efectivamente la articulación con un pasador totalmente libre de fricción se tomará  $G = 10$  para el Proyecto práctico.

Si la columna está rígidamente unida a una base adecuadamente proyectada (o sea teóricamente empotrada) se puede tomar prácticamente  $G = 1$ . Valores menores sólo se podrán utilizar si se justifica mediante análisis.

#### - Esquema de deformación supuesto:



indesplazables



desplazables

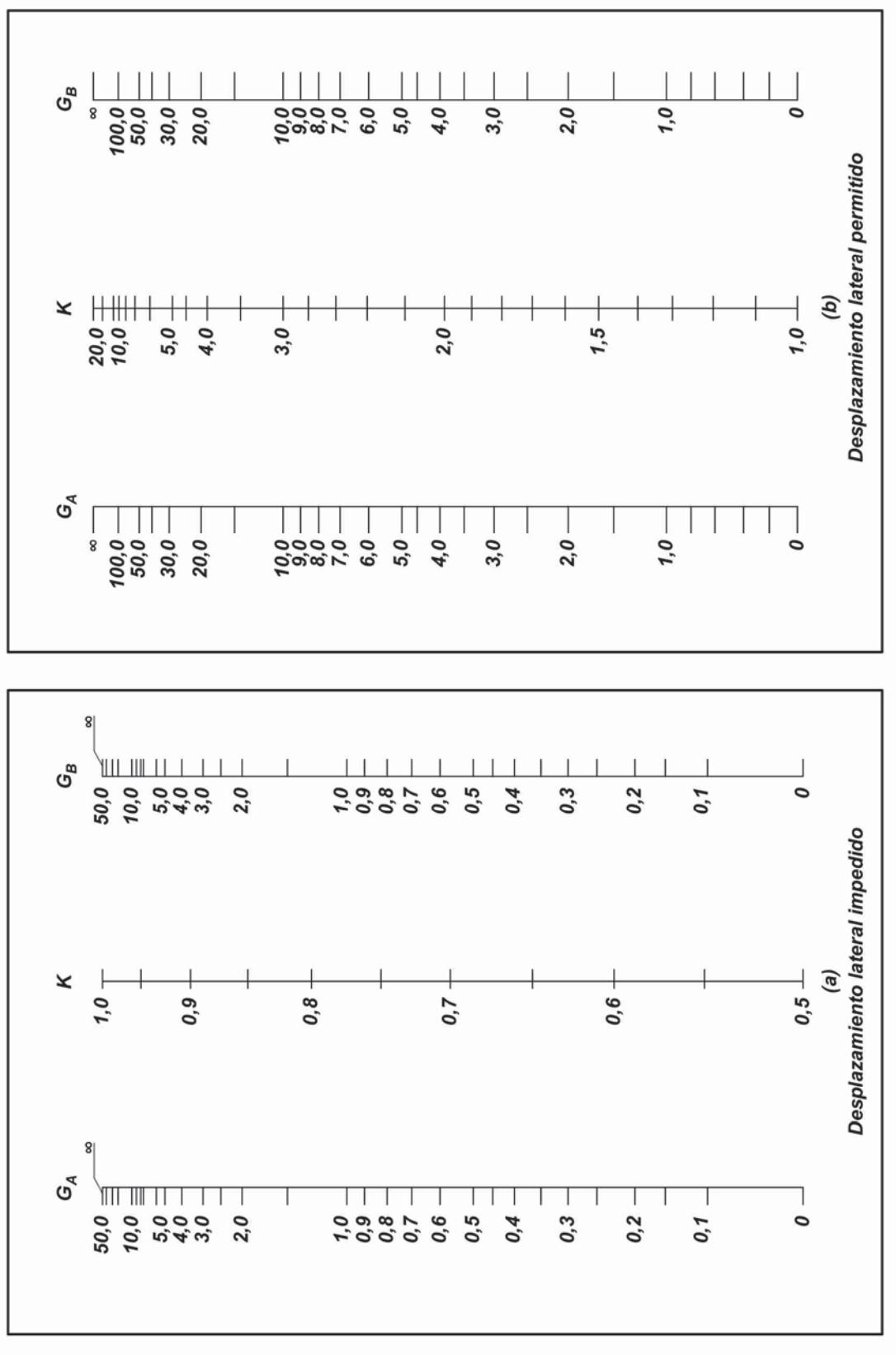


Figura C-7.2.2. Nomogramas para  $k$  en columnas de pórticos.

Los nomogramas son válidos para diferentes materiales cuando se utilice la **rigidez efectiva EI** apropiada.

Sin embargo se debe hacer notar que estos nomogramas han sido confeccionados en base a hipótesis ideales que la mayoría de las veces no se cumplen en la estructura real (Galambos, 1988; ASCE Task Committee on Effective Length, 1997).

Estas hipótesis son las siguientes:

- 1) Comportamiento del material totalmente elástico (**E = constante**).
- 2) Todas las barras tienen su sección transversal constante en toda su longitud.
- 3) Todos los nudos son rígidos.
- 4) Para pórticos no desplazables las rotaciones en los extremos opuestos de las vigas son de igual magnitud y producen una flexión de la viga con simple curvatura.
- 5) Para pórticos desplazables las rotaciones en los extremos opuestos de las vigas son de igual magnitud y producen una flexión de la viga con doble curvatura.
- 6) Los parámetros de rigidez  $L\sqrt{P/(EI)}$  de todas las columnas son iguales.
- 7) La restricción al giro del nudo se distribuye entre la columna superior e inferior del mismo en proporción al  $EI/L$  de las dos columnas.
- 8) Todas las columnas pandean simultáneamente.
- 9) No existen en las vigas fuerzas de compresión importantes.

Cuando las condiciones reales difieren de las hipótesis supuestas, la utilización del nomograma en la forma dada en la **Figura C-7.2.2** puede llevar a valores de **k** incorrectos, por lo que el Proyectista Estructural deberá evaluar adecuadamente la condición real de la estructura para el uso de los nomogramas, realizando las correcciones que fueran necesarias.

### Correcciones sobre valores obtenidos del nomograma

#### (1) Corrección por inelasticidad

En ambos nomogramas para calcular  $G_A$  y  $G_B$  se reemplazará  $(E_c I_o)$  por  $\tau_b(E_c I_c)$  para todas las columnas, ( $\tau_b$  según expresiones **C.2.2a** y **C.2.2b**, Capítulo **C**).

#### (2) Corrección por giros extremos de vigas, no iguales

- En pórticos **no desplazables** cuando el extremo mas alejado de la viga está articulado se multiplicará  $(EI/L)_g$  por **1,5**. Cuando el extremo más alejado de la viga está empotrado se multiplicará  $(EI/L)_g$  por **2**.
- En pórticos **desplazables** cuando el extremo más alejado de la viga está articulado, se multiplicará  $(EI/L)_g$  por **0,5**.
- En pórticos **desplazables** se puede obtener un valor mas preciso de **G** a partir de los momentos extremos de la viga, cuando el punto de inflexión frente a cargas laterales no se produce en la mitad de la viga.

El valor correcto de  $L_g$  será  $L'_g = L_g \cdot [2 - M_F / M_N]$  donde  $M_F$  es el momento en el extremo mas alejado de la viga y  $M_N$  es el momento en el extremo mas cercano. Cuando  $M_F / M_N > 2$ ,  $L'_g$  se hace negativo, lo cual, aunque real (giro en sentido contrario), dará valores negativos de **G**. Estos están fuera del campo del abaco, pero

pueden usarse esos valores negativos en la expresión de la sumatoria de la expresión **C-7.3**.

### (3) Corrección por vigas con cargas axiles significativas

Una fuerza axial de compresión en la viga reduce su rigidez, lo que tiene un efecto adverso en el factor **k** de la columna (ver hipótesis 9). Para considerar el efecto de una compresión axial en una viga se modifica el parámetro de rigidez de la viga  $(E.I/L)_g$  en la expresión **(C-7.3)** multiplicándolo por el factor:

$$\left[ 1 - \frac{Q}{Q_{cr}} \right] \quad (\text{C-7.4})$$

siendo:

**Q** la fuerza axial de compresión en la viga, en kN.

**Q<sub>cr</sub>** la carga de pandeo elástico de la viga en el plano con **k = 1**, en kN.

Las fuerzas axiles de tracción en las vigas pueden ignorarse para la determinación de **G**.

### (4) Corrección por flexibilidad de las uniones

Cuando la unión viga-columna analizada sea una articulación (**US**), esa viga no podrá ser considerada en el término  $\Sigma(E.I/L)_g$  para calcular **G**. Solamente las uniones tipo **TR** podrán ser usadas directamente en la determinación de **G** (hipótesis 3). Se pueden utilizar las uniones tipo **PR** con una determinada respuesta momento-rotación pero el término  $(E.I/L)_g$  de cada viga deberá ser ajustado por la flexibilidad de la unión. El ASCE Task Committee on Effective Length (1997) provee una detallada discusión de la estabilidad de pórticos con uniones **PR** semirígidas. Estas uniones no podrán ser consideradas como uniones rígidas (**TR**) cuando aseguran la estabilidad del pórtico. En los Comentarios del **Capítulo B** se encuentra información adicional sobre las uniones semirígidas **PR**.

## (c) Sistemas estructurales mixtos

Cuando se utilicen sistemas estructurales mixtos, todos los sistemas deberán ser incluidos en el análisis estructural. Se deberá tener en cuenta las variaciones de rigidez en los tabiques de hormigón o muros de mampostería según sea el grado de fisuración posible. Ello se deberá considerar tanto para las combinaciones de acciones para los estados límite de servicio como para las combinaciones de acciones para los estados límite últimos.

Es prudente que el Proyectista Estructural considere un rango de rigideces posibles, así como los procesos de retracción, fluencia lenta y secuencia de carga de la estructura de manera de dejar cubiertos los posibles comportamientos y permita dotar de la resistencia y rigidez suficiente a todos los elementos de unión entre los distintos sistemas.

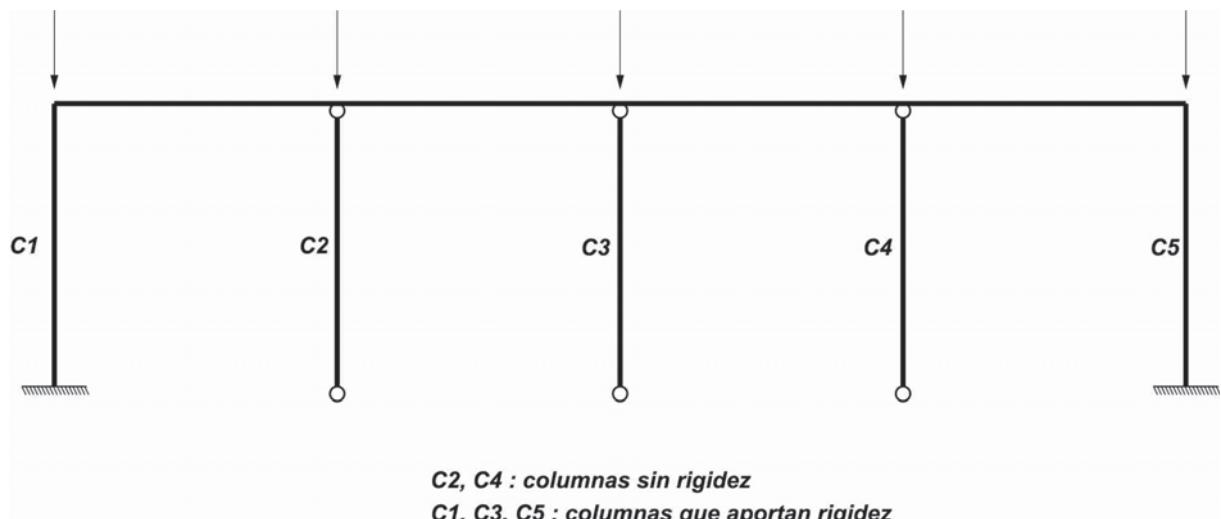
Para la determinación de las resistencias de diseño, los elementos comprimidos de pórticos de nudos desplazables serán proyectados con los factores de longitud efectiva que correspondan a esos pórticos. Otros miembros comprimidos pueden ser proyectados adoptando **k = 1,0**.

**(d) Determinación del factor de longitud efectiva  $k_2$  considerando el pandeo no simultáneo de las columnas del piso y la influencia de las columnas del piso que no aportan rigidez lateral.**

La inestabilidad lateral de un **pórtico no arriostrado (a nudos desplazables)** es un fenómeno de piso (o nivel) que involucra a la suma de las resistencias a desplazamiento lateral de cada columna del piso y a la suma de las cargas axiles gravitatorias mayoradas de todas las columnas del piso. Si cada columna del piso (o nivel) es dimensionada para soportar sus propias carga axial  $P$  y momento  $P\Delta$ , entonces todas las columnas pandearán simultáneamente (hipótesis 8). En esta condición no hay interacción entre las columnas del piso; la inestabilidad lateral de la columna y la del pórtico ocurrirá al mismo tiempo. Sin embargo, en la mayoría de los casos no se dan esas condiciones y los sistemas reales deben redistribuir los efectos  $P-\Delta$ , pues no puede ocurrir que una columna aislada pandee lateralmente sin que todas las columnas del piso también pandeen. Esa redistribución de la  $\Sigma (P\Delta)$  entre las columnas del piso (o nivel) se realiza en función de la rigidez a desplazamiento lateral de las mismas y se puede realizar con diafragmas de piso o vigas reticuladas de arriostramiento.

En **pórticos desplazables** pueden ser utilizadas columnas que no tengan prácticamente rigidez flexional en el plano considerado, o con sus extremos supuestos articulados (**Figura C-7.2.3**). La presencia de estas columnas (que podemos llamar **columnas sin rigidez lateral**) produce en el pórtico un efecto desestabilizante producto de sus cargas axiles y de su falta de rigidez lateral. Este efecto deberá ser considerado en su influencia sobre las otras columnas del pórtico que proveen resistencia frente a fuerzas horizontales. Las columnas sin rigidez lateral podrán ser dimensionadas con un  $k = 1$  para el plano del pórtico. Una columna puede no tener rigidez en un plano y aportar rigidez para un pórtico en el plano normal.

Similarmente existe la citada interacción entre las columnas del piso y la redistribución de los efectos  $P\Delta$  cuando hay columnas cargadas por debajo de su resistencia de diseño a pandeo y otras con cargas cercanas o iguales a sus resistencias de diseño a pandeo, o sea **columnas que no pandean simultáneamente**. En ese caso las columnas más cargadas del piso transfieren parte de sus momentos  $P\Delta$  a las menos cargadas.



**Figura C-7.2.3. Pórticos desplazables con columnas sin rigidez lateral.**

Ambos efectos (pandeo no simultáneo y presencia de columnas que no aportan rigidez lateral) pueden ser tomados en cuenta a través del **factor de longitud efectiva**. Se designa por  $k_2$  al factor que considera ambos efectos.

- Determinación de  $k_2$

Se consideran dos métodos para evaluar la estabilidad de piso (o nivel) de un pórtico y determinar el **factor de longitud efectiva**  $k_2$ . Ellos son el método de la **rigidez de piso** (LeMessurier, 1976 y 1977) y el método del **pandeo de piso** (Yura, 1971). Adicionalmente se plantea también un enfoque simplificado propuesto por Le Messurier.

El valor de  $k_2$  determinado por la expresión (C-7.5) o la expresión (C-7.8) puede ser usado directamente en las expresiones del **Capítulo E**.

Es importante hacer notar que no es conveniente utilizar el valor de  $k_2$  resultante de estas expresiones para calcular el modo de pandeo del piso como la suma de los  $[\pi^2 EI / (kL)^2]$  de las columnas del piso que aportan rigidez lateral. Además, es de hacer notar que el valor de  $P_n$  para cada columna, calculado con el  $k_2$  determinado por ambos métodos citados, **no puede ser tomado mayor** que el valor de  $P_n$  determinado con el factor de longitud efectiva correspondiente al pandeo de la columna como perteneciente al pórtico supuesto como indesplazable.

#### (a) Método de la Rígidez de Piso

El factor de longitud efectiva  **$k_2$  para una columna que aporta rigidez lateral** se define por la siguiente expresión:

$$k_2 = \sqrt{\frac{\sum P_u}{(0,85 + 0,15R_L)P_u} \left( \frac{\pi^2 EI}{10 L^2} \right) \left( \frac{\Delta_{oH}}{L \cdot \sum H} \right)} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{10 L^2} \left( \frac{\Delta_{oH}}{1,7 H L} \right)} \quad (\text{C-7.5})$$

siendo:

$\Sigma P_u$  la suma de las resistencias axiles requeridas de todas las columnas de un piso aporten o no rigidez lateral, en kN.

$P_u$  la resistencia axial requerida de la columna que aporta rigidez lateral analizada, en kN.

$E$  el módulo de elasticidad longitudinal del acero = **200.000 MPa**.

$\Delta_{oH}$  el desplazamiento lateral relativo del piso considerado, en cm.

$\Sigma H$  la suma de todas las fuerzas horizontales que producen  $\Delta_{oH}$  (esfuerzo de corte del piso), en kN.

$I$  el momento de inercia de la columna que aporta rigidez lateral analizada, en  $\text{cm}^4$ .

$L$  la altura del piso, en cm.

**H** el esfuerzo de corte en la columna que aporta rigidez lateral analizada debido a las fuerzas horizontales que producen  $\Delta_{oH}$ , en kN.

**R<sub>L</sub>** la relación entre la resistencia axial requerida de las columnas que no aportan rigidez lateral y la suma de las resistencias axiles requeridas de todas las columnas de un piso ( $\Sigma P_u \text{ sin rig. lateral} / \Sigma P_u$ ).

**Es de hacer notar que la expresión (C-7.5) es aplicable sólo para el caso en que todas las columnas del piso tengan la misma altura.**

Con la aplicación del primer miembro de la desigualdad (**C-7.5**) algunas columnas que tengan una pequeña contribución a la rigidez lateral del piso, podrán tener un **k<sub>2</sub> menor que 1,0**. El límite establecido por el lado derecho de la desigualdad es un valor mínimo que considera la interacción entre el pandeo del pórtico en el modo desplazable y en el modo indesplazable (Comité ASCE de Tareas sobre Longitud Efectiva, 1997; White y Hajjar, 1997a).

El propósito de **R<sub>L</sub>** es considerar la influencia del efecto **P-δ** en la rigidez lateral de las columnas del piso.

La inecuación (**C-7.5**) puede ser reescrita para obtener la carga de pandeo elástico de la columna analizada, **P<sub>e2</sub>**, como se muestra a continuación:

$$P_{e2} = \left( \frac{L \sum H}{\Delta_{oH}} \right) \frac{P_u}{\sum P_u} (0,85 + 0,15 R_L) \leq 1,7 H L / \Delta_{oH} \quad (\text{C-7.6})$$

La carga crítica elástica de la columna, **P<sub>e2</sub>**, calculada con el miembro izquierdo de la inecuación (**C-7.6**) puede **ser mayor** que la carga crítica elástica de la columna con **k=1** ( $P_e = \pi^2 E I / 10L^2$ ) pero **no puede ser mayor** que el límite indicado en el miembro derecho.

El criterio de rigidez de entrepiso es la base para el cálculo de **B<sub>2</sub>** (factor de amplificación por efectos **P-Δ**) determinado en el Apéndice **8** para pisos con columnas todas de la misma altura. En la expresión (**8.7**) del Apéndice **8**, la carga de pandeo del piso se expresa en términos de la relación (desplazamiento relativo  $\Delta_{oH}$  - **altura** del piso  $L$ ) obtenida a partir de un análisis de primer orden realizado sobre la estructura sometida a cargas laterales.

Para realizar un Anteproyecto puede ser fijado como criterio de proyecto un valor máximo para la relación indicada (desplazamiento relativo-altura del piso).

El método de la rigidez de piso centra la atención del Proyectista Estructural en la condición fundamental para la estabilidad de un pórtico, que es proveer una adecuada rigidez global de piso en relación con la carga gravitatoria total  $\Sigma P_u$  actuante en el piso. La rigidez elástica del piso queda expresada por  $\Sigma H / (\Delta_{oH} / L)$ .

### (b) Método del Pandeo de Piso

El factor de longitud efectiva **k<sub>2</sub> para una columna que aporta rigidez lateral** se define por medio de la siguiente expresión:

$$k_2 = \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{P_u} \left( \frac{\sum P_u}{\sum \frac{\pi^2 EI}{10(k_{n2}L)^2}} \right)} \geq \sqrt{\frac{5}{8}} k_{n2} \quad (\text{C-7.8})$$

siendo:

$\Sigma P_u$  la suma de las resistencias axiles requeridas de todas las columnas de un piso, aporten o no rigidez lateral, en kN.

$P_u$  la resistencia axial requerida de la columna que aporta rigidez lateral analizada, en kN.

$E$  el módulo de elasticidad longitudinal del acero = **200.000 MPa**.

$I$  el momento de inercia de la columna que aporta rigidez lateral analizada, en  $\text{cm}^4$ .

$L$  la altura de la columna analizada, en cm.

$k_{n2}$  el valor de ***k para la columna analizada*** determinado por el ***nomograma para desplazamiento lateral permitido*** de la ***Figura C-7.2.2***, con las correcciones por inelasticidad, por giros extremos de vigas no iguales, por vigas con cargas axiles significativas y por flexibilidad de las uniones, la que sea aplicable.

***Es de hacer notar que la expresión (C-7.8) puede ser utilizado en el caso en que las columnas del piso tengan distinta altura.***

El valor de  $k_2$  obtenido por el miembro izquierdo de la inecuación **(C-7.8)** puede resultar menor que **1,0**. El límite determinado por el miembro derecho es un valor mínimo de  $k_2$  que considera la interacción entre pandeo del pórtico en modo desplazable y en modo indesplazable. (Comité ASCE de Tareas sobre Longitud Efectiva, 1997; White y Hajjar, 1997a; Geschwindner, 1992; AISC-SSRC, 2003).

La inecuación **(C-7.8)** puede ser reescrita para obtener la carga de pandeo elástico de la columna analizada  $P_{e2}$  como:

$$P_{e2} = \left( \frac{P_u}{\sum P_u} \right) \sum \left( \frac{\pi^2 EI}{10(k_{n2}L)^2} \right) \leq 1,6 \frac{\pi^2 EI}{10(k_{n2}L)^2} \quad (\text{C-7.9})$$

La carga crítica elástica de la columna  $P_{e2}$ , calculada con el miembro izquierdo de la inecuación **(C-7-9)** puede **ser mayor** que la carga crítica elástica de la columna con ***k=1*** ( $P_e = \pi^2 EI / 10 L^2$ ) pero **no puede ser mayor** que el límite indicado en el miembro derecho.

### (c) Método de Le Messurier

Otra expresión simple para determinar  $k_2$  (Le Messurier, 1995) basada sólo en los momentos en los extremos de la columna analizada es la siguiente:

$$k_2 = \left[ 1 + \left( 1 - \frac{M_1}{M_2} \right)^4 \right] \sqrt{1 + \frac{5}{6} \frac{\sum P_u \text{ sin rig. lateral}}{\sum P_u \text{ con rig. lateral}}} \quad (\text{C-7.10})$$

siendo:

$M_1$  el menor momento en el extremo de la columna determinado por análisis de primer orden cuando la estructura esté sometida a cargas laterales, en kNm.

$M_2$  mayor momento en el extremo de la columna determinado por análisis de primer orden cuando la estructura esté sometida a cargas laterales, en kNm.

$\Sigma P_u \text{ sin rig. lateral}$  la sumatoria de las resistencias requeridas de todas las columnas sin rigidez lateral, en kNm.

$\Sigma P_u \text{ con rig. lateral}$  la sumatoria de las resistencias requeridas de todas las columnas que aportan rigidez lateral, en kNm.

La inelasticidad de la columna ya está considerada en la expresión. El error en la determinación de  $P_n$ , del lado de la inseguridad, que se comenta con la utilización de la expresión (C-7.10) es inferior al 3% siempre que se satisfaga la siguiente condición:

$$\left( \frac{\sum P_y \text{ con rig. lateral}}{L \sum H / \Delta_{0H}} \right) \left( \frac{\sum P_u}{\sum P_u \text{ con rig. lateral}} \right) \leq 0,45 \quad (\text{C-7.11})$$

siendo:

$\sum P_y \text{ con rig. lateral}$  la sumatoria de las resistencias nominales a compresión por fluencia de las columnas que aportan rigidez lateral, en kN.

$\sum P_u \text{ con rig. lateral}$  la sumatoria de las resistencias requeridas a compresión de las columnas que aportan rigidez lateral, en kN.

$\Sigma P_u$  la sumatoria de las resistencias requeridas de todas las columnas, en kN.

### Consideraciones relativas al cálculo y uso del Factor $k$

El Proyecto de columnas mediante el uso del factor de longitud efectiva  $k$  puede resultar tedioso y confuso en el caso de estructuras de edificios complejas que contengan columnas

sin rigidez lateral y/o sistemas mixtos de pórticos, sobre todo en los casos en que la inelasticidad de columnas deba ser considerada. La complejidad de la tarea y la posible confusión puede ser evitada usando el Método de Análisis Directo especificado en el Capítulo **C**, en el cual las  $P_n$  se determinan usando  $k = 1,0$ . Ello también ocurre con el uso del Método de Análisis de primer orden especificado en el **Apéndice 7, Sección 7.3**.

Es de considerar también, que en ciertas circunstancias, donde la relación ( $\Delta_{2^{\text{do}} \text{ orden}} / \Delta_{1^{\text{er}} \text{ orden}}$ ), o equivalentemente  $B_2$ , sea suficientemente baja (menor o igual a 1,1), puede tomarse el factor de longitud efectiva  $k = 1,0$  según se especifica en la **Sección 7.2.3(2)**.

### **Comparación entre el Método de la Longitud Efectiva y el Método de Análisis Directo**

La **Figura C-C.2.5(a)** de los Comentarios al Capítulo **C**, muestra la gráfica de la expresión de interacción para un proyecto por el método de la longitud efectiva. El punto de intersección con el eje vertical  $P_{dkL}$  (resistencia de diseño a compresión axil) se determina usando una longitud efectiva de pandeo  $kL$ . En la misma Figura se muestra la gráfica de interacción con la resistencia de diseño determinada con la resistencia a fluencia  $\phi P_y$ . Para perfiles laminados **W** esa curva de interacción para viga-columna en el plano, es una estimación razonable del estado de fuerzas internas asociados a la plastificación completa de la sección transversal.

Para un miembro típico, la curva **P-M** obtenida con un análisis de segundo orden plástico (con posibilidad de propagación de la plastificación), se designa en el gráfico como “**respuesta real**”, e indica la máxima fuerza axil  $P_u$  que el miembro puede soportar antes del comienzo de la inestabilidad.

También en la **Figura** se muestra la curva **P-M** obtenida con un **análisis elástico de segundo orden** usando la geometría nominal y la rigidez elástica nominal, tal como se hace en el método de la longitud efectiva. La curva de “**respuesta real**” presenta momentos mayores que la curva **P-M** antedicha debido al efecto combinado de la redistribución por fluencia y las imperfecciones iniciales, lo cual no se contempla en el **análisis elástico de segundo orden**.

Con el método de la longitud efectiva, la intersección de la curva de análisis elástico de segundo orden con la curva de interacción  $P_{dkL} - \phi M_p$  determina la resistencia del miembro ( $P_d$  y  $M_d$ ). El gráfico de la **Figura C-C.2.5(a)** muestra que el método está calibrado para entregar una combinación de resistencia axil y a flexión, consistente con la “**respuesta real**”.

Para columnas esbeltas, en el método de la longitud efectiva, es crítico el cálculo del factor de longitud efectiva  $k$  (y  $P_{dkL}$ ) para lograr una solución precisa en el proyecto de la columna.

Una consecuencia del método es que subestima los momentos internos reales producidos por las cargas mayoradas (ver la **Figura C-C.2.5(a)**, curva “**respuesta real**” con curva elástica de segundo orden). Esto no tiene consecuencia en la verificación de la resistencia de la viga-columna en el plano, pues  $P_{dkL}$  reduce la resistencia efectiva en la proporción correcta.

Sin embargo, el momento reducido respecto del real puede afectar el proyecto de las vigas y las uniones que son las que aportan la restricción rotacional a la columna. Esta diferencia es importante cuando los momentos calculados sean pequeños y las cargas axiles grandes,

lo cual genera momentos  $P\Delta$  inducidos por el desplome de la columna, que pueden ser significativos.

La diferencia importante entre el método de análisis directo y el método de la longitud efectiva es que el primero usa una rigidez reducida para el análisis y  $k = 1,0$  para la verificación de resistencia de la viga-columna, mientras que el segundo emplea la rigidez nominal para el análisis y el  $k$  resultante de un análisis de pandeo por desplazamiento lateral para la verificación de resistencia de la viga-columna.

El método de análisis directo puede ser más sensible a la precisión de los resultados del análisis elástico de segundo orden, a partir del hecho de que una rigidez reducida incrementa los efectos de segundo orden. Sin embargo, esa diferencia es importante sólo para altos niveles de amplificación lateral y para tales niveles la determinación del factor  $k$  tiene similar grado de confiabilidad.

- La exigencia de que las resistencias requeridas, determinadas por la aplicación del método, no sean inferiores a las determinadas por análisis de primer orden de la estructura sometida a las cargas mayoradas y sin considerar las imperfecciones iniciales, tiene el mismo fundamento indicado en los **Comentarios del Capítulo C, Sección C-C.2**.

### C 7.3. MÉTODO DE ANÁLISIS DE PRIMER ORDEN

En esta Sección se presenta un método para el proyecto de pórticos mediante un **análisis elástico de primer orden** y adoptando  $k = 1,0$  como factor de longitud efectiva. Ello, siempre que se satisfagan las limitaciones especificadas en la **Sección 7.3.1** del **Apéndice 7**.

Este método se deriva del método de análisis directo a partir de una manipulación matemática (Kuchebeker y otros, 2004). Las fuerzas y momentos de segundo orden son determinadas directamente como parte del análisis de primer orden. Ello se basa en una deseada relación máxima de desplazamiento lateral relativo ( $\Delta / L$ ) y en las siguientes hipótesis:

- (1) El factor de Amplificación por desplazamiento lateral ( $\Delta_{2^{\text{o}} \text{ orden}} / \Delta_{1^{\text{o}} \text{ orden}}$ ) (**o  $B_2$** ) se supone igual a **1,5**.
- (2) Se supone un desplome inicial de la estructura ( $\Delta_0/L = 1/500$ ), pero este desplome inicial no es necesario que sea considerado en el cálculo de  $\Delta$ .

El análisis de primer orden se deberá realizar utilizando la rigidez nominal (sin reducción). La reducción de rigidez será computada solamente dentro del cálculo de los factores de amplificación.

La amplificación de los momentos requeridos de primer orden en las vigas columnas, en la hipótesis de pórtico no desplazable, se considera aplicando el factor de amplificación  **$B_1$**  (especificado en la **Sección 8.2.1**, del **Apéndice 8**) conservadoramente a los momentos de todos los miembros. En los numerosos casos de vigas-columnas sin cargas transversales entre apoyos, en el plano de flexión, resulta  **$B_1 = 1,0$** .

La deseada relación máxima de desplazamiento relativo referida al desplazamiento bajo la acción de las cargas mayoradas, puede ser supuesta al comenzar el Proyecto Estructural

para determinar la carga lateral adicional  $N_i$ . Mientras no se supere esa relación de desplazamiento relativo para cualquier nivel de carga, **el Proyecto será conservador**.

Kuchebecker y sus colaboradores (2004) presentan un formato general para el método propuesto. Con las hipótesis anteriores se puede demostrar que si  $B_2 \leq 1,5$  y  $\tau_b = 1,0$  la **carga lateral adicional requerida** que se debe aplicar con las otras cargas laterales actuantes, en un análisis de primer orden de la estructura y usando la rigidez nominal, puede ser determinada mediante la siguiente expresión:

$$N_i = \left( \frac{B_2}{1 - 0,2 B_2} \right) \frac{\Delta}{L} Y_i \geq \left( \frac{B_2}{1 - 0,2 B_2} \right) 0,002 Y_i \quad (\text{C-7.12})$$

las variables han sido definidas en el **Capítulo C**, en el **Apéndice 7** y en el **Apéndice 8 del Reglamento**.

Si  $B_2$  (basado en la rigidez nominal) se fija en el límite recomendado de **1,5** resulta:

$$N_i = 2,1 (\Delta/L) Y_i \geq 0,0042 Y_i \quad (\text{C-7.13})$$

La carga lateral adicional dada por la (C-7.13) es la especificada en el Apéndice 7, **Sección 7.3.2**. El valor mínimo de  $N_i = 0,0042 Y_i$  resulta de suponer una mínima relación de desplazamiento relativo de primer orden debido a cualquier causa de  $(\Delta/L) = L/500$ .

# COMENTARIOS AL APÉNDICE 8.

## ANÁLISIS APROXIMADO DE SEGUNDO ORDEN

### C 8.1. LIMITACIONES

Dado que los factores de amplificación resultan de un análisis elástico y el **análisis de primer orden se realiza con las rigideces axiles y de flexión**, grandes desplazamientos laterales pueden generar deformaciones inelásticas que aumenten los efectos de segundo orden más allá de los resultantes de la aplicación del método definido en el **Apéndice 8**.

Por ello se establece como límite de aplicabilidad del método una relación de **1,5** entre los máximos desplazamientos laterales de **segundo y de primer orden** generado por las acciones mayoradas. Esta relación está dada en cada piso por el **factor de amplificación  $B_2$** .

### C 8.2. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

La Sección **C.2.1(3)** establece que el **análisis global** de la estructura se debe realizar con un método de **análisis de segundo orden** que considere los efectos **( $P - \delta$ )** y **( $P - \Delta$ )**. Como alternativa a un análisis riguroso de segundo orden se permite la amplificación de las fuerzas y momentos resultantes de un análisis de primer orden mediante el **método aproximado de amplificación de fuerzas y momentos de primer orden** especificado en este **Apéndice**.

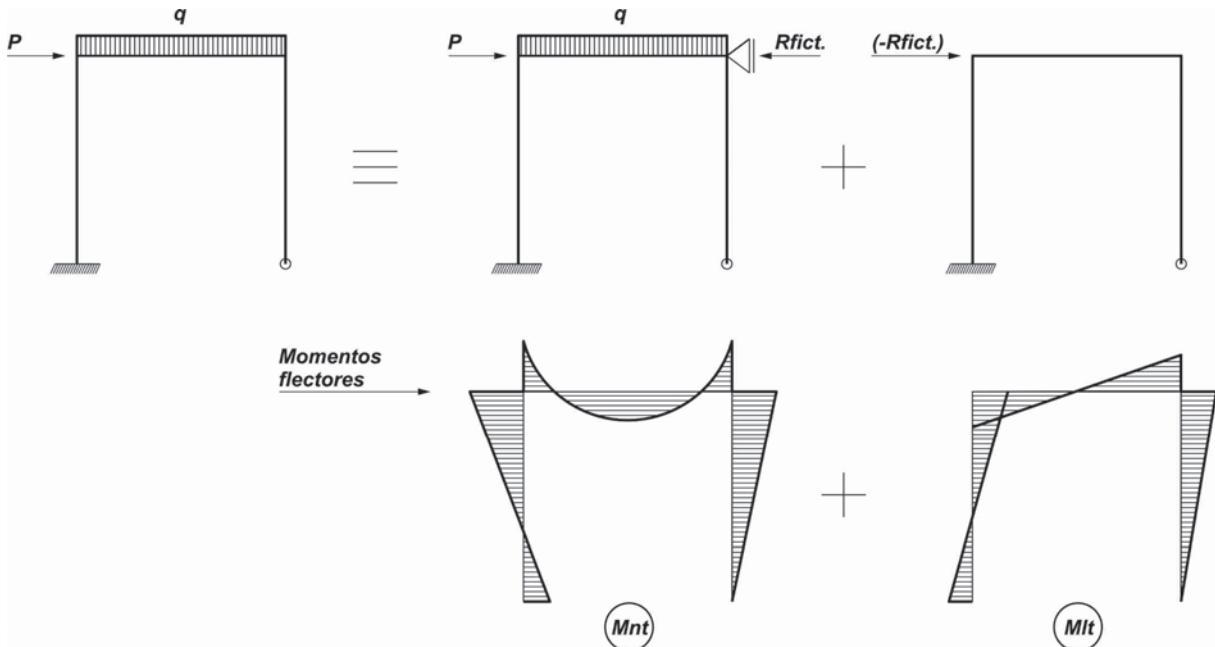
La aproximación principal de este método se fundamenta en que los efectos **( $P - \delta$ )** y **( $P - \Delta$ )** son evaluados por separado a través de los factores  **$B_1$**  y  **$B_2$**  respectivamente, considerando la influencia de los efectos **( $P - \delta$ )** en la respuesta global de la estructura (lo que tiene influencia en los efectos **( $P - \Delta$ )**) en forma indirecta a través del factor  **$R_M$** .

En **miembros que tengan un efecto significativo** en la respuesta global de la estructura cuando  **$B_1 > 1,2$** , se recomienda **realizar un análisis elástico riguroso de segundo orden para determinar en forma precisa las resistencias requeridas**.

El método consiste en la aplicación de **factores de amplificación a las fuerzas y momentos requeridos** resultantes de un análisis elástico de primer orden, con lo que se obtiene una estimación de las fuerzas y momentos requeridos de segundo orden.

Las resistencias requeridas de segundo orden obtenidas mediante análisis separados para cada acción actuante sobre la estructura no pueden ser combinadas mediante superposición de efectos, **pues el análisis de segundo orden es un efecto no lineal basado en la totalidad de las fuerzas axiles actuantes sobre la estructura**. Por ello es necesario realizar un análisis para cada una de las combinaciones de acciones que se deban analizar para el proyecto. Sin embargo en el procedimiento de análisis elástico de primer orden, especificado en el **Apéndice 8**, las resistencias requeridas de primer orden obtenidas antes de la amplificación pueden ser combinadas mediante la superposición de efectos para obtener las resistencias requeridas totales para cada combinación de acciones.

En un caso general, un miembro puede tener fuerzas y momentos de primer orden no asociados con los desplazamientos laterales ( $P_{nt}$  y  $M_{nt}$ ), los que serán amplificados con  $B_1$ , y fuerzas y momentos de primer orden producidos por las fuerzas que provocan los desplazamientos laterales ( $P_{lt}$  y  $M_{lt}$ ), que serán amplificados con  $B_2$ . (ver la **Figura C-8.1**).



**Figura C-8.1. Descomposición de momentos flectores.**

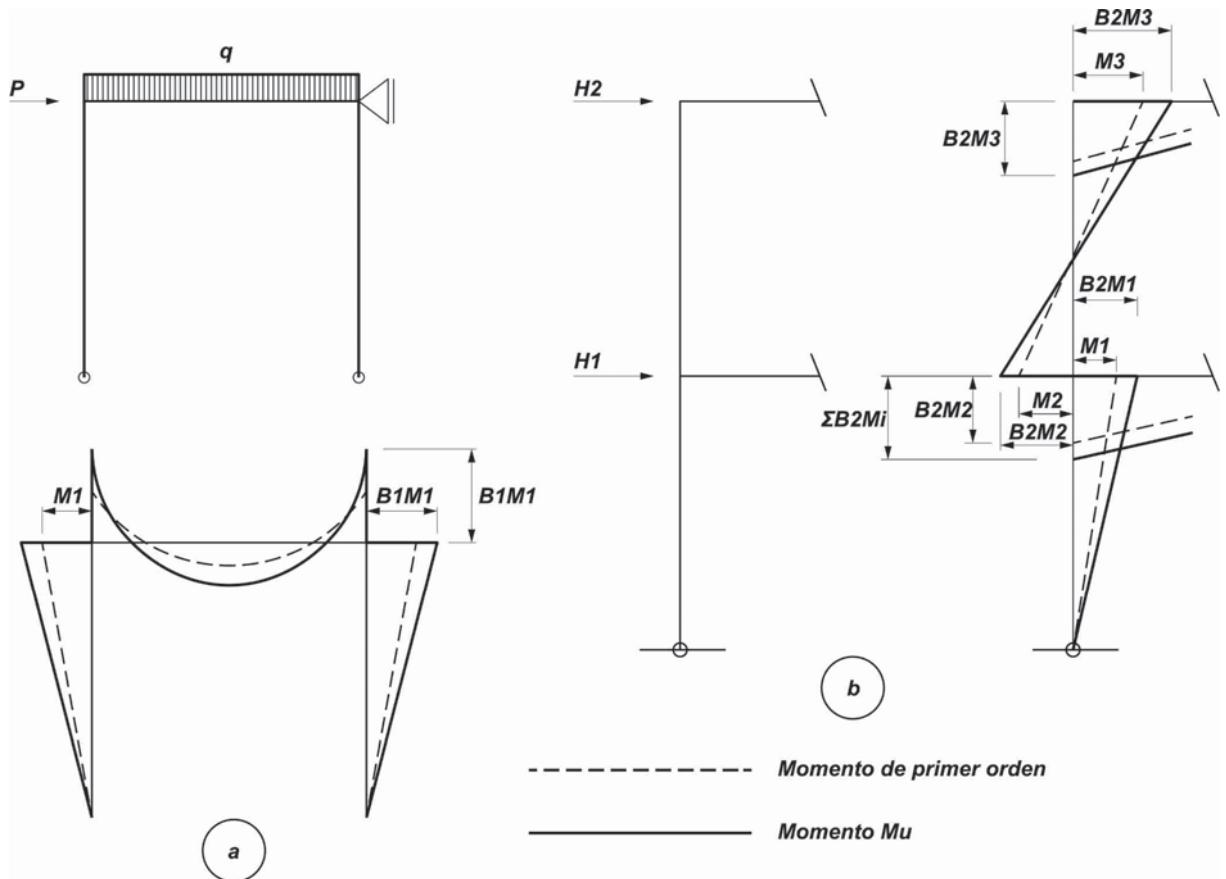
En miembros de estructuras de nudos desplazables se pueden producir momentos de primer orden de ambos tipos aunque sólo existan cargas gravitatorias. Esto ocurre si la estructura y/o las cargas no son simétricas. Los  $P_{nt}$  y  $M_{nt}$  son las fuerzas y momentos resultantes en el miembro cuando se impide el desplazamiento lateral mediante vínculos ficticios. Los momentos y fuerzas resultantes en el miembro, al cargar la estructura con las acciones contrarias a las reacciones de dichos vínculos ficticios, son las fuerzas  $P_{lt}$  y momentos  $M_{lt}$ . La suma algebraica dada por las expresiones **8.1 y 8.2 del Apéndice 8 del Reglamento**, amplificando momentos y fuerzas por  $B_1$  y  $B_2$ , da un valor aproximado de los momentos y fuerzas de segundo orden del miembro.

En el caso general, un miembro puede tener efectos de primer orden no asociados a desplazamientos laterales, los que serán amplificados por  $B_1$ , y efectos de primer orden asociados a desplazamientos laterales del piso, los que serán amplificados por  $B_2$ . El factor  $B_1$  estima los efectos ( $P - \delta$ ) que producen los momentos en **miembros comprimidos cuando no hay desplazamiento lateral** de sus extremos. El factor  $B_2$  estima los efectos ( $P - \Delta$ ) en las fuerzas ( $P_{lt}$ ) y momentos ( $M_{lt}$ ) de **todos los miembros del piso** que forman parte del sistema resistente a fuerzas horizontales (vigas, columnas, tabiques y ríostras diagonales). **Su cálculo se debe realizar para el piso completo.** Amplifica a ambos momentos extremos de los elementos estructurales del piso que aportan rigidez lateral.

Los efectos citados se muestran gráficamente en la **Figura C-C.2.1** y en la **Figura C-8.2**.

Cuando se proyecten edificios aporticados a partir de un valor  $\Delta_{oh}/L$  predeterminado, el factor  $B_2$  puede ser la base para el predimensionado de las barras comprimidas.

También, en algunas categorías de edificios, se pueden fijar desplazamientos laterales límites a fin de que el efecto de los momentos adicionales de segundo orden sea poco significativo, aunque imponer dichos límites no es suficiente para despreciar totalmente los efectos de segundo orden. Es conservador aplicar el factor  $B_2$  a la suma de los momentos correspondientes al pórtico indesplazable y al desplazable. ( $M_{nt} + M_{lt}$ ).



**Figura C-8.2. Amplificación de momentos.**

Los momentos amplificados (por  $B_1$  y/o  $B_2$ ) de los extremos de las barras comprimidas deberán satisfacer el equilibrio del nudo.

El factor  $B_2$  no presenta dificultad al respecto pues se aplica a todos los miembros. El factor  $B_1$ , en cambio, se aplica solamente a los miembros comprimidos. Los momentos de segundo orden en los miembros unidos al comprimido pueden ser obtenidos con la amplificación de los momentos de primer orden en aquellos, por el valor de  $B_1$  del miembro comprimido, usando el mayor valor de  $B_1$  si existieran dos o más miembros comprimidos concurriendo al nudo.

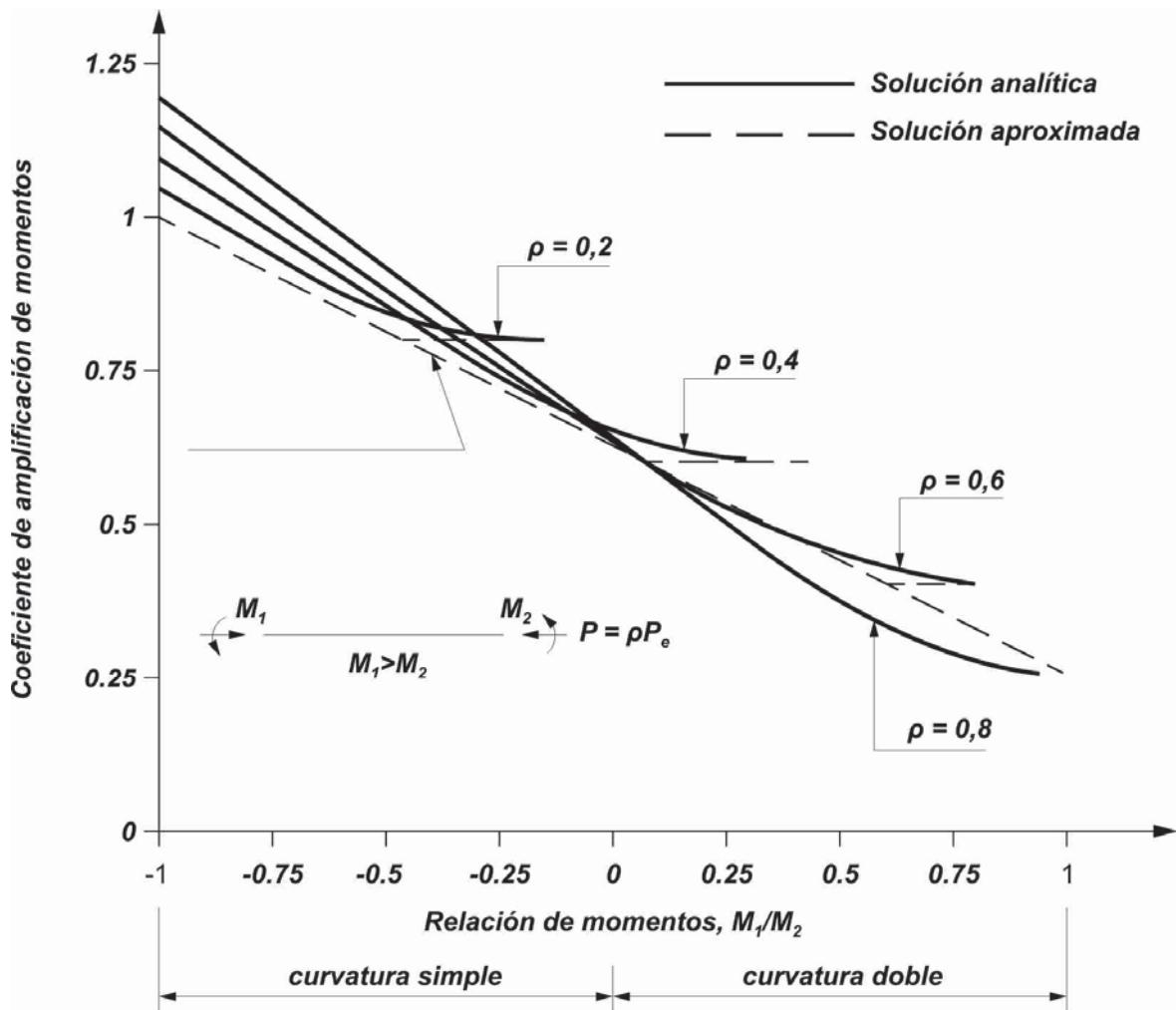
Alternativamente la diferencia entre los momentos amplificados usando solo  $B_1$  y los momentos de primer orden en el miembro (o miembros) comprimido será distribuida entre los otros miembros unidos en el nudo al miembro (o miembros) comprimido. Esa distribución se hará en función de la rigidez relativa de los otros miembros no comprimidos que concurren al nudo.

Si las diferencias son pequeñas, pueden ser ignoradas, quedando dicha valoración a juicio del Proyectista Estructural. Si la distribución de las diferencias de momento resultara compleja será necesario realizar un análisis elástico de segundo orden riguroso.

Las uniones serán proyectadas para resistir los momentos amplificados, (ver la **Figura C-8.2**).

#### C 8.2.1. Factor Amplificador $B_1$ por efectos $P - \delta$

La expresión (8.4) conjuntamente con la expresión (8.3) se utilizan para determinar aproximadamente los máximos momentos de segundo orden en miembros comprimidos sin desplazamiento relativo entre sus nudos y sin cargas transversales aplicadas en el tramo. La **Figura C-8.3** compara la expresión aproximada para  $C_m$  dada por la expresión (8.4) con la solución teórica exacta para vigas-columnas sometidas a momentos en sus extremos (Chen y Lui, 1987). Esta Figura muestra los valores aproximados y analíticos de  $C_m$  en función de la relación entre los momentos extremos  $M_1/M_2$  para algunos niveles de  $P/P_e$  ( $P_e = P_{e1}$  con  $k=1$ ).



**Figura C-8.3.** Factor  $C_m$  para momentos equivalentes de vigas-columnas solicitadas por momentos en los extremos.

La **Figura C.8.4** muestra las soluciones analíticas y aproximadas correspondientes para la relación entre el momento elástico máximo de segundo orden en el miembro  $M_u$  y el nivel de carga axial  $P/P_e$  para varios valores de la relación de momentos  $M_1/M_2$ .

Para vigas-columnas con cargas transversales entre sus apoyos, el momento de segundo orden puede ser determinado aproximadamente para miembros simplemente apoyados con el valor de  $C_m$  dado por la siguiente expresión:

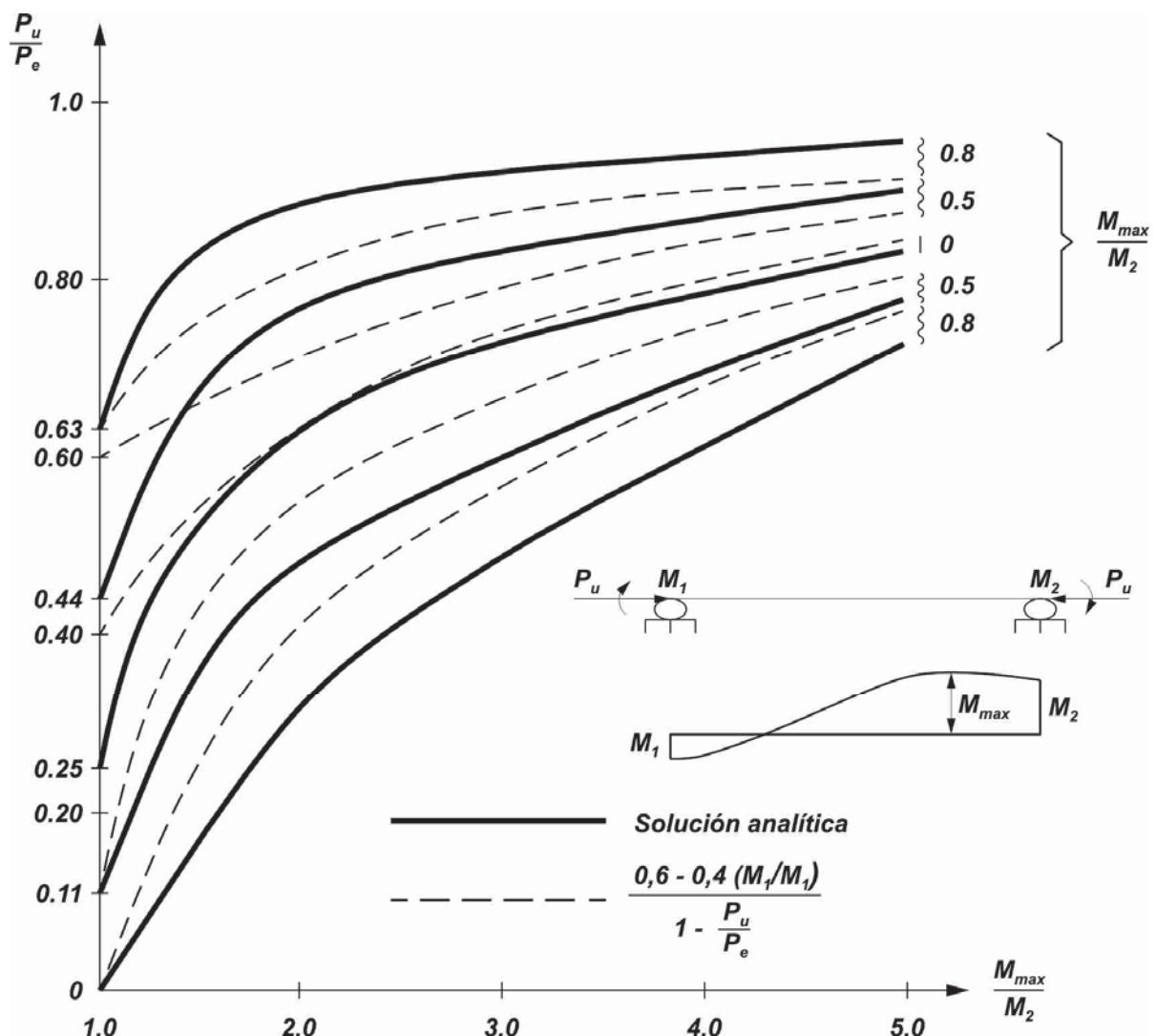
$$C_m = 1 + \Psi(P_u/P_{e1}) \quad (\text{C-8.1})$$

siendo:

$$\Psi = \frac{\pi^2 \cdot \delta_0 \cdot E \cdot I}{M_o \cdot L^2} - 1 \quad (\text{en unidades compatibles})$$

$\delta_0$  la deformación máxima debida a la carga transversal.

$M_o$  el momento requerido máximo de primer orden debido a la carga transversal.



**Figura C-8.4. Momentos de Segundo Orden máximos para vigas columnas solicitadas por momentos en los extremos.**

Para extremos restringidos, en la **Tabla C-8.1**, se presentan algunos casos límite junto a dos casos de vigas-columnas simplemente apoyadas (Iwankiw, 1984).

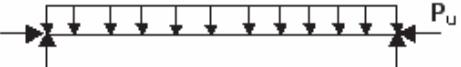
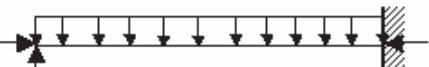
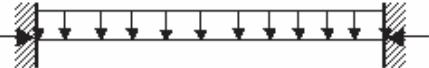
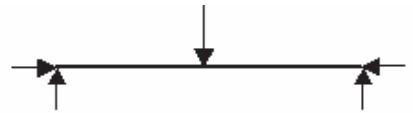
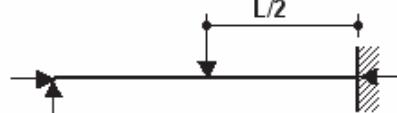
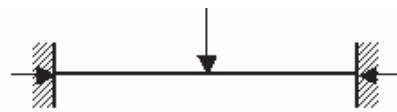
Estos valores de  $C_m$  deben ser siempre aplicados para el máximo momento en el miembro. Para el caso de extremos restringidos, los valores de  $B_1$  son más precisos si en el cálculo de  $P_{e1}$  se utiliza  $k < 1$  correspondiente a las condiciones de vínculo reales del miembro.

En lugar de usar las expresiones anteriores se aplica conservadoramente  $C_m = 1$  en todos los miembros cargados transversalmente. Se demuestra que el uso de  $C_m = 0,85$  para miembros con extremos restringidos utilizado en el Reglamento CIRSOC 301-2005, puede resultar en algunos casos en una **significativa subestimación** de las solicitudes requeridas. Por ello se adopta  $C_m=1$  como una simple y conservadora aproximación para todos los casos.

El factor  **$C_m$  se aplica sobre el momento máximo  $M_2$** . Es de hacer notar que la expresión supone los extremos de la barra articulados por lo que no incrementa los momentos de apoyo. Esto en general no es real en las barras de los pórticos, por lo que en los extremos con alguna restricción hay un incremento en los momentos extremos. Para cubrir esta situación se puede tomar el momento amplificado como actuante en cualquier punto de la barra. Esta condición resulta excesivamente conservadora cuando los momentos extremos generan doble curvatura o son muy distintos cuando generan simple curvatura ( $M_1 < 0,5 M_2$ ). En este último caso se puede suponer conservadoramente que el momento amplificado se dará en el tramo o en el extremo correspondiente a  $M_2$ .

En pórticos arriostrados y no arriostrados, la resistencia nominal a compresión axil  $P_n$  es controlada por la esbeltez máxima independientemente del plano de flexión, sea este mono o biaxil. La Sección **H.1-3** da un método alternativo para perfiles laminados con el fin de controlar la resistencia de una viga-columna, lo que permite separar la verificación en el plano de la verificación fuera del plano en aquellos casos en que la flexión en el plano sea dominante. Sin embargo el valor de  $P_{e1}$  expresado mediante la expresión (8.5) debe ser **calculado usando siempre** la esbeltez en el plano de flexión. Por ello, cuando en una viga-columna la flexión ocurre solo alrededor del eje respecto del cual la esbeltez es menor, puede ser necesario utilizar dos esbelteces en la verificación de resistencia con los valores amplificados obtenidos del análisis de primer orden.

**Tabla C-8.1 Factores de Amplificación  $\psi$  y  $C_m$**

Caso	$\psi$	$C_m$
	0	1,0
	-0,4	$1 - 0,4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0,4	$1 - 0,4 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0,2	$1 - 0,2 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0,3	$1 - 0,3 \frac{P_u}{P_{e1}}$
	-0,2	$1 - 0,2 \frac{P_u}{P_{e1}}$

### C 8.2.2. Factor Amplificador $B_2$ por efectos $P - \Delta$

Se plantean dos expresiones para determinar el factor amplificador  $B_2$ .

- (a) La expresión (8.6) se basa en la resistencia nominal a pandeo elástico del piso  $P_{eT}$  basada en la rigidez lateral del piso, determinada a partir de un análisis de primer orden y

que es válida para todos los pisos donde los elementos estructurales que aportan rigidez lateral tienen la misma altura  $L$ .

- (b) La expresión (8.9) se basa en la resistencia a pandeo lateral de la totalidad de las columnas individuales que aportan rigidez lateral al piso  $\Sigma P_{e2}$ . Esta expresión es aplicable en estructuras en que la rigidez lateral es provista **solo por pórticos no arriostrados** y en las que las **columnas** tengan **distinta altura L**. La utilización de esta expresión tiene pues una aplicación más limitada. Además presenta la dificultad involucrada en la determinación correcta del factor de longitud efectiva  $k_2$  para cada columna que aporta rigidez lateral.

Para la expresión dada en (a) al determinar  $B_2$  y los efectos de segundo orden en el sistema resistente a cargas laterales es importante que  $\Delta_{oH}$  incluya no solo el desplazamiento relativo del piso en el plano, sino también **cualquier desplazamiento adicional en el diafragma de piso o de techo, o en el sistema de arriostramiento horizontal**, que pueda aumentar el efecto de volcamiento producido por las columnas o columnas sin rigidez lateral que están unidas al sistema horizontal de arriostramiento. Se debe considerar el máximo desplazamiento o el desplazamiento promedio ponderado por la carga gravitatoria de las columnas.

La suma de fuerzas horizontales  $H$  incluye a todas las aplicadas en el piso y en los pisos superiores o sea es el esfuerzo de corte en el piso considerado.

$\Sigma P_u$  comprende las resistencias axiles requeridas de todos los elementos del piso incluyendo las columnas que no aporten rigidez lateral.

Si  $B_2$ , para cada dirección de traslación no varía significativamente para los distintos pisos del edificio, será conveniente usar el máximo valor para todos los pisos y cada dirección, lo que origina dos únicos valores de  $B_2$ , uno en cada dirección, para el edificio completo.

Si  $B_2$  varía significativamente entre dos pisos se deberá usar el mayor valor para las vigas de los pisos.

El valor  $R_M$  en la expresión (8.7) considera la influencia de los efectos  $P - \delta$  sobre la amplificación del desplazamiento lateral.  $R_M$  puede ser tomado como  $R_M = 0,85$  como cota inferior para pisos que incluyan pórticos rígidos (no arriostrados) (Le Messurier, 1977),  $R_M = 1,0$  si no existen pórticos rígidos en el piso. La expresión (8.8) puede ser usada para una mayor precisión entre esos valores extremos.

Para la expresión dada en (b), para determinar  $P_{e2}$  de cada columna que aporta rigidez lateral, se deberá utilizar el factor de longitud efectiva correspondiente al plano de flexión y al **modo desplazable** incluyendo, si correspondiera, los efectos de inelasticidad o de giros extremos de vigas no iguales. No se deberán incluir los efectos de diferencias de rigidez de las columnas del piso y de pandeo no simultáneo de columnas.

### Resumen. Aplicación de los Factores de Amplificación $B_1$ y $B_2$

Existe un solo valor de  $B_2$  para cada piso y dirección de desplazamiento lateral. Se pueden designar como  $B_{2x}$  y  $B_{2y}$  para las dos direcciones globales.  $B_{2x}$  se debe aplicar a todas las fuerzas axiles, de corte y a los momentos producidos por la traslación del piso en la dirección  $x$ . Si las cargas gravitatorias no producen traslación lateral del piso (por simetría de cargas y rigideces)  $B_{2x}$  se aplica solo sobre las cargas axiles y momentos producidos por las cargas laterales en la dirección  $x$ . Similarmente  $B_{2y}$  será aplicable en la dirección  $y$ .

$B_{2x}$  y  $B_{2y}$  están asociados a la dirección de traslado del piso pero no tienen relación con la dirección de pandeo de un miembro individual. Luego, si la carga lateral o la translación en dirección  $x$  produce una flexión biaxial ( $M_x$  y  $M_y$ ) en el miembro individual,  $B_{2x}$  deberá ser aplicado tanto a  $M_x$  como a  $M_y$ .

Existe un valor de  $B_1$  para cada miembro solicitado a compresión y flexión y en cada dirección de flexión del miembro. Se pueden designar como  $B_{1x}$  y  $B_{1y}$ . El factor  $B_{1x}$  se debe aplicar al momento alrededor del eje  $x$  del miembro, independientemente de cual es la carga que haya causado dicho momento. Similarmente  $B_{1y}$  se deberá aplicar al momento alrededor de  $y$ , sin consideración de cual haya sido la carga que cause dicho momento.

En lo referente a la aplicación de la expresión (8.1) en cada miembro se puede comentar lo siguiente:

- a) Si  $B_1 = 1$  se deberán sumar los momentos amplificados de una misma sección.
- b) Si  $B_1 > 1$  se deberá analizar la situación particular tomando en cuenta lo expresado sobre el cálculo de  $B_1$  y si los  $M_{nt}$  son originados o no por cargas transversales en el tramo. **En casos dudosos conservadoramente se deberá sumar el mayor  $M_{nt}$  de la barra amplificado por  $B_1$ , al mayor  $M_t$  de la barra amplificado por  $B_2$** , para obtener el  $M_u$  de la barra sometida a flexocompresión, que será dimensionada según el Capítulo H.

En general, cuando **no se trata de pórticos rectangulares más o menos regulares**, la aplicación del método aproximado de amplificación de momentos de primer orden **puede generar incertidumbres o solicitudes deficitarias**, por lo que en esos casos es conveniente realizar un análisis elástico de segundo orden riguroso.



## BIBLIOGRAFÍA

AASHTO (2002), *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO (2010), *LRFD Bridge Design Specifications*, 5th Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

ACI 209R(1997), *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures*, ACI 209R-92, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI (2001), *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*, ACI 349-01, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI (2002), *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-02 and ACI 318M-02, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI (2005), *Specification for Structural Concrete*, ACI 301-05, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI (2006), *Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials*, ACI 117-06, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI (2008), *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-08 and ACI 318M-08, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

AISC (1969), *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (1973), *Commentary on Highly Restrained Welded Connections*, *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 10, No. 3, 3rd Quarter, pp. 61-73.

AISC (1975), *Australian Standard AS1250*, Australian Institute of Steel Construction, Sydney, Australia.

AISC (1978), *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (1986), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (1989), *Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design and Plastic Design*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (1993), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (1997a), *A Guide to Engineering and Quality Criteria for Steel Structures*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (1997b), *AISC Advisory Statement on Mechanical Properties Near the Fillet of Wide Flange Shapes and Interim Recommendations, January 10, 1997, Modern Steel Construction*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, February, p. 18.

AISC (2000a), *Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2000b), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, December 27, 1999, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2005a), *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2005b), *Steel Construction Manual*, 13th Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2005c), *Design Examples*, V13.1, [www.aisc.org](http://www.aisc.org).

AISC (2006a), *Seismic Design Manual*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2006b), *Standard for Steel Building Structures*, AISC 201-06, Certification Program for Structural Steel Fabricators, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2010a), *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, AISC 303- 10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2010b), *Seismic Provisions for Structural Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC-SSRC (2003a), *Basic Design for Stability: Lecture 3-Frame Stability-Alignment Charts and Modifications*, American Institute of Steel Construction and Structural Stability Research Council, Chicago, IL.

AISC-SSRC (2003b), *Background and Illustrative Examples on Proposed Direct Analysis Method for Stability Design of Moment Frames*, Technical White Paper, AISC Technical Committee 10, AISC-SSRC Ad Hoc Committee on Frame Stability, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISI (1969), *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

AISI (1970), *Interior Corrosion of Structural Steel Closed Sections*, Bulletin 18, February, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

AISI (1979), *Fire-Safe Structural Design A Design Guide*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

AISI (2001), *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

AISI (2007), *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, ANSI/AISI Standard S100 2007, Washington, DC.

Allan, R.N. and Fisher, J.W. (1968), *Bolted Joints with Oversize and Slotted Holes*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 94, No. ST9, September, pp. 2061-2080.

Amrine, J.J. and Swanson, J.A. (2004), *Effects of Variable Pretension on Bolted Connection Behavior*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 41, No. 3, 3rd Quarter, pp. 107-116.

Ang, A.H-S. and Tang, H.T. (1984), *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol.II: Decision, Risk and Reliability*, John Wiley & Sons Inc., New York, NY.

Ang, K.M. and Morris, G.A. (1984), *Analysis of Three-Dimensional Frames with Flexible Beam-Column Connections*, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 11, No. 2, pp. 245-254.

API (1993), *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Load and Resistance Factor Design*, 1st Ed., American Petroleum Institute, Washington, DC, July.

ASCE (1971), *Plastic Design in Steel, A Guide and a Commentary*, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 41, American Society of Civil Engineers, New York, NY.

ASCE (1979), *Structural Design of Tall Steel Buildings*, American Society of Civil Engineers, New York, NY.

ASCE (1981), *Planning and Environmental Criteria for Tall Buildings, A Monograph on Planning and Design of Tall Buildings*, Vol. PC, Chapter PC-13, American Society of Civil Engineers, New York, NY.

ASCE (1999), *Specification for Structural Steel Beams with Web Openings*, ASCE/SEI 23-97, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2000), *Design of Latticed Steel Transmission Structures*, ASCE 10-97, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2003), *Seismic Evaluation of Existing Buildings*, ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2005a), *Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection*, ASCE/SEI/SFPE 29-05, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2005b), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2006), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-06, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2008), *Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection*, ASCE/SEI/SFPE 29-08, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2010), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete (1992a), *Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. ST12, December, pp. 3,315-3,324.

ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete (1992b), *Commentary on Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. ST12, December, pp. 3,325-3,349.

ASCE Task Committee on Drift Control of Steel Building Structures (1988), *Wind Drift Design of Steel-Framed Buildings: State of the Art*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 114, No. 9, pp. 2,085-2,108.

ASCE Task Committee on Effective Length (1997), *Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: Implications for American Steel Design*, American Society of Civil Engineers, New York, NY.

Aslani, F. and Goel, S.C. (1991), *An Analytical Criteria for Buckling Strength of Built-Up Compression Members*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 28, No. 4, 4th Quarter, pp. 159-168.

ASNT (2006a), *Personnel Qualification and Certification in Nondestructive Testing*, ASNT SNT-TC-1A-2003, American Society of Nondestructive Testing, Columbus, OH.

ASNT (2006b), *Standard for Qualification and Certification of Nondestructive Testing Personnel*, ANSI/ASNT CP-189-2006, American Society of Nondestructive Testing, Columbus, OH.

ASTM (2006), *Standard Test Methods for Determining Effects of Large Hydrocarbon Pool Fires on Structural Members and Assemblies*, ASTM E1529-06, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM (2007a), *Standard Practice for Safeguarding Against Warpage and Distortion During Hot-Dip Galvanizing of Steel Assemblies*, ASTM A384/A384M-07, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM (2007b), *Standard Practice for Castings, Carbon, Low-Alloy, and Martensitic Stainless Steel, Ultrasonic Examination Thereof*, ASTM A609/A609M-91(2007), American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM (2007c), *Standard Specification for Carbon Steel Bolts and Studs, 60 000 PSI Tensile Strength*, ASTM A307-07b, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM (2007d), *Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes*, ASTM A500/A500M-07, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM (2009a), *Standard Specification for Zinc Coating (Hot-Dip) on Iron and Steel Hardware*, ASTM A153/153M-09, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM (2009b), *Standard Practice for Providing High-Quality Zinc Coatings (Hot-Dip)*, ASTM A385/A385M-09, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM (2009c), *Standard Practice for Repair of Damaged and Uncoated Areas of Hot-Dip Galvanized Coatings*, ASTM A780/A780M-09, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM (2009d), *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*, ASTM E119-09c, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ASTM (2009e), *Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products*, ASTM A123/A123M-09, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

ATC (1978), *Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings*, Publication 3-06, Applied Technology Council, Redwood City, CA, June.

Austin, W.J. (1961), *Strength and Design of Metal Beam-Columns*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 87, No. ST4, April, pp. 1-32.

AWS (1977), *Criteria for Describing Oxygen-Cut Surfaces*, AWS C4.1-77, American Welding Society, Miami, FL.

AWS (2003), *Specification For The Qualification Of Welding Inspectors*, AWS B5.1:03, American Welding Society, Miami, FL.

AWS (2010), *Structural Welding Code - Steel*, AWS D1.1/D1.1M:2010, American Welding Society, Miami, FL.

Bartlett, R.M., Dexter, R.J., Graeser, M.D., Jelinek, J.J., Schmidt, B.J. and Galambos, T.V. (2003), *Updating Standard Shape Material Properties Database for Design and Reliability*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 40, No. 1, pp. 2-14.

Basler, K. (1961), *Strength of Plate Girders in Shear*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, October, pp. 151-180.

Basler, K., Yen, B.T., Mueller, J.A. and Thürlimann, B. (1960), *Web Buckling Tests on Welded Plate Girders*, *Welding Research Council Bulletin No. 64*, September, New York, NY.

Basler, K. and Thürlimann, B. (1963), *Strength of Plate Girders in Bending*, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 128, Part II, pp. 655-682.

Bathe, K. (1995), *Finite Element Procedures*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.

Beedle, L.S. (1958), *Plastic Design of Steel Frames*, John Wiley & Sons Inc., New York, NY.

Bigos, J., Smith, G.W., Ball, E.F. and Foehl, P.J. (1954), *Shop Paint and Painting Practice*, *Proceedings of AISC National Engineering Conference*, Milwaukee, WI, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Bijlaard, F.S.K., Gresnigt, A.M. and van der Vegte, G.J. (eds.) (2005), *Connections in Steel Structures V*, Bouwen met Staal, Delft, the Netherlands.

Birkemoe, P.C. and Gilmor, M.I. (1978), *Behavior of Bearing-Critical Double-Angle Beam Connections*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 15, No. 4, 4th Quarter, pp. 109-115.

Birnstiel, C. and Iffland, J.S.B. (1980), *Factors Influencing Frame Stability*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 106, No. 2, pp. 491-504.

Bjorhovde, R. (1972), *Deterministic and Probabilistic Approaches to the Strength of Steel Columns*, Ph.D. Dissertation, Lehigh University, Bethlehem, PA, May.

Bjorhovde, R. (1978), *The Safety of Steel Columns*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September, pp. 1371-1387.

Bjorhovde, R. and Birkemoe, P.C. (1979), *Limit States Design of HSS Columns*, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 6, No. 2, pp. 276-291.

Bjorhovde, R., Brozzetti, J. and Colson, A. (eds.) (1988), *Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design*, Elsevier Applied Science, London, England.

Bjorhovde, R. (1988), *Columns: From Theory to Practice*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 25, No. 1, 1st Quarter, pp. 21-34.

Bjorhovde, R., Colson, A. and Brozzetti, J. (1990), *Classification System for Beam-to-Column Connections*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 11, pp. 3,059-3,076.

Bjorhovde, R., Colson, A., Haaijer, G. and Stark, J.W.B. (eds.) (1992), *Connections in Steel Structures II: Behavior, Strength and Design*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Bjorhovde, R., Colson, A. and Zandonini, R. (eds.) (1996), *Connections in Steel Structures III: Behaviour, Strength and Design*, Pergamon Press, London, England.

Bjorhovde, R., Goland, L.J. and Benac, D.J. (1999), *Tests of Full-Scale Beam-to-Column Connections*, Southwest Research Institute, San Antonio, TX and Nucor-Yamato Steel Company, Blytheville, AR.

Bjorhovde, R. (2006), *Cold Bending of Wide-Flange Shapes for Construction*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 43, No. 4, 4th Quarter, pp. 271-286.

Bjorhovde, R., Bijlaard, F.S.K. and Geschwindner, L.F. (eds.) (2008), *Connections in Steel Structures VI*, AISC, Chicago, IL.

Bleich, F. (1952), *Buckling Strength of Metal Structures*, McGraw-Hill, New York, NY.

Blodgett, O.W. (1967), *The Question of Corrosion in Hollow Steel Sections, Welding Design Studies in Steel Structures*, Lincoln Electric Company, D610.163, August, Cleveland, OH.

Borello, D.J., Denavit, M.D. and Hajjar, J.F. (2009), *Behavior of Bolted Steel Slip-Critical Connections with Fillers*, Report No. NSEL-017, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, August.

- Bradford, M.A., Wright, H.D. and Uy, B. (1998), *Local Buckling of the Steel Skin in Lightweight Composites Induced by Creep and Shrinkage*, *Advances in Structural Engineering*, Vol. 2, No. 1, pp. 25-34.
- Bradford, M.A., Loh, H.Y. and Uy, B. (2002), *Slenderness Limits for Filled Circular Steel Tubes*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, No. 2, pp. 243-252.
- Brandt, G.D. (1982), *A General Solution for Eccentric Loads on Weld Groups*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 19, No. 3, 3rd Quarter, pp. 150-159.
- Bridge, R.Q. (1998), *The Inclusion of Imperfections in Probability-Based Limit States Design*, *Proceedings of the 1998 Structural Engineering World Congress*, San Francisco, CA, July.
- Bridge, R.Q. and Bizzanelli, P. (1997), *Imperfections in Steel Structures*, *Proceedings-997 Annual Technical Session, and Meeting*, Structural Stability Research Council, pp. 447-458.
- Brockenbrough, R.B. and Johnston, B.G. (1981), *USS Steel Design Manual*, United States Steel Corporation, Pittsburgh, PA.
- Brockenbrough, R.L. (1983), *Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 20, No. 1, 1st Quarter, pp. 40-45.
- Brosnan, D.P. and Uang, C.M. (1995), *Effective Width of Composite L-Beams in Buildings*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 30, No. 2, 2nd Quarter, pp. 73-81.
- Bruneau, M., Uang, C.-M. and Whittaker, A. (1998), *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw Hill, New York, NY.
- BSSC (2003), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, FEMA 450-1, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- BSSC (2009), *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*, FEMA P-750, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- Buonopane, S.G. and Schafer, B.W. (2006), *Reliability of Steel Frames Designed with Advanced Analysis*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 2, pp. 267-276.
- Butler, L.J., Pal, S. and Kulak, G.L. (1972), *Eccentrically Loaded Welded Connections*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 98, No. ST5, May, pp. 989-1,005.
- Carter, C.J., Tide, R.H. and Yura, J.A. (1997), *A Summary of Changes and Derivation of LRFD Bolt Design Provisions*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 34, No. 3, 3rd Quarter, pp. 75-81.
- Carter, C.J. (1999), *Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*, Design Guide 13, AISC, Chicago, IL.
- CEN (1991), *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures*, EC1 1991-2-2, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- CEN (2003), *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures*, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

CEN (2005), *Eurocode 3: Design of Steel Structures*, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.

Charney, F.A. (1990), *Wind Drift Serviceability Limit State Design of Multi-story Buildings*, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 36, pp. 203-212.

Chen, W.F. and Kim, S.E. (1997), *LRFD Steel Design Using Advanced Analysis*, CRC Press, Boca Raton, FL.

Chen, P.W. and Robertson, L.E. (1972), *Human Perception Thresholds of Horizontal Motion*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 98, No. ST8, August, pp. 1681-1695.

Chen, S. and Tong, G. (1994), *Design for Stability: Correct Use of Braces, Steel Structures*, *Journal of the Singapore Structural Steel Society*, Vol. 5, No. 1, December, pp. 15-23.

Chen, W.F. and Atsuta, T. (1976), *Theory of Beam-Columns, Volume I: In-Plane Behavior and Design*, and *Volume II: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, NY.

Chen, W.F. and Atsuta, T. (1977), *Theory of Beam Columns, Volume II: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, NY.

Chen, W.F. and Lui, E.M. (1987), *Structural Stability: Theory and Implementation*, Elsevier, New York, NY.

Chen, W.F. and Lui, E.M. (1991), *Stability Design of Steel Frames*, CRC Press, Boca Raton, FL.

Chen, W.F. and Toma, S. (eds.) (1994), *Advanced Analysis of Steel Frames: Theory, Software and Applications*, CRC Press, Boca Raton, FL.

Chen, W.F. and Sohal, I. (1995), *Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames*, Springer Verlag, New York, NY.

Chen, W.F., Goto, Y. and Liew, J.Y.R. (1995), *Stability Design of Semi-Rigid Frames*, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

Cheng, J.J.R. and Kulak, G.L. (2000), *Gusset Plate Connection to Round HSS Tension Members*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 37, No. 4, 4th Quarter, pp. 133–139.

Chien, E.Y.L. and Ritchie, J.K. (1984), *Composite Floor Systems*, Canadian Institute of Steel Construction, Willowdale, Ontario, Canada.

Clarke, M.J., Bridge, R.Q., Hancock, G.J. and Trahair, N.S. (1992), *Advanced Analysis of Steel Building Frames*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 23, No. 1-3, pp. 1-29.

Cooke, G.M.E. (1988), *An Introduction to the Mechanical Properties of Structural Steel at Elevated Temperatures*, *Fire Safety Journal*, Vol. 13, pp. 45-54.

Cooney, R.C. and King, A.B. (1988), *Serviceability Criteria for Buildings*, BRANZ Report SR14, Building Research Association of New Zealand, Porirua, New Zealand.

Cooper, P.B., Galambos, T.V. and Ravindra, M.K. (1978), *LRFD Criteria for Plate Girders*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September, pp. 1389-1407.

Crisfield, M.A. (1991), *Nonlinear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, John Wiley & Sons, Inc., NY.

CSA (2004), *General Requirements for Rolled or Welded Structural Quality Steel/Structural Quality Steel*, CAN/CSA-G40.20/G40.21-04, Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada.

CSA (2009), *Limit States Design of Steel Structures*, CSA Standard S16-09, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada.

Darwin, D. (1990), *Steel and Composite Beams with Web Openings*, Design Guide 2, AISC, Chicago, IL.

Davies, G. and Packer, J.A. (1982), *Predicting the Strength of Branch Plate-RHS Connections for Punching Shear*, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 9, pp. 458-467.

Dekker, N.W., Kemp, A.R. and Trinchero, P. (1995), *Factors Influencing the Strength of Continuous Composite Beams in Negative Bending*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 34, Nos. 2-3, pp. 161-185.

Dexter, R.J. and Melendrez, M.I. (2000), *Through-Thickness Properties of Column Flanges in Welded Moment Connections*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 24-31.

Dexter, R.J., Hajjar, J.F., Prochnow, S.D., Graeser, M.D., Galambos, T.V. and Cotton, S.C. (2001), *Evaluation of the Design Requirements for Column Stiffeners and Doublers and the Variation in Properties of A992 Shapes*, *Proceedings of the North American Steel Construction Conference*, Fort Lauderdale, FL, May 9-12, 2001, AISC, Chicago, IL, pp. 14.1-14.21.

Dexter, R.J. and Altstadt, S.A. (2004), *Strength and Ductility of Tension Flanges in Girders, Recent Developments in Bridge Engineering*, *Proceedings of the Second New York City Bridge Conference*, October 20-21, 2003, New York, NY, Mahmoud, K.M. (ed.), A.A. Balkema/Swets & Zeitlinger, Lisse, the Netherlands, pp. 67-81.

Disque, R.O. (1964), *Wind Connections with Simple Framing*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 1, No. 3, July, pp. 101-103.

Dusicka, P. and Iwai, R. (2007), *Development of Linked Column Frame Lateral Load Resisting System*, 2nd Progress Report for AISC and Oregon Iron Works, Portland State University, Portland, OR.

Earls, C.J. and Galambos, T.V. (1997), *Design Recommendations for Equal Leg Single Angle Flexural Members*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 43, Nos. 1-3, pp. 65-85.

Easterling, W.S., Gibbings, D.R. and Murray, T.M. (1993), *Strength of Shear Studs in Steel Deck on Composite Beams and Joists*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 30, No. 2, 2nd Quarter, pp. 44-55.

Easterling, W.S. and Gonzales, L. (1993), *Shear Lag Effects in Steel Tension Members*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 30, No. 3, 3rd Quarter, pp. 77-89.

ECCS (1984), *Ultimate Limit States Calculations of Sway Frames With Rigid Joints*, Publications No. 33, European Convention for Constructional Steelwork, Rotterdam, the Netherlands.

ECCS (2001), *Model Code on Fire Engineering*, 1st Ed., European Convention for Constructional Steelwork Technical Committee 3, Brussels, Belgium.

Elgaaly, M. (1983), *Web Design under Compressive Edge Loads*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 20, No. 4, 4th Quarter, pp. 153-171.

Elgaaly, M. and Salkar, R. (1991), *Web Crippling Under Edge Loading*, *Proceedings of AISC National Steel Construction Conference*, Washington, DC.

Ellifritt, D.S., Wine, G., Sputo, T. and Samuel, S. (1992), *Flexural Strength of WT Sections*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 29, No. 2, 2nd Quarter, pp. 67-74.

Ellingwood, B. and Leyendecker, E.V. (1978), *Approaches for Design Against Progressive Collapse*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. 3, pp. 413-423.

Ellingwood, B.E., MacGregor, J.G., Galambos, T.V., and Cornell, C.A. (1982), *Probability-Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. 5, pp. 978-997.

Ellingwood, B., and Corotis, R.B. (1991), *Load Combinations for Building Exposed to Fires*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 28, No. 1, pp. 37-44.

El-Zanaty, M.H., Murray, D.W. and Bjorhovde, R. (1980), *Inelastic Behavior Of Multistory Steel Frames*, Structural Engineering Report No. 83, University of Alberta, Alberta, BC.

Felton, L.P. and Dobbs, M.W. (1967), *Optimum Design of Tubes for Bending and Torsion*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 93, No. ST4, pp. 185-200.

FEMA (1995), *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures*, Bulletin No. 267, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (1997), *Seismic Performance of Bolted and Riveted Connections Background Reports; Metallurgy, Fracture Mechanics, Welding, Moment Connections and Frame Systems Behavior*, Bulletin No. 288, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FEMA (2000), *Steel Moment-Frame Buildings: Design Criteria for New Buildings*, FEMA-350, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FHWA (1999), *FHWA Demonstration Project Heat Straightening Repair for Damaged Steel Bridges*, FHWA Report No. FHWA-IF-99-004, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Fielding, D.J. and Huang, J.S. (1971), *Shear in Steel Beam-to-Column Connections*, *The Welding Journal*, AWS, Vol. 50, No. 7, Research Supplement, pp. 313-326.

Fielding, D.J. and Chen, W.F. (1973), *Steel Frame Analysis and Connection Shear Deformation*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 99, No. ST1, January, pp. 1-18.

Fisher, J.M. and West, M.A. (1997), *Erection Bracing of Low-Rise Structural Steel Buildings*, Design Guide 10, AISC, Chicago, IL.

Fisher, J.M. and Kloiber, L.A. (2006), *Base Plate and Anchor Rod Design*, 2nd Edition, Design Guide 1, AISC, Chicago, IL.

Fisher, J.W., Frank, K.H., Hirt, M.A. and McNamee, B.M. (1970), *Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Beams*, Report 102, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC.

Fisher, J.W., Albrecht, P.A., Yen, B.T., Klingerman, D.J. and McNamee, B.M. (1974), *Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments*, Report 147, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC.

Fisher, J.W., Galambos, T.V., Kulak, G.L. and Ravindra, M.K. (1978), *Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September, pp. 1,427-1,441.

Frank, K.H. and Fisher, J.W. (1979), *Fatigue Strength of Fillet Welded Cruciform Joints*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 105, No. ST9, September.

Frank, K.H. and Yura, J.A. (1981), *An Experimental Study of Bolted Shear Connections*, FHWA/RD-81/148, Federal Highway Administration, Washington, DC, December.

Frater, G.S. and Packer, J.A. (1992a), *Weldment Design for RHS Truss Connections. I: Applications*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 10, pp. 2,784-2,803.

Frater, G.S. and Packer, J.A. (1992b), *Weldment Design for RHS Truss Connections. II: Experimentation*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 10, pp. 2,804-2,820.

Freeman, F.R. (1930), *The Strength of Arc-Welded Joints*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 231, London, England.

Freeman, S. (1977), *Racking Tests of High Rise Building Partitions*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 103, No. 8, pp. 1,673-1,685.

Galambos, T.V. (1968a), *Structural Members and Frames*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Galambos, T.V. (1968b), *Deformation and Energy Absorption Capacity of Steel Structures in the Inelastic Range*, Steel Research for Construction Bulletin No. 8, American Iron and Steel Institute.

Galambos, T.V. (1978), *Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures*, AISI Bulletin No. 27, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, January.

Galambos, T.V., Ellingwood, B., MacGregor, J.G. and Cornell, C.A. (1982), *Probability-Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May, pp. 959-977.

Galambos, T.V. (1983), *Reliability of Axially Loaded Columns*, *Engineering Structures*, Vol. 5, No. 1, pp. 73-78.

Galambos, T.V. and Ellingwood, B. (1986), *Serviceability Limit States: Deflections*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 112, No. 1, pp. 67-84.

Galambos, T.V. (1991), *Design of Axially Loaded Compressed Angles*, *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Chicago, IL, April 15-17, 1991, Structural Stability Research Council, Bethlehem, PA, pp. 353-367.

Galambos, T.V. (ed.) (1998), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 5th Ed., Structural Stability Research Council, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

Galambos, T.V. (2001), *Strength of Singly Symmetric I-Shaped Beam-Columns*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No. 2, 2nd Quarter, pp. 65-77.

Galambos, T.V. and Surovek, A.E. (2008), *Structural Stability of Steel-Concepts and Applications for Structural Engineers*, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

Geschwindner, L.F. (2002), *A Practical Approach to Frame Analysis, Stability and Learning Columns*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 39, No. 4, 4th Quarter, pp. 167-181.

Geschwindner, L.F. and Disque, R.O. (2005), *Flexible Moment Connections for Unbraced Frames Subject to Lateral Forces -A Return to Simplicity*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 42, No. 2, 2nd Quarter, pp. 99-112.

Geschwindner, L.F. (2010a), *Notes on the Impact of Hole Reduction on the Flexural Strength of Rolled Beams*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 47, No. 1, 1st Quarter, pp. 37-40.

Geschwindner, L.F. (2010b), *Discussion of Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part II: Application of Design Provisions for the 2005 AISC Specification*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 47, No. 2, 2nd Quarter, pp. 131-139.

Geschwindner, L.F and Gustafson, K. (2010), *Single-Plate Shear Connection Design to Meet Structural Integrity Requirements*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 47, No. 4, 3rd Quarter.

Gewain, R.G. and Troup, E.W.J. (2001), *Restrained Fire Resistance Ratings in Structural Steel Buildings*, *Engineering Journal*, Vol. 38, No. 2, pp. 78-89.

Gibson, G.T. and Wake, B.T. (1942), *An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members*, *The Welding Journal*, AWS, January, p. 44.

Giddings, T.W. and Wardenier, J. (1986), *The Strength and Behaviour of Statically Loaded Welded Connections in Structural Hollow Sections*, CIDECT Monograph No. 6, Sections 1-10, British Steel Corporation Tubes Division, Corby, England.

Gioncu, V. and Petcu, D. (1997), *Available Rotation Capacity of Wide-Flange Beams and Beam-Columns, Part 1. Theoretical Approaches, and Part 2. Experimental and Numerical Tests*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 43, Nos. 1-3, pp. 161-244.

Gjelsvik, A. (1981), *The Theory of Thin-Walled Bars*, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

Goble, G.G. (1968), *Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 5, No. 2, 2nd Quarter, pp. 62-65.

Gomez, I., Kanvinde, A., Kwan, Y.K. and Grondin, G. (2008), *Strength and Ductility of Welded Joints Subjected to Out-of-Plane Bending*, Final Report to AISC, University of California, Davis, and University of Alberta, July.

Goverdhan, A.V. (1983), *A Collection of Experimental Moment Rotation Curves: Evaluation of Predicting Equations for Semi-Rigid Connections*, M.S. Thesis, Vanderbilt University, Nashville, TN.

Graham, J.D., Sherbourne, A.N. and Khabbaz, R.N. (1959), *Welded Interior Beam-to-Column Connections*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Graham, J.D., Sherbourne, A.N., Khabbaz, R.N. and Jensen, C.D. (1960), *Welded Interior Beam-to-Column Connections*, Welding Research Council, Bulletin No. 63, pp. 1-28.

Grant, J.A., Fisher, J.W. and Slutter, R.G. (1977), *Composite Beams with Formed Steel Deck*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 14, No. 1, 1st Quarter, pp. 24-43.

Griffis, L.G. (1992), *Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*, Design Guide 6, AISC, Chicago, IL.

Griffis, L.G. (1993), *Serviceability Limit States Under Wind Load*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 30, No. 1, 1st Quarter, pp. 1-16.

Grondin, G., Jin, M. and Josi, G. (2007), *Slip Critical Bolted Connections A Reliability Analysis for the Design at the Ultimate Limit State*, Preliminary Report prepared for AISC, University of Alberta, Edmonton, Alberta, CA.

Hajjar, J.F. (2000), *Concrete-Filled Steel Tube Columns under Earthquake Loads*, *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 2, No. 1, pp. 72-82.

Hajjar, J.F., Dexter, R.J., Ojard, S.D., Ye, Y. and Cotton, S.C. (2003), *Continuity Plate Detailing for Steel Moment-Resisting Connections*, *Engineering Journal*, AISC, No. 4, 4th Quarter, pp. 81-97.

Hansen, R.J., Reed, J.W., and Vanmarcke, E.H. (1973), *Human Response to Wind-Induced Motion of Buildings*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 99, No. ST7, pp. 1,589-1,606.

Hardash, S.G. and Bjorhovde, R. (1985), *New Design Criteria for Gusset Plates in Tension*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 22, No. 2, 2nd Quarter, pp. 77-94.

Heinzerling, J.E. (1987), *Structural Design of Steel Joist Roofs to Resist Ponding Loads*, Technical Digest No. 3, Steel Joist Institute, Myrtle Beach, SC.

Helwig, T.A., Frank, K.H. and Yura, J.A. (1997), *Lateral-Torsional Buckling of Singly-Symmetric I-Beams*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 9, September, pp. 1,172–1,179.

Higgins, T.R. and Preece, F.R. (1968), "AWS-AISC Fillet Weld Study, Longitudinal and Transverse Shear Tests," Internal Report, Testing Engineers, Inc., Oakland, CA, May 31.

Horne, M.R. and Morris, L.J. (1982), *Plastic Design of Low-Rise Frames*, MIT Press, Cambridge, MA.

Horne, M.R. and Grayson, W.R. (1983), *Parametric Finite Element Study of Transverse Stiffeners for Webs in Shear*, Instability and Plastic Collapse of Steel Structures, Proceedings of the Michael R. Horne Conference, L.J. Morris (ed.), Granada Publishing, London, pp. 329-341.

Hsieh, S.H. and Deierlein, G.G. (1991), *Nonlinear Analysis of Three-Dimensional Steel Frames with Semi-Rigid Connections*, *Computers and Structures*, Vol. 41, No. 5, pp. 995-1,009.

ICBO (1997), *Uniform Building Code*, International Conference of Building Officials, Whittier, CA.

ICC (2009), *International Building Code*, International Code Council, Falls Church, VA.

IIW (1989), *Design Recommendations for Hollow Section Joints-Predominantly Statically Loaded*, 2nd Ed., IIW Document XV-701-89, IIW Annual Assembly, Subcommission XV-E, International Institute of Welding, Helsinki, Finland.

Irwin, A.W. (1986), *Motion in Tall Buildings, Second Century of the Skyscraper*, L.S. Beedle (ed.), Van Nostrand Reinhold Co., New York, NY.

Islam, M.S., Ellingwood, B. and Corotis, R.B. (1990), *Dynamic Response of Tall Buildings to Stochastic Wind Load*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 11, November, pp. 2,982-3,002.

ISO (1977), *Bases for the Design of Structure-Deformations of Buildings at the Serviceability Limit States*, ISO 4356, International Standards Organization, Geneva, Switzerland.

Iwankiw, N. (1984), *Note on Beam-Column Moment Amplification Factor*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 21, No. 1, 1st Quarter, pp. 21-23.

Jacobs, W.J. and Goverdhan, A.V. (2010), *Review and Comparison of Encased Composite Steel-Concrete Column Detailing Requirements*, *Composite Construction in Steel and Concrete VI*, R. Leon et al. (eds.), ASCE, Reston, VA.

Jayas, B.S. and Hosain, M.U. (1988a), *Composite Beams with Perpendicular Ribbed Metal Deck*, *Composite Construction in Steel and Concrete II*, C.D. Buckner and I.M. Viest, (eds.), American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 511-526.

Jayas, B.S. and Hosain, M.U. (1988b), *Behaviour of Headed Studs in Composite Beams: Push-Out Tests*, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 15, pp. 240-253.

JCRC (1971), *Handbook of Structural Stability*, Japanese Column Research Council, English translation, pp. 3-22.

Johnson, D.L. (1985), *An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide-Flange Shapes*, *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Cleveland, OH, April 16-17, 1985, Structural Stability Research Council, Bethlehem, PA, pp. 397-405.

Johnson, D.L. (1996), *Final Report on Tee Stub Tests*, Butler Corporation Research Report, Grandview, MO, May.

Johnson, R.P. and Yuan, H. (1998), *Existing Rules and New Tests for Stud Shear Connectors in Troughs of Profiled Sheetings*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, Vol. 128, No. 3, pp. 244-251.

Johnston, B.G. (1939), *Pin-Connected Plate Links*, *Transactions of the ASCE*, Vol. 104, pp. 314-339.

Johnston, B.G. and Green, L.F. (1940), *Flexible Welded Angle Connections*, *The Welding Journal*, AWS, October.

Johnston, B.G. and Deits, G.R. (1942), *Tests of Miscellaneous Welded Building Connections*, *The Welding Journal*, AWS, November, p. 5.

Johnston, B.G. (ed.) (1976), *Guide to Stability Design for Metal Structures*, 3rd Ed., Structural Stability Research Council, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

Kaczinski, M.R., Schneider, C.R., Dexter, R.J. and Lu, L.-W. (1994), *Local Web Crippling of Unstiffened Multi-Cell Box Sections*, *Proceedings of the ASCE Structures Congress '94*, Atlanta, GA, Vol. 1, American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 343-348.

Kaehler, R.C., White, D.W. and Kim, Y.D. (2010), *Frame Design Using Web-Tapered Members*, Design Guide 25, Metal Building Manufacturers Association and AISC, Chicago, IL.

Kanchanalai, T. (1977), *The Design and Behavior of Beam-Columns in Unbraced Steel Frames*, AISI Project No. 189, Report No. 2, Civil Engineering/Structures Research Lab., University of Texas, Austin, TX.

Kanchanalai, T. and Lu, L.-W. (1979), *Analysis and Design of Framed Columns under Minor Axis Bending*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 16, No. 2, 2nd Quarter, pp. 29-41.

Kato, B. (1990), *Deformation Capacity of Steel Structures*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 17, No. 1-2, pp. 33-94.

Kaufmann, E.J., Metrovich, B., Pense, A.W. and Fisher, J.W. (2001), *Effect of Manufacturing Process on k-Area Properties and Service Performance*, *Proceedings of the North American Steel Construction Conference*, Fort Lauderdale, FL, May 9-12, 2001, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, pp. 17.1-17.24.

Kavanagh, T.C. (1962), *Effective Length of Framed Columns*, *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 127, pp. 81-101.

Keating, P.B. and Fisher, J.W. (1986), *Evaluation of Fatigue Tests and Design Criteria on Welded Details*, NCHRP Report No. 286, Transportation Research Board, Washington DC, September.

Kemp, A.R. (1996), *Inelastic Local and Lateral Buckling in Design Codes*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 4, pp. 374-382.

Kim, H.J. and Yura, J.A. (1996), *The Effect of End Distance on the Bearing Strength of Bolted Connections*, PMFSEL Report No. 96-1, University of Texas, Austin, TX.

Kim, Y.D., Jung, S.-K. and White, D.W. (2007), *Transverse Stiffener Requirements in Straight and Horizontally Curved Steel I-Girders*, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 12, No. 2, pp. 174-183.

Kirby, B.R. and Preston, R.R. (1988), *High Temperature Properties of Hot-Rolled Structural Steels for Use in Fire Engineering Design Studies*, *Fire Safety Journal*, Vol. 13, pp. 27-37.

Kirby, P.A. and Nethercot, D.A. (1979), *Design for Structural Stability*, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

Kishi, N. and Chen, W.F. (1986), *Data Base of Steel Beam-to-Column Connections*, Vol. 1 and 2, Structural Engineering Report No. CE-STR-86-26, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.

Kitipornchai, S. and Trahair, N.S. (1980), *Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 106, No. ST5, May, pp. 941-957.

Kitipornchai, S. and Traves, W.H. (1989), *Welded-Tee End Connections for Circular Hollow Tubes*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No.12, pp. 3,155-3,170.

Klöppel, K. and Seeger, T. (1964), *Dauerversuche Mit Einschnittigen HV-Verbindungen Aus ST37*, *Der Stahlbau*, Vol. 33, No. 8, August, pp. 225-245 and Vol. 33, No. 11, November, pp. 335-346.

Kosteski, N. and Packer, J.A. (2003), *Longitudinal Plate and Through Plate-to-HSS Welded Connections*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 4, pp. 478-486.

Kuchenbecker, G.H., White, D.W. and Surovek-Maleck, A.E. (2004), *Simplified Design of Building Frames Using First-Order Analysis and K=1*, *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Long Beach, CA, March 24-27, 2004, Structural Stability Research Council, Rolla, MO, pp. 119-138.

Kulak, G.L., Fisher, J.W. and Struik, J.H.A. (1987), *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, 2nd Ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

Kulak, G.L. and Grondin, G.Y. (2001), *AISC LRFD Rules for Block Shear-A Review*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No. 4, 4th Quarter, pp. 199-203.

Kulak, G.L. and Grondin, G.Y. (2002), *Closure: AISC LRFD Rules for Block Shear-A Review*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 39, No. 4, 4th Quarter, p. 241.

Kulak, G.L. and Grondin, G.Y. (2003), *Strength of Joints that Combine Bolts and Welds*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 40, No. 2, 2nd Quarter, pp. 89-98.

Kulak, G.L. (2002), *High Strength Bolts: A Primer for Structural Engineers*, Design Guide 17, AISC, Chicago, IL.

Kurobane, Y., Packer, J.A., Wardenier, J. and Yeomans, N.F. (2004), *Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections*, CIDECT Design Guide No. 9, CIDECT (ed.) and Verlag TÜV Rheinland, Köln, Germany.

Lawson, R.M. (1992), *Shear Connection in Composite Beams, Composite Construction in Steel and Concrete II*, W.S. Easterling and W.M.K. Roddis, (eds.), American Society of Civil Engineers, New York, NY.

Lee, D., Cotton, S., Dexter, R.J., Hajjar, J.F., Ye, Y. and Ojard, S.D. (2002a), *Column Stiffener Detailing and Panel Zone Behavior of Steel Moment Frame Connections*, Report No. ST-01-3.2, Department of Civil Engineering, University of Minnesota, Minneapolis, MN.

Lee, S.C., Yoo, C.H. and Yoon, D.Y. (2002b), *Behavior of Intermediate Transverse Stiffeners Attached on Web Panels*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 3, pp. 337-345.

Leigh, J.M. and Lay, M.G. (1978), *Laterally Unsupported Angles with Equal and Unequal Legs*, Report MRL 22/2, July, Melbourne Research Laboratories, Clayton, Victoria, Australia.

Leigh, J.M. and Lay, M.G. (1984), *The Design of Laterally Unsupported Angles*, *Steel Design Current Practice*, Section 2, Bending Members, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, January.

LeMessurier, W.J. (1976), *A Practical Method of Second Order Analysis, Part 1-Pin-Jointed Frames*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 13, No. 4, 4th Quarter, pp. 89-96.

LeMessurier, W.J. (1977), *A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2-Rigid Frames*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 14, No. 2, 2nd Quarter, pp. 49-67.

LeMessurier, W.J. (1995), *Simplified K Factors for Stiffness Controlled Designs, Restructuring: America and Beyond*, *Proceedings of ASCE Structures Congress XIII*, Boston, MA, April 2-5, 1995, American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 1,797-1,812.

Leon, R.T. (1990), *Serviceability of Composite Floor*, *Proceedings of the 1990 National Steel Construction Conference*, AISC, pp. 18:1-18:23.

Leon, R.T. and Alsamsam, I. (1993), *Performance and Serviceability of Composite Floors, Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation*, *Proceedings of the ASCE Structures Congress*, ASCE, pp. 1,479-1,484.

Leon, R.T. (1994), *Composite Semi-Rigid Construction*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 31, No. 2, 2nd Quarter, pp. 57-67.

Leon, R.T., Hoffman, J. and Staeger, T. (1996), *Design of Partially-Restrained Composite Connections*, *Design Guide 8*, AISC, Chicago, IL.

Leon, R.T. and Easterling, W.S. (eds.) (2002), *Connections in Steel Structures IV Behavior, Strength and Design*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Leon, R.T., Kim, D.K. and Hajjar, J.F. (2007), *Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 44, No. 4, 4th Quarter, pp. 341-358.

Leon, R.T. and Hajjar, J.F. (2008), *Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 2: Application of Design Provisions for the 2005 AISC Specification*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 45, No. 1, 1st Quarter, pp. 21-46.

Lesik, D.F. and Kennedy, D.J.L. (1990), *Ultimate Strength of Fillet Welded Connections Loaded in Plane*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 17, No. 1, pp. 55-67.

Lewis, B.E. and Zwerneman, F.J. (1996), *Edge Distance, Spacing, and Bearing in Bolted Connections*, Research Report, Department of Civil and Environmental Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, July.

Liew, J.Y., White, D.W. and Chen, W.F. (1993), *Second-Order Refined Plastic-Hinge Analysis for Frame Design, Parts I and II*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 11, pp. 3,196-3,237.

Lorenz, R.F., Kato, B. and Chen, W.F. (eds.) (1993), *Semi-Rigid Connections in Steel Frames*, Council for Tall Buildings and Urban Habitat, Bethlehem, PA.

Lu, Y.O. and Kennedy, D.J.L. (1994), *The Flexural Behaviour of Concrete-Filled Hollow Structural Sections*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 21, No. 1, pp. 111-130.

Lui, Z. and Goel, S.C. (1987), *Investigation of Concrete-Filled Steel Tubes Under Cyclic Bending and Buckling*, UMCE Report 87-3, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

Lutz, L.A. and Fisher, J.M. (1985), *A Unified Approach for Stability Bracing Requirements*, Engineering Journal, AISC, Vol. 22, No. 4, 4th Quarter, pp. 163-167.

Lutz, L.A. (1992), *Critical Slenderness of Compression Members with Effective Lengths about Non-Principal Axes*, Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting, April 6-7, 1992, Pittsburgh, PA, Structural Stability Research Council, Bethlehem, PA.

Lyse, I. and Schreiner, N.G. (1935), *An Investigation of Welded Seat Angle Connections*, The Welding Journal, AWS, February, p. 1.

Lyse, I. and Gibson, G.J. (1937), *Effect of Welded Top Angles on Beam-Column Connections*, The Welding Journal, AWS, October.

Madugula, M.K.S. and Kennedy, J.B. (1985), *Single and Compound Angle Members*, Elsevier Applied Science, New York, NY.

Marino, F.J. (1966), *Ponding of Two-Way Roof Systems*, Engineering Journal, AISC, Vol. 3, No. 3, 3rd Quarter, pp. 93-100.

Marshall, P.W. (1992), *Design of Welded Tubular Connections: Basis and Use of AWS Code Provisions*, Elsevier, Amsterdam, the Netherlands.

Martinez-Garcia, J.M. and Ziemian, R.D. (2006), *Benchmark Studies to Compare Frame Stability Provisions*, Proceedings-Annual Technical Session and Meeting, Structural Stability Research Council, San Antonio, TX, pp. 425-442.

McGuire, W. (1992), *Computer-Aided Analysis, Constructional Steel Design: An International Guide*, P.J. Dowling, J.E. Harding and R. Bjorhovde (eds.), Elsevier Applied Science, New York, NY, pp. 915-932.

- McGuire, W., Gallagher, R.H. and Ziemian, R.D. (2000), *Matrix Structural Analysis*, 2nd Ed., John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- Mottram, J.T. and Johnson, R.P. (1990), *Push Tests on Studs Welded Through Profiled Steel Sheeting*, *The Structural Engineer*, Vol. 68, No. 10, pp. 187-193.
- Munse, W.H. and Chesson, Jr., E., (1963), *Riveted and Bolted Joints: Net Section Design*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 89, No. ST1, February, pp. 49-106.
- Murray, T.M., Kline, D.P. and Rojani, K.B. (1992), *Use of Snug-Tightened Bolts in End-Plate Connections, Connections in Steel Structures II*, R. Bjorhovde, A. Colson, G. Haaijer and J.W.B. Stark, (eds.), AISC, Chicago, IL.
- Murray, T.M., Allen, D.E. and Ungar, E.E. (1997), *Floor Vibrations Due to Human Activity*, Design Guide 11, AISC, Chicago, IL.
- Murray, T.M. and Sumner, E.A. (2004), *End-Plate Moment Connections-Wind and Seismic Applications*, Design Guide 4, 2nd Ed., AISC, Chicago, IL.
- Nethercot, D.A. (1985), *Steel Beam to Column Connections-A Review of Test Data and Their Applicability to the Evaluation of the Joint Behaviour of the Performance of Steel Frames*, CIRIA, London, England.
- NFPA (2002a), *Standard for the Inspection, Testing, and Maintenance of Water-Based Fire Protection Systems*, NFPA 25, National Fire Protection Association, Quincy, MA.
- NFPA (2002b), *Standard on Smoke and Heat Venting*, NFPA 204, National Fire Protection Association, Quincy, MA.
- Nowak, A.S. and Collins, K. R. (2000), *Reliability of Structures*, McGraw-Hill, New York, NY.
- NRC (1974), *Expansion Joints in Buildings*, Technical Report No. 65, Standing Committee on Structural Engineering of the Federal Construction Council, Building Research Advisory Board, Division of Engineering, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, DC.
- NRCC (1990), *National Building Code of Canada*, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, Canada.
- Oehlers, D.J. and Bradford, M.A. (1995), *Composite Steel and Concrete Members*, Elsevier Science, Inc., Tarrytown, NY.
- Ollgaard, J.G., Slutter, R.G. and Fisher, J.W. (1971), *Shear Strength of Stud Shear Connections in Lightweight and Normal Weight Concrete*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 8, No. 2, 2nd Quarter, pp. 55-64.
- OSHA (2001), *Safety and Health Regulations for Construction*, Standards-29 CFR 1926 Subpart R-Steel Erection, Occupational Safety and Health Administration, Washington, DC.
- Packer, J.A., Birkemoe, P.C., and Tucker, W.J. (1984), *Canadian Implementation of CIODECT Monograph No. 6*, CIODECT Report No. 5AJ-84/9-E, University of Toronto, Toronto, Canada.

Packer, J.A. and Cassidy, C.E. (1995), *Effective Weld Length for HSS T, Y and X Connections*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 10, pp. 1,402-1,408.

Packer, J.A. and Henderson, J.E. (1997), *Hollow Structural Section Connections and Trusses-A Design Guide*, 2nd Ed., Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, Canada.

Packer, J.A. (2004), *Reliability of Welded Tubular K-Connection Resistance Expressions*, International Institute of Welding (IIW) Document XV-E-04-291, University of Toronto, Toronto, Canada.

Packer, J.A. and Wardenier, J. (2010), *Design Guide for Rectangular Hollow Section (RHS) Joints under Predominantly Static Loading*, Design Guide No. 3, CIODECT, 2nd Ed., LSS Verlag, Köln, Germany.

Pallarés, L. and Hajjar, J.F. (2010a), *Headed Steel Stud Anchors in Composite Structures: Part II. Tension and Interaction*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, No. 2, February, pp. 213-228.

Pallarés, L. and Hajjar, J.F. (2010b), *Headed Steel Stud Anchors in Composite Structures: Part I. Shear*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66, No. 2, February, pp. 198-212.

Pate-Cornell, E. (1994), *Quantitative Safety Goals for Risk Management of Industrial Facilities*, *Structural Safety*, Vol. 13, No. 3, pp. 145-157.

Popov, E.P. and Stephen, R.M. (1977), *Capacity of Columns with Splice Imperfections*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 14, No. 1, 1st Quarter, pp. 16-23.

Popov, E.P. (1980), *An Update on Eccentric Seismic Bracing*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 17, No. 3, 3rd Quarter, pp. 70-71.

Preece, F.R. (1968), *AWS-AISC Fillet Weld Study-Longitudinal and Transverse Shear Tests*, Testing Engineers, Inc., Los Angeles, CA, May.

Prion, H.G.L. and Boehme, J. (1994), *Beam-column behaviour of steel tubes filled with high strength concrete*, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, No. 2, pp. 207-218.

Prochnow, S.D., Ye, Y., Dexter, R.J., Hajjar, J.F. and Cotton, S.C. (2000), *Local Flange Bending and Local Web Yielding Limit States in Steel Moment Resisting Connections*, *Connections in Steel Structures IV Behavior, Strength and Design*, R.T. Leon and W.S. Easterling (eds.), AISC, Chicago, IL, pp. 318-328.

Rahal, K.N. and Harding, J.E. (1990a), *Transversely Stiffened Girder Webs Subjected to Shear Loading-Part 1: Behaviour*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, 1989, March, pp. 47-65.

Rahal, K.N. and Harding, J.E. (1990b), *Transversely Stiffened Girder Webs Subjected to Shear Loading-Part 2: Stiffener Design*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, 1989, March, pp. 67-87.

Rahal, K.N. and Harding, J.E. (1991), *Transversely Stiffened Girder Webs Subjected to Combined In-Plane Loading*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, 1991, June, pp. 237-258.

Ravindra, M.K. and Galambos, T.V. (1978), *Load and Resistance Factor Design for Steel, Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, September, pp. 1,337-1,353.

RCSC (2009), *Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts*, Research Council on Structural Connections, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Ricker, D.T. (1989), *Cambering Steel Beams*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 26, No. 4, 4th Quarter, pp. 136-142.

Ricles, J.M. and Yura, J.A. (1983), *Strength of Double-Row Bolted Web Connections*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 109, No. ST 1, January, pp. 126-142.

Roberts, T.M. (1981), *Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, No. 71, September.

Robinson, H. (1967), *Tests of Composite Beams with Cellular Deck*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 93, No. ST4, pp. 139-163.

Roddenberry, M.R., Easterling, W.S. and Murray, T.M. (2002a) *Behavior and Strength of Welded Stud Shear Connectors*, Report No. CE/VPI-02/04, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.

Roddenberry, M.R., Lyons, J.C., Easterling, W.S. and Murray, T.M. (2002b), *Performance and Strength of Welded Shear Studs*, *Composite Construction in Steel and Concrete IV*, J.F. Hajjar, M. Hosain, W.S. Easterling and B.M. Shahrooz (eds.), American Society of Civil Engineers, Reston, VA, pp. 458-469.

Roeder, C.W., Cameron, B. and Brown, C.B. (1999), *Composite Action in Concrete Filled Tubes*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 5, May, pp. 477-484.

Roik, K. and Bergmann, R. (1992), *Composite Column, Constructional Steel Design: An International Guide*, P.J. Dowling, J.E. Harding and R. BJORHOLDE, (eds.), Elsevier Applied Science, London, United Kingdom.

Rolloos, A. (1969), *The Effective Weld Length of Beam to Column Connections without Stiffening Plates*, Stevin Report 6-69-7-HL, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands.

Ruddy, J. (1986), *Ponding of Concrete Deck Floors*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 23, No. 3, 3rd Quarter, pp. 107-115.

Ruddy, J.L., Marlo, J.P., Ioannides, S.A. and Alfawakhiri, F. (2003), *Fire Resistance of Structural Steel Framing*, Design Guide 19, AISC, Chicago, IL.

Salmon, C.G. and Johnson, J.E. (1996), *Steel Structures, Design and Behavior*, 4th Ed., HarperCollins College Publishers, New York, NY.

Salmon, C.G., Johnson, J.E. and Malhas, F.A. (2008), *Steel Structures: Design and Behavior*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.

Salvadori, M. (1956), *Lateral Buckling of Eccentrically Loaded I-Columns*, *Transactions of the ASCE*, Vol. 122, No. 1.

Sato, A. and Uang, C.-M. (2007), *Modified Slenderness Ratio for Built-up Members*, *Engineering Journal*, AISC, pp. 269-280.

Schilling, C.G. (1965), *Buckling Strength of Circular Tubes*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST5, pp. 325-348.

Schuster, J.W. (1997), *Structural Steel Fabrication Practices*, McGraw-Hill, New York, NY.  
SDI (2001), *Standard Practice Details*, Steel Deck Institute, Fox River Grove, IL.

SDI (2004), *Diaphragm Design Manual*, Steel Deck Institute, Fox River Grove, IL.

Seaburg, P.A. and Carter, C.J. (1997), *Torsional Analysis of Structural Steel Members*, Design Guide 9, AISC, Chicago, IL.

SFPE (2002), *Handbook of Fire Protection Engineering*, 3rd Ed., P.J. DiNenno (ed.), National Fire Protection Association, Quincy, MA.

SFSA (1995), *Steel Castings Handbook*, Steel Founders Society of America, Crystal Lake, IL.

Shanmugam, N.E. and Lakshmi, B. (2001), *State of the Art Report on Steel-Concrete Composite Columns*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, No. 10, October, pp. 1,041-1,080.

Sherbourne, A.N. and Jensen, C.D. (1957), *Direct Welded Beam Column Connections*, Report No. 233.12, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Sherman, D.R. (1976), *Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, August.

Sherman, D.R. and Tanavde, A.S. (1984), *Comparative Study of Flexural Capacity of Pipes*, Internal Report, Department of Civil Engineering, University of Wisconsin-Milwaukee, WI, March.

Sherman, D.R. and Ales, J.M. (1991), *The Design of Shear Tabs with Tubular Columns*, *Proceedings of the National Steel Construction Conference*, Washington, DC, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, pp. 1.2-1.22.

Sherman, D.R. (1992), *Tubular Members*, *Constructional Steel Design-An International Guide*, P.J. Dowling, J.H. Harding and R. Bjorhovde (eds.), Elsevier Applied Science, London, England, pp. 91-104.

Sherman, D.R. (1995a), *Stability Related Deterioration of Structures*, *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Kansas City, MO, March 27-28, 1995, Structural Stability Research Council, Bethlehem, PA.

Sherman, D.R. (1995b), *Simple Framing Connections to HSS Columns*, *Proceedings of the National Steel Construction Conference*, San Antonio, Texas, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, pp. 30.1-30.16.

Sherman, D.R. (1996), *Designing with Structural Tubing*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 33, No. 3, 3rd Quarter, pp. 101-109.

- Slutter, R.G. and Driscoll, G.C. (1965), *Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST2, April, pp. 71-99.
- Sourochnikoff, B. (1950), *Wind Stresses in Semi-Rigid Connections of Steel Framework*, *Transactions of the ASCE*, Vol. 115, pp. 382-402.
- Stang, A.H. and Jaffe, B.S. (1948), *Perforated Cover Plates for Steel Columns*, Research Paper RP1861, National Bureau of Standards, Washington, DC.
- Stanway, G.S., Chapman, J.C. and Dowling, P.J. (1993), *Behaviour of a Web Plate in Shear with an Intermediate Stiffener*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, Vol. 99, August, pp. 327-344.
- Stanway, G.S., Chapman, J.C. and Dowling, P.J. (1996), *A Design Model for Intermediate Web Stiffeners*, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, Vol. 116, February, pp. 54-68.
- Summers, P.A. and Yura, J.A. (1982), *The Behavior of Beams Subjected to Concentrated Loads*, Report No. 82-5, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas, Austin, TX, August.
- Surovek-Maleck, A.E. and White, D.W. (2003). *Direct Analysis Approach for the Assessment of Frame Stability: Verification Studies*, *Proceedings-Annual Technical Session and Meeting*, Structural Stability Research Council, Baltimore, MD, pp. 423-441.
- Surovek-Maleck, A., White, D.W. and Leon, R.T. (2004), *Direct Analysis and Design of Partially-Restrained Steel Framing Systems*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 9, pp. 1376-1389.
- Takagi, J. and Deierlein, G.G. (2007), *Strength Design Criteria for Steel Members at Elevated Temperatures*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, pp. 1036-1050.
- Taylor, A.C. and Ojalvo, M. (1966), *Torsional Restraint of Lateral Buckling*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 92, No. ST2, pp. 115-129.
- Thoft-Christensen, P. and Murotsu, Y. (1986) *Application of Structural System Reliability Theory*, Springer Verlag, Berlin.
- Tide, R.H.R. (1985), *Reasonable Column Design Equations*, *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Cleveland, OH, April 16-17, 1985, Structural Stability Research Council, Bethlehem, PA.
- Tide, R.H.R. (1999), *Evaluation of Steel Properties and Cracking in the 'K'-area of W Shapes*, *Engineering Structures*, Vol. 22, pp. 128-124.
- Tide, R.H.R. (2001), *A Technical Note: Derivation of the LRFD Column Design Equations*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No. 3, 3rd Quarter, pp. 137-139.
- Tide, R.H.R. (2010), *Bolt Shear Design Considerations*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 47, No. 1, 1st Quarter, pp. 47-64.
- Timoshenko, S.P. (1956), *Strength of Materials*, Vol. II, 3rd Ed., D. Van Nostrand, New York, NY.

Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. (1961), *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill Book Company, New York, NY.

Troup, E.W. (1999), *Effective Contract and Shop Drawings for Structural Steel, Proceedings of the AISC National Steel Construction Conference*, Toronto, Ontario, May 19-21, 1999, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL pp. 37-1-37-15.

Van der Sanden, P.G.F.J. (1996), *The Behaviour of a Headed Stud Connection in a 'New' Push Test including a Ribbed Slab. Tests: Main Report*, BKO Report No. 95-15, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, the Netherlands, March.

Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R. and Lu, L.-W. (2002), *Experimental Behavior of High Strength Square Concrete Filled Steel Tube (CFT) Columns*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 3, pp. 309–318.

Varma, A.H. and Zhang, K. (2009), *Slenderness Limits for Noncompact/Slender Filled Members*, Bowen Laboratory Report No. 2009-01, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN, August.

Vickery, B.J., Isyumov, N. and Davenport, A.G. (1983), *The Role of Damping, Mass and Stiffness in the Reduction of Wind Effects on Structures*, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 11, Nos. 1-3, pp. 285-294.

Viest, I.M., Siess, C.P., Appleton, J.H. and Newmark, N. (1952), *Full-Scale Tests of Channel Shear Connectors and Composite T-Beams*, Bulletin Series No. 405, Vol. 50, No. 29, University of Illinois Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL.

Viest, I.M., Colaco, J.P., Furlong, R.W., Griffis, L.G., Leon, R.T. and Wyllie, L.A., Jr. (1997), *Composite Construction: Design for Buildings*, McGraw-Hill, New York, NY.

von Kármán, T., Sechler, E.E. and Donnell, L.H. (1932), *The Strength of Thin Plates in Compression*, *Transactions of the ASME*, Vol. 54.

Wardenier, J., Davies, G. and Stolle, P. (1981), *The Effective Width of Branch Plate to RHS Chord Connections in Cross Joints*, Stevin Report 6-81-6, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands.

Wardenier, J., Kurobane, Y., Packer, J.A., Dutta, D. and Yeomans, N. (1991), *Design Guide for Circular Hollow Section (CHS) Joints under Predominantly Static Loading*, CIDECT Design Guide No. 1, CIDECT (ed.) and Verlag TÜV Rheinland, Köln, Germany.

West, M.A., Fisher, J.M. and Griffis, L.G. (2003), *Serviceability Design Considerations for Steel Buildings*, Design Guide 3, 2nd Ed., AISC, Chicago, IL.

Wheeler, A. and Bridge, R. (2006), *The Behaviour of Circular Concrete-Filled Thin-Walled Steel Tubes in Flexure*, *Proceedings of the 5th International Conference on Composite Construction in Steel and Concrete V*, R.T. Leon and J. Lange (eds.), ASCE, Reston, Virginia, pp. 413-423.

White, D.W. and Chen, W.F. (ed.) (1993), *Plastic Hinge Based Methods for Advanced Analysis and Design of Steel Frames: An Assessment of State-of-the-Art*, Structural Stability Research Council, Bethlehem, PA.

White, D.W. and Hajjar, J.F. (1997a), *Design of Steel Frames without consideration of Effective Length*, *Engineering Structures*, Vol. 19, No. 10, pp. 797-810.

White, D.W. and Hajjar, J.F. (1997b), *Buckling Models and Stability Design of Steel Frames: a Unified Approach*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 42, No. 3, pp. 171-207.

White, D.W. (2003), *Improved Flexural Design Provisions for I-Shaped Members and Channels*, Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 23, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D.W. and Jung, S.K (2003), *Simplified Lateral-Torsional Buckling Equations for Singly-Symmetric I-Section Members*, Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 24b, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D.W. (2004), *Unified Flexural Resistance Equations for Stability Design of Steel I-Section Members Overview*, Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 24a, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D.W. and Barker, M. (2008), *Shear Resistance of Transversely-Stiffened Steel I-Girders*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 9, pp. 1,425-1,436.

White, D.W. and Goverdhan, A.V. (2008), *Design of PR Frames Using the AISC Direct Analysis Method*, in *Connections in Steel Structures VI*, R. Bjoerhovde, F.S.K. Bijlaard and L.F. Geschwindner (eds.), AISC, Chicago, IL, pp. 255-264.

Wilkinson, T. and Hancock, G.J. (1998), *Tests to Examine Compact Web Slenderness of Cold-Formed RHS*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 10, October, pp. 1,166-1,174.

Wilkinson, T. and Hancock, G.J. (2002), *Predicting the Rotation Capacity of Cold-Formed RHS Beams Using Finite Element Analysis*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, No. 11, November, pp. 1,455-1,471.

Wilson, W.M. (1934), *The Bearing Value of Rollers*, Bulletin No. 263, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL.

Winter, G. (1947), *Strength of Thin Steel Compression Flanges*, *Transactions of the ASCE*, Vol. 112, p. 547.

Winter, G. (1958), *Lateral Bracing of Columns and Beams*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 84, No. ST3, March, pp. 1,561-1-1,561-22.

Winter, G. (1960), *Lateral Bracing of Columns and Beams*, *Transactions of the ASCE*, Vol. 125, Part 1, pp. 809-825.

Winter, G. (1968), *Commentary on the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Members*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

Winter, G. (1970), *Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual: Commentary of the 1968 Edition*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

Wong, M.B. (2009), *Plastic Analysis and Design of Steel Structures*, Butterworth-Heinemann, Burlington, MA.

Xie, M. and Chapman, J.C. (2003), *Design of Web Stiffeners: Axial Forces*, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 59, pp. 1,035-,056.

Yuan, H. (1996), *The Resistances of Stud Shear Connectors with Profiled Sheetings*, Ph.D. Dissertation, Department of Engineering, The University of Warwick, Coventry, England.

Yuan, Q., Swanson, J. and Rassati, G.A. (2004), *An Investigation of Hole Making Practices in the Fabrication of Structural Steel*, Internal Report, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, Cincinnati, OH.

Yura, J.A. (1971), *The Effective Length of Columns in Unbraced Frames*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 8, No. 2, 2nd Quarter, pp. 37-42.

Yura, J.A., Galambos, T.V. and Ravindra, K. (1978), *The Bending Resistance of Steel Beams*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, pp. 1,355-1,370.

Yura, J.A., Birkemoe, P.C. and Ricles, J.M. (1982), *Beam Web Shear Connections: An Experimental Study*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. ST2, February, pp. 311-326.

Yura, J.A. (1995), *Bracing for Stability-State-of-the-Art*, *Proceedings of the ASCE Structures Congress XIII*, Boston, MA, April 2-5, 1995, American Society of Civil Engineers, New York, NY, pp. 88-103.

Yura, J.A., Kanchanalai, T. and Chotichanathawenwong, S. (1996), *Verification of Steel Beam-Column Design Based on the AISC-LRFD Method*, *Proceedings-5<sup>th</sup> International Colloquium on the Stability of Metal Structures*, SSRC, Bethlehem, PA, pp. 21-30.

Yura, J.A. (2001), *Fundamentals of Beam Bracing*, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No.1, 1st Quarter, pp. 11-26.

Yura, J.A. and Helwig, T.A. (2009), *Bracing for Stability*, Short Course Notes, Structural Stability Research Council, North American Steel Construction Conference, Phoenix, AZ, April.

Zahn, C.J. and Haaijer, G. (1987), *Effect of Connector Spacing on Double Angle Compressive Strength*, Materials and Member Behavior, *Proceedings, Structures Congress 1987*, ASCE, Orlando, FL, pp. 199-212.

Zandonini, R. (1985), *Stability of Compact Built-Up Struts: Experimental Investigation and Numerical Simulation*, *Costruzioni Metalliche*, No. 4.

Ziemian, R.D, McGuire, W. and Deierlein, G. (1992), *Inelastic Limit States Design, Part I: Planar Frame Studies, and Part II: Three-Dimensional Frame Study*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 9, pp. 2532-2567.

Ziemian, R.D. and Miller, A.R. (1997), *Inelastic Analysis and Design: Frames With Members in Minor-Axis Bending*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 2, pp. 151-157.

Ziemian, R.D. and McGuire, W. (2002), *Modified Tangent Modulus Approach, a Contribution to Plastic Hinge Analysis*, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 10, October, pp. 1301-1307.

Ziemian, R.D., McGuire, W. and Seo, D.W. (2008), *On the Inelastic Strength of Beam-Columns under Biaxial Bending*, *Proceedings-Annual Stability Conference*, Structural Stability Research Council, Nashville, TN.

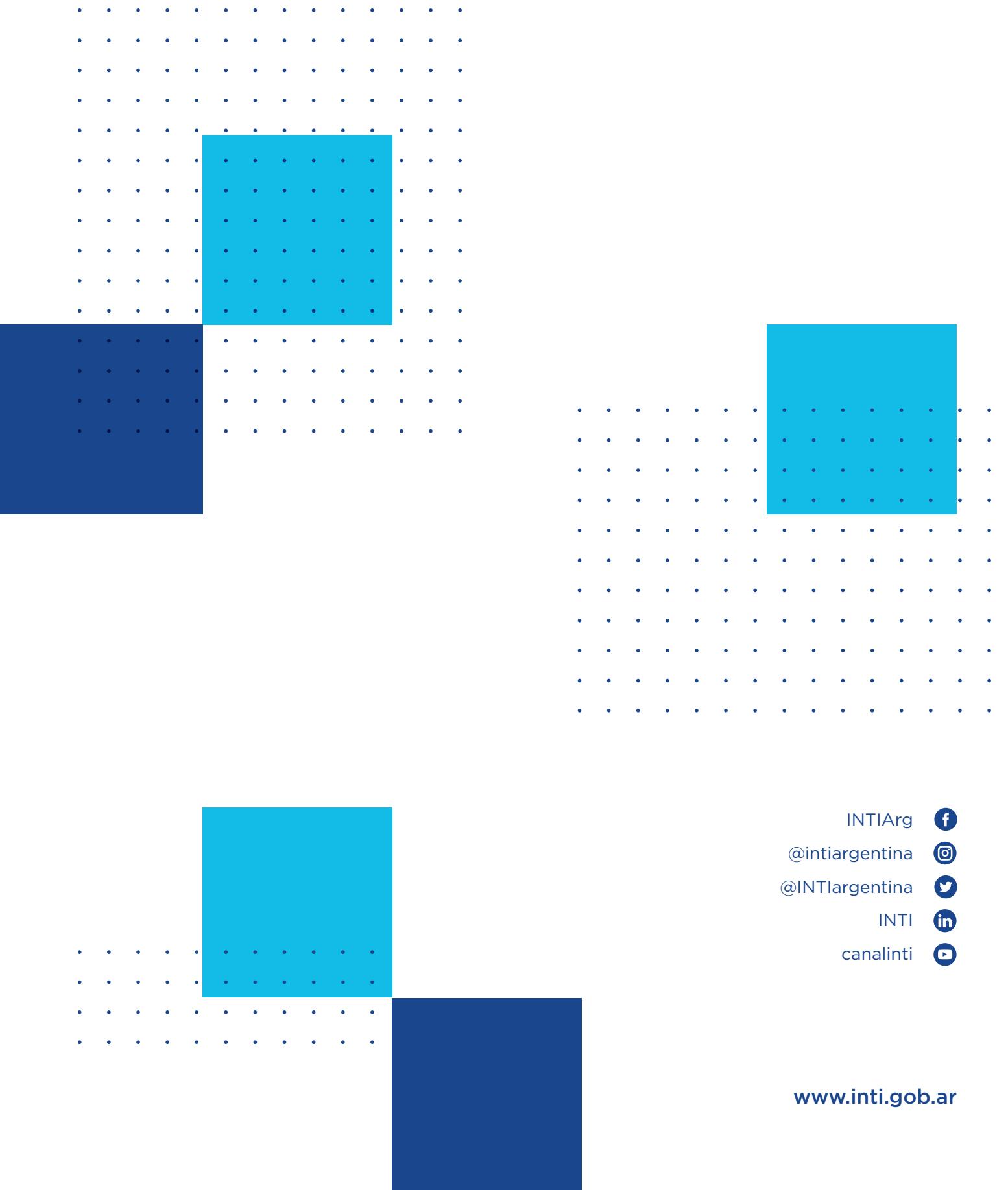
Ziemian, R.D. (ed.) (2010), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 6th Ed., John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ.







**INTI** Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



INTIArg [@intiargentina](#)  
@INTIargentina   
INTI   
canalinti

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