

Reglamento INPRES-CIRSOC 103

Ministerio de Planificación Federal,
Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas de la Nación



Instituto Nacional de
Prevención Sísmica

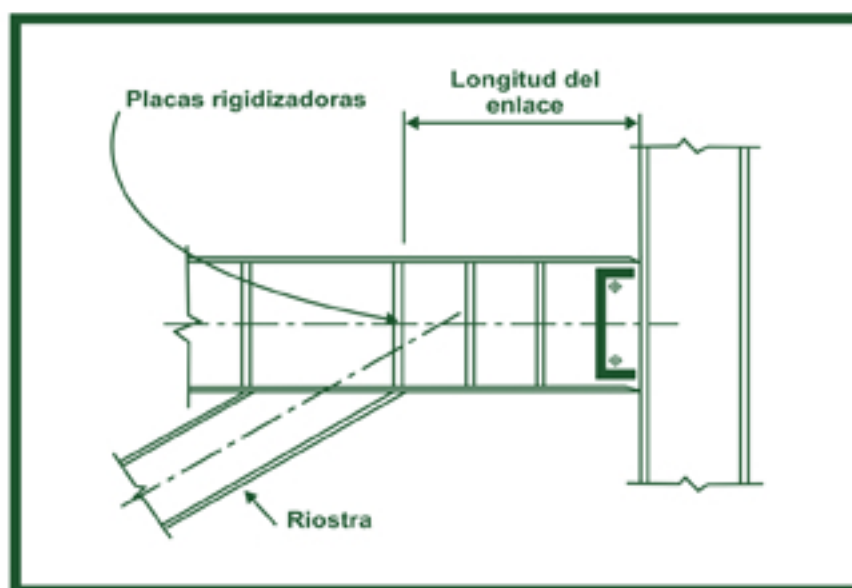
INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

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



REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES

**Comentarios a la
Parte IV**

***CONSTRUCCIONES DE
ACERO***

Julio 2005

***COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES***

***PARTE IV
CONSTRUCCIONES
DE ACERO***

EDICIÓN JULIO 2005

INPRES

Roger Balet N° 47 Norte
(5400) San Juan
Tel. (54 264) 4239016 – 4239010 – PBX
FAX: (54 264) 4234463
e-mail: giuliano@inpres.gov.ar

Internet: www.inpres.gov.ar

DIRECTOR NACIONAL:
ING. ALEJANDRO P. GIULIANO

SUBDIRECTOR NACIONAL:
ING. MARIO BUFALIZA

INTI CIRSOC

Balcarce 186 - 1° piso Of. 138
(C1064AAD) Buenos Aires
Tel.: (54 11) 4349-8520 - 8524
Fax: (54 11) 4349-8520 - 8524
e-mail: cirsoc@mecon.gov.ar
cirsoc@inti.gob.ar
www.inti.gob.ar/cirsoc

DIRECTOR TÉCNICO:
ING. MARTA S. PARMIGIANI

© 2008

Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000/5001

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



ORGANISMOS PROMOTORES

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

MIEMBROS ADHERENTES

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

*Este Reglamento fue elaborado en el
INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SÍSMICA-INPRES*

ASESOR QUE INTERVINO EN LA REDACCIÓN DEL

***REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES***

INPRES-CIRSOC 103

PARTE IV

Ing. Alejandro P. Giuliano

Agradecimientos

*Se agradece la valiosa colaboración del Sr. Hugo F. Pontoriero y del Sr. Oscar S. Escudero pertenecientes al **INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCIÓN SÍSMICA**, por la edición del presente documento.*

ÍNDICE

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	1
INTRODUCCIÓN	1
C1.1. CAMPO DE VALIDEZ	2
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3. REQUERIMIENTOS GENERALES	3
C3.2. TENSIÓN DE FLUENCIA ESPERADA	3
C3.4. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES	3
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO	11
C4.3. ACCIÓN SÍSMICA VERTICAL	11
C4.4. FACTOR DE REDUCCIÓN	11
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS	13
C5.1. INTRODUCCIÓN	13
C5.2. EFECTOS PROVOCADOS POR LAS ACCIONES SÍSMICAS	13
C5.4. COMBINACIONES ESPECIALES DE ESTADOS DE CARGA	13
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6. DEFORMACIONES	15
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 7. UNIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN	17
C7.2. JUNTAS ABULONADAS	17
C7.3. JUNTAS SOLDADAS	17
C7.4. OTRAS UNIONES	17
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 8. COLUMNAS	19
C8.2. RESISTENCIA	19
C8.3. EMPALMES	19
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 9. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES	23
C9.1. INTRODUCCIÓN	23
C9.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES	23
C9.3. PANEL NODAL	25

C9.3.2. Resistencia al corte	25
C9.3.3. Espesor del panel nodal	27
C9.3.4. Placas nodales de refuerzo	27
C9.3.5. Placas de continuidad	28
C9.4. LIMITACIONES DIMENSIONALES DE VIGAS Y COLUMNAS	29
C9.5. RELACIÓN ENTRE LAS RESISTENCIAS A FLEXIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS	30
C9.6. RESTRICCIÓN LATERAL DE NUDOS VIGA-COLUMNA	30
C9.6.1. Nudos restringidos	30
C9.6.2. Nudos no restringidos	31
C9.7. APOYO LATERAL DE VIGAS	31
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 10. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS	33
C10.1. INTRODUCCIÓN	33
C10.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES	33
C10.7. APOYO LATERAL DE VIGAS	34
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 11. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS CONVENCIONALES	35
C11.1. INTRODUCCIÓN	35
C11.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES	35
C11.3. PLACAS DE CONTINUIDAD	36
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 12. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS CON VIGAS RETICULADAS	37
C12.1. INTRODUCCIÓN	37
C12.2. TRAMO ESPECIAL	37
C12.3. RESISTENCIA NOMINAL DE LOS ELEMENTOS DEL TRAMO ESPECIAL	38
C12.4. RESISTENCIA NOMINAL DE LOS ELEMENTOS UBICADOS FUERA DEL TRAMO ESPECIAL	38
C12.5. RELACIÓN ANCHO-ESPESOR	39
C12.6. ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES	39
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 13. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE	41
C13.1. INTRODUCCIÓN	41
C13.2. RIOSTRAS	44

C13.3. UNIONES DE RIOSTRAS	45
C13.4. REQUERIMIENTOS ESPECÍFICOS PARA CONFIGURACIONES ESPECIALES DE RIOSTRAS (V, V INVERTIDA Y K)	46
C13.5. COLUMNAS	47
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 14. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES CONVENCIONALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE	49
C14.1. INTRODUCCIÓN	49
C14.2. RESISTENCIA	49
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 15. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE	51
C15.1. INTRODUCCIÓN	51
C15.2. ENLACES	51
C15.3. RIGIDIZADORES DE ENLACES	53
C15.4. UNIONES ENLACE-COLUMNA	54
C15.5. APOYO LATERAL DE ENLACES	55
C15.6. RIOSTRAS Y TRAMO DE VIGA UBICADO FUERA DEL ENLACE	56
C15.7. UNIONES NUDOS VIGA-COLUMNA	59
C15.8. RESISTENCIA REQUERIDA EN LAS COLUMNAS	59
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 16. ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD	61
COMENTARIOS AL APÉNDICE: REQUISITOS PARA ENSAYOS CÍCLICOS DE UNIONES VIGA-COLUMNA Y ENLACE-COLUMNA	63
CA1. ALCANCE Y PROPÓSITO	63
CA3. DEFINICIONES	64
CA4. REQUISITOS PARA ENSAYOS DE SUBENSAMBLAJES	65
CA5. PRINCIPALES VARIABLES DEL ENSAYO	65
CA5.1. Fuentes de rotación inelástica	65
CA5.2. Dimensiones de los elementos	66
CA5.5. Resistencia del material	67
CA5.6. Soldaduras	67

CA6. HISTORIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS	67
CA8. REQUERIMIENTOS DE ENSAYOS DE MATERIALES	69
CA10. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN	69
REFERENCIAS	71

PRÓLOGO

Esta primera edición de la Parte IV “ Construcciones de Acero” se enmarca dentro de la nueva generación de reglamentos nacionales de seguridad estructural impulsada por el CIRSOC, a partir de la decisión de actualizar el cuerpo reglamentario en vigencia, para adecuarlo a las exigencias y desafíos que impone un mercado altamente competitivo y globalizado, en el cual los códigos redactados sobre la base de lineamientos internacionales de reconocido prestigio, facilitarán un fluido intercambio de servicios de ingeniería y construcción.

En particular, este nuevo **Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes de Acero**, es el primer intento de establecimiento de prescripciones reglamentarias para regular el diseño y construcción de estructuras de acero emplazadas en la extensa zona sísmica del territorio nacional.

Hasta hace relativamente poco se creía, y aún hoy erróneamente muchos creen, que la naturaleza intrínsecamente dúctil del acero estructural, podía trasladarse directamente a las estructuras emplazadas en zonas sísmicamente activas, estos es, estructuras construidas con materiales dúctiles, naturalmente debían ser también dúctiles. La experiencia recogida en el mundo durante los últimos 20 años y particularmente el comportamiento observado de las estructuras de acero durante recientes terremotos destructivos, muestran claramente que esta creencia es falsa, y que resulta necesario tomar recaudos especiales para asegurar un comportamiento estructural dúctil, requisito indispensable cuando se requiere que la estructura disipe energía por deformaciones inelásticas.

En este sentido, este Reglamento está desarrollado en base a las Previsiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural, del American Institute of Steel Construction (AISC), y complementan al Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios, CIRSOC 301-2005

Este Reglamento se presenta acompañado de Comentarios, que justifican las prescripciones reglamentarias, con el fin de que el diseñador conozca su propósito, alcance y limitaciones.

INGA. MARTA S. PARMIGIANI
Directora Técnica
INTI – CIRSOC

ING. ALEJANDRO P. GIULIANO
Director Nacional
INPRES

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1.

GENERALIDADES

INTRODUCCIÓN

La experiencia adquirida a partir de terremotos destructivos ocurridos recientemente, tales como Northridge (1994) y Kobe (1995), han incrementado significativamente el conocimiento de las características de la respuesta estructural de edificios de acero y particularmente de aquellos con una configuración estructural formada por pórticos sismorresistentes con uniones soldadas.

Basados en los resultados de recientes investigaciones, desarrolladas principalmente por aquellos países afectados, y poniendo énfasis en los modos de fallas observados, se han establecido nuevas pautas de diseño sismorresistente que regulan la construcción de edificios de acero.

El concepto erróneo que se ha tenido de que la naturaleza dúctil del acero como material se traslada directamente a una ductilidad inherente en las estructuras, ha quedado de manifiesto en las observaciones de las experiencias recientes en terremotos de gran magnitud (Bruneau, 1998).

Por ello, las pautas especificadas en la presente Parte IV, basadas en las especificaciones **AISC-LRFD**, ponen especial énfasis en un adecuado diseño y detallado de los elementos estructurales y uniones, con el objeto de asegurar el comportamiento dúctil de una estructura.

El método de diseño de los estados límites, usando factores de cargas y resistencias (*LRFD*), ha sido introducido recientemente en países desarrollados para que el diseño sismorresistente de estructuras de acero cumpla con los objetivos mencionados.

El método *LRFD*, se basa en el concepto que ningún estado límite será excedido cuando la estructura esté sometida a las combinaciones de cargas mayoradas establecidas. Además de incluir el concepto de los estados límites de rotura y servicio, incorpora factores de carga y resistencia como así también en forma implícita el concepto de confiabilidad estructural.

El método *LRFD* cuantifica a través del uso de modelos matemáticos probabilísticos, tanto las cargas a las cuales estarán sujetas las estructuras, como la resistencia probable que tendrán los elementos estructurales. Esto se logra a través de factores de carga y resistencia los que tienen en cuenta no sólo la inevitable dispersión en la determinación de las cargas, sino también las variaciones de las resistencias de los elementos y las consecuencias de sus modos de falla. La confiabilidad estructural está implícitamente considerada a través de la determinación y selección de los factores de carga y resistencia.

El concepto y el formato del método **LRFD** están representados por la siguiente expresión:

$$\gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (\text{C 1-1})$$

siendo:

Q el efecto de las cargas nominales (demanda).

R_n la resistencia nominal provista (capacidad).

γ el factor de carga variable, correspondiente al tipo de carga, que representa el grado de incertidumbre en la determinación de la misma.

El factor de resistencia ϕ , varía según las incertidumbres no sólo en las resistencias provistas, sino también en los procedimientos usados para establecer la resistencia nominal **R_n**. Este factor también considera el tipo de mecanismo de resistencia (flexión, compresión, corte, etc.), y las consecuencias del modo de falla de los elementos estructurales.

El formato de la expresión (C 1-1), muestra claramente que la resistencia provista en el diseño (ϕR_n), debe ser al menos igual al efecto de las cargas mayoradas actuantes en la estructura ($\gamma_i Q_i$). Los subíndices "i", indican que los coeficientes γ variarán para cada tipo de carga nominal **Q**, tales como carga permanente (**D**), sobrecargas debidas a la ocupación (**L**), acción sísmica (**E**), etc.

C 1.1. CAMPO DE VALIDEZ

La determinación de las fuerzas de diseño sismorresistente se basa en la capacidad que tienen las estructuras para disipar energía a través de deformaciones inelásticas controladas, cuando son sometidas al terremoto de diseño.

Las prescripciones contenidas en la presente Parte IV, conducen a la obtención de un diseño dúctil evitando las indeseables fallas frágiles, generando un mecanismo de disipación de energía confiable. Complementan así las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005 que son de aplicación general para construcciones de acero, modificándolas sólo cuando se apliquen los estados de cargas que incluyan la acción sísmica.

Es de destacar que las prescripciones contenidas en esta Parte IV del Reglamento INPRES – CIRSOC 103-2005 están basadas integralmente en el documento "SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS del American Institute Steel Construction (AISC) y que fueron desarrolladas específicamente para edificios.

Estas prescripciones, por lo tanto, pueden no ser aplicables, en su totalidad o en parte, a estructuras que no sean de edificios. La extrapolación de su uso para este tipo de estructura debería hacerse tomando en consideración las diferencias inherentes entre las características de repuesta de las estructuras de edificio y de las estructuras que no sean de edificios.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3.

REQUERIMIENTOS GENERALES

C 3.2. TENSIÓN DE FLUENCIA ESPERADA

Las experiencias recientes de terremotos severos, han demostrado que las uniones viga-columna en estructuras de acero dúctil, pueden tener una rotura frágil. Uno de los principales factores contribuyentes a este tipo de rotura indeseable fue el error de no considerar la tensión de fluencia real de los elementos que es generalmente más alta que la tensión nominal.

Debido a este fenómeno, las uniones se ven sometidas a demandas de rotación inelástica más altas que las contempladas en el análisis. Además, una tensión de fluencia mayor a la esperada, aunque beneficiosa para el diseño no sísmico, presenta consecuencias adversas en el comportamiento de la estructura sismorresistente, impidiendo la disipación de energía en la zona de plastificación y sobrecargando los elementos estructurales y elementos de unión que están más próximos a la rótula plástica.

Para evitar los inconvenientes citados, se multiplica la tensión nominal de fluencia provista por el fabricante F_y , por un factor R_y , cuando se calcula la resistencia requerida de las uniones, de los elementos de unión y de otros elementos que deban soportar el desarrollo de la plastificación en elementos adyacentes.

Se reconoce que las prescripciones proporcionan valores promedios razonables pero que no son máximos. Alternativamente la tensión de fluencia esperada F_{ye} , puede ser determinada por ensayos prescritos por la norma IRAM-IAS U 500-102.

La sobrerresistencia es de interés primario cuando la resistencia de diseño de un elemento estructural o elemento de unión debe igualar o exceder la resistencia esperada de un elemento adyacente. Sin embargo no adquiere importancia cuando la resistencia requerida y el cálculo de la resistencia de diseño se realizan para el mismo elemento.

C 3.4. TIPOLOGÍAS ESTRUCTURALES

a) PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS

La presente Parte IV incluye los siguientes tipos de pórticos sismorresistentes no arriostrados: Especiales (Capítulo 9), Intermedios (Capítulo 10), Convencionales (Capítulo 11) y con Vigas Reticuladas (Capítulo 12).

Estudios recientemente realizados del comportamiento dinámico de edificios, incluyendo el efecto $P-\Delta$, con registros de aceleraciones de terremotos reales, han demostrado que la demanda de distorsión horizontal de piso excede significativamente las distorsiones aceptadas con anterioridad (Krawinkler & Gupta, 1998). Observaciones de fallas frágiles

en las uniones entre vigas y columnas, demuestran que tales pórticos no han tenido un desempeño adecuado poniendo en duda la suposición de ductilidad elevada (Bruneau y otros, 1998).

El pórtico no arriostrado (ver la Figura C 3.1.), es una disposición rectilínea de elementos donde las vigas están rígidamente unidas a las columnas. La resistencia a cargas laterales está principalmente provista por la acción rígida de pórtico. Debido a la rigidez que posee el nudo, el pórtico no puede desplazarse lateralmente sin flexionar las vigas y columnas, propiciando el desarrollo de momentos flectores y esfuerzos de corte en los elementos y uniones. Las características mecánicas que rigen el comportamiento se deben a la resistencia de los elementos y a la rigidez a la flexión provista principalmente por las vigas (Bruneau y otros, 1998).

a.1. Pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales, intermedios y convencionales

Los tres tipos de pórticos sismorresistentes incluidos en los Capítulos 9, 10 y 11, desarrollan tres niveles diferentes de capacidad de rotación inelástica respectivamente. Los pórticos sismorresistentes especiales deberán ser diseñados para desarrollar una rotación inelástica de **0,03** radianes, los intermedios **0,02** radianes y los convencionales **0,01** radianes.

Si se reconoce que la distorsión elástica de piso para los pórticos sismorresistentes se encuentra en el orden de **0,01** radianes, y que el valor de la capacidad de rotación inelástica de vigas es aproximadamente igual al valor de la distorsión inelástica de piso, se puede esperar que los pórticos sismorresistentes descritos alcancen una distorsión horizontal total de piso igual a **0,04** radianes, **0,03** radianes y **0,02** radianes, respectivamente.

Aunque se acepta que las rotaciones inelásticas en pórticos sismorresistentes, se producen por rótulas plásticas en vigas y columnas, los ensayos y los análisis han demostrado que la deformación inelástica total es una combinación de deformaciones de flexión en las rótulas y de distorsiones por corte en el panel nodal, a menos que las almas de las columnas sean inusualmente gruesas. Las vigas, columnas e incluso el panel nodal pueden contribuir a la deformación plástica del nudo, dependiendo de la tensión de fluencia nominal de dichos elementos estructurales.

La contribución del panel nodal a la rotación inelástica se considera beneficiosa siempre que se limite a un valor tal que no se produzcan daños significativos. La cuantificación de la deformación del panel nodal puede determinarse con cierta precisión sólo a través de ensayos.

Aquellos elementos estructurales en los que se espera disipación de energía histerética durante un sismo, deberán ser detallados adecuadamente para lograr un desarrollo de rotaciones plásticas significativas, sin pérdida de la capacidad resistente. Sólo se utilizarán, para asegurar un desempeño sismorresistente óptimo, aquellos componentes y detalles de uniones capaces de proveer una capacidad de rotación plástica cíclica acorde con la demanda (Bruneau y otros, 1998).

En estas prescripciones se requiere que las uniones sean previamente ensayadas. La única excepción la constituyen los pórticos sismorresistentes no arriostrados

convencionales para los que se provee una serie de prescripciones para el diseño, que han demostrado tener un comportamiento adecuado en ensayos.

Las prescripciones contenidas en la presente Parte IV, no exigen ensayos específicos para cada diseño excepto que éste sea único, o que no haya publicaciones con resultados de otros ensayos.

Para las combinaciones de vigas y columnas más comúnmente usadas, se aconseja consultar los trabajos publicados por la AISC, FEMA, NIST/AISC y otros.

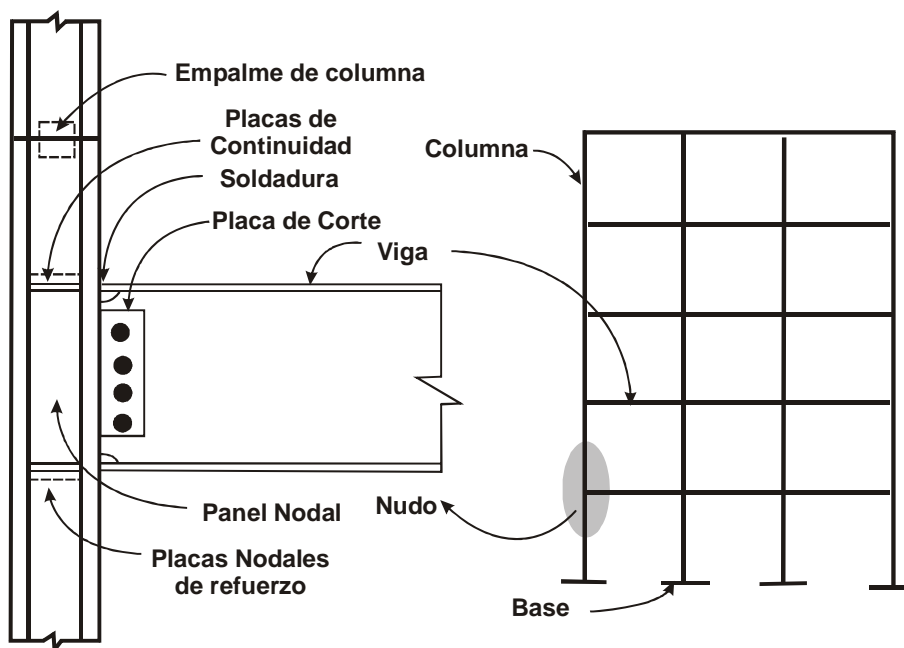


Figura C 3.1. Elementos de un pódico dúctil de acero.

a.2. Pódicos sismorresistentes no arriostrados con vigas reticuladas

Los pódicos sismorresistentes no arriostrados con vigas reticuladas han sido usualmente diseñados asumiendo que desarrollan poca o ninguna ductilidad.

Varios trabajos de investigación condujeron al desarrollo de una viga reticulada que limitando las deformaciones inelásticas a un tramo especial del reticulado, ha logrado desarrollar un óptimo mecanismo de disipación de la energía sísmica, permaneciendo el resto de la viga y de la estructura en rango elástico (ver la Figura C 12.1.).

Los pódicos sismorresistentes no arriostrados con vigas reticuladas así diseñados, han sido extensamente probados mediante ensayos, de los que se concluye que son altamente dúctiles, con un comportamiento histerético estable para un gran número de ciclos por encima del 3% de distorsión horizontal de piso.

Las prescripciones especificadas para este tipo de pódico están definidas en el Capítulo 12, de la presente Parte IV.

b) PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE

En estas prescripciones se incluyen dos tipos de pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente: Especiales (Capítulo 13), y Convencionales (Capítulo 14).

Los pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente (ver la Figura C 3.2.), son estructuras resistentes a fuerzas laterales que se caracterizan por poseer alta rigidez elástica. Tal rigidez se logra mediante la incorporación de riostras diagonales cuyos ejes longitudinales concurren a un punto de unión ubicado en la viga, en la columna o en los nudos viga-columna.

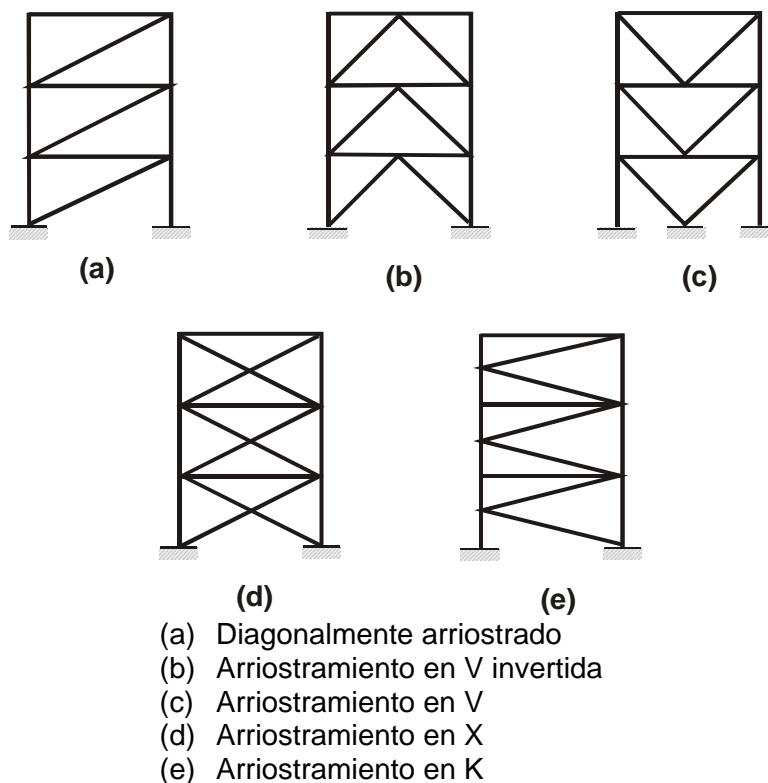


Figura C 3.2. Pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente.

Estos pórticos, resisten las fuerzas laterales generando esfuerzos axiales significativos, con relativamente poca resistencia a la flexión (Bruneau y otros, 1998). Esto se debe a la disposición geométrica de los elementos constituyentes, que forman un reticulado vertical con elementos sujetos a esfuerzos axiales en el rango elástico. Sin embargo, durante el sismo de diseño, se espera que las riostras y sus uniones desarrollen significativas deformaciones inelásticas.

Existe una gran variedad de pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente; con arriostramiento diagonal, riostras en cruz o arriostramiento en **X**, arriostramiento en **V** o en **V** invertida y arriostramiento en **K**. Algunas de estas configuraciones no tienen un adecuado comportamiento sismorresistente pues pueden exhibir una pobre respuesta inelástica (Bruneau y otros, 1998).

Un ejemplo de ello es el pórtico con arriostramiento en **K**. Si las fuerzas de inercia se incrementan y una de sus riostras pandea, el esfuerzo en la riostra adyacente traccionada podría ser significativamente más alto. La resultante podría actuar sobre la altura media de la columna como una gran fuerza horizontal, desarrollando en la columna una rótula plástica adyacente a la unión riostra-columna, favoreciendo la falla del elemento. Dado que la plastificación en columnas no es deseable, los pórticos sismorresistentes arriostrados en **K**, no son aconsejables para zonas de alta sismicidad.

Por otra parte, los pórticos sismorresistentes en **X** presentan elementos muy esbeltos ($kl/r > 300$) con respuestas cíclicas inelásticas generalmente muy pobres. El comportamiento cíclico inelástico de un pórtico en **X**, se caracteriza por la plastificación y elongación de las riostras traccionadas. Las altas esbelteces de las riostras favorecen el pandeo de aquellas sometidas a compresión para valores bajos de esfuerzo axial, por lo que contribuye en menor grado a la resistencia lateral.

Para cargas cíclicas repetidas, cada riostra acumula desplazamientos axiales residuales propiciando la pérdida de la rigidez lateral en las adyacencias de la configuración no desplazada del pórtico, anulando el incremento de la rigidez aportada por las riostras (Bruneau y otros, 1998).

Desde que los pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente fueran tratados en los códigos de construcción, se ha intentado conferir mayor resistencia y rigidez a las riostras. Primero se usaron cargas laterales significativas para disminuir la demanda inelástica, pero más recientemente se incorporaron los requerimientos de ductilidad y capacidad de disipación de energía. De esta forma nacen los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente (Capítulo 13) que intentan lograr un comportamiento dúctil y estable ante un sismo destructivo. Las prescripciones de diseño iniciales se mantuvieron para los pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente, detallados en el Capítulo 14.

Durante un sismo severo, las riostras están sujetas a grandes deformaciones cíclicas en tracción y compresión post-pandeo. Como resultado de ello, se generan rotaciones cíclicas reversibles en rótulas plásticas de la misma forma como se producen en vigas o columnas de los pórticos. De hecho, se espera que las riostras pertenecientes a un pórtico sismorresistente arriostrado concéntricamente plastifiquen y pandeen para un valor moderado de la distorsión horizontal de piso de aproximadamente un **0,3%** y **0,5%**.

Para un sismo destructivo, las riostras podrían estar sometidas a una deformación axial post-pandeo de **10** a **20** veces la deformación de fluencia. Para soportar deformaciones cíclicas tan altas sin falla prematura, las riostras y sus uniones deberán estar apropiadamente detalladas.

La ausencia de secciones compactas en riostras genera pandeos locales severos, dando como resultado altas concentraciones de deformaciones por flexión en dichos lugares y una reducida ductilidad. Las riostras que conforman estos pórticos sismorresistentes, están sujetas a pandeos locales severos, con un desempeño reducido en el campo inelástico para bajos valores de distorsiones laterales de piso.

Recientes investigaciones han demostrado que los pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente, diseñados con una configuración, elementos y detallamiento adecuados pueden poseer una ductilidad superior atribuida anteriormente. La respuesta de tales estructuras puede ser mejorada proveyendo parámetros de diseño adecuados, tales como:

- Limitación de la relación ancho-espesor, para minimizar el pandeo local.
- Disminución de la distancia de los elementos de unión de los componentes en secciones armadas.
- Diseño y detallamiento especiales de las uniones extremas.

Los requerimientos de diseño exigidos en el Capítulo 13 para los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente, son la base para el cumplimiento de los mencionados puntos.

Las condiciones expuestas, intentaron lograr un comportamiento confiable de tales estructuras, limitando el pandeo global. Ensayos cíclicos de estructuras arriostradas diagonalmente, demostraron que la energía puede ser disipada una vez iniciado el pandeo, si se previene de fallas frágiles debidas a pandeo local, problemas de estabilidad y roturas en las conexiones.

Cuando se detalle apropiadamente las riostras pueden sostener deformaciones inelásticas cíclicas importantes sin experimentar fallas prematuras.

Las riostras compuestas por secciones armadas, cuyas componentes sean dos perfiles normales **L** o dos perfiles normales **U**, deberán tener una distancia cercana entre elementos de unión y cumplir con un criterio de compacidad de secciones más estricto, para mejorar la ductilidad y la disipación de energía. El pandeo es especialmente crítico en este tipo de secciones armadas, lo que genera grandes esfuerzos de corte, que actúan sobre los elementos de unión de los perfiles componentes.

Una adecuada respuesta post-pandeo demanda que las excentricidades sean consideradas en el diseño de la unión. Dichas excentricidades estarán calculadas basándose en aquellos esfuerzos máximos que actúan sobre las uniones. Se puede esperar un buen desempeño de la unión, si se consideran los efectos del comportamiento cíclico de la riostra después del pandeo.

El pandeo de la riostra en el plano de la placa nodal exige que las uniones en los extremos deberían diseñarse para los valores totales del esfuerzo axial y la resistencia a flexión de la riostra. Deberían usarse valores prácticos de **K** para representar el grado de fijación de la unión.

Para el cálculo del pandeo de la riostra fuera del plano de la placa nodal, la flexión de la placa nodal alrededor del menor eje de inercia, se produce por las rotaciones del extremo de la riostra. Esto genera condiciones de flexión que propician el desarrollo de rótulas plásticas en la longitud media de la riostra junto con la plastificación de la placa nodal.

Se puede asegurar un desempeño satisfactorio permitiendo que la placa nodal desarrolle rotaciones plásticas limitadas. Esto requiere que la longitud libre entre el extremo de la riostra y la línea de restricción de la placa, sea convenientemente larga para permitir rotaciones plásticas, pero a la vez, suficientemente corta para evitar la ocurrencia del pandeo de la placa, anterior al pandeo del elemento. Se recomienda a tal fin una longitud equivalente a dos veces el espesor de la placa (ver la Figura C 13.3.). Alternativamente, se podrán diseñar las uniones con rigidez en las dos direcciones, tal como placas nodales cruzadas. Los ensayos sobre modelos indican que la mayor capacidad de disipación de energía está asociada a la plastificación en las riostras, más que en la placa de unión.

Para el cálculo de los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente, las acciones de diseño han sido reducidas con respecto a las requeridas para los pórticos sismorresistentes convencionales. Esto se debe a que en los primeros se espera un desempeño más confiable dada las fuertes exigencias en su diseño y detallamiento ante una demanda de energía impuesta por el sismo de diseño.

Las uniones de arriostramientos no deberán diseñarse interrumpiendo las vigas y columnas del pórtico. Este requerimiento es necesario para mejorar la estabilidad de la unión fuera del plano del sistema de arriostramiento.

c) PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE

Las prescripciones establecidas para los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente se presentan en el Capítulo 15.

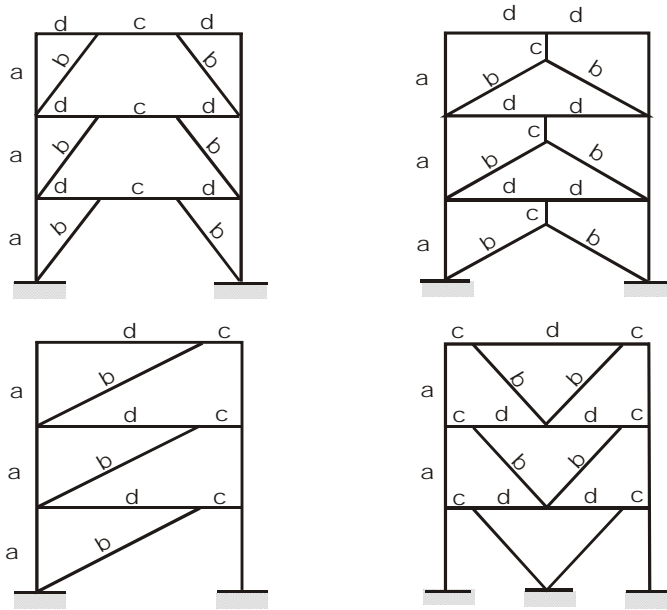
Los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente están compuestos por columnas, vigas, riostras y nudos (ver la Figura C 3.3.). Al menos un extremo de las riostras está conectado con la viga a una corta distancia de una unión viga-riostra o de un nudo viga-columna. Este corto tramo, llamado enlace, constituye la principal fuente de disipación de energía.

Recientes investigaciones han demostrado que los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente pueden proveer una rigidez elástica que es comparable a los pórticos sismorresistentes especiales y convencionales arriostrados concéntricamente, especialmente cuando se diseñan con longitudes de enlace cortas. Estos pórticos presentan una capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, comparable a los pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales.

Las prescripciones contenidas en el Capítulo 15, intentan asegurar que el comportamiento cíclico del enlace sea estable, mientras que las riostras, columnas y tramos de vigas fuera del enlace, se mantengan básicamente elásticos bajo los esfuerzos que puedan generarse por la plastificación total y el endurecimiento por deformación del enlace.

El comportamiento sismorresistente de este tipo de pórticos sismorresistentes, con los enlaces en ambos extremos de la riostra, no es totalmente efectivo. Si el enlace del piso superior, está diseñado con una resistencia al corte significativamente baja respecto de la que posee el enlace inferior, el enlace superior se deforma inelásticamente y limita el esfuerzo que puede ser liberado a la riostra y por consiguiente al enlace inferior. Cuando esto ocurre el enlace superior se denomina, enlace activo, y el inferior, enlace inactivo (ver la Figura C 3.3.). La presencia de enlaces inactivos en una estructura dificulta el análisis.

Deberá ser evitada una potencial plastificación de las columnas, ya que cuando se combinan con la plastificación del enlace, podría resultar en el desarrollo de un piso flexible o piso blando. De acuerdo a lo expuesto en el artículo 8.2. de las prescripciones, la resistencia axial requerida en una columna cuando $P_u / (\phi P_n) > 0,4$, se calcula utilizando las combinaciones especiales de estados de carga dadas en el artículo 5.4., las que consideran los efectos de la sobrerresistencia. Además, la resistencia axial requerida en las columnas definidas en el artículo 15.8., debidas a los esfuerzos transferidos a la unión por el enlace y/o por la riostra, se calcula basándose en estos esfuerzos multiplicadas por **1,1 R_y** .



- a. Columnas
- b. Riostras
- c. Enlaces
- d. Vigas

Figura C 3.3. Pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4.

ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO

C 4.3. ACCIÓN SÍSMICA VERTICAL

En el *Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”*, la acción sísmica vertical se consideraba incluida dentro de los coeficientes de mayoración de la carga gravitatoria (**1,30** y **0,85**).

En la presente Parte IV, se ha modificado el criterio anterior evaluando específicamente las acciones sísmicas verticales a fin de que el Proyectista o Diseñador Estructural sea consciente de los efectos de ambas componentes.

C 4.4. FACTOR DE REDUCCIÓN

Las expresiones del factor de reducción **R**, se especifican en el *Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”*. En la presente Parte IV, se modifican los valores de la ductilidad global para cubrir todas las tipologías estructurales admitidas.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5.

CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

C 5.1. INTRODUCCIÓN

Los factores de cargas y las combinaciones de cargas especificadas en la Sección A.4.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005 serán las utilizadas en el cálculo, excepto en aquellos casos que se vean modificados por las prescripciones establecidas en la Parte IV del Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005.

Los factores de cargas y las combinaciones de cargas consideran la probabilidad que, cuando varias cargas transitorias actúan en combinación con las cargas permanentes, dos o más cargas transitorias no alcancen sus máximos valores simultáneamente. Mientras que una carga transitoria alcance su valor máximo, las restantes se tomarán con un valor arbitrario, el cual es la magnitud de aquella carga particular que se espera actúe sobre la estructura en cualquier momento.

El efecto de la combinación de carga más crítico, podría ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando.

C 5.2. EFECTOS PROVOCADOS POR LAS ACCIONES SÍSMICAS

La carga sísmica E es la combinación del efecto de la acción sísmica horizontal E_H y del efecto debido a las aceleraciones verticales E_V .

C 5.4. COMBINACIONES ESPECIALES DE ESTADOS DE CARGA

En el caso de combinaciones especiales de estados de carga, la componente horizontal del efecto sísmico, E_H , deberá multiplicarse por un factor de amplificación Ω_0 . El término Ω_0 definido en la Tabla 5.1. del Reglamento tiene en cuenta principalmente la sobrerresistencia inherente a la tipología estructural.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6.

DEFORMACIONES

Los límites de las deformaciones para el control de la distorsión horizontal de piso son comúnmente usados en el diseño para asegurar la serviciabilidad y la estabilidad de la estructura. Estos valores límites de deformación varían dependiendo de la función que cumplirá el edificio durante su vida útil.

En la presente Parte IV, el cálculo de las deformaciones se realizará según lo especificado en el Capítulo 13 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 7.

UNIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN

C 7.2. JUNTAS ABULONADAS

La naturaleza cíclica y la reversibilidad de las fuerzas sísmicas, junto con la probabilidad de deformaciones inelásticas de los elementos estructurales y sus uniones, exigen que los bulones estén totalmente traccionados en las juntas de un pórtico sismorresistente.

En casos de sismos severos, no siempre se pueden evitar los deslizamientos, por ello, se exigen uniones conformadas por bulones totalmente traccionados y con superficies de contacto preparadas para desarrollar considerables fuerzas de fricción entre ellas. Esto es, las uniones abulonadas pueden ser dimensionadas con la resistencia de diseño para uniones del tipo aplastamiento, mientras que las superficies de contacto estén diseñadas para proveer un coeficiente mínimo de rozamiento $\mu = 0,33$. La resistencia nominal al deslizamiento así provista, minimizará los daños en los eventos sísmicos moderados. No está permitido que bulones y soldadura resistan conjuntamente la carga de diseño en la misma superficie de unión.

Para prevenir las deformaciones excesivas en las juntas abulonadas, debidas al deslizamiento entre las superficies de contacto, durante un terremoto severo, se limita la utilización de agujeros a los siguientes tipos: agujeros estándar o agujeros ovalados con el eje mayor perpendicular a la línea de fuerza. Se incluye una excepción para tipos de agujeros alternativos que queden debidamente justificados mediante ensayo.

Para prevenir una excesiva deformación de las juntas abulonadas, la resistencia de aplastamiento se limita, según la opción considerada en la Sección J.3.10 del Reglamento CIRSOC 301-2005, a $R_n \phi = 2,4 d t F_u$, y a lo especificado en el artículo 7.2.d), de la presente Parte IV.

La idea de esta prescripción es limitar la deformación por aplastamiento a un máximo aproximado de 6 mm. Se debe reconocer sin embargo, que el esfuerzo de aplastamiento real generado por un evento sísmico puede ser mayor que el esperado en el diseño, y que la deformación real de los agujeros puede exceder este límite teórico. No obstante, este límite efectivamente minimizará el daño durante sismos moderados.

La rotura por tracción o por corte, la rotura por la combinación de corte y tracción (bloque de corte) y el corte del bulón, son ejemplos de estados límites que generalmente culminan en una falla frágil de la unión. Como dichos estados límites son indeseables se requiere que las uniones sean diseñadas para que un estado límite dúctil en el elemento o unión, tal como plastificación o deformación por aplastamiento, controle la resistencia de diseño.

C 7.3. JUNTAS SOLDADAS

Los requerimientos generales para juntas soldadas, se encuentran compilados en el Reglamento CIRSOC 304-2007. Además se exige la inspección y aprobación por parte de la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

Para uniones ejecutadas con soldadura a tope con penetración completa, se requiere un ensayo de resistencia a la flexión por impacto Charpy del material de aporte de los electrodos. A tal efecto y teniendo en cuenta variaciones mínimas entre los ensayos proporcionados por el proveedor y los resultados finales, ha sido establecido un valor conservativo de resistencia mínima especificada en **30 Joule** a **30°C** bajo cero.

Muchas operaciones durante el proceso de fabricación, montaje, etc., presentan el riesgo de dejar discontinuidades en la estructura sismorresistente. Si tales discontinuidades se encuentran en regiones de potencial rótula plástica, requieren que sean reparadas y posteriormente inspeccionadas y aprobadas por la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación. Las discontinuidades deberán ser reparadas en cualquier otro punto de la estructura si la presencia de las mismas compromete el correcto desempeño del sistema aporticado. Las reparaciones pueden no ser necesarias si así lo estipula la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

C 7.4. OTRAS UNIONES

Los ensayos realizados por FEMA/SAC han demostrado la sensibilidad de las zonas que soportan grandes deformaciones inelásticas a las discontinuidades causadas por la soldadura, rápidos cambios de sección, penetraciones o defectos constructivos. Por esta razón están prohibidas las operaciones que causan discontinuidades en las zonas críticas de rotulación plástica. Las zonas críticas donde se esperan rótulas plásticas incluyen las zonas de rotulación plástica en pórticos no arriostrados, vigas de enlace de pórticos arriostrados excéntricamente, los extremos y el centro de las riostras de pórticos especiales arriostrados concéntricamente, etc. Es necesario destacar que las deformaciones al nivel de fluencia no están estrictamente limitadas a las zonas de rótulas plásticas (zona de unión viga-columna para las placas de cobertura). Por lo tanto, se debería tener precaución de crear discontinuidades también en estas zonas.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 8. COLUMNAS

C 8.2. RESISTENCIA

Se espera que los esfuerzos axiales que se generan durante un sismo severo en columnas pertenecientes a una estructura sismorresistente, excedan aquellas calculadas utilizando las acciones sísmicas de diseño provistas por los códigos, por las razones siguientes:

- La reducción de las fuerzas laterales por la utilización en el análisis, de un modelo elástico.
- La subestimación de las fuerzas generadoras del momento de vuelco.
- La presencia simultánea de las aceleraciones verticales.

Las amplificaciones requeridas en esta prescripción representan una aproximación y proveen un límite superior para la resistencia axial requerida. Las combinaciones de estados especiales de carga definidas en el artículo 5.4., consideran tales efectos como una resistencia requerida mínima a compresión y una resistencia requerida mínima a tracción, y deberán ser aplicadas sin considerar la acción simultánea de flexión sobre la columna.

Las excepciones establecidas en el artículo 8.2.c, representan condiciones de limitación donde la resistencia axial requerida no necesita exceder la capacidad de la estructura sismorresistente para transmitir cargas axiales a la columna.

C 8.3. EMPALMES

Los análisis inelásticos llevados a cabo como parte del programa FEMA/SAC han demostrado que la hipótesis común de que son bajas las tensiones de flexión a mitad de altura de una columna de un pórtico no es necesariamente cierta. Es posible que en los empalmes los momentos de flexión igualen o superen el momento de fluencia de la columna, aun cuando los empalmes se ubiquen de acuerdo con lo especificado en el artículo 8.3.a. De acuerdo con ello, se da el requerimiento de que la resistencia nominal a flexión del empalme debería ser mayor o igual que la resistencia nominal a flexión de la columna más chica. No es necesario aplicar factores de sobrerresistencia y factores ϕ al requerimiento anterior ya que es una comparación de resistencias nominales relativas de los elementos.

Se incluye una excepción para permitir casos donde el diseñador o el director de estructura puedan demostrar que las más grandes demandas que puedan ocurrir en los empalmes de las columnas están por debajo del nivel de fluencia. Se requieren análisis dinámicos inelásticos para justificar el uso de esta excepción. En estos casos, está permitido el uso de uniones soldadas que no sean a tope de penetración completa siempre que se tengan en cuenta los factores de concentración de tensiones generados por la

configuración propuesta de la unión (por ejemplo estimados usando un enfoque de la mecánica de fractura).

Se requiere que la resistencia de diseño de un empalme de columna iguale o exceda:

- La resistencia requerida determinada en el artículo 8.2.
- La resistencia requerida por los esfuerzos axiales, momentos y corte en la zona de empalme determinada por las combinaciones de cargas A.4.1 a la A.4.6, especificadas en el Reglamento CIRSOC 301-2005.

Se requiere que los empalmes de columnas se encuentren alejados de los nudos viga-columna, para reducir en ellos los efectos de la flexión. Para edificios típicos, esta distancia mínima es de **1,20 m**. Si el empalme se localiza a una distancia de **1,20 m a 1,50 m** sobre el nivel de piso la construcción y el montaje de un empalme generalmente se simplifica, ya que se facilitan las condiciones de accesibilidad a la zona de empalme.

El cálculo de la resistencia mínima requerida en el artículo 8.3.a.2), incluye el factor de sobrerresistencia R_y . Esto origina una resistencia mínima requerida no menor que el **50 %** de la resistencia axial esperada a fluencia de las alas de la columna.

Para empalmes realizados en columnas con alas gruesas y soldadura a tope con penetración parcial, se requiere incrementar la resistencia requerida al doble, ya que éstos han demostrado no poseer ductilidad bajo cargas de tracción.

Se debe considerar la posibilidad de que se originen esfuerzos de tracción en los empalmes de columnas que utilicen soldadura a tope con penetración parcial, frente al sismo de diseño. Cuando esto sea posible se sugiere que se provea algún tipo de apoyo, contra el movimiento relativo lateral entre las superficies empalmadas. Por ejemplo esto puede materializarse utilizando placas de empalme en alas. Alternativamente, pueden usarse placas de empalmes en el alma, suficientemente anchas para mantener la alineación general de las columnas empalmadas.

Estas prescripciones se aplican a configuraciones aporricadas comunes. Pero cuando la flexión predomine sobre los esfuerzos axiales en columnas y en extremos de columnas de pórticos sismorresistentes esbeltos, donde las fuerzas de vuelco sean significativas, serán necesarias consideraciones adicionales.

El diseñador deberá analizar las condiciones de columnas en edificios con importantes alturas de piso, cuando en el empalme se produzcan cambios importantes en las secciones de las columnas o cuando exista la posibilidad de pandeo con curvatura simple para edificios de pisos múltiples.

En estos tipos de casos, serán necesario requerimientos de empalmes especiales para la resistencia mínima de diseño y/o el detallamiento.

Se recomienda una transición gradual entre columnas de distintas secciones para evitar concentraciones innecesarias de tensiones. Además, análisis plásticos efectuados sobre estructuras aporricadas sometidas a cargas laterales indican que se pueden esperar momentos importantes en cualquier punto de la columna, a pesar que los análisis elásticos muestran que los momentos son bajos (o nulos) a la mitad de la altura de la columna.

Los empalmes de columnas en estructuras aporticadas arriostradas pueden estar también sujetos a tracción debido al efecto de vuelco. Por ello, se requieren transiciones graduales para todas las estructuras con soldadura a tope con penetración completa. Se acepta una excepción a estos requerimientos cuando se aprueba el empalme con soldadura a tope con penetración parcial.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 9.

PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS ESPECIALES

C 9.1. INTRODUCCIÓN

Los pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales deben desarrollar significativas deformaciones inelásticas generadas principalmente por la rotación de secciones en las zonas de rótulas plásticas, aceptando cierta deformación inelástica en el panel nodal.

Se requiere que las uniones de estos tipos de pórticos sismorresistentes sean adecuadamente ensayadas y demuestren una capacidad para desarrollar una rotación plástica de al menos **0,03** radianes, bajo las combinaciones de cargas exigidas.

Se deberá diseñar la estructura para limitar la distorsión del panel nodal, evitar rotulaciones en columnas y pandeos locales, cualquiera de los cuales puede conducir a un comportamiento inadecuado de la estructura, aunque se observe un buen desempeño en las uniones.

Se recomienda que el Proyectista o Diseñador Estructural consulte los Comentarios del artículo C3.4.a) y C3.4.a.1), para información adicional sobre los pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales.

C 9.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES

- a) Este apartado describe los requerimientos para los ensayos de las uniones. Se hace referencia al Apéndice ya que éste provee los requerimientos mínimos para ensayos aplicables al diseño específico a utilizar y ensayos similares realizados por terceros, de los que se tiene documentación disponible y sobre los cuales se basará el diseño del pórtico.

Se estipulan diferencias admisibles entre las tensiones de fluencia que provienen de los ensayos y F_{ye} para vigas, columnas y elementos de unión. No se intenta que estas limitaciones se apliquen retroactivamente a base de datos existentes de ensayos de habilitación. Más bien, estos requerimientos se intentan aplicar para su uso en nuevos ensayos de habilitación.

La publicación: **FEMA 350, Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings** incluye recomendaciones para el diseño y la fabricación de diversos tipos de uniones que se consideran prehabilitadas para su uso Pórticos No arriostrados Especiales de acero.

Estos diseños de uniones se basan en numerosos ensayos y análisis llevados a cabo por SAC Joint Venture bajo un programa financiado por FEMA. Cuando se usan dentro de las limitaciones listadas por FEMA 350, incluyendo los requerimientos de Control de Calidad y Aseguramiento de la Calidad, estas uniones se consideran que cumplen con los requerimientos del artículo 9.2.

Se hace notar que se permite la extrapolación o interpolación siempre que se demuestre que existan condiciones similares entre los diseños cotejados. En el Apéndice se proporcionan lineamientos para la extrapolación o interpolación del tamaño de los elementos. Este proceso se permite siempre que se base en un análisis racional. Se deberá demostrar que cualquier elemento, elemento de conexión y superficie de unión, este sujeto a condiciones de distribución de tensiones, distorsiones, tensiones residuales, etc., que sean semejantes a las de las uniones ensayadas, usadas como base del análisis.

La calidad y las condiciones de la construcción real de las uniones, deberán ser similares a aquéllas consideradas en los ensayos, con el objeto de lograr un comportamiento similar al ensayado.

- b) En este artículo y en el Apéndice, se tratan los criterios de admisión para las uniones ensayadas. Aunque la decisión de admisión usualmente se centraliza en el nivel de rotación alcanzado, la tendencia de la unión a sufrir una degradación de resistencia, en la medida que el nivel de deformaciones crece, también debe ser considerada. Este tipo de comportamiento puede incrementar la demanda de momentos debido al efecto $P-\Delta$, y la probabilidad de inestabilidad del pórtico. La degradación de la resistencia a flexión, para una rotación de $0,03$ radianes ($M_{0,03}$), debería ser limitada a un nivel de resistencia que no sea menor a M_p , es decir:

$$M_{0,03} \geq M_p = F_y Z$$

siendo:

$M_{0,03}$ el momento máximo a una deformación de $0,03$ radianes.

M_p la resistencia nominal a flexión de plastificación.

F_y la tensión nominal de fluencia.

Z el módulo de sección plástico.

$M_{m\acute{a}x}$ el momento máximo determinado mediante ensayo.

Se permite tomar una degradación de $0,80 M_p$ cuando el límite de la resistencia esté establecido por el pandeo del ala de la viga o una sección reducida de viga, antes que por la resistencia de la unión (ver la Figura C 9.1.).

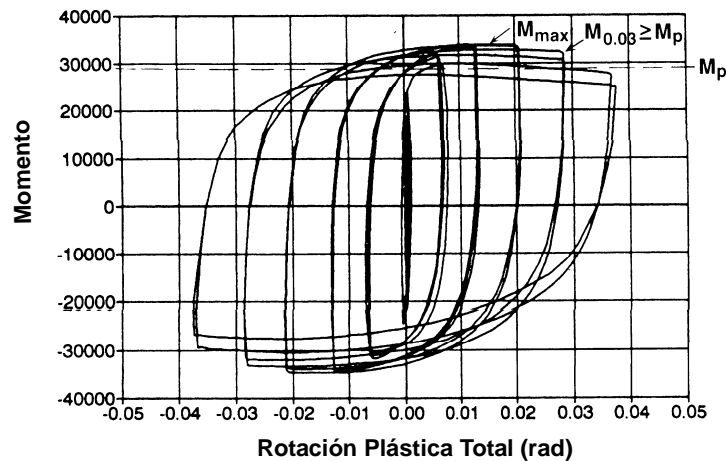


Figura C 9.1. Degradación aceptable de resistencia para el comportamiento histerético de un pódico.

Lo prescrito en el artículo 9.2.b.2) permite la utilización de uniones semirígidas.

Los pórticos sismorresistentes no arriostrados con vigas reticuladas pueden diseñarse para desarrollar deformaciones inelásticas en las uniones del cordón inferior. Tales pórticos sismorresistentes pueden tomarse como si fuesen pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales si cumplen con todos los requerimientos establecidos en el Capítulo 9.

- c) La resistencia requerida al corte del nudo viga-columna se define como la suma de las cargas gravitatorias mayoradas y el corte que resulta de las resistencias a la flexión requeridas en ambos extremos de la viga, el cual puede determinarse como $1,1 R_y M_p$. Sin embargo, en ciertos casos, el análisis racional podría justificar combinaciones más bajas de momentos en los extremos de viga, como por ejemplo cuando actúan grandes cargas gravitatorias o cuando el panel nodal es débil.

C 9.3. PANEL NODAL

C 9.3.2. Resistencia al corte

Los ensayos cíclicos han demostrado que se puede obtener una significativa ductilidad a través de la fluencia por corte del panel nodal después de varios ciclos de distorsión inelástica (ver la Figura C 9.2.).

A pesar de la ductilidad demostrada por los estudios sobre paneles nodales conducidos por SAC Joint Venture y otros (Engelkirk, 1999), estos estudios también han indicado que las distorsiones del panel nodal pueden afectar el desempeño de las uniones viga-columna. Consecuentemente, las previsiones requieren que el diseño del panel nodal equipare el de las uniones exitosamente ensayadas usadas para habilitar las uniones que están siendo empleadas. El balance del procedimiento del artículo A.3a) intenta proveer un nivel mínimo de resistencia para prevenir paneles nodales excesivamente débiles, lo que puede conducir a inaceptables distorsiones de la columna. Cuando se usen las uniones prehabilitadas descritas en FEMA 350, deberá considerarse que el diseño de los paneles

nodales de acuerdo con los métodos dados en ella cumplen los requerimientos del artículo 9.3a).

En caso de poder predecirse la resistencia del panel nodal, no es generalmente necesario proveer un panel nodal capaz de desarrollar la resistencia a flexión total de las vigas que llegan al nudo.

Debido a la presencia de las alas de la columna, el endurecimiento por deformación y otros factores, se ha observado una resistencia al corte del panel nodal superior a $F_y d t$.

Consecuentemente, la expresión (9-1), considera la contribución significativa al corte de las alas gruesas de columnas y representa una resistencia de diseño en el campo inelástico y, por lo tanto es para comparación de las resistencias límites de los elementos unidos. Se ha establecido ϕ_v igual a uno porque ϕ típicamente se aplica a sistemas para asegurar que permanezcan elásticos. En este caso, se sabe que van a entrar en fluencia.

La aplicación de los momentos a la cara de la columna para determinar la resistencia al corte requerida del panel nodal reconoce que la rotulación de la viga se producirá fuera de la unión viga-columna, lo que resultará en amplificaciones en el corte del panel nodal. En las versiones previas se incluyó un factor de reducción de **0,8** sobre los efectos de fluencia en la viga, lo que intentaba reconocer que, en algunos casos, las cargas gravitatorias podrían inhibir el desarrollo de rótulas plásticas en ambas caras de una columna. Sin embargo, no es seguro que este sea el caso, especialmente para nudos donde concurre una sola viga y en pórticos perimetrales donde las cargas gravitatorias pueden ser relativamente pequeñas.

En estas prescripciones y en las especificaciones del Reglamento CIRSOC 301-2005, las combinaciones de cargas A.4.5 y A.4.6 se utilizan para determinar la resistencia requerida al corte del panel nodal. Debido a que todos los efectos de la plastificación del panel nodal no son favorables, se especifica conservativamente el factor $\phi = 0,75$.

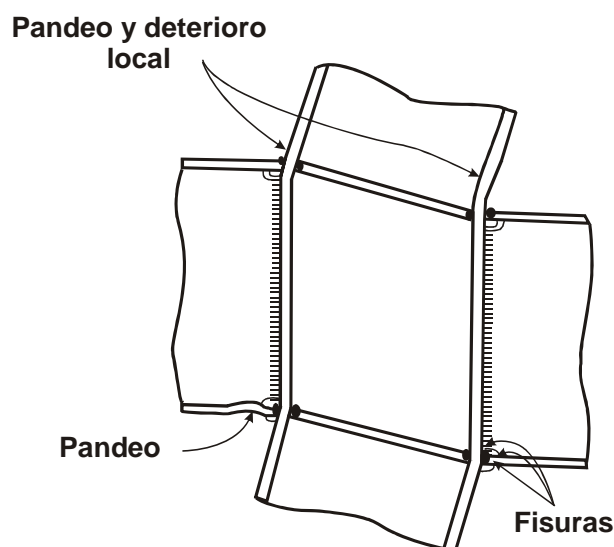


Figura C 9.2. Deformación del Panel Nodal y efectos de la distorsión excesiva.

Estas previsiones requieren que el espesor del panel nodal se determine usando el método usado para determinar el espesor del panel nodal en la unión ensayada, con un valor mínimo como se describe en lo que resta del artículo. El intento es que las demandas locales de deformación en los varios elementos en la estructura sean consistentes con los resultados de los ensayos que justifican el uso de la unión. La resistencia al corte esperada del panel nodal en relación a las demandas máximas esperadas que pueden generarse en la viga o vigas que concurren a la columna en la estructura debería ser consistente con las resistencias relativas que existían en la configuración de la unión ensayada. Muchos ensayos de uniones fueron realizados con configuraciones que tenían sólo una viga. Si la estructura tiene una configuración con dos vigas concurrendo a la columna, con las mismas dimensiones de las vigas y columnas de los ensayos (con solo una viga), la demanda de corte en el panel nodal será alrededor del doble de la del ensayo. Por lo tanto, para obtener la misma resistencia relativa, el espesor del panel nodal deberá aproximadamente duplicar al del ensayo.

Además, es favorable que el panel nodal plastifique dentro de ciertos límites y dado que las placas de refuerzos son costosas y pueden contribuir a posibles contracciones indeseables o condiciones de tensiones residuales, sería demasiado conservativo usar el momento nominal plástico total M_p .

C 9.3.3. Espesor del panel nodal

Se establece el espesor mínimo del panel nodal según la expresión (9-2) con el objeto de minimizar la posibilidad de pandeo del panel nodal durante deformaciones inelásticas.

De esta forma, cuando el alma de la columna y las placas nodales de refuerzo cumplan con la expresión (9-2), no es necesario que estén unidas mediante soldaduras tipo tapón.

De otro modo, el alma de la columna y las placas nodales de refuerzo, deberán interconectarse utilizando soldadura tipo tapón y el espesor total del panel nodal será considerado en la expresión (9-2).

C 9.3.4. Placas nodales de refuerzo

Las placas nodales de refuerzo pueden extenderse entre la parte superior y la parte inferior de las placas de continuidad que están soldadas directamente al alma de la columna y a la placa nodal de refuerzo o pueden extenderse por encima y por debajo de las placas de continuidad superior e inferior que están soldadas solamente a la placa nodal de refuerzo. En el primer caso, se requiere que la junta soldada que conecta la placa de continuidad al alma de la columna y al alma de la placa nodal de refuerzo transmita la fuerza proporcional de la placa de continuidad a cada elemento del panel nodal. En el último caso, se requiere que a junta soldada que conecta la placa de continuidad al alma de la placa nodal de refuerzo se dimensionen para transmitir la fuerza de la placa de continuidad a la placa nodal de refuerzo y que el espesor de la placa nodal de refuerzo se elija para que transmita la misma fuerza; el tamaño mínimo de las soldaduras de filete estará de acuerdo con lo especificado en la Tabla J.2.4 del Reglamento CIRSOC 301-2005 para conectar a lo largo del borde del alma de la columna.

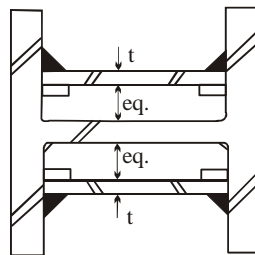
Los esfuerzos de corte transmitidos por la placa nodal de refuerzo a las placas de continuidad están equilibrados por aquéllos esfuerzos de corte generados en la intersección de los extremos de las placas de refuerzo con las alas de la columna.

Como para un sismo severo, el panel nodal puede plastificarse se requiere que las soldaduras que unen las placas de refuerzo con las alas de la columna, sean adecuadamente dimensionadas para desarrollar la resistencia al corte del espesor total de tales placas. Está permitido la utilización de soldadura a tope con penetración total o soldadura de filete como se muestra en la Figura C 9.3.



a) Con soldadura a tope con penetración completa

b) Con soldadura en filete



c) Par de placas nodales de refuerzo de igual espesor con soldaduras a tope o en filete

Figura C 9.3. Placas nodales de refuerzo.

Como se ha descrito, numerosas investigaciones han demostrado el papel favorable que desempeña la deformación inelástica del panel nodal para disipar energía durante un sismo severo. Sin embargo recientes estudios revelaron que una excesiva deformación del panel nodal puede conducir a la falla de la junta ubicada entre el ala de viga y el ala de columna. Esto puede suceder para niveles de rotación plástica más bajos que los esperados, debido a la flexión local del ala de la columna adyacente a la soldadura que une la columna con el ala de viga (ver la Figura C 9.3.).

El uso de rigidizadores diagonales para lograr un incremento en la resistencia y la rigidez del panel nodal, no ha sido adecuadamente ensayado para cargas reversibles de bajo ciclaje en el campo inelástico. Por ello no se hace recomendación alguna para este tipo de detalle en esta Parte IV.

C 9.3.5. Placas de continuidad

Al estar sujeta a fuerzas sísmicas, una columna interior de un pórtico soporta un esfuerzo de tracción en un ala y un esfuerzo de compresión en el ala opuesta. Cuando así se lo se requiera, es normal colocar un rigidizador transversal a cada lado del alma de la columna.

Como este rigidizador provee una vía de transmisión de cargas, de las alas a ambos lados de la columna, usualmente se los llama placas de continuidad. Tales placas sirven también como límites superior e inferior del panel nodal.

Cuando se espera la formación de una rótula plástica adyacente a la columna, la resistencia requerida es el esfuerzo que se ejerce en el ala, al alcanzar el momento plástico total de la viga. Se debe incluir aquí los efectos de la sobrerresistencia, el endurecimiento por deformación, y la amplificación del corte debido a la distancia entre la rótula y la cara de la columna.

Estudios realizados después del sismo de Northridge, han mostrado que aún cuando se utilicen placas de continuidad con espesores significativos, las deformaciones inelásticas de la soldadura que vincula el ala de la viga con el ala de la columna son substancialmente mayores que aquéllas detectadas en los extremos de las alas. Se han determinado concentraciones de deformaciones mayores a **4** que pueden producir un estado tensional en la soldadura (ubicada en el centro del ala) que exceda su resistencia a tracción, antes que el esfuerzo del ala exceda su tensión de fluencia. Esta condición puede verse incrementada si se usan placas relativamente delgadas o si dichas placas se omiten por completo.

Por otro lado, la utilización de las placas de continuidad de espesores excesivos produciría probablemente, altas tensiones residuales, lo que sería dañino para la estructura.

Debido al conflicto planteado, la solución de compromiso requiere que el tratamiento y el diseño adecuado de las placas de continuidad, estén basados en ensayos.

C 9.4. LIMITACIONES DIMENSIONALES DE VIGAS Y COLUMNAS

Para contar con deformaciones inelásticas confiables la relación ancho-espesor de los elementos deben encontrarse dentro de límites provistos por secciones transversales resistentes al pandeo local en el campo inelástico (secciones compactas).

Aunque las relaciones establecidas en la Tabla B.5.1 del Reglamento CIRSOC 301-2005, para elementos compactos, son suficientes para prevenir el pandeo antes de comenzar la plastificación, los datos disponibles de ensayos sugieren que tales límites no son adecuados para el desempeño inelástico requerido en los pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales. Los valores proporcionados en la Tabla 9.1. se consideran adecuados para alcanzar ductilidades entre **6** y **7**. (Sawyer, 1961; Lay 1965; Kem, 1986; Bansal, 1971).

La elección de la relación **2** en la expresión (9-3) como el disparador para impedir este límite se basa en estudios de análisis inelásticos de Gupta y Krawinkler (1999); Bondy (1996) y otros, que indican que la rotulación plástica en columnas no puede evitarse con relaciones menores que **2,0**.

La rotulación plástica en columnas que no cumplan con λ_p puede resultar en pandeo local del ala, lo que es desfavorable para el desempeño de la columna.

C 9.5. RELACIÓN ENTRE LAS RESISTENCIAS A FLEXIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS

Estudios realizados han demostrado el beneficio real del concepto de columna fuerte-viga débil, en donde las columnas, al ser más fuertes, propician la formación de rótulas plásticas en las vigas logrando un alto grado de disipación de energía (Schneider (1991), Roeder (1991) y otros).

Por otro lado, los pórticos con columnas débiles pueden probablemente, presentar un comportamiento indeseable particularmente en el caso de pisos blandos, donde la relación demanda-capacidad de la columna, es alta.

Sin embargo, se debe hacer notar que el cumplimiento del concepto columna fuerte-viga débil, y la utilización de la expresión (9-3), no asegura que las columnas no plastificarán en forma individual, aún cuando todas las uniones cumplan la mencionada condición. Se puede demostrar con análisis plástico que como el pórtico se deforma inelásticamente, los puntos de inflexión del diagrama de momentos en una columna varían cambiando su condición ideal. No obstante, se asume que predominará la plastificación de la viga antes que la de la columna y que se alcanza el comportamiento inelástico deseado en aquellos pórticos sismorresistentes conformados con elementos que cumplen con la condición (9-3).

Además, en la expresión (9-3), existe un reconocimiento implícito de una potencial sobrerresistencia de la viga.

Las excepciones establecidas en el artículo 9.5.1. no requieren el cumplimiento de la condición establecida en la expresión (9-3).

Los requerimientos de secciones compactas del artículo 9.4., se establecen para que las columnas cumplan con las excepciones del artículo 9.5.1., pues se espera que las mismas plastifiquen por flexión.

En el artículo 9.5.1.a), las columnas con cargas axiales bajas usadas en edificios con un piso o en los pisos superiores de un edificio de varios pisos no necesitan cumplir con la expresión (9-3), ya que el problema de piso blando, en estos casos, no es significativo.

En el artículo 9.5.1.b), se establece una excepción para columnas pertenecientes a un nivel de edificios de varios pisos cuando son significativamente más fuertes que en el nivel superior, debido a que la plastificación de la columna sería improbable.

C 9.6. RESTRICCIÓN LATERAL DE UN NUDO VIGA-COLUMNA

Se requiere que las columnas sean arriostradas lateralmente para prevenir la rotación fuera del plano del pórtico particularmente si se espera un comportamiento inelástico en el nudo viga-columna o en su adyacencia, durante el sismo de diseño.

C 9.6.1. Nudos restringidos

Los nudos viga-columna están usualmente arriostrados lateralmente por el piso o por el techo de un nivel del pórtico. Cuando éste es el caso y se puede demostrar que la columna permanece elástica fuera del panel nodal, se requiere un apoyo lateral en las alas

de la columna sólo al nivel del ala superior de la viga. Si no puede demostrarse que las columnas permanecen elásticas, se exige apoyo lateral en ambas alas de la viga, superior e inferior, debido a la probable plastificación, y el consecuente pandeo lateral torsional de la columna.

La resistencia requerida para el apoyo lateral en el nudo viga-columna es el **2%** de la resistencia nominal del ala de la viga. Adicionalmente, se requiere que el elemento(s) que provee apoyo lateral, deba poseer suficiente rigidez para evitar el movimiento lateral de las alas de la columna.

Las previsiones sísmicas del AISC 1997 requerían arriostramiento lateral de las columnas cuando la relación de la ecuación a) del artículo 9.5 era menor que **1,25**; el intento de esta prescripción fue requerir arriostramiento para prevenir el pandeo lateral torsional para los casos donde no puede asegurarse que la columna no se rotulará. Estudios de análisis inelásticos (Gupta y Krawinkler, 1999 y Bondy, 1996) han mostrado que, en terremotos severos, pueden desarrollarse rótulas plásticas en columnas aun cuando esta relación sea significativamente mayor que **1,0**; el nuevo límite de **2,0** fue seleccionado como un valor razonable ya que las rótulas plásticas para mayores valores que **2,0** usualmente se asocian con distorsiones laterales usualmente grandes. De la misma manera, la combinación especial de estados de carga dada en el artículo 5.4 a) no asegura que no se rotulen las columnas. La intención de estas revisiones es no forzar a usar columnas más pesadas, como las que se requieren para cumplir con la relación incrementada, sino asegurar, más bien, que se provea un apropiado arriostramiento.

C 9.6.2. Nudos no restringidos

Los nudos no restringidos se presentan sólo en casos especiales. Cuando ello ocurre, deberá ser minimizado la probabilidad de pandeo del nudo fuera del plano. Por ello se proporcionan en este artículo, las prescripciones que conducen a lograr lo descripto.

C 9.7. APOYO LATERAL DE VIGAS

Los requerimientos generales para el apoyo lateral de vigas se dan en la Sección F del Reglamento CIRSOC 301-2005. En los pórticos sismorresistentes, las vigas usualmente flectan con una curvatura inversa entre columnas a menos que un extremo esté articulado. Cuando el momento en un extremo de la viga es M_p y el otro extremo está articulado, el Reglamento CIRSOC 301-2005 establece mediante la expresión F.1-1, que la distancia máxima permitida entre apoyos laterales es de **25200 r_y / F_y** (r_y en mm, F_y en MPa). Sin embargo permanece la incertidumbre en cuanto a la ubicación de las rótulas plásticas y consecuentemente, la máxima distancia entre apoyos laterales se redujo a **17500 r_y / F_y** , tanto para el ala superior como para la inferior.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 10.

PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS INTERMEDIOS

Como resultado del programa SAC (FEMA 2000 a), el pórtico sismorresistente no arriostrado intermedio, de acuerdo con la definición del reglamento norteamericano anterior AISC *Seismic provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 1997 no es más aplicable. Este sistema ha sido eliminado y el pórtico sismorresistente ordinario se ha dividido en dos sistemas: el pórtico intermedio basado en un procedimiento de diseño que proviene de ensayos y el pórtico convencional basado en un procedimiento de diseño que proviene de ensayos y el pórtico convencional basado en un procedimiento prescriptible. Se intenta que los nuevos pórticos intermedios y convencionales no requerirán las grandes distorsiones laterales de piso esperadas en los pórticos convencionales, como consecuencia de elementos más grandes o mayor cantidad de elementos, o porque se use en zonas de menor peligrosidad sísmica. A causa de que las pequeñas demandas inelásticas, muchas de las restricciones aplicadas a los pórticos especiales no se aplican a los intermedios y a los convencionales.

C 10.1. INTRODUCCIÓN

El pórtico sismorresistente no arriostrado intermedio, de acuerdo con el Suplemento N° 2 de la publicación AISC-*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* del año 1997, es esencialmente el mismo que el pórtico sismorresistente no arriostrado convencional definido en las Especificaciones 1997 del AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Este nuevo pórtico intermedio se intenta que provea niveles limitados de capacidad de rotación inelástica y está basado en un diseño que proviene de ensayos.

Se establecen las siguientes limitaciones:

1. Los pórticos no arriostrados intermedios no podrán usarse en construcciones de altura total mayor que **12 m** en las zonas sísmicas 4 y 3. Se exceptúan los edificios con altura menor de **12 m** cuando el peso propio de las paredes, pisos y techos no supere **1 N/mm²**
2. No hay limitación de altura para las zonas sísmicas 2 y 1.

C 10.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES

La mínima distorsión lateral de piso requerida para las uniones de pórticos no arriostrados intermedios es **0,02** radianes mientras que la correspondiente a pórticos especiales es **0,04** radianes.

Este nivel de distorsión lateral de piso se ha establecido para este tipo de pórtico basado en criterio ingenieril aplicado a los ensayos disponibles y a estudios analíticos (FEMA, 1997 a; SAC, 1995 d; FEMA 2000 a)

C 10.7. APOYO LATERAL DE VIGAS

Dado que en este tipo de pórticos sismorresistentes se producen deformaciones inelásticas menores, se permite un arriostramiento más espaciado de las alas de vigas. Los arriostramientos pueden espaciarse a intervalos mayores que los requeridos para los pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales. Con esta prescripción, se podría esperar un pandeo lateral del elemento probablemente, si ocurriese una rotación plástica mayor que la esperada.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 11.

PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS CONVENCIONALES

Como resultado del programa SAC (FEMA 2000), el pórtico sismorresistente no arriostrado intermedio, de acuerdo con la definición de la especificación norteamericana anterior (AISC *Seismic provisions for Structural Steel Buildings* (AISC, 1997)) no es más aplicable. Este sistema ha sido eliminado y el pórtico sismorresistente ordinario se ha dividido en dos sistemas: el pórtico intermedio basado en un procedimiento de diseño que proviene de ensayos y el pórtico convencional basado en un procedimiento de diseño que proviene de ensayos y el pórtico convencional basado en un procedimiento prescriptible. Se intenta que los nuevos pórticos intermedios y convencionales no requerirán las grandes distorsiones laterales de piso esperadas en los pórticos convencionales, como consecuencia de elementos más grandes o mayor cantidad de elementos, o porque se use en zonas de menor peligrosidad sísmica. A causa de que las pequeñas demandas inelásticas, muchas de las restricciones aplicadas a los pórticos especiales no se aplican a los intermedios y a los convencionales.

C 11.1. INTRODUCCIÓN

En forma similar a los pórticos intermedios, los pórticos convencionales se intentan que provean niveles limitados de capacidad de rotación inelástica. A diferencia de los pórticos intermedios, los pórticos convencionales se basan en un procedimiento de diseño prescribible.

Se establecen las siguientes limitaciones:

- 1. No podrán usarse pórticos no arriostrados convencionales en las zonas sísmicas 3 y 4.**
- 2. No hay limitación de altura para las zonas sísmicas 2 y 1.**

C 11.2. NUDOS VIGA-COLUMNA Y UNIONES

Se intentan con estas prescripciones lograr nudos viga-columna con la capacidad de lograr una rotación inelástica de al menos **0,01** radianes. Para el cumplimiento de las especificaciones contenidas en el presente artículo el diseñador deberá emplear uniones que mediante ensayos, demuestren que sean capaces de proveer la rotación deseada.

Los requerimientos específicos están dados para los dos tipos de uniones; rígidas y semirígidas. Para uniones rígidas, se requiere que se calculen mediante la resistencia mínima **1,1 R_y M_p** , para reconocer la posible sobrerresistencia y el endurecimiento por deformación. Se exige además, especial atención en el detallamiento, como usar materiales con buena tenacidad y placas de continuidad, que mejora considerablemente el desempeño de la unión según lo establecen los resultados brindados por Kaufmann, 1996, Xue, 1996 y otros.

Para una mayor información sobre uniones semirígidas se refiere al lector a la bibliografía siguiente; León, 1990; León y Ammerman, 1990; León y Forcier, 1992.

C 11.3. PLACAS DE CONTINUIDAD

Para todas las uniones soldadas de los pórticos sismorresistentes no arriostrados convencionales que no están probadas en ensayos, se requieren obligatoriamente las placas de continuidad. Ver el artículo C 9.3.5.

Cuando se suelden placas de continuidad a las alas de la columna con soldadura a tope de penetración parcial en ambas caras combinadas con soldadura de filete de refuerzo, se deberá consultar la Especificación AWS-D.1.1, (artículo 6.2.), la norma IRAM-IAS correspondiente y el Apéndice de este Reglamento y sus Comentarios para una explicación del espesor efectivo de garganta requerido.

Un espesor mínimo de la placa de continuidad igual al del ala de la viga implica que puede usarse un material de la placa de menor resistencia.

El “*área de contacto*” al que se refiere en este artículo, es el producto del espesor de la placa de continuidad por su longitud, después de las reducciones en longitud para los agujeros de acceso.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 12.

PÓRTICOS SISMORRESISTENTES NO ARRIOSTRADOS CON VIGAS RETICULADAS

C 12.1. INTRODUCCIÓN

Investigaciones efectuadas sobre análisis dinámicos han demostrado que la respuesta de los pórticos sismorresistentes no arriostrados con vigas reticuladas, puede ser significativamente superior a la de los pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales, usando elementos de alma sólidas cuando ambas estructuras estén sujetas a las mismas fuerzas laterales (ver las Figuras C 12.1 y C 12.2).

Debido a que los pórticos sismorresistentes no arriostrados con vigas reticulares son relativamente nuevos y con un comportamiento particular, la longitud libre y altura de la viga reticulada, están limitadas a las dimensiones usadas en los ensayos.

Para información adicional sobre este tipo de pórticos sismorresistentes, se recomienda consultar los comentarios al artículo C 3.4.a.2.

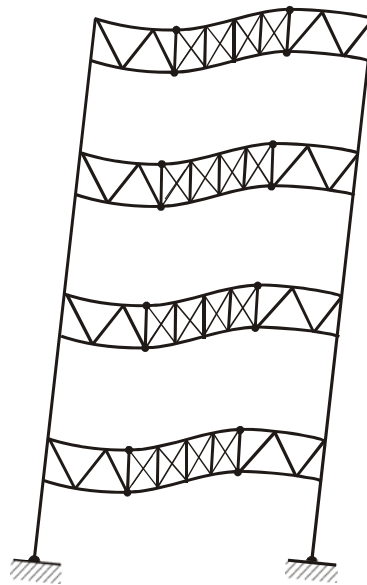


Figura C 12.1. Pórtico no arriostrado con vigas reticuladas.

C 12.2. TRAMO ESPECIAL

Es deseable ubicar el tramo especial cerca de la mitad de la luz de la viga reticulada ya que en dicha región los esfuerzos de corte son bajos. Se aconseja que la longitud del segmento especial se encuentre entre el **10 %** y el **50 %** de la longitud total de la viga. El

menor valor provee un límite razonable respecto de la demanda de ductilidad, mientras que el mayor, representa un límite definido por la práctica.

Como se espera que en la longitud total de la viga reticulada sea el segmento especial el que plastifique, no deberían aplicarse cargas importantes en la longitud del mencionado tramo especial. Consecuentemente, se prescribe un límite de esfuerzo axial en las almas de los elementos diagonales, debido a las cargas gravitatorias aplicadas directamente en el segmento especial.

C 12.3. RESISTENCIA NOMINAL DE LOS ELEMENTOS DEL TRAMO ESPECIAL

Los pórticos sismorresistentes no arriostrados con vigas reticuladas requieren ser diseñados para disipar energía a través de plastificaciones por flexión en los elementos pertenecientes a los cordones del tramo especial, y la plastificación por esfuerzos axiales de los elementos diagonales que conforman dicho tramo.

Es deseable proveer cierta resistencia mínima al corte en el tramo especial a través de la plastificación por flexión de los cordones y limitar los esfuerzos axiales a un valor mínimo. Puede usarse un análisis plásticos para determinar la resistencia requerida al corte de los tramos especiales calculados con la combinación de la carga sísmica factoreada.

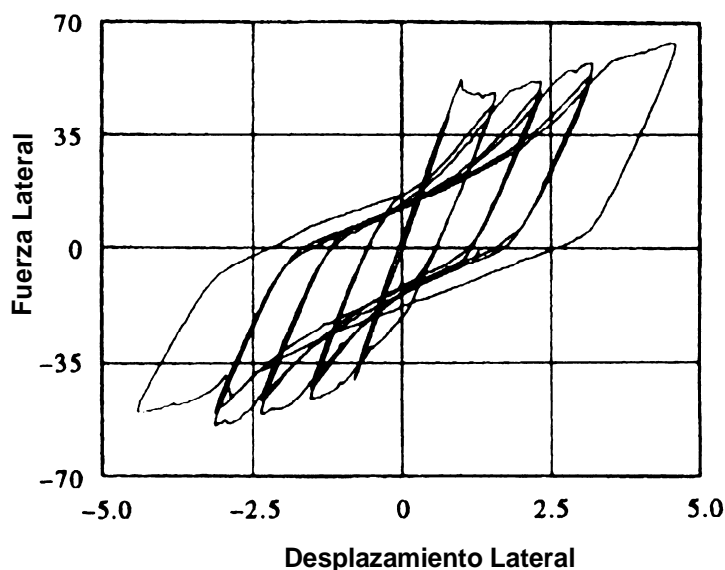


Figura C 12.2. Comportamiento histerético de un pórtico no arriostrado con vigas reticuladas con especiales condiciones de ductilidad.

C12.4. RESISTENCIA NOMINAL DE LOS ELEMENTOS UBICADOS FUERA DEL TRAMO ESPECIAL

Los pórticos sismorresistentes no arriostrados con vigas reticuladas requieren ser diseñados para mantener un comportamiento elástico de los elementos reticulados, columnas y todas las uniones, a excepción de los elementos del tramo especial que participan en el desarrollo de la plastificación.

Por lo tanto, todos los elementos y uniones que han de permanecer elásticos, requieren ser diseñados para la combinación de cargas gravitatorias y fuerzas laterales necesarias para desarrollar la resistencia máxima de corte esperada V_{ne} del tramo especial, para el estado de plastificación total y considerando el endurecimiento por deformación.

Por ello, la expresión (12-1) tiene en cuenta las incertidumbres de la tensión real de fluencia del acero y los efectos del endurecimiento por deformación de los elementos diagonales plastificados, como también de los elementos plastificados que conforman el cordón. La mencionada expresión se basa en análisis aproximados y resultados de ensayos de ensamblajes de vigas especiales reticuladas sujetas a distorsiones laterales de piso mayores al 3 % (Basha y Goel, 1994).

Ensayos realizados sobre elementos cargados axialmente han demostrado que el valor de $0,3 P_{nc}$ es representativo de la resistencia nominal promedio post-pandeo bajo cargas cíclicas.

C 12.5. RELACIÓN ANCHO-ESPESOR

La demanda de ductilidad en los elementos diagonales que conforman el tramo especial puede ser alta. Se recomienda en este caso, el uso de barras lisas debido a su alta ductilidad.

Ensayos llevados a cabo por Itani y Goel (1991), demostraron que perfiles angulares con una relación ancho-espesor menor que $78,5/\sqrt{F_y}$ (F_y en MPa), también poseen ductilidad adecuada para usarlos como elementos diagonales con una configuración en **X**. Se requiere que los elementos que conforman el cordón del tramo especial tengan sección compacta que facilite la formación de la rótula plástica.

C 12.6. ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES

Se requiere que los elementos que conforman los cordones superior e inferior estén lateralmente arriostrados para asegurar la estabilidad del tramo especial durante la plastificación. El parámetro de esbeltez para elementos a flexión λ_p especificado en el Reglamento CIRSOC 301-2005, ha sido encontrado adecuado para este propósito.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 13.

PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ESPECIALES ARRIOS- TRADOS CONCÉNTRICAMENTE (PSEAC)

C 13.1. INTRODUCCIÓN

Los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente (PSEAC) son aquellos pórticos arriostrados en los cuales los ejes de los elementos que se juntan en un nudo se intersecan en un punto para formar un sistema reticulado vertical que resiste las fuerzas laterales.

Algunos tipos comunes se muestran en la Figura C 13.1., incluyendo configuraciones con riostras diagonales en una dirección, en **X**, en **V** y en **V** invertida. A causa de su geometría los pórticos arriostrados concéntricamente resisten las fuerzas laterales principalmente por medio de fuerzas axiales en el campo elástico. Sin embargo, durante un terremoto moderado a severo, se espera que las riostras y sus uniones sufran deformaciones inelásticas significativas en el campo pospandeo.

Desde la adopción inicial de los pórticos arriostrados concéntricamente en los reglamentos sismorresistentes, se ha puesto más énfasis en aumentar la resistencia y la rigidez de las riostras, principalmente mediante el uso de fuerzas de diseño mayores para minimizar las demandas inelásticas.

Más recientemente, también se han agregado requerimientos para lograr ductilidad y capacidad de disipación de energía. De acuerdo con ello, se han agregado previsiones para pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente en el Capítulo 14.

Durante un terremoto severo, las riostras de un pórtico arriostrado concéntricamente están sometidas a grandes deformaciones cíclicas de tracción y compresión en el campo pospandeo. Como resultado, ocurren rotaciones cíclicas reversibles en las rótulas plásticas de la misma manera que en las vigas y columnas de un pórtico no arriostrado. En realidad, las riostras en un pórtico típico arriostrado concéntricamente pueden esperarse que fluyan y pandeen a distorsiones laterales de piso más bien moderadas de alrededor del **0,3%** al **0,5%**. En un terremoto severo, las riostras podrían soportar deformaciones axiales por pandeo de **10** a **20** veces su deformación de fluencia. Para soportar estas deformaciones cíclicas sin falla prematura, se requiere que las riostras y sus uniones estén propiamente detalladas.

Los daños observados durante terremotos pasados y en ensayos de laboratorio de pórticos arriostrados concéntricamente generalmente se han debido a la limitada ductilidad y a las correspondientes fallas frágiles, las que usualmente se manifiestan en la fractura de los elementos de unión o de las riostras.

La falta de compacidad en las riostras resulta en pandeo local severo con las consecuentes altas concentraciones de deformaciones de flexión en estas zonas y ductilidad reducida.

Las riostras en pórticos arriostrados concéntricamente están sometidas a pandeo local severo, con una disminución de su efectividad en el campo no lineal a bajas distorsiones laterales de piso. Las grandes distorsiones laterales que pueden resultar de fracturas tempranas de las riostras pueden imponer demandas de ductilidad excesivas en las vigas y columnas o en sus uniones.

Las investigaciones han demostrado que los pórticos arriostrados concéntricamente, con buenas configuraciones, diseño y detallado de sus elementos pueden poseer ductilidad largamente en exceso de las asignadas previamente a tales sistemas. Extensos trabajos analíticos y experimentales hechos por Goel y otros han mostrado que mejorar los parámetros de diseño, tal como la limitación de la relación ancho espesor (para minimizar el pandeo local), la reducción de la separación entre costuras y un diseño y detallado especial de las uniones extremas mejoran grandemente el comportamiento postpandeo de pórticos arriostrados concéntricamente. Los requerimientos de diseño para PSEAC están basados en estos desarrollos.

Los requerimientos previos para pórticos arriostrados concéntricamente buscaban un comportamiento confiable limitando el pandeo global. Ensayos cíclicos de sistemas arriostrados en diagonal verifican que puede disiparse energía después del inicio del pandeo global si se previenen las fallas frágiles debidas al pandeo local, los problemas de estabilidad y las fracturas en las uniones. Cuando las riostras se detallan propiamente para que exhiban ductilidad, como se prescribe en este Reglamento, pueden soportar grandes deformaciones cíclicas inelásticas sin experimentar fallas prematuras.

Estudios analíticos (Tang y Goel, 1987; Asan y Goel, 1991) de sistemas arriostrados diseñados siguiendo estrictamente las prescripciones de la anterior especificación norteamericana AISC relativas a pórticos arriostrados concéntricamente, predicen fallas en las riostras sin el desarrollo de significativa disipación de energía. Las fallas ocurrieron muy a menudo en rótulas plásticas (pandeo local debido a la falta de compacidad) o en las uniones. Las rótulas plásticas normalmente ocurren en los extremos de la riostra y en la sección media. Los modelos analíticos de sistemas arriostrados que fueron diseñados para asegurar un comportamiento dúctil estable cuando se los somete a los mismos registros de terremotos que los que se usaron con los diseños previos de pórticos arriostrados concéntricamente exhibieron ciclos de histéresis completos y estables sin fractura. Resultados similares se observaron en ensayos a escala natural llevados a cabo por Wallace y Krawinkler (1985) y Tang y Goel (1989).

Para riostras constituidas por angulares dobles y perfiles canales dobles, se requiere una separación menor de las costuras además de criterios más estrictos de compacidad para lograr mejorar la ductilidad y la disipación de energía. Esto es especialmente crítico para riostras constituidas por angulares dobles y canales dobles que pandean imponiendo grandes cortes en las costuras. Los estudios también mostraron que el uso de angulares dobles con una configuración punta a punta reduce las deformaciones de flexión y el pandeo local (Aslani y Goel, 1991).

Muchas de las fallas reportadas en pórticos arriostrados concéntricamente debido a terremotos severos han ocurrido en las uniones. Similarmente, en ensayos cíclicos de especímenes diseñados y detallados de acuerdo con las previsiones típicas para pórticos

arriostrados concéntricamente se han producido fallas en las uniones (Astaneh y otros, 1986). Aunque la práctica típica de diseño ha sido diseñar uniones sólo para cargas axiales, una buena respuesta por pandeo demanda que se tengan en cuenta las excentricidades en el diseño de la unión, el cual debe basarse en las máximas solicitaciones que puede resistir la unión. Se puede esperar un buen desempeño de la unión si se consideran los efectos del comportamiento cíclico por pandeo de la riostra (Goel, 1992c).

Para el pandeo de la riostra en el plano de las chapas nodales, las uniones extremas deberían diseñarse para la resistencia total a flexión y carga axial de la riostra (capacidad) (Astaneh y otros, 1986). Nótese que debería usarse un valor real de K para representar las condiciones de enlace de la unión.

Para el pandeo fuera del plano de chapas nodales solas, se induce flexión en el eje débil en la chapa por las rotaciones en los extremos de la riostra. Esto resulta en condiciones de enlace flexible con rótulas plásticas en la sección media además de rótulas que se forman en la chapa nodal. Puede asegurarse un desempeño satisfactorio permitiendo que la chapa nodal desarrolle rotaciones plásticas libre de restricciones. Esto requiere que la longitud libre entre el extremo de la riostra y la supuesta línea de restricción para la chapa nodal sea suficientemente larga para permitir rotaciones plásticas, y suficientemente corta para eliminar la ocurrencia del pandeo de la chapa antes que el pandeo de la riostra. **Se recomienda una longitud de dos veces el espesor de la chapa** (Astaneh y otros, 1986). Nótese que esta distancia libre se mide desde el extremo de la riostra a una línea que es perpendicular al eje de la riostra, trazada desde el punto, en la chapa nodal, más cercano al extremo de la riostra que está constreñida de rotar fuera del plano (ver la Figura C 13.2.).

Alternativamente, pueden detallarse las uniones con rigidez en dos direcciones. Los resultados de ensayos indican que forzando a que la rótula plástica ocurra en la riostra en vez de en la chapa, resulta una mayor capacidad de disipación de energía (Lee y Goel, 1987).

Como se espera que los estrictos requerimientos de diseño y detallado de PSEAC produzcan desempeños más confiables cuando se encuentren sometido a altas demandas de energía impuesta por terremotos severos, se ha reducido el nivel de fuerzas de diseño por debajo de la requerida para PSOAC (Pórticos sismorresistentes ordinarios arriostrados concéntricamente).

Las uniones de riostras no deberían configurarse de forma tal que las vigas o las columnas del pórtico se interrumpan para permitir un elemento continuo de riostra.

En la Figura C 13.3. se muestra un sistema arriostrado en **X** de dos pisos y un sistema con un puntal intermedio y riostras en **V** invertida También denominado pórtico arriostrado con configuración en cremallera.

Los dos sistemas anteriores pueden diseñarse con comportamiento pos elástico consistente con el comportamiento esperado de PSEAC con configuración en **V**. Estas configuraciones pueden también capturar el incremento en las cargas axiales por elásticas sobre las vigas en otros niveles. Es posible diseñar pórticos con configuraciones en **X** de dos pisos o en cremallera con un comportamiento por elástico que sea superior al comportamiento esperado de PSEAC en **V** dimensionando sus elementos de manera de desalentar un mecanismo de piso blando.

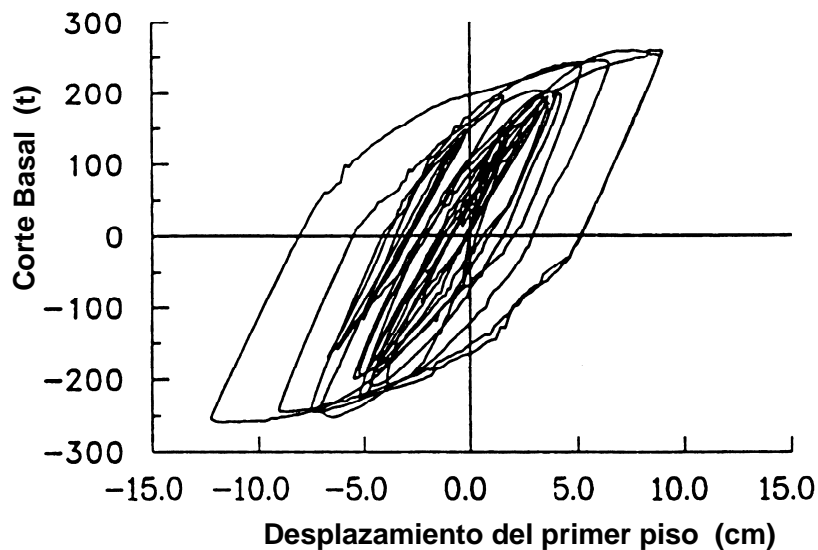


Figura C 13.1. Comportamiento histerético de un pórtico arriostrado concéntricamente.

C 13.2. RIOSTRAS

- El límite de esbeltez Kl/r ha sido elevado a $2626/\sqrt{F_y}$ (F_y en MPa), para este tipo de pórticos sismorresistentes. El límite de $1894/\sqrt{F_y}$ (F_y en MPa), más restrictivo, se especifica para los pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente y no se necesita cuando las riostras se detallan para responder a un comportamiento dúctil. Tang y Goel (1989), y Goel y Lee (1992), demostraron que la existencia de la rotura cíclica post-pandeo en riostras, usualmente aumenta con un incremento de la relación de esbeltez. Se especifica un límite superior para mantener un nivel razonable de resistencia a compresión.
- El factor de reducción de resistencia de la riostra de **0,80** tal como se establecía en la Especificación AISC 1997 para los pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente, tiene una escasa influencia en la respuesta ante el sismo, cuando se asegura un nivel dado de ductilidad, tal como ocurre en los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente.
- Esta especificación intenta equilibrar la resistencia a tracción y a compresión de todos los elementos diagonales en el pórtico, ya que la resistencia al pandeo y al post-pandeo de las riostras comprimidas pueden ser significativamente menores. Un balance equilibrado de las resistencias a tracción y compresión ayuda a prevenir la acumulación de distorsión lateral de piso en una dirección dada. Se establece una excepción para aquellos casos en que las riostras están suficientemente sobredimensionadas como para proveer una respuesta esencialmente elástica.
- La relación ancho-espesor de las riostras comprimidas, han sido reducidas a los valores de las requeridas para las secciones compactas o inclusive a valores menores. De esta forma se intenta minimizar los efectos perjudiciales del pandeo local y la subsecuente fractura durante ciclos inelásticos repetidos.

- e) Se prescribe el diseño de riostras conformadas con secciones compuestas, que respeten cortas distancias entre los elementos de unión de los perfiles componentes de tales secciones. También se exige que los mencionados elementos de unión posean altas resistencias, Aslani y Goel (1991), Xu y Goel (1990). Estas prescripciones, intentan restringir la flexión de elementos individuales entre los puntos de unión y la falla prematura de la riostra. Se permiten espaciamientos mayores siempre que el pandeo no produzca corte en los elementos de unión.

No se permiten bulones como elementos de unión, dentro del cuarto central de la riostra pues los agujeros podrían causar roturas prematuras debido a la formación de rótulas plásticas en el campo post-pandeo.

C 13.3. UNIONES DE RIOSTRAS

- a) En pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente, las riostras transmiten la mayoría del corte de piso, particularmente si el pórtico no se utiliza como parte de un sistema dual. La resistencia requerida de las uniones de las riostras debe ser tal que el pandeo fuera del plano de la placa nodal, o la falla frágil de las uniones, no se conviertan en mecanismos críticos de falla.

El menor valor de la resistencia nominal a tracción esperada en la riostra y el máximo esfuerzo que podría generarse por el sistema estructural, determina la resistencia requerida de la unión de la riostra y de la unión del nudo viga-columna, si este es parte del sistema de arriostramiento. R_y ha sido incorporado a la primera de las prescripciones para reconocer la sobrerresistencia del elemento.

- b) Esta prescripción reconoce la necesidad de prevenir las potenciales fallas locales en las uniones de las riostras.
- c) Las riostras que poseen uniones extremas fijas, han demostrado poseer mayor capacidad de disipación de energía que aquéllas que poseen una conexión articulada, ya que el pandeo requiere la formación de tres rótulas plásticas en la longitud del elemento. Además, las uniones extremas que pueden absorber las rotaciones asociadas con las deformaciones producidas por el pandeo de las riostras, han demostrado tener un desempeño aceptable siempre que mantengan un adecuado nivel de resistencia.

Los ensayos han mostrado que cuando se usa una placa nodal como unión, la rotación puede ser absorbida tanto más cuanto el extremo de la riostra se separe de una línea perpendicular al eje de la riostra alrededor de la cual la chapa puede flexionar sin la restricción de una viga, columna u otra riostra. Se ha establecido una cota inferior de al menos **2** veces el espesor de la placa, Astaneh y otros (1986) (ver la Figura C 13.2.).

Más información sobre el diseño sísmico de chapas nodales puede obtenerse de Astaneh (1988)

Donde se utilice una conexión fija en un extremo y una conexión articulada en el otro, la configuración debe ser considerada para la determinación del pandeo del elemento.

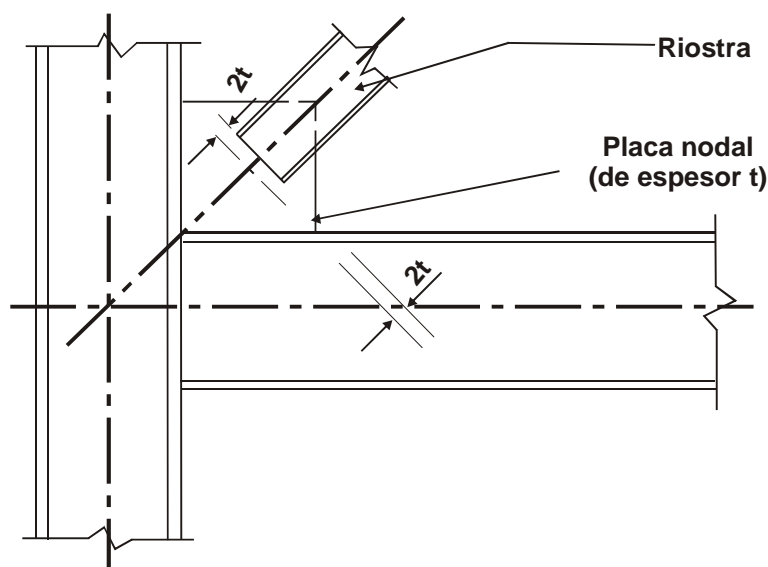


Figura C 13.2.. Requerimientos de la unión riostra-placa nodal para contemplar el pandeo de la riostra fuera de su plano.

C 13.4. REQUERIMIENTOS ESPECÍFICOS PARA CONFIGURACIONES ESPECIALES DE RIOSTRAS, (V, V invertida y K)

- a) Los pórticos sismorresistentes en **V** y en **V invertida**, presentan un problema particular que los pórticos sismorresistentes arriostrados con riostras que llegan a ambos extremos del nudo viga-columna, no muestran.

En la medida que las riostras comprimidas pandean se acelera la caída de la absorción del desplazamiento lateral que actúa sobre la estructura, durante un sismo severo. Mientras que en las riostras traccionadas la absorción de la deformación se incrementa hasta la plastificación de los elementos. Esto genera una fuerza vertical desbalanceada sobre la viga donde se intersectan las riostras.

Para prevenir deterioros indeseables de la resistencia lateral de la estructura, las prescripciones de los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente requieren que las vigas se diseñen con una resistencia tal que puedan absorber este significativo desbalanceo de fuerzas post-pandeo, además de las cargas gravitatorias correspondientes.

Los ensayos han demostrado que las riostras convencionales presentan una resistencia a compresión residual post-pandeo de aproximadamente el **30 %** de la carga a compresión inicial (Hassan y Goel, 1991). Esta es el máximo esfuerzo de compresión que debería combinarse con el esfuerzo de plastificación total de la riostra traccionada adyacente. El valor del esfuerzo de tracción total esperado, se encuentra en el orden del valor de P_y . Además deberían evitarse, en la medida de lo posible, configuraciones donde la unión viga-riostra esté significativamente desplazada de la sección media, ya que tal configuración exacerba las condiciones desbalanceadas citadas anteriormente.

El efecto adverso de esta fuerza desbalanceada puede mitigarse por el uso de configuraciones de riostras, tales como los pórticos sismorresistentes en **V** y **V invertida** en pisos alternados del edificio, creando una configuración en **X** sobre módulos de dos pisos, o por el uso de una columna ubicada en la intersección de las

riostras con arriostramiento en **V** o en **V invertida**, Kathib y otros, 1988. (ver la Figura C 13.3.). Se requiere un adecuado apoyo lateral en la intersección riostra-viga para prevenir efectos adversos de posible pandeo lateral-torsional de la viga.

Los requerimientos especificados en los artículos 13.4.a.1) y 13.4.a.2), proveen una resistencia mínima de viga para soportar cargas gravitatorias simultáneamente con la pérdida de la capacidad en las riostras.

Las prescripciones establecidas en los artículos 13.4.a.2) y 13.4.a.3), no necesitan ser aplicadas en un ático, edificios de un piso, ni en el último piso de un edificio de varios pisos donde las consecuencias de una excesiva deformación del elemento no son tan severas para la seguridad, como si se produjeran en un nivel intermedio.

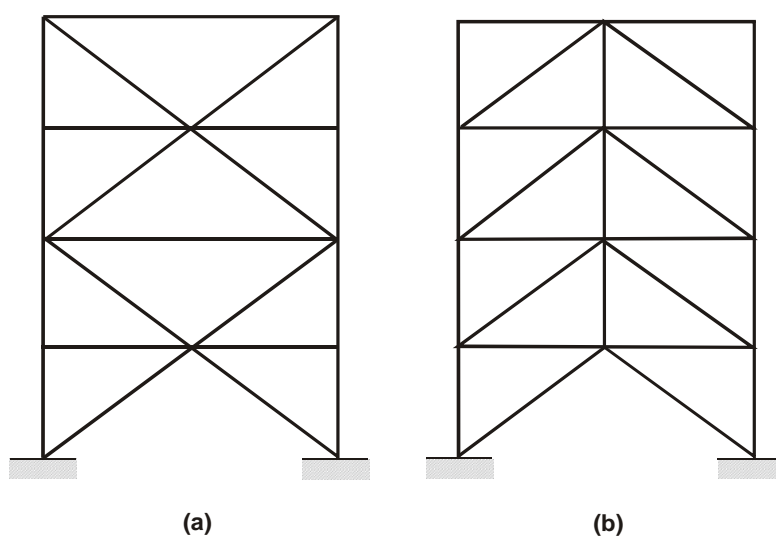


Figura C 13.3. Pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente.

- b) No se recomienda la utilización de pórticos sismorresistentes arriostrados concéntricamente con arriostramientos en **K** y se prohíbe esta disposición de arriostramientos para el diseño de pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente, ya que posee columnas que están sujetas a fuerzas laterales desbalanceadas por la acción de las riostras y que conducen a la falla de la columna.

C 13.5. COLUMNAS

Durante un sismo severo, las columnas que conforman un pórtico arriostrado concéntricamente, desarrollan flexiones significativas que superan el límite elástico post-pandeo generando plastificación en las riostras. Aunque la resistencia a flexión de las columnas no es utilizada en el proceso de diseño, cuando se diseña elásticamente, se requiere que tengan una adecuada compacidad y resistencia a flexión y corte, para mantener la resistencia lateral cuando el pórtico está sometido a deformaciones cíclicas.

Estudios analíticos sobre pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente que no forman parte del sistema dual, han mostrado que las columnas pueden absorber tanto como el **40 %** del corte de piso (Tang y Goel, 1987 y Hassan y Goel, 1991).

Cuando las columnas son elementos comunes a un pórtico especial arriostrado concéntricamente y a un pórtico no arriostrado especial de un sistema dual, sus contribuciones de absorción del corte por piso pueden alcanzar hasta el **50 %** del corte total.

Esta característica de los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente, ayuda significativamente en el desarrollo del lazo histerético (Hassan y Goel, 1991 y Black y otros, 1980).

Los requerimientos de empalme de columnas en los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente, son más restrictivos que aquellos para pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales.

Las prescripciones de un pórtico especial arriostrado concéntricamente, no deben ser obviadas para edificios bajos ya que el valor de **R** utilizado en el diseño, es apropiado solamente si se cumplen los requerimientos de detallamiento dados en esta Parte IV.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 14.

PÓRTICOS SISMORRESISTENTES CONVENCIONALES ARRIOSTRADOS CONCÉNTRICAMENTE (PSCAC)

C 14.1. INTRODUCCIÓN

Las prescripciones presentadas aquí para pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente, contienen algunos requerimientos especificados para los pórticos sismorresistentes especiales arriostrados concéntricamente que aseguren su comportamiento dúctil. Generalmente la resistencia requerida para los pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente es mayor que aquella definida para los pórticos sismorresistentes especiales, la cual representa un intento de mantener la deformación inelástica dentro de ciertos márgenes durante un terremoto destructivo.

Los comentarios aquí vertidos, están limitados a aquellas prescripciones para los pórticos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente que son diferentes de aquellos pórticos sismorresistentes especiales. El lector debe consultar los comentarios al Capítulo 13 y al artículo C 3.4.b), para información adicional sobre este tipo de pórticos sismorresistentes.

C 14.2. RESISTENCIA

En las Previsiones Sísmicas de la Especificación AISC 1997, había relativamente unas pocas diferencias entre los PSCAC y los PSEAC. Se cree que, a pesar del menor valor dado a R en NEHRP (FEMA, 1997 a), estos sistemas pueden no comportarse bien en grandes terremotos.

Consecuentemente, las previsiones para los PSCAC, excepto las que previamente se dieran en la edición 1997 para “edificios bajos”, han sido eliminadas, y se presentan límites para el uso de PSCAC en las previsiones NEHRP 2000 (FEMA 2000e), las cuales se han incorporado a este Reglamento.

Las razones específicas para la eliminación de la mayoría de las previsiones para PSCAC que estaban en la edición 1997 de las Previsiones Sísmicas del AISC se basaban en que:

1. Se permitía que las uniones se diseñen para una resistencia que puede ser menor que la de las riostras mismas. Esto eliminará el desempeño dúctil del sistema.
2. Se requería que los sistemas con riostras en **V** y **V invertida** se diseñen para al menos **1,5** veces la resistencia usando las combinaciones A.4-5 y A.4-6 del CIRSOC 301-2005. Esto puede conducir a riostras demasiado fuertes, que serán capaces de inducir el pandeo de las columnas del pórtico arriostrado, y puede conducir al colapso.

3. No se proporcionaba una suficiente resistencia a la viga para mantener la resistencia de la riostra traccionada después del pandeo de la riostra comprimida. El resultado es que el pandeo de la riostra comprimida puede conducir a una reducción repentina y dramática de la resistencia de piso.

Las previsiones del Capítulo 13 para PSEAC eliminan todas las características indeseables mencionadas. Se intenta que los PSEAC se usen para todos los pórticos arriostrados concéntricamente donde se necesita significativa ductilidad. Para cumplir esto, se incluyen los siguientes puntos en las previsiones NEHRP 2000 (FEMA, 2000e):

1. No se incluye el uso de PSCAC en sistemas duales.
2. Los PSCAC no podrán usarse en construcciones de altura total mayor que **12 m** en las **zonas sísmicas 4 y 3**. Se exceptúan los edificios con altura menor de **12 m** cuando el peso propio de las paredes, pisos y techos no supere **1 N/mm²**.
3. No hay limitación de altura para las **zonas sísmicas 2 y 1**.

La aplicación de las combinaciones especiales de estados de carga de artículo 5.4. para determinar el tamaño de los elementos y uniones que no sean las uniones de riostras con un factor **R** de alrededor de **2,5** proveerá suficiente resistencia para eliminar la necesidad de significativa ductilidad del sistema.

El efecto de estas modificaciones en el diseño de pórticos arriostrados concéntricamente de acero en comparación con aquellos diseñados de acuerdo con las Previsiones Sísmicas del AISC de 1997 serán como sigue:

1. La mayoría de los pórticos arriostrados concéntricamente se clasificarán como PSEAC.
2. Los PSEAC con configuraciones en **V** y en **V** invertida tendrán riostras más livianas pero vigas de piso significativamente más pesadas.
3. Se le permitirá a todas las configuraciones el uso de mayores valores de **K/r**, lo que resultará en riostras más livianas. Las uniones de las riostras pueden ser más pesadas, dependiendo si el requerimiento para desarrollar la resistencia de las riostras para PSEAC es o no compensado por riostras más livianas.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 15.

PÓRTICOS SISMORRESISTENTES ARRIOSTRADOS EXCÉNTRICAMENTE (PSAE)

C 15.1. INTRODUCCIÓN

Los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente son estructuras arriostradas diagonalmente que tienen al menos un extremo de cada riostra unida a una viga y separada de un nudo viga-columna u otra unión riostra-viga, por una distancia relativamente corta llamada enlace, que constituye la principal zona de disipación de energía a través de su plastificación. Las prescripciones aquí contenidas, intentan asegurar que el comportamiento cíclico del enlace sea estable, mientras que las riostras, columnas y tramos de vigas ubicados fuera del enlace se mantengan básicamente elásticos.

El lector debe consultar los comentarios al artículo C 3.4.c) para información adicional sobre los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente.

C 15.2. ENLACES

Las siguientes prescripciones intentan asegurar que el comportamiento inelástico del elemento sea estable.

- a) Se exige una sección transversal del enlace determinada para cumplir con el mismo criterio ancho-espesor, que el especificado en los pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales.
- b) Para asegurar el comportamiento dúctil del acero utilizado, la tensión nominal de fluencia no deberá exceder los **350 MPa**.
- c) No están permitidos los enlaces diseñados con placas de refuerzo, pues las mismas no participan totalmente en las deformaciones inelásticas. No se permiten además, los agujeros en el alma del enlace ya que presentan un comportamiento adverso ante la plastificación del alma del mismo.
- d) La resistencia de diseño al corte del enlace ϕV_n , deberá ser la menor de la determinada por: la fluencia por corte o por el corte proveniente del gradiente del momento plástico (los momentos plásticos extremos, dividido en la longitud del enlace). La resistencia de diseño al corte deberá ser entonces igual o mayor que la resistencia requerida al corte determinada por las combinaciones de cargas A.4-5 y A.4-6, definidas por el Reglamento CIRSOC 301-2005.

- e) Los efectos de los esfuerzos axiales sobre el enlace pueden ser ignorados si la resistencia axial requerida sobre el enlace no excede el **15 %** de la resistencia nominal axial P_y del mismo.

En general, tal carga axial es poco significativa ya que la componente horizontal de la carga que actúa en la riostra, se transmite al tramo de la viga fuera del enlace. Sin embargo, cuando los esfuerzos axiales actuantes sobre el enlace superan el **15 %** de P_y , estas deberán ser contempladas en el diseño del pórtico. Se requiere además, que se reduzca la resistencia de diseño al corte y la longitud de los enlaces para asegurar una plastificación estable.

- f) Ver el artículo C15.2.e).

- g) De acuerdo con lo establecido en el Capítulo 6 de la presente Parte IV, la distorsión horizontal de piso de diseño, es una estimación razonable aunque no necesariamente la máxima bajo la acción del sismo de diseño.

Por lo tanto, se toma un límite del **8 %** para el ángulo de rotación de enlace sometido predominantemente a corte y un **2 %** para un enlace sometido predominantemente a flexión. Tales valores fueron determinados por ensayos y definidos para proveer una modesta reserva de capacidad rotacional.

El ángulo de rotación plástica del enlace puede ser conservativamente estimado asumiendo que el pórtico arriostrado excéntricamente se deforma acorde a un mecanismo rígido-plástico. Este ángulo se determina usando el desplazamiento lateral de piso: $\Delta_p = \Delta_t - \Delta_e$, donde la distorsión horizontal de piso elástica (Δ_e) puede ser tomada igual a cero, por lo que finalmente, el ángulo de rotación plástica del enlace, se determina como $\phi_p = \Delta_p / h$ (ver la Figura C 15.1.).

Alternativamente, el mencionado ángulo puede ser más precisamente determinado por un análisis elasto-plástico no lineal.

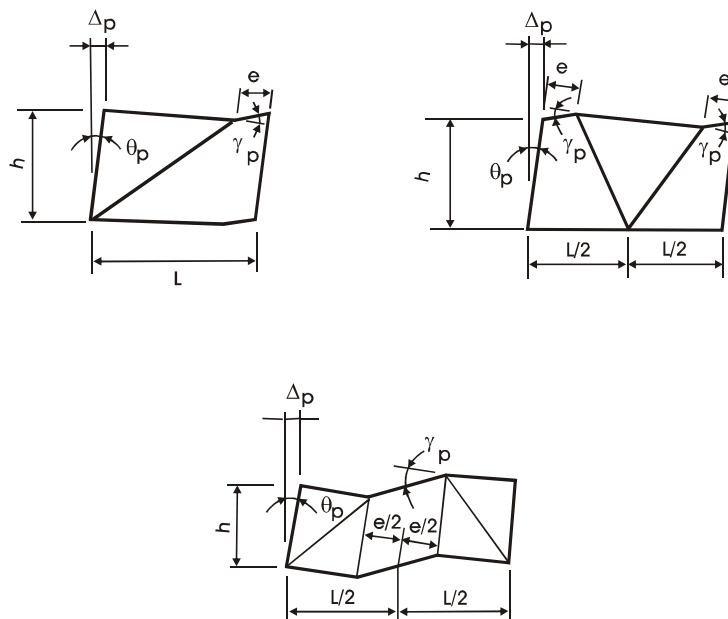
Cuando la longitud del enlace es menor o igual a $1,6 M_p / V_p$, la plastificación por corte puede dominar la respuesta inelástica pero si la longitud del enlace se elige mayor a $2,6 M_p / V_p$, será la plastificación por flexión la que registrará tal respuesta.

Para longitudes de enlaces intermedios entre los valores mencionados, la respuesta inelástica se presentará combinada con plastificación por corte y por flexión. De allí que se utilice una extrapolación lineal para determinar el límite apropiado.

Se ha demostrado experimentalmente (Whittaker 1987, Foutch 1989 y otros), como también analíticamente (Popov y otros, 1989), que los enlaces ubicados en el primer piso, usualmente son los que desarrollan una mayor deformación inelástica. En casos extremos podría resultar en la generación de un piso blando o flexible. Las rotaciones plásticas del enlace tienden a atenuarse en los pisos superiores de un edificio, y disminuyen en la medida que el periodo del pórtico aumenta. Por consiguiente, para sismos severos, se aconseja un diseño conservativo del enlace en los primeros dos o tres pisos del edificio. Esto puede lograrse incrementando las resistencias de diseño mínimas al corte de tales enlaces en un orden del **10 %** sobre el valor especificado en el artículo 15.2.d). Alternativamente, se puede obtener un mayor grado de seguridad colocando elementos de conexión verticales que unan los extremos de los enlaces en los primeros pisos del edificio.

Puede ser ventajoso, en los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente, la utilización de uniones en nudos viga-columna-riostra, diseñados como uniones simples. En estos casos, se deberán evitar las soldaduras en las alas del enlace, pero asegurándose cuidadosamente que sea provista la resistencia requerida.

La rigidez de un pórtico arriostrado excéntricamente puede ser modificada para optimizar su periodo, mediante la alteración de la longitud del enlace.



siendo:

- Δ_p la distorsión plástica de piso
- e la longitud de enlace
- h la altura de piso
- L la distancia entre columnas
- θ_p el ángulo de distorsión de piso
- γ_p el ángulo de rotación de enlace

Figura C 15.1. Pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente.

C 15.3. RIGIDIZADORES DE ENLACES

Un enlace con alma apropiadamente detallada y restringida, puede proveer un comportamiento estable, dúctil y predecible, bajo severos ciclos de carga. Por lo tanto el diseño del enlace requiere una particular atención en lo referente a los rigidizadores del alma y al espesor de la misma.

- a) Se requieren rigidizadores en los extremos de todos los enlaces que ocupen la altura total del alma del mismo. Tales rigidizadores transfieren los esfuerzos de corte de los enlaces a los elementos adyacentes, como así también, rigidizan el alma del enlace previniendo el pandeo.

- b) El espaciamiento máximo de los rigidizadores intermedios del alma en enlaces sometidos predominantemente a corte, depende del valor del ángulo de rotación del enlace (Kasai y Popov, 1986b). Cuanto mayor es el ángulo de rotación, menor debe ser el espaciamiento de los rigidizadores.

Para enlaces predominantemente flexionados con longitudes mayores que $2,6 M_p / V_p$ pero menores que $5 M_p / V_p$, se requiere un rigidizador intermedio ubicado a una distancia desde el extremo del enlace igual a $1,5$ veces el ancho del ala de la viga. Esto evita la posibilidad de pandeo local del ala.

Para enlaces de longitudes comprendidas entre $1,6 M_p / V_p$ y $2,6 M_p / V_p$, se requieren que deban cumplir con las prescripciones de los enlaces sometidos predominantemente a corte, como así también con los requerimientos establecidos para enlaces predominantemente flexionados, simultáneamente.

Cuando la longitud de enlace excede $5 M_p / V_p$, no se requieren rigidizadores intermedios del alma del enlace.

Se exige que los rigidizadores intermedios ocupen la altura total del alma del enlace para resistir efectivamente el pandeo por corte. Para enlaces con alturas iguales o mayores a **60 cm** los rigidizadores intermedios se ubicarán a ambos lados del alma, mientras que para alturas menores se pueden disponer sólo a un lado del alma.

- c) Se requiere que todos los rigidizadores se unan con soldadura en filete a las alas y el alma del enlace. Se exige la soldadura al alma del enlace para proveer una resistencia de diseño y que sea igual a la menor de:
- La resistencia nominal a tracción vertical del rigidizador, en una sección perpendicular a ambos: el plano del alma y el plano del rigidizador.
 - La resistencia de fluencia al corte del rigidizador.

La unión con las alas del enlace se diseñarán con el mismo criterio.

C 15.4. UNIONES ENLACE-COLUMNA

Las investigaciones han demostrado que el comportamiento post-plastificación de enlaces largos, está dominado por considerables deformaciones inelásticas de flexión, no uniformemente distribuidas, en los extremos del enlace. Se ha determinado que se puede alcanzar la rotura prematura aún cuando dichas deformaciones inelásticas alcanzan valores de poca importancia.

Las investigaciones indicaron que el comportamiento post-plastificación de los enlaces cortos es aceptable y predomina la plastificación por corte, la cual reduce las deformaciones de flexión inelásticas en los extremos del elemento.

Las uniones enlace-columna de pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente, están sujetas a demandas similares que aquellas para nudos viga-columna.

En muchos casos ellas pueden estar sujetas a demandas más grandes debido a que la respuesta inelástica se concentra en una porción más pequeña de la viga (el enlace). El

daño observado en las uniones después de los terremotos de Northridge y Kobe, ha llevado a establecer nuevas prescripciones que incentivar los ensayos efectuados sobre las uniones para demostrar la capacidad sismorresistente de la estructura (ver los Comentarios a los Capítulos 9 a 11 inclusive).

Los requerimientos para una unión enlace-columna, en un pórtico arriostrado excéntricamente, permiten dos alternativas básicas:

- El desempeño esperado de la unión enlace-columna, puede ser analizado a través de ensayos cíclicos estándares similares a aquellos para uniones, descritos en el artículo 9.2.a), para una rotación que es al menos, **20 %** mayor que la que proviene de la distorsión horizontal de piso de diseño.
- Alternativamente, podrán colocarse enlaces predominantemente sometidos a corte, adyacentes a las columnas con uniones reforzadas con cartelas u otro refuerzo apropiado, para evitar la acción inelástica en la zona de transición entre el enlace y la columna. Se requieren que tales refuerzos se mantengan en el rango elástico en la zona inmediatamente adyacente a la columna, cuando se produce la plastificación total del enlace, considerando su endurecimiento por deformación, tal como se definió en el artículo 15.6.a). Por lo expuesto, se recomienda no diseñar todas las uniones del tipo enlace-columna en los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente.

El Reglamento CIRSOC 301-2005, no consigna explícitamente los requerimientos de diseño para el panel nodal en las uniones enlace-columna. Sin embargo, sobre la base de ensayos de panel nodal efectuados sobre pórticos sismorresistentes no arriostrados especiales, se concluye que no sería perjudicial limitar la fluencia del panel nodal en pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente.

Se recomienda entonces que la resistencia requerida al corte del panel nodal sea determinada por la expresión (9-1), definida con la demanda de flexión en la columna adyacente al extremo del enlace como las dadas por las expresiones del artículo C 15.6.a).

C 15.5. APOYO LATERAL DE ENLACES

Se requiere la materialización de apoyos laterales en los extremos del enlace, que evitan el desplazamiento fuera del plano y la torsión, y aseguran un comportamiento inelástico estable (ver la Figura C 15.2.). La resistencia requerida para tales apoyos es el **6 %** de la resistencia nominal del ala de la viga. En algunos casos la presencia de un entrepiso no provee el apoyo lateral adecuado de los extremos del enlace y se recomienda un sistema de arriostamiento a través de las vigas transversales u otra alternativa apropiada.

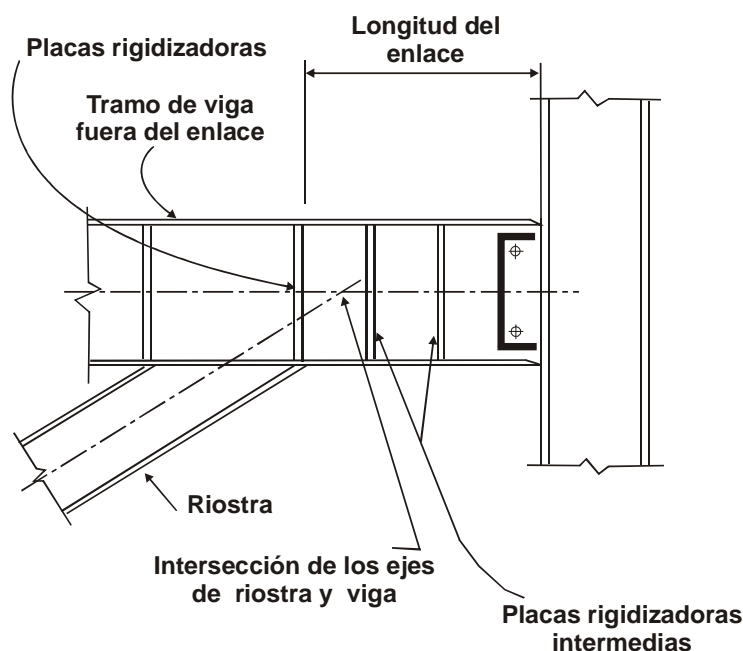


Figura C 15.2. Pódicos arriostrados excéntricamente Unión riostra-enlace adyacente a un nudo viga-columna.

C 15.6. RIOSTRAS Y TRAMO DE VIGA UBICADO FUERA DEL ENLACE

- a) A diferencia de los pódicos sismorresistentes convencionales arriostrados concéntricamente, las riostras en los pódicos sismorresistentes arriostrados excéntricamente pueden estar sujetas a significativos momentos flectores. Acorde con ello, tanto la viga como la riostra, deberían ser diseñadas como vigas o columnas para cumplir los requerimientos del artículo 15.6.

Para el tramo de viga fuera del enlace, debería diseñarse un sistema de arriostramiento adecuado, para mantener su estabilidad bajo la acción de los momentos y los esfuerzos axiales generados por el enlace, tal como lo requiere el artículo 15.6.d).

Los ensayos han demostrado que una plastificación limitada del tramo de viga fuera del enlace, no es perjudicial para el comportamiento del pódico. En muchos casos esta plastificación no puede ser evitada (Engelhardt y Popov, 1989a). Sin embargo, la resistencia a la flexión combinada de la viga y riostra, reducida por la presencia del esfuerzo axial, debería ser adecuada para soportar el momento extremo del enlace.

Para los pódicos sismorresistentes arriostrados excéntricamente con ángulos muy pequeños entre la viga y la riostra y/o pódicos sismorresistentes del mismo tipo con enlaces largos, los requerimientos del artículo 15.6. podrían dar como resultado riostras de grandes secciones y en casos extremos, platabandas en vigas o secciones armadas.

De esta forma, se prefieren aquellos pódicos sismorresistentes con ángulos riostra-viga mayores a 40° , y enlaces cortos. El lector puede remitirse a Engelhardt y Popov, 1989 a y b, para mayores detalles.

- b) Las deformaciones inelásticas están limitadas principalmente a los enlaces. De acuerdo con ello la riostra y los tramos de viga fuera del enlace deberán ser diseñados para resistir los esfuerzos máximos que puedan generarse por el enlace, incluidos las consideraciones de sobrerresistencia, endurecimiento por deformación, y los efectos del sistemas de piso compuestos.

En la bibliografía se aplica generalmente un factor de sobrerresistencia de aproximadamente **1,5** a la resistencia nominal de un enlace sometido principalmente a corte, para determinar la resistencia requerida para la riostra y la viga. Este factor se desarrolló a partir de ensayos con vigas de secciones comunes por lo que, para secciones mayores, este factor podría ser incrementado.

Usando este factor de sobrerresistencia, la riostra y el enlace se dimensionan con su resistencia de diseño igual a la resistencia nominal ($\phi = 1$), lo que se considera apropiado ya que el factor de sobrerresistencia **1,5** representa una condición de carga extrema tanto para la viga como para la riostra (Engelhardt y Popov, 1989b). Como se especificó en el artículo 15.6.a), se exige que la resistencia de diseño de la riostra exceda las fuerzas correspondientes a R_y veces la resistencia nominal al corte del enlace, incrementado un **25 %** por el endurecimiento por deformación.

Esto es, con $\phi = 0,85$ para compresión axial en la riostra, con $R_y = 1,1$ y el endurecimiento por deformación, el factor efectivo de sobrerresistencia será: $1,25 (1,1) / 0,85 \cong 1,6$ para aceros con baja variabilidad de F_y . Para aceros con alta variabilidad, el factor es aproximadamente igual a **2,2** pues se toma $R_y = 1,5$.

Con $\phi = 0,9$ para flexión en vigas o riostras, el valor del factor efectivo de sobrerresistencia será aproximadamente igual a **1,5** para baja variabilidad de F_y .

Basado en un factor de sobrerresistencia del enlace igual a **1,25 R_y** , la resistencia requerida de la riostra puede tomarse como los esfuerzos generadas por los siguientes valores:

Para $e \leq 2M_p/V_p$	<ul style="list-style-type: none"> • corte en el enlace = 1,25 $R_y V_n$ • momento en el extremo del enlace = $e (1,25 R_y V_n) / 2$
Para $e > 2M_p/V_p$	<ul style="list-style-type: none"> • corte en el enlace = $2 (1,25 R_y M_n) / e$ • momento en el extremo del enlace = 1,25 $R_y M_n$

Las expresiones descritas están basadas en la suposición de que los momentos en los extremos del enlace sean iguales cuando el enlace deforme plásticamente. Para enlaces unidos a columnas con longitudes menores o iguales a **1,3 M_p / V_p** se ha demostrado que los momentos en los extremos del enlace no se equilibran durante la respuesta inelástica (Kasai y Popov, 1986a). Para tal situación, el corte en enlaces y los momentos en los extremos pueden tomarse como lo indica el cuadro siguiente:

- Corte en el enlace **= 1,25 $R_y V_n$**
- Momento del extremo de enlace en la columna **= 0,80 (1,25 $R_y M_n$)**
- Momento del extremo del enlace en la riostra **= $e (1,25 R_y V_n) - 0,80 M_n$**

El esfuerzo de corte en el enlace genera esfuerzos axiales en las riostras y para la mayoría de los pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente, generan también considerables esfuerzos axiales en el tramo de viga fuera del enlace.

La relación entre el esfuerzo axial de la viga o la riostra y el esfuerzo de corte en el enlace, no se ve afectada por la actividad inelástica que experimenta la estructura, sino que está controlada principalmente con la geometría del pórtico (Engelhardt y Popov, 1989a). Consecuentemente, esta relación puede determinarse de un análisis elástico del pórtico y puede usarse para amplificar los esfuerzos axiales de la viga y la riostra a un nivel que se corresponde con el esfuerzo de corte en el enlace, especificado en las ecuaciones definidas anteriormente.

En la unión riostra-enlace, el momento del extremo del enlace será transferido tanto a la columna como a la viga. Si la riostra y la unión permanecen elásticas habiendo considerado la sobrerresistencia de diseño del enlace, se podría tolerar algún tipo de rotación inelástica de baja magnitud, en el tramo de la viga fuera del enlace.

- c) En el diseño de pórticos sismorresistentes arriostrados excéntricamente, es típico considerar que la intersección del eje de la riostra y el eje longitudinal de la viga esté ubicado en el extremo de enlace. Sin embargo, como lo permite el artículo 15.6.c), la unión de la riostra puede ser diseñada con una excentricidad tal que la intersección de los ejes de ambos elementos se encuentre dentro del enlace (ver Figura C 15.3.).

Esta excentricidad en la unión, genera un momento que es opuesto, en signo, al momento del extremo del enlace. Consecuentemente, el valor proporcionado en las ecuaciones expuestas para el momento extremo del enlace, puede ser reducido por el momento generado por esta excentricidad en la unión de la riostra. Esto podría reducir significativamente el momento requerido a ser resistido por la viga y la riostra, y puede ser ventajoso para el diseño.

De lo expuesto, se deduce que la intersección de la riostra y el eje del enlace, no debería estar localizado fuera del enlace, ya que esto incrementa el valor del momento generado en la viga y la riostra.

- d) Si se diseña la unión riostra-enlace como unión articulada, la viga deberá ser diseñada para resistir el momento extremo total del enlace. Esto normalmente ocurriría sólo en pórticos sismorresistentes con enlaces cortos.

Si la riostra está diseñada para resistir una parte del momento extremo del enlace, entonces la unión riostra-enlace deberá ser diseñada como una unión rígida, con restricción completa, como lo requiere el artículo 15.6.d). Varios ensayos con detalles de unión con riostras sujetas a esfuerzos axiales y momentos han sido realizados por Engelhardt y Popov (1989a).

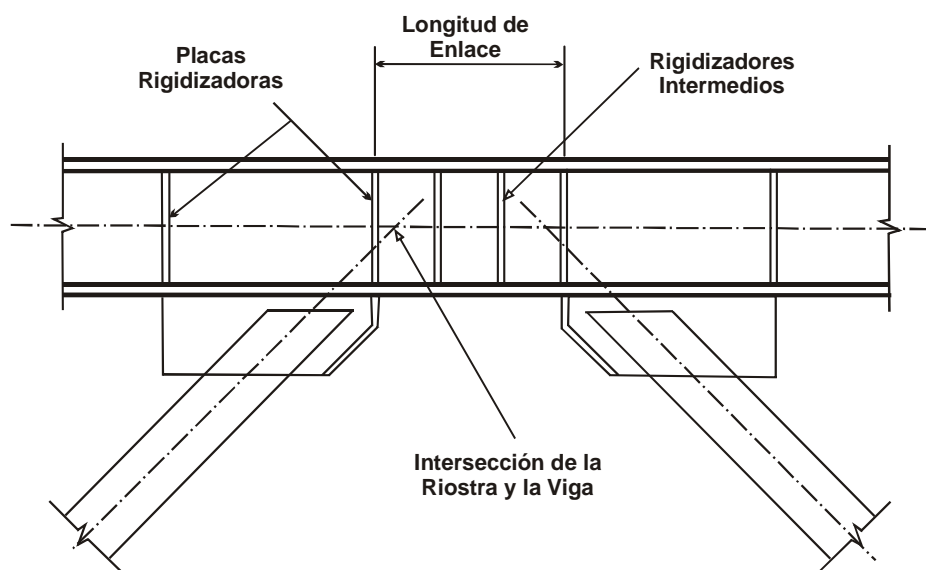


Figura C 15.3. Pódicos arriostrados excéntricos. Unión riostra-enlace.

C 15.7. UNIONES NUDOS VIGA-COLUMNA

En pódicos sismorresistentes arriostrados excéntricos, en los que se presenta un enlace que no es adyacente a una columna y no se produce un esfuerzo axial de importancia en la viga, una unión simple puede ser la más adecuada si la misma provee algún tipo de restricción contra la torsión de la viga. La magnitud de la torsión se calcula a partir de un par de fuerzas perpendiculares, iguales al **1,5 %** de la resistencia nominal a tracción del ala. Estas fuerzas se aplican en direcciones opuestas, sobre cada una de las alas y usando la tensión de fluencia esperada del material.

C 15.8. RESISTENCIA REQUERIDA EN LAS COLUMNAS

Para controlar el comportamiento de un pódico arriostrado excéntrico, en el cual la plastificación del enlace es la principal fuente de disipación de energía, se requiere una estimación de las acciones máximas que puedan ser generadas en las columnas.

Como la resistencia al corte de un enlace adyacente a una columna es potencialmente mayor que la resistencia nominal debido a la deformación por endurecimiento, la columna requiere ser diseñada para resistir los esfuerzos axiales y momentos transmitidos por la unión, incrementados por al menos **1,1** veces la resistencia nominal esperada del enlace (como la definida en el artículo 15.6.a).

Esta evaluación de la resistencia en la columna se hace para este tipo de pódicos sismorresistentes, adicionalmente a aquellas especificadas en el Capítulo 8, el que es aplicable para cualquier estructura.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 16.

ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

Para asegurar la respuesta dúctil, es necesario que los pórticos sismorresistentes de acero cumplan con los requerimientos de calidad apropiados para cada componente o elemento de la estructura, estipulados en los **Reglamentos CIRSOC 301-2005**, e **INPRES-CIRSOC 103-2005**, en las normas IRAM-IAS correspondientes y en toda otra norma vigente en nuestro país referida al aseguramiento de la calidad.

Por otra parte, estas prescripciones exigen que se implemente un plan de aseguramiento de calidad, especificada por la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación.

El contratista podría implementar previamente dicho plan, como parte de las operaciones convencionales. De esta forma la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación deberá evaluar el aseguramiento de la calidad necesario para cada proyecto en particular considerando lo establecido según el plan propuesto por la empresa constructora.

Si se necesita contar con información adicional como por ejemplo, detalles de uniones novedosas, métodos no convencionales de construcción, etc., deberán considerarse los requerimientos suplementarios apropiados.

El método principal para evaluar las soldaduras lo constituye las inspecciones visuales, antes, durante y después del soldado, rigiéndose por los requerimientos de calidad establecido por el Reglamento CIRSOC 304-2007. Las uniones serán inspeccionadas antes del inicio de la soldadura para evaluar la ubicación y el acomodamiento de los elementos, la preparación de muescas y ranuras, espacios, alineamientos de los elementos y otras variables.

Después que la unión se haya soldado, se procederá a su evaluación de acuerdo con lo prescrito por el Reglamento CIRSOC 304-2007 y por la norma IRAM-IAS U-500-164. Se recomienda el uso de métodos de inspección no destructivos para verificar la firmeza de la soldadura sujeta a esfuerzos de tracción, como parte de una estructura sismorresistente.

El área **k** de las columnas de alas anchas puede tener una reducida resistencia a la flexión por impacto Charpa. Las recomendaciones preliminares (AISC, 1997) desalentaban la ubicación de soldaduras en esta área debido a la susceptibilidad a agrietamientos pos soldadura que había ocurrido en proyectos en el pasado. Cuando tengan que colocarse esas soldaduras, se considera necesario realizar inspecciones para verificar que tal agrietamiento no haya ocurrido. Típicamente, tales inspecciones incorporarían partícula magnética o ensayos de penetración con colorantes con los criterios de aceptación especificados en AWS D1.1 o en la norma IRAM-IAS correspondiente. La frecuencia requerida de tales inspecciones debería especificarse en los documentos del contrato.

Una referencia para la preparación de un plan de aseguramiento de la calidad para PENA y PINA, así como para otros sistemas sismorresistentes es FEMA 353, "Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment Frame Construction for Seismic Applications".

COMENTARIOS AL APÉNDICE.

REQUISITOS PARA ENSAYOS CÍCLICOS DE UNIONES VIGA-COLUMNA Y ENLACE-COLUMNA

C A1. ALCANCE Y PROPÓSITO

El desarrollo de los ensayos de nudos viga-columna de estructuras de acero, se intensificó por la ocurrencia repetitiva de las roturas en las soldaduras de las uniones durante el terremoto de Northridge. Para mejorar el desempeño de dichas uniones en terremotos futuros, se requieren los ensayos de laboratorio y así identificar problemas potenciales en el diseño, detallamiento, materiales o métodos constructivos a ser utilizados en estructuras sismorresistentes. Los requerimientos de ensayos aquí planteados reflejan la incapacidad de predecir confiablemente por métodos analíticos solamente, el comportamiento de las uniones bajo severos ciclos de cargas.

Se reconoce que los ensayos pueden resultar onerosos, con un gran consumo de tiempo. En consecuencia, este Apéndice establece requerimientos mínimos de ensayos para lograr una seguridad razonable de las uniones ensayadas y consecuentemente un desempeño satisfactorio de la estructura ante un terremoto real. Cuando las condiciones del edificio real difieran significativamente de las condiciones de ensayo prescriptas, podrían necesitarse ensayos adicionales no contemplados en el presente Apéndice, que aseguren el desempeño satisfactorio de la unión.

Muchos de los factores que inciden en el comportamiento de una unión bajo sismos severos no están completamente entendidos. Consecuentemente, se deberán proveer las condiciones de ensayo semejantes a aquellas encontradas en el edificio real para la mejor representación del desempeño esperado para una unión.

No es intención de estas prescripciones que se lleven a cabo ensayos de uniones de un proyecto específico basados en una rutina para proyectos de construcción de edificios. En la mayoría de los casos, pueden ser usados los ensayos provistos por la bibliografía, para demostrar que una unión satisface los requerimientos de resistencia y rotación plástica de éstas especificaciones. Tales ensayos, sin embargo deberán satisfacer los requerimientos del presente Apéndice.

Aunque, estas prescripciones tratan predominantemente los ensayos sobre nudos viga-columna, ellas también han de ser aplicadas en ensayos cíclicos de las uniones enlace-columna para un pórtico arriostrado excéntricamente. No ha habido reporte de daños en este tipo de uniones durante el sismo de Northridge. Pero dado que el número de edificios arriostrados excéntricamente con este tipo de uniones, era insuficiente en el momento de ocurrencia del mencionado sismo, no se puede concluir con certeza que el comportamiento de tales uniones sea satisfactorio. Muchas de las condiciones que contribuyeron para lograr un pobre desempeño de las uniones sometidas a flexión durante el terremoto de Northridge, pueden también presentarse en las uniones enlace-columna de

un pórtico arriostrado excéntricamente. Consecuentemente los mismos requerimientos de ensayos se aplican a ambos tipos de uniones.

Mientras se desarrolle un programa de ensayos, el diseñador deberá ser consciente que la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación puede imponer requerimientos de ensayos y reportes adicionales, no contemplados en este Apéndice. Previo al desarrollo de un programa de ensayos, deberá ser consultada la Autoridad Fiscalizadora o de Aplicación, para asegurarse que dicho programa cumple con todas las exigencias de aplicabilidad. Aún cuando no se requiera el diseñador podría encontrar la información sobre el desarrollo de un plan de ensayo, contenida en la bibliografía pertinente.

Ejemplos de lineamientos de ensayo o requerimientos desarrollados por otras organizaciones o agencias incluyen las publicadas por **SAC FEMA, 2000 a; SAC, 1997**.

C A3. DEFINICIONES

Distorsión lateral de piso

La distorsión lateral de piso desarrollada por un espécimen de unión a ensayar es el criterio principal de aceptación para una unión viga-columna. En un edificio real, la distorsión lateral de piso se computa como el desplazamiento relativo entre dos niveles dividido por la altura de piso, e incluye las componentes de deformación elástica e inelástica. Para un espécimen de ensayo, la distorsión lateral de piso puede usualmente computarse de manera directa midiendo los desplazamientos en el espécimen de ensayo. Los lineamientos para computar la distorsión lateral de piso de un espécimen de unión a ensayar están provistos por **SAC (1997)**.

Uno de los parámetros clave medido en un ensayo de una unión es la rotación inelástica que pueda desarrollarse en el espécimen. Previamente, en estas previsiones, la rotación inelástica fue el principal criterio de aceptación para uniones viga-columna en pórticos no arriostrados. El criterio de aceptación en este Reglamento está ahora basado en la distorsión lateral de piso, que incluye las rotaciones elásticas e inelásticas. Sin embargo, la rotación inelástica provee una indicación importante del desempeño de la unión en terremotos y debería aún ser medida y reportada en los ensayos de uniones. Los investigadores han usado una variedad de definiciones diferentes para la rotación inelástica de especímenes de ensayo en el pasado, haciendo difícil las comparaciones entre ensayos. Para promover consistencia en cómo se informan los resultados de ensayos, este Reglamento requiere que la rotación inelástica se compute con base en la suposición de que toda la deformación inelástica de un espécimen de ensayo se concentre en un solo punto en la intersección del eje de la viga con el eje de la columna. Con esta definición, la rotación inelástica es igual a la porción inelástica de la distorsión lateral de piso.

Previamente, la rotación inelástica se definió de manera que se computara a la cara de la columna. La definición ha sido cambiada al eje de la columna para ser consistente con las recomendaciones de **SAC (Sac, 1997; FEMA, 2000 a)**.

El cómputo de la rotación inelástica requiere un análisis de las deformaciones de los especímenes de ensayos (**SAC, 1997**).

Para ensayos de uniones enlace-columna, el parámetro de aceptación clave es la rotación del enlace. El ángulo de rotación del enlace se computa con base en un análisis de las deformaciones del espécimen de ensayo, y puede normalmente computarse como la porción inelástica del desplazamiento relativo extremo entre los extremos del enlace, dividido por la longitud del enlace. Ejemplos de tales cálculos puede encontrarse en Kasai y Popov (1986 c), Ricles y Popov (1987) y Engelhardt y Popov (1989 a).

C A4. REQUISITOS PARA ENSAYOS DE SUBENSAMBLAJES

Se han utilizado diferentes tipos de subensamblajes y modelos para el ensayo de uniones sometidas a flexión. Un subensamblaje está dispuesto en un plano y consiste en una columna con una viga(s) conectada a uno o ambos lados de la columna. El modelo puede ser cargado desplazando el extremo de la viga(s), o el extremo de la columna. En la bibliografía pertinente se puede encontrar una gran variedad de este tipo de configuración.

En estas prescripciones los modelos generalmente no necesitan la aplicación de una losa adherida o una carga vertical en la columna. Sin embargo, tales efectos podrían tener una influencia decisiva en el comportamiento de la unión y debería considerarse su inclusión en los programas de ensayos, con el objeto de obtener una aproximación más realista.

Ensayos con otros tipos de subensamblajes podrían ser apropiados para estimular condiciones de proyecto específicas, tales como especímenes con vigas conectadas en direcciones ortogonales a una columna. Un vano de acero conformado por una columna y una viga, representa un subensamblaje mínimo aceptable para un ensayo de unión sometida a flexión. De esta forma, deben considerarse subensamblajes más extensamente usados que representan más fielmente las condiciones reales del Proyecto Estructural para obtener resultados más confiables.

C A5. PRINCIPALES VARIABLES DEL ENSAYO

C A5.1. Fuentes de rotación inelástica

Esta sección intenta asegurar que la rotación inelástica del modelo se desarrolle en los mismos elementos y/o elementos de unión, que se espera se produzca en el prototipo. Por ejemplo, si la unión del prototipo se diseña de tal forma que esencialmente, toda la deformación inelástica se desarrolla por plastificación de la viga, entonces el modelo ha de diseñarse y ejecutarse de la misma forma. No sería aceptable, por ejemplo, un modelo que desarrolle su deformación inelástica completa a través de la fluencia del panel nodal, para representar la unión de un prototipo donde se espera que la plastificación por flexión de la viga sea la acción inelástica predominante.

Debido a las variaciones normales en las propiedades de los materiales la ubicación real de la acción inelástica puede variar de la esperada ya sea en el modelo, como en el prototipo. Consecuentemente, se permite cierta tolerancia al aceptar como correcto que el **75 %** de la rotación inelástica se produzca en el elemento esperado.

Así, según el ejemplo dado, cuando en el prototipo se espera que toda la rotación inelástica se desarrolle con plastificación por flexión en la viga, al menos se requiere que se logre el **75 %** de toda la deformación inelástica del modelo, para calificar adecuadamente la unión.

Según el tipo de unión, se pueden presentar plastificaciones o deformaciones inelásticas en más de un elemento o elemento de unión. Por ejemplo, en algunos tipos de uniones, la fluencia se concentra en la viga, dentro del panel nodal, o en ambos. La distribución real de la plastificación entre la viga y el panel nodal, puede variar dependiendo de las dimensiones de la viga y de la columna, espesor de las placas nodales de refuerzo y de la tensión de fluencia esperada de la viga, columna y placas nodales de refuerzo.

C A5.2. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS

El objetivo de este artículo es establecer las especificaciones para que los elementos que componen el modelo se elaboren a escala natural, tan aproximada al tamaño del prototipo, como la práctica lo permita. El propósito de esta prescripción es asegurar que ningún efecto adverso de escala interfiera en el comportamiento del modelo.

Como las vigas presenten secciones de importante magnitud, la habilidad de desarrollar rotaciones inelásticas puede verse disminuida (Roeder y Foutch, 1996; Blodgett, 1995).

Aunque los efectos debidos a la escala no están completamente entendidos, existen al menos dos posibles efectos indeseables que han sido identificados y deben evitarse:

- Para una viga alta, se requieren grandes deformaciones inelásticas para desarrollar el mismo nivel de rotaciones prescriptas.
- Las condiciones de restricción de bordes, asociadas a elementos de sujeción gruesos y utillaje necesario para la ejecución del ensayo, que producen perturbaciones.

Debido a los mencionados efectos de un ensayo a escala, los tamaños de las vigas usadas en los modelos deberán respetar los límites prescriptos en este artículo.

Este artículo sólo especifica las restricciones relacionadas con los resultados de los ensayos en función de la escala utilizada. No hay restricciones cuando el modelo se escala a dimensiones menores respecto del prototipo.

No se han definido tales restricciones para evitar excesivos requerimientos de ensayo y porque la evidencia disponible actualmente sugiere que los efectos adversos de escala se producen con mayor probabilidad cuando se utilizan modelos a escala incrementada que sobre aquellos a escala reducida.

Además, se debe tener un especial cuidado al utilizar los resultados provenientes de ensayos realizados sobre modelos a escalas mayoradas para definir el comportamiento de elementos de menor sección. Es preferible obtener resultados de ensayos usando modelos que sean una representación realística del prototipo a utilizar.

Cuando se seleccione el tamaño de una viga para un modelo, otros factores deberían considerarse además de la altura y el peso. Uno de ellos son las relaciones ancho-espesor (***b/t***), del ala y el alma de viga. Tales relaciones, pueden tener una influencia significativa en el desempeño de los modelos que desarrollan rotaciones plásticas por flexión en la viga, ya que vigas con relaciones altas, desarrollan pandeos locales para niveles bajos de rotación inelástica, con respecto a aquellas con relaciones bajas. Este pandeo local causa una degradación en la resistencia de la viga y podría también reducir la demanda de esfuerzos en la unión.

Una viga con relaciones muy bajas de b/t , podría experimentar muy poco o ningún pandeo, y por ello someterá a las uniones a momentos más elevados.

Por otro lado, una viga con alta relación b/t , experimentaría altas deformaciones localizadas en alas y almas, lo que podría generar el inicio de la rotura. Consecuentemente, es deseable ensayar vigas con diferentes relaciones ancho-espesor de sus elementos, para evaluar sus efectos.

No existen restricciones específicas sobre el tamaño de las columnas usadas en el modelo, para evitar requerimientos onerosos de ensayos. Sin embargo, la dimensión de la columna se elige para que se produzcan deformaciones inelásticas en los elementos apropiados del modelo, de acuerdo a los requerimientos del artículo A 5.1. A pesar de la falta de restricciones, se aconseja elegir el tamaño de la columna que represente fehacientemente las columnas del prototipo.

C A5.5. RESISTENCIA DEL MATERIAL

La tensión real de fluencia del acero a usar puede ser considerablemente más grande que su valor nominal. Niveles altos de tensión real de fluencia en elementos que proveen rotación inelástica por plastificación pueden ser dañinos para el desempeño de la unión, al desarrollar esfuerzos importantes en las uniones, antes de la plastificación. Por ejemplo, consideremos el diseño de una configuración en la cual se desarrolla una deformación inelástica por plastificación en la viga, y la misma está conformada por un acero con una tensión nominal de **360 MPa**. Si la viga tiene una tensión real de fluencia de **400 MPa**, la unión debe resistir un momento que es un **50 %** mayor que el calculado con una tensión de **360 MPa**. Consecuentemente, este apartado requiere que los materiales usados para el modelo representen esta posible condición de sobrerresistencia.

C A5.6. SOLDADURAS

La intención de estas prescripciones es asegurar que las soldaduras en los modelos de ensayos sean tan parecidas como sea posible a las del prototipo. Por ello, se requiere que los parámetros de soldadura, tales como el amperaje y el voltaje, están dentro del campo establecido por el proveedor del material de aporte. Otras variables esenciales, tales como el grado de acero, tipo de unión, etc., serán exigidas por el Reglamento CIRSOC 304-2007 y en las normas IRAM-IAS correspondiente.

C A6. HISTORIA DE LOS DESPLAZAMIENTOS

La secuencia de carga prescrita en el artículo A.6. para uniones viga-columna está tomada de la publicación SAC/BD-97/02, "Protocolo para la Fabricación, Inspección, Ensayo Documentación de Ensayos de Uniones Viga-Columna y Otros Especímenes Experimentales" (SAC, 1997). Este documento debería considerarse para mayores detalles de la secuencia de carga, así como para mayor información adicional sobre los procedimientos de ensayo. La secuencia de carga prescrita no intenta representar las demandas producidas por un terremoto real. Esta secuencia de carga fue desarrollada basada en una serie de análisis no lineales paso a paso de estructuras aporticadas de acero sometidas a diferentes terremotos. Se consideraron la máxima deformación, así

como la deformación acumulada y la energía disipada soportadas por las uniones viga-columna para establecer la secuencia de carga prescrita y los criterios de aceptación de la unión. Si un diseñador realiza un análisis no lineal paso a paso de una estructura apertada para evaluar las demandas en las uniones viga-columna, necesitará mucho criterio cuando compare las demandas en las uniones predichas por el análisis con las demandas del espécimen de unión usando la secuencia de carga prescrita. Sin embargo, en general, puede esperarse que una unión posea un desempeño satisfactorio si la deformación plástica acumulada, y la energía total disipada por el espécimen de ensayo antes de la falla, son iguales o mayores que las mismas cantidades predichas por el análisis paso a paso no lineal. Cuando se evalúa la deformación plástica acumulada, debería considerarse la rotación total (elástica más plástica) y la rotación inelástica en la unión. Para mayor información, puede consultarse el documento SAC/BD-00/10.

La secuencia de carga especificada en SAC/BD-97/02 fue desarrollada específicamente para uniones en pórticos no arriostrados, y puede no ser apropiada para ensayar uniones enlace-columna en pórticos arriostrados excéntricamente. La deformación inelástica en pórticos arriostrados excéntricamente generalmente se inicia a distorsiones laterales de piso mucho menores que las correspondientes a pórticos no arriostrados. Los ciclos de carga prescritos para especímenes de uniones de pórticos no arriostrados, generalmente estarán dentro del campo elástico para distorsiones laterales de piso menores que **0,01** radianes. Sin embargo, para pórticos típicos arriostrados excéntricamente, la fluencia en los enlaces puede iniciarse a distorsiones laterales menores que **0,00375** radianes. Consecuentemente, el usar la secuencia de carga prescrita para pórticos no arriostrados puede resultar en un número excesivo de ciclos de carga inelásticos para un espécimen de ensayo de un pórtico arriostrado excéntricamente. Más aún, la relación entre distorsión lateral y ángulo de rotación del enlace en un PAE es dependiente de la geometría del pórtico. Consecuentemente, prescribir una historia de carga para ensayos de uniones enlace-columna basada en la distorsión lateral de piso puede conducir a resultados de ensayos inconsistentes. Como los criterios de aceptación para uniones enlace-columna están basados en el ángulo de rotación del enlace, prescribir una historia de carga basada en él, proveerá resultados más consistentes. No se ha desarrollado una secuencia de carga estándar para ensayar uniones enlace-columna. La secuencia de carga prescrita en A.6. se eligió con base en criterio ingenieril y en una revisión de las secuencias típicas de carga usadas en ensayos pasados de PAE.

La secuencia de carga especificada en ATC-24 “Lineamientos para Ensayos Sísmicos Cíclicos de Componentes de Estructuras de Acero” (Applied Technology Council, 1992) se considera como una alternativa aceptable a las prescritas en los artículos A.6.2. y A.6.3. Más aún, cualquier otra secuencia de carga puede usarse para uniones viga-columna de pórticos no arriostrados o para uniones viga-columna de pórticos no arriostrados o para uniones enlace-columna, mientras sea equivalente o más severa que las prescritas en los artículos A.6.2. y A.6.3. Para que se la pueda considerar como equivalente o más severa, las secuencias de cargas alternativas deberían cumplir con los requerimientos siguientes:

- 1) el número de ciclos de carga inelásticos deberían ser al menos igual al correspondiente a la secuencia de carga prescrita; y
- 2) la deformación plástica acumulada debería ser al menos igual a la deformación plástica acumulada que resulta de aplicar la secuencia de carga prescrita.

No se requieren aplicaciones dinámicas de carga. El uso de ciclos de carga aplicado en forma pseudoestática como los que usualmente se reportan en la bibliografía especializada para ensayos de uniones, es aceptable para los objetivos que persiguen las especificaciones aquí contenidas. Se reconoce que las cargas dinámicas encarecen considerablemente el costo de los ensayos, y son pocos los laboratorios que poseen la infraestructura para cargar dinámicamente modelos de ensayo a escala natural. Además, las investigaciones disponibles de efectos de cargas dinámicas sobre uniones de acero, no han demostrado una apremiante necesidad por ensayos de este tipo.

A pesar de ello, la aplicación de una secuencia de carga dinámica requerida, usando velocidades de cargas típicas de sismos reales, probablemente proveerá una mejor indicación del desempeño esperado de la unión y debería ser considerado cuando fuere posible.

C A8. REQUERIMIENTOS DE ENSAYOS DE MATERIALES

Se exige el ensayo a tracción del acero que conforma los elementos del modelo; vigas, columnas y elementos de unión. Estos ensayos se requieren para ser consecuente con las prescripciones del artículo A 5.5, y permitir un análisis adecuado de la respuesta del modelo. Por tal motivo, no se permite el uso, de los valores de la tensión de fluencia proporcionado por el proveedor o el fabricante de aceros. Tales valores podrían no representar adecuadamente la tensión de fluencia de los elementos que conforman el modelo. Las variaciones pueden producirse debido al método de ensayo utilizado o a la ubicación de la muestra del material en el universo a ensayar.

Para la determinación de la tensión de fluencia del material, deberán seguirse las prescripciones de la norma IRAM-IAS U 500-102.

Para elementos sujetos a deformaciones cíclicas inelásticas, el punto superior de fluencia en una curva carga deformación, puede proveer un comportamiento erróneo del material usado en el prototipo. Por lo tanto no se permite en este artículo que se considere tal valor para caracterizar la tensión de fluencia del material. Se exige que la tensión de fluencia se determine como la tensión que se alcanza cuando se tiene el **0,002** de deformación específica.

En este artículo sólo se requieren ensayos de tracción, aunque podrían considerarse como un complemento válido algunos ensayos adicionales de materiales, para interpretar y extrapolar los resultados obtenidos sobre el modelo. Ejemplos de ensayos adicionales podrían ser útiles en ciertos casos, incluyendo el ensayo de resistencia a la flexión por impacto Charpy, dureza del material, análisis químicos y otros. Sería apropiado considerar estos ensayos adicionales cuando así se lo requiera.

C A10. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN

Se requiere un mínimo de dos ensayos para cada condición del prototipo en los que las variables definidas en el artículo A.5, permanecen inalterables. Sin embargo, se advierte al diseñador, que en general dos ensayos no proveen una evaluación completa de las capacidades, limitaciones y confiabilidad de una unión. Así, cuando sea posible, es muy deseable contar con datos de ensayos adicionales, para lograr una mejor evaluación de la respuesta esperada de una unión sometida a cargas laterales.

Cuando se analice la conveniencia de una unión propuesta, es aconsejable evaluar y registrar detalles de su comportamiento general, además de su capacidad de rotación inelástica, por ejemplo considerar el mecanismo que controla la falla.

Así, una unión que tiene una degradación lenta por pandeo local, es preferible a una unión que exhibe un modo de falla más frágil, tal como la rotura de soldadura, rotura del alma de viga, etc., aunque ambas uniones alcancen la rotación inelástica requerida.

Además, el Proyectista o Diseñador Estructural deberá considerar cuidadosamente las implicancias de un ensayo poco exitoso. Por ejemplo, considerar una situación donde cinco ensayos fueran ejecutados sobre un modelo particular de unión, dos de ellos alcanzan exitosamente los criterios de aceptación, pero los demás fallan prematuramente. Esta unión podría ser aceptada bajo las especificaciones aquí contenidas, ya que sólo se exigen dos ensayos. Pero, es claro que el número de modelos fallados indica problemas potenciales con la confiabilidad de la unión.

Por otro lado, la falla de una unión ensayada en laboratorio no debería, por sí misma, eliminar la configuración para posteriores consideraciones. Mientras se investiguen, entiendan y corrijan, las causas de la falla y la unión sea nuevamente ensayada, la unión cumplirá más acabadamente los criterios de aceptación.

De esta forma, mientras los criterios de aceptación proporcionados en estas prescripciones han sido intencionalmente simples, la elección de una unión confiable, segura y económica aún requiere la aplicación de un criterio profesional aceptable.

REFERENCIAS

American Institute of Steel Construction, Inc., 1999, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, Inc., 1997, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction, Inc., 2002, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC, Chicago, IL.

Federal Emergency Management Agency, 2000a, *FEMA 350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, FEMA, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency, 2000b, *FEMA 351 Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Welded Moment-Resisting Steel Frame Structures*, FEMA, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency, 2000c, *FEMA 352 Recommended Post-Earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Moment-Resisting Steel Frame Structures*, FEMA, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency, 2000d, *FEMA 353 Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications*, FEMA, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency, 2000e, *NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings*, FEMA, Washington, D.C.

