

# Reglamento INPRES-CIRSOC 103

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



Instituto Nacional de  
Prevención Sísmica

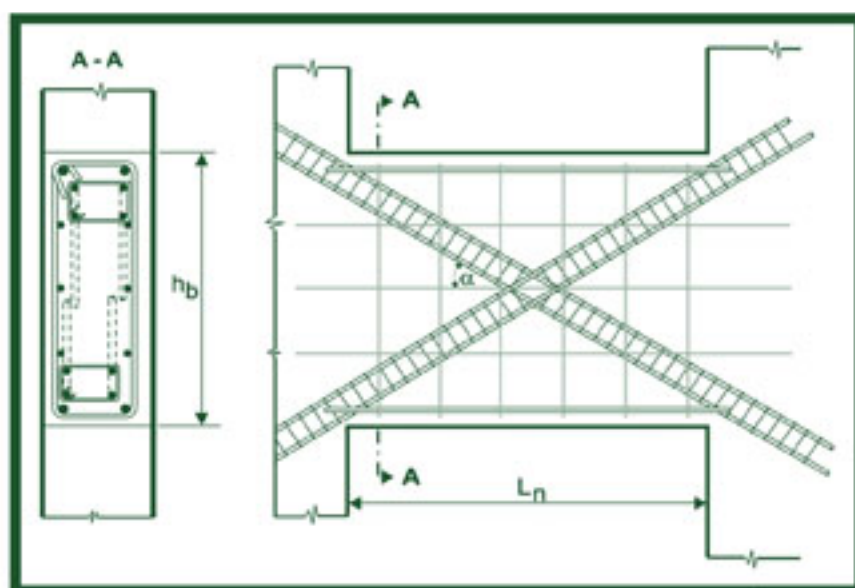
## INTI

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 II**

***CONSTRUCCIONES DE  
HORMIGÓN ARMADO***

**Julio 2005**

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

***PARTE II  
CONSTRUCCIONES DE  
HORMIGÓN ARMADO***

***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](http://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](mailto:cirsoc@mecon.gov.ar)  
[cirsoc@inti.gob.ar](mailto:cirsoc@inti.gob.ar)  
[www.inti.gob.ar/cirsoc](http://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 II***

***Ing. Alejandro P. Giuliano***

***Colaboradores***

***Edición 2000***

***Ing. Rodolfo García Pujador***

***Ing. Marcelo E. Martínez***

***Edición 2005***

***Ing. Jorge Amado***

# **Agradecimientos**

*Participaron también en la revisión del documento los Ingenieros Marcelo Rubinstein y Oscar Möller del Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras –IMAE– de la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario, cuyos aportes se han incorporado a esta versión.*

*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.*

## PRÓLOGO

Esta edición 2005 de la Parte II “Construcciones de Hormigón Armado” se enmarca dentro de la nueva generación de reglamentos nacionales de seguridad estructural impulsada por el INTI-CIRSOC, a partir de la decisión de actualizar todo 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, el nuevo **Reglamento para Construcciones Sismorresistentes de Hormigón Armado**, refleja los avances producidos en el estado del conocimiento y de la práctica profesional.

A pesar de que la capacidad actual para predecir las características de los movimientos sísmicos es demasiado pobre, y que además, resulta difícil evaluar todos los aspectos del comportamiento de una estructura compleja cuando se encuentra sometida a un terremoto destructivo, es posible diseñarla para que se comporte adecuadamente ante este tipo de eventos, si se la dota de amplia capacidad de disipación de energía a fin de cubrir las grandes e inciertas fluctuaciones de la demanda.

En tal sentido, esta Parte II incorpora el denominado “Diseño por Capacidad”, desarrollado durante el último cuarto de siglo en Nueva Zelanda y cuya aplicación ha ido extendiéndose paulatinamente en el mundo. Se ha puesto especial énfasis en el diseño y detallado de la estructura, más que en procedimientos de análisis elásticos sofisticados, los cuales no justifican su supuesta precisión cuando se espera que la estructura responda en el campo inelástico.

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

Se han considerado las características propias de nuestra realidad en lo que hace a materiales – hormigón y acero – y a la práctica constructiva. El ordenamiento pretende seguir la secuencia normal de la práctica profesional.

INGA. MARTA S. PARMIGIANI  
Directora Técnica  
INTI-CIRSOC

ING. ALEJANDRO P. GIULIANO  
Director Nacional  
INPRES

# ÍNDICE

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES

C1.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
C1.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	2
C1.2.1. Hormigón	2
C1.2.2. Acero	2
C1.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS	3
C1.5. MÉTODO DE DISEÑO	3
C1.6. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	4

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 2. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

C2.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO	7
C2.1.1. Mecanismo de colapso	7
C2.2. DISEÑO DE VIGAS	8
C2.2.1. Limitaciones dimensionales	8
C2.2.2. Rigidez	9
C2.2.3. Momentos de diseño	10
C2.2.5. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas	11
C2.2.6. Armadura longitudinal	11
C2.2.7. Armadura transversal en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas	13
C2.2.8. Resistencia al corte	14
C2.2.9. Anclajes	17
C2.2.10. Empalmes	19
C2.3. DISEÑO DE COLUMNAS	20
C2.3.1. Limitaciones dimensionales	20
C2.3.2. Rigidez	20
C2.3.3. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas	20
C2.3.4. Momentos de diseño	21
C2.3.5. Esfuerzos axiales de diseño	24
C2.3.6. Resistencia a flexión y esfuerzo axial	25
C2.3.7. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas	25
C2.3.9. Armadura transversal	26
C2.3.10. Esfuerzo de corte de diseño	28
C2.3.11. Resistencia al corte	29



C2.3.12.	Anclajes	30
C2.3.13.	Empalmes	30
C2.4.	DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA	31
C2.4.2.	Limitación de la tensión nominal horizontal de corte	31
C2.4.3.	Anclajes	31
C2.4.4.	Armadura transversal	31
C2.4.5.	Armadura vertical	32
C2.4.6.	Nudos con columnas anchas y vigas angostas	32
C2.4.7.	Nudos excéntricos	32

### **COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3.**

#### **TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO**

C3.1.	CLASIFICACIÓN	33
C3.2.	REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO	33
C3.2.2.	Ductilidad global de la estructura	33
C3.3.	LIMITACIONES DIMENSIONALES	34
C3.4.	RIGIDEZ	35
C3.5.	DISEÑO A FLEXIÓN	36
C3.5.1.	Redistribución de momentos	36
C3.5.2.	Ancho efectivos de las alas	36
C3.5.3.	Momentos de diseño en la base	37
C3.5.4.	Armadura longitudinal	37
C3.5.5.	Interrupción en altura de la armadura longitudinal	37
C3.5.6.	Armadura transversal	38
C3.6.	DISEÑO AL CORTE	39
C3.6.1.	Esfuerzo de corte de diseño	39
C3.6.2.	Resistencia al corte	40
C3.7.	EMPALMES	40
C3.8.	REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS	41
C3.8.1.	Diseño de vigas de acoplamiento	41
C3.8.2.	Diseño de tabiques	41
C3.9.	REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES POCO ESBELTOS	42
C3.9.1.	Corte por deslizamiento	42
C3.9.2.	Armadura horizontal	43
C3.9.4.	Tabiques con aberturas dispuestas en forma irregular	43

<b>COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4.</b>	
<b>SISTEMAS PÓRTICO-TABIQUE SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO</b>	
C4.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO	45
C4.1.1. Ductilidad Global de la estructura	45
C4.2. DISEÑO DE PÓRTICOS	45
C4.3. DISEÑO DE TABIQUES	46
C4.3.1. Interrupción en altura de la armadura longitudinal	46
C4.3.2. Esfuerzo de corte de diseño	46
<b>COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5. DIAFRAGMAS</b>	
C5.1. CAMPO DE VALIDEZ	47
C5.2. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO	47
C5.3. DIAFRAGMAS DE HORMIGÓN COLADO IN SITU	47
C5.4. DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ELEMENTOS PREMOLDEADOS	48
<b>COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6. FUNDACIONES</b>	
C6.1. CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO	49
C6.2. CLASIFICACIÓN	49
C6.3. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL	49
C6.4. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA ELÁSTICA	49
C6.4.1. Fundaciones con respuesta elástica	49
C6.4.2. Fundaciones con respuesta dúctil	50
C6.4.3. Fundaciones para tabiques sismorresistentes con giro rígido	50
C6.5. FUNDACIONES PARA ESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL	50
C6.6. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA PILOTES	50
C6.6.1. Zonas de formación potencial de rótulas plásticas	50
C6.6.2. Armadura	50
C6.6.3. Cabezales de pilotes	51
<b>COMENTARIOS AL CAPÍTULO 7.</b>	
<b>ESTRUCTURAS CON DUCTILIDAD LIMITADA</b>	
C7.1. CAMPO DE VALIDEZ	53
C7.2. REQUISITOS GENERALES	54
C7.3. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES	55
C7.3.1. Mecanismo de colapso	55
C7.3.2. Diseño de vigas	62

C7.3.3. Diseño de columnas	62
C7.4. TABIQUES SISMORRESISTENTES	64
C7.4.1. Requerimientos generales de diseño	64
C7.4.2. Limitaciones dimensionales	65
C7.4.3. Armadura longitudinal	65
C7.4.4. Armadura transversal	65
C7.4.5. Confinamiento de la zona comprimida	65
C7.4.6. Corte	65
C7.4.7. Tabiques acoplados	66
C7.5. NUDOS VIGAS-COLUMNAS	66

<b>REFERENCIAS</b>	<b>67</b>
--------------------	-----------

## **ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura C2.1 Mecanismo de colapso en edificios aporticados de varios pisos	9
Figura C2.2 Armadura diagonal para absorber tensiones de corte elevadas en zonas de rótulas plásticas	16
Figura C2.3 Transmisión de fuerza por corte por fricción en barras empalmadas por yuxtaposición.	20
Figura C3.1 Estimación de ancho efectivo de ala en tabiques sismorresistentes.	36
Figura C7.1 Sistemas estructurales con ductilidad limitada.	54
Figura C7.2 Ubicación de rótulas plásticas en vigas.	56
Figura C7.3 Pórticos dúctiles con rótulas plásticas.	59

# COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1.

## REQUISITOS GENERALES

### C 1.1. CAMPO DE VALIDEZ

Esta **Parte II** del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-2005** contiene requerimientos mínimos que se consideran actualmente necesarios, para que las estructuras monolíticas de hormigón armado sean capaces de soportar una serie de oscilaciones en el campo de la respuesta inelástica sin degradaciones críticas de resistencia. Esta demanda de integridad de la estructura en el campo inelástico, está de acuerdo con la magnitud de las acciones sísmicas de diseño, que se reconoce son menores que las correspondientes a la respuesta elástica.

A medida que una estructura de hormigón armado, adecuadamente diseñada y detallada, responda a un movimiento sísmico severo, su rigidez efectiva decrece y su aptitud para disipar energía aumenta. Este proceso tiende a reducir la aceleración de respuesta o las fuerzas horizontales de inercia inducidas, en relación con las obtenidas con un modelo lineal elástico de una estructura no fisurada y ligeramente amortiguada. De esta manera, el uso de las acciones sísmicas de diseño especificadas, requiere que el edificio posea una estructura resistente a acciones sísmicas horizontales que mantenga una porción importante de su resistencia cuando se encuentre sometida a desplazamientos reversibles en el campo inelástico.

Se consideran **3** grupos de sistemas estructurales de hormigón armado, cada uno con sus requerimientos específicos de diseño:

**(a) Estructuras con ductilidad completa**

**(b) Estructuras con ductilidad limitada**

**(c) Estructuras con respuesta elástica**

(a) Las estructuras con ductilidad completa son aquéllas que se diseñan con el menor nivel de resistencia sísmica y la mayor capacidad de ductilidad. En este contexto, ductilidad significa la habilidad que tiene una estructura para deformarse más allá del inicio de la fluencia en el campo plástico sin excesiva pérdida de resistencia. El nivel de los daños dependerá de la magnitud de las deformaciones inelásticas impuestas durante un terremoto.

Las deformaciones en el campo inelástico generalmente se generan por rotaciones en las rótulas plásticas seleccionadas, que normalmente se forman en las secciones donde el momento flexor es máximo.

Para asegurar que la energía se disipará sólo en zonas previamente seleccionadas, deben usarse procedimientos de diseño por capacidad. A menos que la demanda de

ductilidad local en los elementos plastificados sea significativamente mayor que la correspondiente a la ductilidad global, no se necesita computar la capacidad de ductilidad individual de las rótulas plásticas si se cumple con las previsiones estipuladas en esta Parte II.

- (b) Ciertas estructuras o elementos estructurales, en razón de su gran resistencia inherente o por su posición en la estructura, o por que se la considera no apta para ser diseñada con ductilidad completa, pueden tener demandas reducidas de ductilidad o capacidades reducidas de ductilidad. Tales estructuras y elementos estructurales conforman el amplio grupo de sistemas con ductilidad limitada. Estas estructuras o elementos incluyen edificios con disposición irregular de los elementos resistentes a las acciones sísmicas horizontales, tabiques con aberturas irregulares, tamaño y disposición de vigas y columnas que no puedan ser consideradas aptas para una respuesta con ductilidad completa, tales como el caso de pórticos controlados por la carga gravitatoria. Estas estructuras o elementos estructurales deberán diseñarse para que resistan acciones sísmicas mayores que las correspondientes a ductilidad completa. Se espera que esto resulte en demandas menores de ductilidad y, por lo tanto, podrá relajarse el grado de detallado. Como la estructura o los elementos estructurales deben todavía poseer la aptitud de ser dúctiles, es necesario diseñarlos por capacidad.
- (c) En el caso de estructuras que se estima responderán dentro del campo elástico, dependiendo de la aptitud del sistema estructural de desarrollar ductilidad bajo condiciones extremas, deberán considerarse diferentes requerimientos para el detallado de ciertas componentes.

## **C 1.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

### **C 1.2.1. Hormigón**

A medida que aumenta la resistencia del hormigón, se incrementa la demanda de confinamiento y disminuyen las deformaciones correspondientes a la máxima tensión y a la rotura. Esta fragilidad de los hormigones de alta resistencia hace que deba limitarse su resistencia máxima.

### **C 1.2.2. Acero**

La fuente principal de ductilidad de los elementos de hormigón armado es la aptitud del acero de soportar ciclos repetidos de carga a niveles altos de deformación plástica, sin reducciones importantes de tensión. Las relaciones típicas tensión–deformación de los aceros, muestran que la deformación última y la longitud del plateau de fluencia disminuyen a medida que la tensión de fluencia aumenta.

Las características deseables de los aceros para su utilización en construcciones sismorresistentes de hormigón armado son: un plateau de fluencia extendido seguido por un endurecimiento gradual y una baja variabilidad entre la tensión real y la tensión de fluencia especificada. Estas propiedades resultan esenciales para que la aplicación del diseño por capacidad sea efectiva principalmente para lograr que la resistencia al corte de todos los elementos y la resistencia a flexión de las secciones donde no se pretenda la formación de rótulas plásticas, excedan las solicitaciones correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia flexional de dichas rótulas plásticas. Si el acero de la armadura

longitudinal exhibe un endurecimiento prematuro y rápido, la tensión del acero en una sección sometida a una gran demanda de ductilidad puede superar la tensión de fluencia por un margen excesivo. De la misma manera, si el acero tiene una variación considerable en la tensión de fluencia, la resistencia a flexión real en una rótula plástica, puede exceder ampliamente el valor nominal. En ambos casos, el resultado conduce a adoptar altos factores de sobrerresistencia para protegerse contra una falla por corte o por una rotulación plástica inesperada.

Por otro lado, debe existir un balance entre la longitud del plateau de fluencia y la tasa de endurecimiento. Un plateau amplio y una baja tasa de endurecimiento, tienen la ventaja de reducir la sobrerresistencia flexional en las rótulas plásticas, pero tienen la desventaja de acortar la longitud de la rótula plástica, reduciendo la ductilidad como consecuencia de las altas deformaciones a las que se ve sometido el hormigón en una longitud reducida.

Se considera que las prescripciones estipuladas en el artículo 1.2.2. son las necesarias para lograr estos propósitos.

## **C 1.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS**

**C 1.4.1.** Si bien son de aplicación los métodos generales de análisis especificados en el Capítulo 14 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**, resulta necesario introducir algunas modificaciones en el análisis modal espectral para su aplicación al diseño por capacidad.

Originalmente el diseño por capacidad fue desarrollado para aplicarlo con el método estático. Como en este caso las solicitaciones en la estructura están en equilibrio, es lícito amplificar los momentos en las columnas en proporción al factor de sobrerresistencia de las vigas,  $\phi^o_b$ , en los ejes de los nudos. Es claro que los momentos derivados de las fuerzas estáticas equivalentes se utilizan como valores de referencia.

Las solicitaciones obtenidas con el análisis modal espectral, para cada modo de vibración, están en equilibrio. Sin embargo, no lo están las solicitaciones que provienen de la superposición modal. La envolvente obtenida, representa solicitaciones que pueden ocurrir en diferentes instantes de tiempo. Por lo tanto, estas solicitaciones combinadas no están en equilibrio y no pueden utilizarse como valores de referencia.

Teniendo en cuenta que el análisis estático representa, en forma aproximada, la contribución del primer modo de vibración, es lógico utilizar los valores reales correspondientes a ese modo, como valores de referencia.

## **C 1.5. MÉTODO DE DISEÑO**

Las predicciones actuales de las características probables de los terremotos destructivos, no son sino estimaciones burdas. Así, por ejemplo, los terremotos recientes muestran demandas de resistencia mucho mayores – **3 a 4 veces** – que las resistencias mínimas que especifican los reglamentos actuales. Esta crudeza en la estimación de la demanda, obliga a pensar en una estrategia de diseño que, dentro de ciertos límites, se independice de la demanda, y centre la atención en la capacidad que tienen las estructuras de disipar la energía sísmica mediante fuertes incursiones en el campo inelástico o deformaciones plásticas. Centrarse fundamentalmente en la capacidad, en el caso sísmico, significa crear estructuras que sean ampliamente tolerantes a las deformaciones impuestas, esto es, que tengan una capacidad de deformación inelástica muy superior a la máxima demanda

esperada, la cual, como se expuso, es altamente incierta. En este marco, la resistencia mínima especificada por los reglamentos actuales (demanda), es sólo un valor razonable de referencia, que más tiene que ver con el comportamiento observado de estructuras ante terremotos destructivos, y con “herencias históricas”, que con las demandas reales.

Si bien, desde el punto de vista de la práctica profesional aceptada, se pretende estimar el comportamiento de una estructura que va a incursionar en el campo inelástico, mediante métodos de análisis elásticos, debe tenerse presente que ésto es, en general, imposible. Esto no significa que no puedan diseñarse estructuras que se comporten satisfactoriamente ante un terremoto destructivo, sino que el análisis estructural elástico, aunque necesario, tiene una relativa importancia, debiéndose poner énfasis en los procedimientos de diseño y detallado de las estructuras de hormigón armado.

Precisamente el denominado diseño por capacidad, es un procedimiento de diseño –no de análisis– determinístico, racional y relativamente simple, desarrollado en Nueva Zelanda durante los últimos veinte años que, ha sido adoptado, también por otros países. El procedimiento se caracteriza por lo siguiente:

- (1) Se definen claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (mecanismo de colapso), las que se diseñan para que tengan una resistencia nominal tan cercana como sea posible a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de estados de carga especificadas en el artículo 1.3. A continuación estas zonas se detallan cuidadosamente para asegurar que las demandas estimadas de ductilidad puedan acomodarse confiablemente. Esto se logra, principalmente, con armadura transversal con pequeña separación y bien anclada.
- (2) Se inhiben, en los elementos que tienen rótulas plásticas, los modos indeseables de deformación inelástica, tales como los que podrían originarse por fallas de corte o anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estos modos sea mayor que la de las rótulas plásticas cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia flexional (capacidad).
- (3) Las zonas potencialmente frágiles, o aquellas componentes que no puedan tener una disipación estable de energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del terremoto y de las magnitudes de las deformaciones inelásticas que pudieran ocurrir. Este enfoque posibilita que el detallado de estos elementos sea el convencional especificado en el **Reglamento CIRSOC 201-2005**.

## C 1.6. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Los factores de reducción de resistencia toman en cuenta la posibilidad de trabajar con materiales cuyas resistencias sean menores a las especificadas, errores en los métodos de análisis y tolerancias normales en las dimensiones de las secciones. Los valores de los factores de reducción de resistencia especificados en el **Reglamento CIRSOC 201-2005**, para la resistencia a flexión, dependen del nivel del esfuerzo axial de compresión. Este enfoque es demasiado conservativo cuando se aplica a secciones de columnas con núcleos bien confinados. Como lo muestra la expresión (2.3-23), es claro que la resistencia a flexión aumenta por encima de los valores computados con la teoría

convencional, a medida que aumenta el esfuerzo de compresión axial. Ya que, de acuerdo con esta Parte II, las columnas requieren niveles importantes de confinamiento, aun cuando no se requieran que sean dúctiles, no es apropiado que  $\phi$  varíe con el esfuerzo axial, por lo que se adopta un valor común de  $\phi = 0,90$ .

Por otro lado, cuando el momento requerido se base en las máximas solicitaciones posibles inducidas cuando las rótulas plásticas desarrollen su sobrerresistencia flexional, de acuerdo con los principios del diseño por capacidad, sería innecesariamente conservativo reducir la resistencia nominal por un factor de reducción menor que **1,00**.

Para la resistencia al corte valen los mismos argumentos explicados para la resistencia a flexión. Por lo tanto se adopta un valor constante independiente del nivel del esfuerzo axial, y cuando la resistencia requerida al corte se base en la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas (capacidad), se adoptará un valor igual a **1,00**.





## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 2.

### PÓRTICOS SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

#### C 2.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

##### C 2.1.1. Mecanismo de colapso

De acuerdo con principios ampliamente aceptados, con sólo muy pocas excepciones, el mecanismo de colapso en estructuras de hormigón armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, definitivamente deben suprimirse los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre la armadura y el hormigón, e inestabilidad de los elementos. El diseñador, por lo tanto, deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de límites admisibles. Estas consideraciones se muestran en la Figura C2.1., donde se exhiben mecanismos de colapso deseables o aceptables, y aquéllos que deben evitarse. Se ha supuesto el mismo desplazamiento último,  $\Delta_u$ , para todos los sistemas. Se conocen y se han aceptado las innumerables ventajas de un mecanismo tipo “columna fuerte–viga débil” en pórticos de varios pisos. Cuando se provee a las columnas con suficiente resistencia, se puede evitar la formación de rótulas plásticas en todos los niveles ubicados por encima del 2º, como se muestra en la Figura C2.1.(a). Cuando las columnas se detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, puede también aceptarse el mecanismo de la Figura C2.1.(b). Debe sin embargo recalarse, que no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en capitel y base de todas las columnas de un mismo piso, mecanismo de colapso local conocido con el nombre de “piso blando”, tal como se muestra en la Figura C2.1.(c). Es evidente que, en este caso, las demandas de ductilidad de curvatura pueden llegar a ser excesivas.

El mecanismo de colapso mostrado en la Figura C2.1.(b), aunque puede aceptarse, requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a las secciones una capacidad de rotación plástica importante. Más aún, los empalmes por yuxtaposición de la armadura longitudinal, deben ubicarse en el centro medio. Se sabe que la capacidad de los empalmes por yuxtaposición se deteriora rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas, a menos que se provea una armadura transversal importante que provea la fuerza de cierre necesaria. Otra razón para evitar ubicar empalmes por yuxtaposición en zonas de formación potencial de rótulas plásticas, aunque estén adecuadamente detallados, es la drástica reducción de la longitud sobre la cual las barras pueden fluir.

Por lo tanto, para una rotación plástica dada, se desarrollarán en la armadura longitudinal deformaciones de tracción mayores. El fenómeno puede conducir a una concentración del

daño en una longitud corta de la columna y quizás aún a una fractura prematura de las barras.

El sistema ilustrado en la Figura C2.1.(a) permite una reducción de la armadura transversal en los extremos de las columnas por encima del nivel **2** y la ubicación de los empalmes inmediatamente por encima de la cara superior de la losa. Esta concesión se justifica porque no se espera la formación de rótulas plásticas con demandas de ductilidad importantes en dichas columnas.

Cuando las columnas exteriores de un pórtico, que absorben las solicitaciones transmitidas por sólo una viga, se diseñan lo suficientemente resistentes como para asegurar que no se formará un mecanismo tipo “piso blando”, se acepta la formación simultánea de capitel y base de todas las columnas interiores (Figura C2.3(d)) si todas las zonas de formación potencial de las rótulas plásticas en estas columnas se detallan adecuadamente.

Se aceptarán pórticos con mecanismos tipo “piso blando” solamente cuando la ductilidad global asignada sea limitada. Más aún, para una ductilidad global supuesta, será necesario evaluar las demandas de ductilidad locales en los extremos de las columnas del “piso blando”, siendo posible que las mismas tengan que detallarse con los requerimientos exigidos para elementos con ductilidad completa, aunque la estructura en su conjunto responda y haya sido diseñada con ductilidad limitada. La estructura mostrada en la Figura C2.1 (e) es un ejemplo que ilustra la necesidad de evaluar las demandas de ductilidad locales en función de la ductilidad global asociada con el desplazamiento  $\Delta_u$ . Tales estimaciones, basadas en relaciones geométricas elementales se especifican en el Capítulo 7.

Cuando se utilicen vigas de grandes luces, los requerimientos derivados de las cargas gravitatorias pueden ser más severos que los asociados con las demandas sísmicas. En estos casos, puede ser difícil o aun irracional diseñar las columnas interiores con resistencias mayores que las vigas. Como se muestra en la Figura C2.1.(f), la prevención de la formación de un “piso blando” se asigna a las columnas exteriores. Usualmente la ductilidad global de este tipo de estructuras debe ser limitada.

Cuando se eligen algunos de los mecanismos de colapso admisibles mostrados en la Figura C2.1., resulta evidente cuales son los elementos que deben permanecer elásticos de acuerdo con el diseño por capacidad. Todo lo que se necesita es evaluar la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas seleccionadas, de acuerdo a cómo se las detalle y se construya. Las solicitaciones resultantes debidas al desarrollo de la ductilidad, conducen a las solicitaciones a utilizar para el diseño de los elementos o zonas que deben permanecer elásticas.

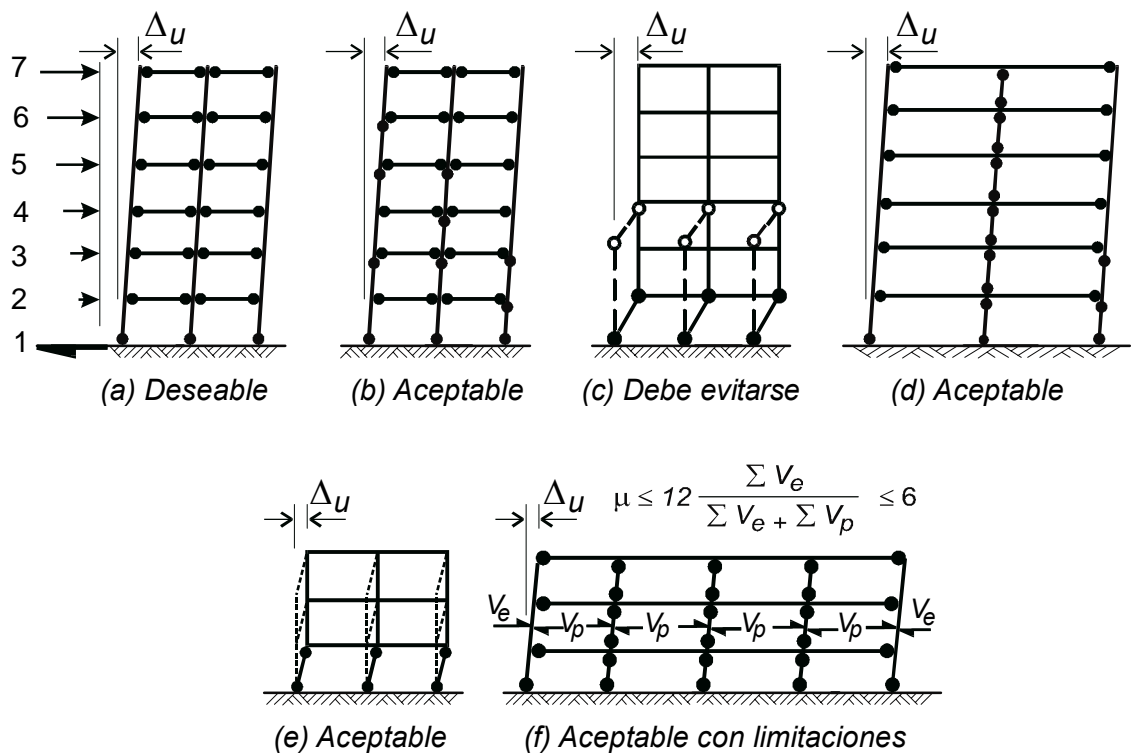
## **C 2.2. DISEÑO DE VIGAS**

### **C 2.2.1. Limitaciones dimensionales**

**C 2.2.1.1. – C 2.2.1.2.** Es importante que se establezca alguna relación entre la altura, ancho y luz libre de los elementos, particularmente si se espera que el elemento exhiba una respuesta dúctil ante el terremoto de diseño. Si el elemento es demasiado esbelto, puede ocurrir el pandeo lateral del borde comprimido. Si el elemento es demasiado robusto (poco esbelto), puede ser difícil controlar la degradación de rigidez y resistencia que resulta de los efectos del corte.

**C 2.2.1.4.** Se reconoce la contribución de las alas construidas monóticamente con el alma, a la estabilidad de vigas *T* y *L*, permitiendo un incremento del **70 %** sobre las correspondientes a vigas rectangulares.

**C 2.2.1.5.** Este requerimiento intenta asegurar que la viga no sea mucho más ancha que la columna para que las barras de la armadura longitudinal de la viga, se mantengan razonablemente cercanas al núcleo de la columna. Nótese que de acuerdo con el artículo 2.2.6.(e) se requiere que al menos el **75 %** de la armadura longitudinal efectiva de la viga deba pasar a través de, o anclarse en, el núcleo de la columna.



**Figura C 2.1. Mecanismo de colapso en edificios aporricados de varios pisos.**

### C 2.2.2. Rigidez

**C 2.2.2.1- C 2.2.2.2.** Para obtener predicciones reales de las deformaciones y de las solicitaciones internas en estructuras estáticamente indeterminadas, y para estimar el periodo de vibración, deben tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento en la determinación de la rigidez de los elementos. Aunque los efectos de agrietamiento en la rigidez flexional, varían a lo largo del elemento de acuerdo con las características del diagrama de momentos, pueden adoptarse valores promedio de las propiedades efectivas de las secciones. Estos valores promedios deberán aplicarse a todas las secciones de los elementos prismáticos. Los valores recomendados se muestran en la Tabla 2.1.

### **C 2.2.3. Momentos de diseño**

**C 2.2.3.1 – C 2.2.3.2.** En un diseño sismorresistente tradicional, la demanda de momentos, en todos los elementos, viene dada por la combinación entre las cargas gravitatorias mayoradas y la acción sísmica.

Cuando se utiliza el diseño por capacidad en cambio, es necesario distinguir entre aquéllos elementos o zonas dentro de un elemento, que se quieren sean fuente de disipación de energía por deformaciones inelásticas, y aquéllos que deben permanecer elásticos. En el primer caso, la demanda de momentos viene dada por la combinación de los estados de carga establecidos en el artículo 1.3. En el segundo caso, en cambio, la demanda se obtiene a partir de los momentos que les transmiten las rótulas plásticas ubicadas en los elementos adyacentes, cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia flexional, teniendo en cuenta todas las fuentes posibles de sobrerresistencia. En el caso de vigas, estas fuentes se limitan al endurecimiento del acero y a las posibles variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la tensión real de fluencia. En las columnas, además de estos factores, deberá considerarse el aumento de resistencia del hormigón provisto por la armadura transversal.

**C 2.2.3.3.** El propósito de la redistribución de momentos en vigas de pórticos dúctiles de hormigón armado, es lograr un diseño estructural eficiente adoptando las medidas siguientes:

- (1) Reducir el máximo momento absoluto, usualmente en la zona de momento negativo de la viga, y compensarlo con un incremento en los momentos en las zonas no críticas (usualmente las zonas de momentos positivos). Esto hace posible una mejor distribución de la resistencia a lo largo de la viga. Cuando sea conveniente, la redistribución debería ser tal que los momentos positivos y negativos en las secciones críticas se acerquen, tanto como sea posible, a la igualdad.
- (2) Igualar los requerimientos de momentos críticos en las secciones de las vigas ubicadas en los lados opuestos de columnas interiores, resultantes de la aplicación de la acción sísmica en ambos sentidos.
- (3) Utilizar la capacidad mínima requerida por el Reglamento, para momento positivo cuando ésta exceda los requerimientos derivados de un análisis lineal elástico.
- (4) Reducir las demandas de momentos en columnas críticas, particularmente las que se encuentran sometidas a bajos esfuerzos de compresión axial o a tracción axial. A veces esto es necesario para evitar el uso de armadura flexional excesiva en tales columnas.

El límite del **30 %** se establece para asegurar que las rótulas plásticas no ocurran prematuramente bajo terremotos moderados, y para que no aumente en forma excesiva la demanda de ductilidad rotacional.

### **C 2.2.4.2. Ancho efectivo en tracción de vigas T y L**

Algunas barras de la armadura de las losas coladas monolíticamente con las vigas, contribuirán a la resistencia a momento negativo en los apoyos de vigas continuas. Es muy importante estimar en forma precisa esta colaboración para economizar la

cantidad de armadura ubicada en el alma de la viga, y para evaluar la resistencia real de las vigas cuando deban protegerse las columnas de la formación de rótulas plásticas durante grandes desplazamientos inelásticos del pórtico.

Una estimación detallada de la contribución de la armadura de la losa a la resistencia a momento negativo de una viga, debe tener en cuenta el ancho de la losa dentro del cual la armadura puede estar sometida a tracción significativa, lo que es dependiente de las condiciones de borde de la losa y del nivel de ductilidad impuesto. También es importante considerar si las barras de la losa están adecuadamente ancladas de forma que puedan desarrollar su resistencia a tracción, lo que depende de la ubicación y del anclaje de cada barra dentro de la losa.

La intención del artículo 2.2.4.2. es permitir la inclusión del acero de la losa, dentro de los límites de ancho prescritos, en la evaluación del momento resistente negativo de la viga, para que sea considerado cuando se evalúe la sobrerresistencia de la misma.

### **C 2.2.5. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (zonas críticas)**

Se detallan, a continuación, las 3 zonas donde pueden formarse rótulas plásticas:

- (a) Zonas adyacentes a las caras de las columnas, donde la armadura superior e inferior puede estar sometida a fluencia en tracción y compresión debido a la reversibilidad del momento flexor.
- (b) Cuando una rótula plástica deliberadamente se ubica alejada de la cara de la columna, debe diseñarse de manera que su sección crítica esté al menos a una distancia igual a la altura,  $h$ , de la columna o **500 mm**. Esto ocurrirá cuando la armadura flexional se termine en forma abrupta, curvándola hacia adentro de la viga, o cuando una parte significativa de la armadura flexional se curve diagonalmente a través del alma, o cuando la sección transversal coincida con la sección extrema de una cartela. Se considera que ante cargas reversibles, la fluencia puede extenderse a la zona ubicada entre la sección crítica y la cara de la columna. Por lo tanto, se deben disponer armaduras transversales especiales en una longitud al menos igual a **0,50  $h_b$**  ó **250 mm** antes de la sección y que se extiendan **2  $h_b$**  hasta una distancia igual a **1,50  $h_b$**  pasada la sección crítica hacia el centro de la luz de la viga. El detallado de estas zonas requiere una atención particular.
- (c) En las zona de momento positivo, dentro de la luz de una viga, puede formarse una rótula plástica unidireccional sin posibilidad de que se desarrolle la rótula negativa. En esta zona, el peligro de pandeo de las barras en compresión es mucho menor, ya que las barras no han fluido en tracción en el ciclo de carga previo. Mas aún, tal rótula plástica es probable que se extienda y, bajo fluencia, tome poco esfuerzo de corte. A causa de la variabilidad de las cargas gravitatorias durante un terremoto severo, la posición de la sección crítica de la rótula plástica, puede no ser posible determinarla con precisión.

### **C 2.2.6. Armadura longitudinal**

**C 2.2.6.(a)** La ductilidad de una zona de rótula plástica depende del valor del factor de ductilidad de curvatura  $\phi_u / \phi_y$ , que puede lograrse en la sección crítica, donde  $\phi_u = \varepsilon_c / c$ , es la curvatura última de la sección,  $\varepsilon_c$  la deformación específica última de

compresión del hormigón,  $c$  la profundidad del eje neutro, y  $\phi_y$  la curvatura al inicio de la fluencia.

Los análisis momento-curvatura han demostrado que, manteniendo constantes las otras variables, el factor de ductilidad de curvatura disponible  $\phi_u / \phi_y$  aumenta si:

- (1) La cuantía de la armadura traccionada disminuye.
- (2) La cuantía de la armadura comprimida aumenta.
- (3) La tensión de fluencia especificada  $f_y$  disminuye.
- (4) La resistencia a compresión del hormigón  $f'_c$  aumenta.

La expresión (2.2-8) asegura que, cuando la deformación de compresión en la fibra extrema es **0,004**, se logra un factor de ductilidad de curvatura de al menos  $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = 7$ , cuando  $f_y = 420 \text{ MPa}$  en una sección rectangular con una cuantía de armadura comprimida igual a **0,50** de la cuantía de la armadura traccionada.

Una deformación en la fibra más comprimida de **0,004**, es un límite inferior para el comienzo de la pérdida del recubrimiento cuando se usa hormigón de resistencia normal. El confinamiento del núcleo de hormigón de una viga, provisto por estribos en la zona de formación potencial de rótulas plásticas, asegura que dicho núcleo puede soportar deformaciones mucho mayores que **0,004** y, por lo tanto, permitir alcanzar valores mucho mayores que **7** (al menos  $\mu_\phi = 20$ ) del factor de ductilidad de curvatura junto con la pérdida del recubrimiento.

La expresión (2.2-8) indica que  $\rho_{m\acute{a}x}$  aumenta con la resistencia del hormigón. Sin embargo, los datos con los que se ha obtenido la expresión cubren resistencias hasta alrededor de **35 MPa**. Se especifica que  $\rho_{m\acute{a}x}$  no sea mayor que **0,025**, ya que este valor es un máximo práctico.

**C 2.2.6. (b)** El área de la armadura comprimida, debe ser al menos igual a **1/2** del área de la armadura traccionada, para asegurar una ductilidad adecuada en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, y para asegurar una mínima armadura de tracción por cualquier reversión de momentos. Con menos armadura de compresión, la armadura de tracción debería reducirse considerablemente, para asegurar una razonable ductilidad de curvatura. Cuando el área de la armadura comprimida  $A'_s$  es mayor que **1/2** del área de la armadura traccionada, la cuantía  $\rho_{m\acute{a}x}$  dada por la expresión (2.2-8) podría incrementarse. Por ejemplo, si  $A'_s = 0,75 A_s$ ,  $\rho_{m\acute{a}x}$  podría incrementarse al menos un **30 %**. No se necesita cumplir con el requerimiento de que  $A'_s$  sea al menos igual a  $A_s$  en vigas de sección **T** o **L** sometidas a momento positivo, cuando el ala comprimida se cuele monolíticamente con la losa, debido al gran ancho del área comprimida de hormigón.

**C 2.2.6 (c)** Se requiere que la cuantía de la armadura traccionada sea al menos igual al valor dado por la expresión (2.2-9), para evitar una falla frágil al principio del agrietamiento.

**C 2.2.6.(d)** Se requiere que la armadura superior a lo largo de la viga, no se reduzca a menos de **1/4** de la armadura superior en los extremos. También se dispondrán al menos dos barras longitudinales de **12 mm** de diámetro en la cara superior y en la cara inferior de

la viga en toda su longitud. Esto es para asegurar continuidad de la armadura y alguna capacidad a momento positivo y negativo en toda la longitud, para permitir deformaciones inesperadas y distribuciones de momentos en terremotos severos.

**C 2.2.6 (e)** Como consecuencia de la importancia de la transferencia de esfuerzos dentro del núcleo de nudos viga–columna bajo acciones sísmicas horizontales, se estipula que al menos un **75 %** de la armadura flexional de la viga ubicada dentro del alma y requerida para la combinación de las cargas gravitatorias con la acción sísmica, debe pasar a través, o ser anclada en el núcleo de la columna. En pórticos sometidos a la acción sísmica, es deseable ubicar las armaduras principales superiores e inferiores dentro del ancho del alma, y llevarlas a través, o dentro del núcleo de las columnas.

El núcleo de la columna es el volumen de hormigón contenido dentro de los estribos ubicados alrededor de las barras longitudinales de la columna.

### **C 2.2.7. Armadura transversal en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas**

Los estribos en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas, deben cumplir **3** propósitos fundamentales.

El primero, es prevenir el pandeo de las barras longitudinales comprimidas. La separación requerida de los estribos, para prevenir el pandeo de las barras que fluyen en tracción y compresión como consecuencia de la reversión de momentos, es mucho menor que para las barras que sólo fluyen en compresión con flexión monótona, ya que el efecto Bauschinger causa una reducción del módulo tangente del acero a bajos niveles de tensión.

El segundo propósito de los estribos, es proveer confinamiento en la zona de hormigón comprimido. Aún en vigas con la misma cantidad de armadura superior e inferior, es esencial preservar el hormigón en el núcleo de la sección, de otra manera, luego de la pérdida del recubrimiento, las barras longitudinales podrían pandear lateralmente.

El tercer propósito de los estribos es proveer resistencia al corte.

**C 2.2.7.(a)** Para asegurar en vigas que las barras comprimidas no puedan pandear cuando alcancen la fluencia, deben estar restringidas por un codo a **90°** de un estribo, como muestra la Figura 2.6.(a). Se aprecia que las barras **1** y **2** están bien restringidas. La barra **3** no necesita estar restringida por un codo porque las barras adyacentes se ubican a menos de **200 mm**. Esto, sin embargo, afectará a la sección transversal de los estribos, de acuerdo con lo estipulado en la expresión (2.2-10), ( $\Sigma A_b$ ).

**C 2.2.7.(b)** Se considera que la capacidad de un estribo a tracción, no debe ser menor que **1/16** del esfuerzo necesario para que la barra o grupo de barras que se quiere restringir entre en fluencia, con una separación de estribos igual a **6 d<sub>b</sub>**. Por ejemplo, el área del estribo que restringe las barras de esquina en la Figura 2.6.(a). debe ser  $A_{te} = A_1 / 16$  suponiendo que la tensión de fluencia de todas las barras es la misma.

Sin embargo, el área de los estribos interiores, debe ser  $A_{te} = (A_2 + 0,50 A_3) / 16$  porque deben, además dar apoyo a la barra central **3**. En el cómputo de  $\Sigma A_b$ , el área tributaria de las barras no restringidas debe basarse en su posición relativa a los **2** estribos adyacentes.



La Figura 2.6.(b). muestra un viga con **8** barras con la misma sección  $A_b$ . Suponiendo nuevamente que  $f_y = f_{yt}$ , el área de los estribos idénticos será  $A_{te} = 2 A_b / 16$  a causa de que la segunda capa de barras está a menos de **75 mm** de la cara interior del estribo.

Sin embargo, los estribos verticales internos para las barras mostradas en la Figura 2.6.(c), sólo necesitan soportar una barra longitudinal, porque la segunda capa se ubica a más de **75 mm** de la cara interior de los estribos.

**C 2.2.7.(c)** Las barras exteriores ubicadas en la segunda o tercera capa en una viga, pueden pandear hacia fuera si se ubicaran demasiado lejos de una rama horizontal de un estribo. Esta situación se ilustra en la Figura 2.6.(c), que muestra un solo estribo horizontal en la tercera capa, porque estas barras exteriores están a más de **100 mm** de la rama horizontal inferior. Las **4** barras interiores no necesitan estar restringidas porque se ubican a más de **75 mm** de cualquier rama de un estribo. Las barras exteriores en la segunda capa mostradas en la Figura 2.6.(b) y (c) se consideran satisfactoriamente restringidas ya que están situadas a no más de **100 mm** de la rama horizontal inferior de los estribos.

**C 2.2.7 (d) - (e)** Las limitaciones para la separación máxima son para asegurar que las barras longitudinales estén adecuadamente restringidas para evitar el pandeo y para que el hormigón tenga un confinamiento razonable. Las limitaciones son más severas si las barras longitudinales pueden fluir en tracción y compresión, por las razones explicadas precedentemente.

**C 2.2.7 (f)** En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en los extremos de vigas, puede requerirse una importante armadura transversal para resistir el corte. Todas las ramas verticales de los estribos requeridos de acuerdo con el artículo 2.2.7. deben también considerarse que contribuyen a la resistencia al corte.

### **C 2.2.8. Resistencia al corte**

**C 2.2.8.1.** Se pretende prevenir una falla por corte bajo las máximas acciones sísmicas posibles. De acuerdo con ello, la resistencia nominal al corte debe ser igual o mayor que el corte obtenido por capacidad. El factor de reducción de resistencia  $\phi$  deberá tomarse igual a **1,00**. El factor **1,40** por el que hay que mayorar la tensión de fluencia especificada pretende tener en cuenta las fuentes de sobrerresistencia del acero, esto es, las variaciones entre la tensión real y la especificada y el endurecimiento por deformación.

#### **C 2.2.8.2. Contribución del hormigón a la resistencia al corte**

(a) Se supone que la contribución del hormigón a la resistencia al corte es constante para una viga particular independientemente de si la viga tiene o no estribos. Esta contribución es función de la tensión de corte básica  $v_b$  dada por la expresión (2.2-11). El uso de la tensión de corte básica, se basa en los criterios sustentados por el Comité ACI-ASCE 426 y representan un apartamiento de lo prescrito en el **Reglamento CIRSOC 201-2005**. El corte resistido por el hormigón depende, fundamentalmente, de la resistencia a tracción del hormigón, incluida en la expresión (2.2-11) como  $\sqrt{f'_c}$  de la cuantía de la armadura longitudinal,  $\rho_w$ ; y para luces de corte reducidas, de la relación entre la luz de corte y la altura o  $M / V_d$ . Por simplicidad  $v_b$  se ha hecho independiente de  $M / V_d$ .

Para utilizar la expresión (2.2-11), el diseñador determina primero la armadura longitudinal requerida por flexión, y luego controla la capacidad al corte teniendo en cuenta la interrupción de la armadura longitudinal. La cuantía  $\rho_w$  está dada en función del ancho del alma. Sin embargo, sólo podrán considerarse aquellas barras que tengan la longitud de anclaje a partir de la sección considerada. Para  $\rho_w = 0,0013$  o mayor, el valor de  $v_b$  se limita  $0,20 \sqrt{f'_c}$ .

(b) y (c) Se supone que la contribución del hormigón a la resistencia al corte es despreciable en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas y, por lo tanto, se requiere armadura transversal para cubrir la demanda total de corte. En las zonas esencialmente elásticas, comprendidas entre las anteriores, el valor de  $v_c$  viene dado por la expresión (2.2-12).

### C 2.2.8.3. Diseño de la armadura transversal de corte

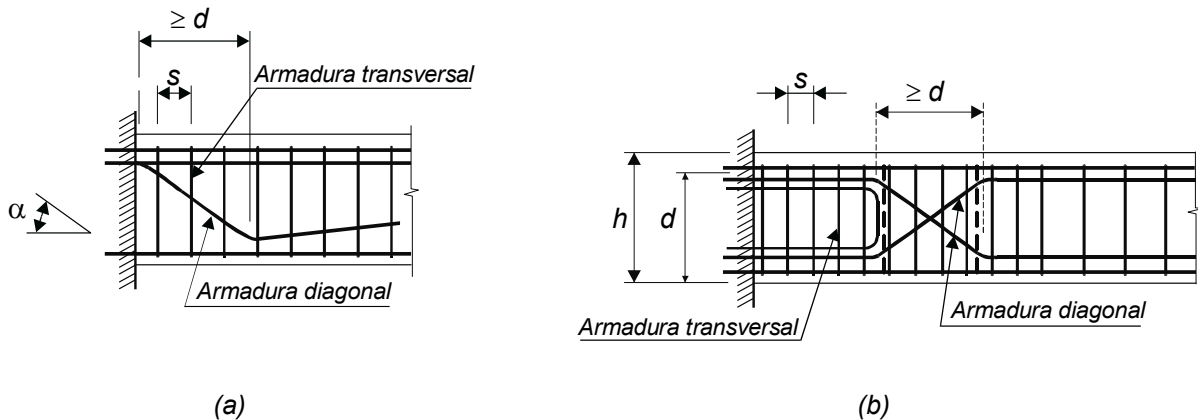
**C 2.2.8.3.1.** Con la separación máxima establecida se pretende asegurar que los planos potenciales de falla por tracción diagonal estén atravesados por un conjunto suficiente de estribos.

**C 2.2.8.3.2.** Estas prescripciones intentan salvaguardar a las vigas sometidas a cargas cíclicas reversibles, de una falla de corte por deslizamiento y reducir la pérdida de disipación de energía debida al deslizamiento transversal en las zonas de rótulas plásticas. Cuando la armadura superior e inferior fluye progresivamente, se desarrollan grietas que se extienden a toda la altura de la sección. Esto puede reducir significativamente la capacidad de transferencia del corte de interfaz del hormigón y se puede sobrecargar el mecanismo de pasador de la armadura longitudinal. Por lo tanto, cuando la tensión de corte total en ambas direcciones supera  $0,25 \sqrt{f'_c}$ , se necesita proveer armadura diagonal que efectivamente atraviese las grietas verticales potenciales en la zona de rótula plástica. Cuando la tensión de corte debida a la carga gravitatoria es importante, el corte combinado producto de la carga gravitatoria y la acción sísmica en una rótula plástica positiva cerca de la cara de la columna puede ser cero o muy pequeño. En este caso, no ocurre reversión de corte en la rótula plástica y, por lo tanto, no se espera que el hormigón se desintegre en la grieta vertical. Consecuentemente, el valor algebraico de la relación  $r$  de los esfuerzos de corte durante la formación de las rótulas positivas y negativas, deberá tomarse igual a cero y la tensión total de corte que controla el deslizamiento aumenta a  $0,50 \sqrt{f'_c}$ , valor a partir del cual será necesario proveer armadura diagonal.

La tensión nominal total de corte  $v_n$  se limita de acuerdo con el artículo 2.2.8.3.2.(a) y este límite controlará la resistencia al corte en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas. Cuando las tensiones de corte en las rótulas plásticas se acercan a este límite, es probable que se dificulte la disposición de armadura transversal. El valor de  $r$  a utilizar, siempre es negativo.

Cuando la tensión nominal total de corte  $v_n$  en una zona de rótula plástica es grande, de acuerdo con la expresión (2.2-14) una gran proporción del esfuerzo de corte total, deberá resistirse con armadura diagonal. Los ensayos han demostrado que la armadura diagonal dispuesta como muestra la Figura C2.2. es muy eficiente, mejorando la respuesta histerética en la zona de rótula plástica. La aplicación de los requerimientos del artículo

2.2.8.3.2 (b) se muestran en la Figura C2.2 para 2 valores de  $r$ , y en cada caso para 2 valores de la tensión nominal total de corte  $v_n$ .



**Figura C2.2. Armadura diagonal para absorber tensiones de corte elevadas en zonas de rótulas plásticas.**

Como regla, la armadura diagonal a través de una zona de formación potencial de rótula plástica no resiste el corte total. Para controlar la tracción diagonal deben proveerse estribos verticales para resistir el resto del esfuerzo de corte. El área necesaria de estribos, también se muestra en la Figura C2.2.

Estas prescripciones no afectan las zonas de rótulas plásticas en la zona de momento positivo, alejadas de la cara de la columna, donde las tensiones de corte serán bajas y donde no es probable que la armadura superior se vea sometida a fluencia por tracción.

**C 2.2.8.3.3.** El propósito principal de la armadura diagonal en este caso es cruzar cada grieta potencial vertical que se extienda a toda la altura de la sección, después de que la armadura flexional en ambas caras de un elemento haya fluido, y no ser parte del tradicional mecanismo de celosía.

Se requiere un análisis racional para demostrar que la componente vertical de la armadura diagonal que atraviesa cada sección de la zona de rótula plástica dentro de una distancia  $d$  de la sección teórica de momento máximo, tal como una cara de la columna, sea mayor o igual que el esfuerzo de corte a resistir.

El área de la armadura diagonal  $A_{vd}$  requerida para resistir un esfuerzo de corte  $V_{di}$  en una potencial grieta vertical que atravesase toda la altura de la sección, puede calcularse como:

$$A_{vd} = \frac{V_{di}}{n f_y \text{sen } \alpha} \quad (\text{C2-1})$$

donde  $V_{di}$  puede obtenerse de la expresión (2.2-14) y donde  $n = 1$  ó  $2$ , dependiendo de si la armadura diagonal con área  $A_{vd}$  se provee en una dirección, Figura C2.2.(a), o en dos direcciones, Figura C2.2.(b). Usualmente, será más conveniente utilizar una barra

existente o un diámetro de barra apropiado y determinar la inclinación  $\alpha$  requerida con el eje longitudinal del elemento.

La inclinación de las barras dobladas con respecto al eje longitudinal del elemento no debe ser menor que  $30^\circ$  ni mayor que  $60^\circ$ . Dichas barras deben estar adecuadamente ancladas de manera de poder desarrollar su resistencia en cada parte de su longitud inclinada. Pueden requerirse estribos adicionales, tales como los mostrados en líneas de trazo en la Figura C2.2., para resistir esfuerzos que tienden a disgregar el hormigón en la sección y en las secciones inmediatamente vecinas de los dobleces de las barras diagonales cuando se encuentren sometidas a compresión.

Cuando se compute la resistencia al corte de la zona de rótula plástica en un plano potencial de falla a  $45^\circ$ , sólo podrá añadirse la contribución de la armadura en tracción diagonal a la resistencia de los estribos. La interpretación de los requerimientos que pretenden prevenir una falla por tracción diagonal y una falla de corte por deslizamiento, en una zona de formación potencial de rótula plástica, se muestra en la Figura C2.2 (b) para el caso de esfuerzos de corte reversibles de igual intensidad.

En la evaluación de la sobrerresistencia flexional de una rótula plástica, deberá tenerse en cuenta la contribución de la armadura diagonal.

**C 2.2.8.3.4.** Cuando se utilice armadura diagonal de manera tal que todo el corte en cada sección pueda resistirse sólo por los esfuerzos de compresión y tracción en el acero, como es el caso de las vigas de acoplamiento armadas diagonalmente, no es necesario limitar la tensión nominal total de corte  $v_n$  la cual, en estas circunstancias, no es pertinente.

## **C 2.2.9. Anclajes**

**C 2.2.9.1.** Las prescripciones establecidas en el *Reglamento CIRSOC 201-2005* relativas a la reducción de la longitud de anclaje por la armadura en exceso, son inseguras en empalmes por yuxtaposición en secciones adyacentes a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas y para el mismo tipo de empalmes en columnas, donde no se prevea la formación de rótulas plásticas, diseñadas por capacidad. En estas columnas, la magnitud de las tensiones en las barras longitudinales, puede acercarse a la fluencia.

**C 2.2.9.2.** La envolvente de momentos a utilizar deberá corresponder a la formación de 2 rótulas plásticas en cada viga bajo los efectos combinados de la carga gravitatoria y de la acción sísmica. Los momentos en las rótulas plásticas deberán basarse en la sobrerresistencia flexional de las secciones de acuerdo con su detallado. Para asegurar que la interrupción de la armadura de flexión cubra las máximas demandas posibles de momento entre las secciones de formación potencial de rótulas plásticas, la envolvente deberá también tomar en cuenta la posibilidad que se desarrolle la sobrerresistencia en sólo una rótula plástica, mientras que sólo se desarrolle el momento nominal en la otra.

En algunas circunstancias, cuando se desarrolla la sobrerresistencia flexional en la sección crítica, algunas secciones fuera de la zona de formación de rótula plástica, pueden desarrollar una resistencia mayor a la nominal. La armadura no se aumentará fuera de la zona de rótula para cumplir con esta condición. Sin embargo, la armadura provista en las secciones críticas de rótulas plásticas no deben interrumpirse a menos que las barras que continúan provean una resistencia flexional nominal al menos igual a la demanda de momento que resulta cuando se alcanza la sobrerresistencia flexional en una o ambas secciones críticas en las zonas de rótulas.

**C 2.2.9.3.** Se establecen estas prescripciones para tener en cuenta el fenómeno de corrimiento de la tracción producto de la inclinación de las grietas diagonales. Cuando se forma una grieta diagonal por efecto de la interacción entre el corte y la flexión, la fuerza de tracción en el acero debida a la flexión en una sección determinada, está relacionada con el momento producido en otra sección que se supone ubicada a una distancia igual a  **$d$**  en la dirección de momentos crecientes de la sección considerada. Por ello, la longitud de anclaje debe aumentarse en el valor de  **$d$** . Por otro lado, como la ubicación de la sección no es exactamente conocida, las barras que de acuerdo con el diagrama de momentos, teóricamente no se necesitan para que contribuyan a la resistencia flexional, deberán extenderse una distancia igual a  **$1,30 d$**  de la sección en la cual ya no son necesarias. El valor  **$1,30 d$**  incluye el efecto del corrimiento de la tracción.

**C 2.2.9.4.** Como consecuencia de la penetración de la fluencia desde la cara de la columna hacia su núcleo, la longitud disponible para que las barras de la armadura longitudinal desarrollen su resistencia (longitud de anclaje) se reduce gradualmente durante las reversiones cíclicas de las acciones sísmicas. Para asegurar que la capacidad de la viga se mantenga después de varias incursiones de la estructura en el campo inelástico, se requiere que no se considere para el anclaje una longitud igual a la menor entre la mitad de la altura de la columna  **$h_c/2$**  y  **$8 d_b$** , como muestra la Figura 2.7.

Cuando la armadura flexional se interrumpe de forma tal que la sección crítica de una zona potencial de rótula plástica está a una distancia de la cara de la columna al menos igual a la altura de la columna o  **$500 mm$** , la que sea menor, no es de esperar la penetración progresiva de la fluencia. Sólo en este caso, la longitud de anclaje se puede empezar a medir en la cara de la columna. Este caso se muestra en la Figura 2.8.

**C 2.2.9.5.** Estos requerimientos se ilustran para columnas interiores en las Figuras 2.7. y 2.8.

Cuando las barras se anclan en, o cerca del núcleo de una columna, se requiere que la tensión de aplastamiento desarrollada en el doblar, se dirija hacia el núcleo para asegurar una transferencia importante de esfuerzos dentro del nudo. Por lo tanto, no se permite doblar las barras fuera de núcleo como se indica en línea de trazos en las Figuras 2.7 y 2.8.

Cuando las demandas de momentos, particularmente las relacionadas con la armadura inferior, son diferentes en las caras opuestas de una columna interior, algunas de las barras de la viga puede terminarse en la columna interior. Esto permite evitar el aumento innecesario de la capacidad flexional. Se permite ahora el anclaje dentro del núcleo del nudo de columnas interiores, si se emplea un gancho adyacente a la cara opuesta de la columna.

**C 2.2.9.6** En nudos viga-columna interiores, pueden desarrollarse tensiones de adherencia extremadamente altas cuando un pórtico soporta grandes deformaciones inelásticas debido a las acciones sísmicas. Las barras longitudinales de las vigas pueden verse forzadas a fluir en tracción en una cara de la columna y estar sometida a una gran compresión en la cara opuesta.

Existen dos criterios diferentes para limitar el diámetro de las barras longitudinales pasantes.

Uno, sostenido por la escuela neocelandesa propende a evitar que las barras deslicen prematuramente en el núcleo del nudo durante desplazamientos cíclicos inelásticos.

El otro, sostenido por la escuela norteamericana, en cambio, permite la pérdida de adherencia dentro del nudo, aceptando que las barras se anclen en la viga opuesta.

Este segundo criterio es el que se ha adoptado, porque permite un relajamiento del diámetro de las armaduras longitudinales pasantes, descongestionando el nudo, y permitiendo una mayor facilidad en el colado del hormigón.

**C 2.2.9.7.** El diámetro de las barras se limita a **1/5** del espesor de la losa porque sería difícil prevenir el pando inelástico de barras con diámetros mayores. Más aún, es más difícil asegurar la transferencia de esfuerzos desde barras más grandes en la losa al núcleo de la columna. En cualquier caso, debe disponerse suficiente armadura transversal en estas losas para asegurar una efectiva transferencia de los esfuerzos de adherencia al núcleo de la columna.

**C 2.2.9.8.** La armadura adicional que se muestra en la Figura 2.9. indica una forma por la cual puede mejorarse el anclaje de las barras cuando están sometidas a compresión.

**C 2.2.9.9.** Cuando la longitud requerida de anclaje es mayor que la que podría estar disponible, es conveniente mejorar las condiciones de aplastamiento del hormigón en el doblez. Puede aceptarse una reducción del **20 %** en la longitud de anclaje si se proveen barras transversales.

Cuando se requiera que la misma barra desarrolle fluencia en compresión, deberá descartarse la porción doblada para el cómputo de la longitud de anclaje.

**C 2.2.9.10.** Este requerimiento asegura el anclaje del estribo dentro del núcleo, aun después de la pérdida del recubrimiento.

### **C 2.2.10. Empalmes**

**C 2.2.10.1.** No deberán usarse empalmes por yuxtaposición en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas o en nudos viga-columna donde las condiciones de adherencia pueden ser muy críticas. Por lo tanto, estos empalmes deberán ubicarse fuera de las secciones críticas, a una distancia al menos igual a la especificada.

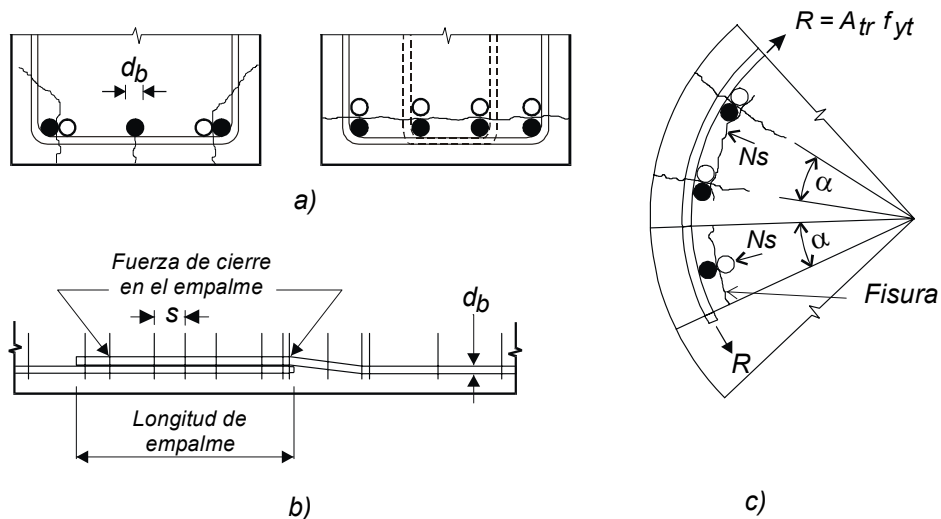
**C 2.2.10.2.** En elementos sometidos a acciones sísmicas, se requiere que los empalmes soldados o conectores mecánicos desarrollen la resistencia a rotura de la barra. Esto es debido a la consideración de las severas consecuencias para la estructura si ocurren fallas en estas uniones.

Para la determinación de los criterios para los empalmes soldados y conectores mecánicos se ha considerado una calidad de mano de obra normal, dificultades en la inspección, y la confiabilidad final del empalme en servicio.

**C 2.2.10.3.** La armadura transversal provista en empalmes de acuerdo con la expresión (2.2-15), asegura que una sección de la columna con todas las barras empalmadas pueda soportar al menos **20** ciclos reversibles de carga al **85 %** de la resistencia nominal. Estos empalmes pueden soportar aun unas pocas incursiones limitadas por encima de la

fluencia. Los estribos deberán cruzar los planos potenciales de deslizamiento entre 2 barras empalmadas, como muestra la Figura C2.3.

En las secciones donde pueda demostrarse que las tensiones reversibles no superan  $0,60 f_y$  en tracción o compresión, la armadura transversal provista por otros requerimientos (corte, etc.) puede considerarse que asegura un comportamiento satisfactorio del empalme.



siendo:

$R$  la resistencia a tracción de estribos circulares o en espiral, en  $N$ .

$N_s = 6/n R \leq R$ , la fuerza desarrollada por un estribo circular sobre una barra de columna, en  $N$

$n$  el número de barras.

**Figura C2.3. Transmisión de fuerza por corte por fricción en barras empalmadas por yuxtaposición.**

## C 2.3. DISEÑO DE COLUMNAS

### C 2.3.1. Limitaciones dimensionales

Ver el artículo C2.2.1.

### C 2.3.2. Rigidez

Ver el artículo C2.2.2.

### C 2.3.3. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas

Uno de los requerimientos básicos del diseño por capacidad de pórticos con ductilidad completa es que, en general, debe minimizarse la posibilidad de rotulación plásticas de los extremos de columnas, excepto en la sección inferior de las columnas del primer piso. De acuerdo con ello, es necesario determinar las máximas solicitaciones impartidas por las vigas a las columnas. Esto se logra con el uso del factor de sobrerresistencia flexional de

vigas, tomado, por conveniencia, en los ejes de las columnas en cada piso y evaluado para cada dirección de la acción sísmica.

El factor de sobrerresistencia de una viga  $\phi^o_b$ , pertinente a un extremo de una columna, es la relación entre la suma de las capacidades de las vigas que concurren a un nudo, cuando desarrollan su sobrerresistencia flexional, considerando la armadura realmente provista, y la suma de los momentos demandados en las mismas secciones, solamente por la acción sísmica, tomados ambos valores en los ejes de las columnas.

La evaluación de  $\phi^o_b$  debe considerar toda la armadura que probablemente participe en la resistencia flexional de las rótulas plásticas potenciales que puedan formarse durante los desplazamientos inelásticos del pórtico. Las rótulas plásticas en una viga, pueden ocurrir en las caras de las columnas o en alguna otra sección dentro de la luz libre de la viga. Las capacidades flexionales de las vigas impartidas a las columnas que concurren al nudo, deben determinarse a partir de las características de los diagramas de momentos, consistentes con la dirección de la acción sísmica, con **2** rótulas plásticas desarrollando su sobrerresistencia flexional en las secciones pertinentes en cada una de las **2** vigas adyacentes. En una columna exterior, sólo se considerará una viga.

Se necesita determinar el factor  $\phi^o_b$  en cada piso al eje de cada columna independientemente para ambas direcciones de la acción sísmica (izquierda y derecha).

El factor  $\phi^o_b$  posibilita considerar el momento total impartido a las columnas por la acción combinada del sismo con la carga gravitatoria. Por lo tanto, no se necesita considerar separadamente los momentos producidos en las columnas por las cargas gravitatorias.

A causa de que el factor de sobrerresistencia del acero se toma igual a **1,40** y el factor de reducción de resistencia en flexión para vigas  $\phi = 0,90$ , el factor de sobrerresistencia para una viga diseñada para que cubra “exactamente” la demanda combinada de acción sísmica y gravitatoria sería:

$$\phi^o_b = 1,40 / 0,90 = 1,56$$

Sin embargo, a causa de la redistribución de momentos que pueda utilizarse y por la disponibilidad de diámetros comerciales,  $\phi^o_b$  puede ser mayor o menor que **1,56**.

#### **C 2.3.4. Momentos de diseño**

Los momentos en columnas en la intersección de los ejes de vigas y columnas, se obtienen multiplicando, en capitel y base, los momentos correspondientes producidos por las fuerzas horizontales de diseño  $M^c_E$  por el producto de  $\phi^o_b$  y el factor de amplificación dinámica  $\omega$  para el nivel considerado. La amplificación de momentos se aplica a los momentos de capitel y base solamente y no al diagrama de momentos en la columna. Los dos momentos extremos así obtenidos, no se espera que ocurran simultáneamente.

Se supone que la sección crítica de la columna está en la cara de la viga y, por lo tanto, los momentos al eje  $\phi^o_b \omega M^c_E$  deberían reducirse. Se considera sólo el **60 %** del gradiente de momentos, que se utiliza para la determinación del esfuerzo de corte en la



columna. Por lo tanto, los momentos al eje, se reducen por **0,60 (0,50  $h_b V_u$ )** donde  $V_u$  se tomará de acuerdo con el artículo 2.3.10. Consecuentemente, el momento de diseño  $M_u$  a usarse con el esfuerzo axial apropiado  $P_u$  para la determinación de las resistencias nominales de la sección crítica de la columna, independientemente en cada una de las **2** direcciones principales de la estructura, no deberá ser menor que el dado por la expresión (2.3-7).

La resistencia nominal a flexión de la sección correspondiente al capitel de las columnas del primer piso, no deberá ser menor que la correspondiente a la sección de la base.

#### **(a) Pórticos planos**

Se considera que el método de análisis estático especificado en el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**, conduce a una distribución satisfactoria de las resistencias potenciales de vigas en pórticos correspondientes a edificios regulares, con un periodo traslacional de vibración menor que **2** segundos. Para darle a las columnas un alto grado de protección a la fluencia prematura, deberá considerarse el apartamiento del diagrama de momentos de las columnas del obtenido de un análisis elástico a fuerzas horizontales. Este apartamiento se debe a los efectos dinámicos, en particular los efectos de los modos superiores en la estructura inelástica. El fenómeno puede medirse, por ejemplo, por el movimiento del punto de inflexión de la posición dada por un análisis elástico. Se supone que estos efectos dinámicos, son más importantes en los pisos superiores y a medida que aumenta el periodo fundamental de vibración de la estructura. Estas consideraciones se encuentran reflejadas en la expresión (2.3-8). El límite inferior de  $\omega = 1,30$  se estipula para minimizar la posibilidad de que se forme un mecanismo tipo “piso blando” en las columnas que son parte de un pórtico plano, esto es, cuando las vigas concurren a la columna sólo en un plano. Deberán considerarse como planos los pórticos donde las acciones sísmicas en esa dirección se resisten totalmente por tabiques sismorresistentes.

#### **(b) Pórticos espaciales**

Para columnas pertenecientes a pórticos espaciales, es necesario considerar los efectos simultáneos de la acción sísmica actuando en las dos direcciones principales de la estructura. Esto implicaría realizar un análisis de las secciones de las columnas para flexión biaxial y esfuerzo axial. Sin embargo, si se aumenta apropiadamente el factor de amplificación dinámica, puede simplificarse el proceso de diseño permitiendo que cada sección de columna se diseñe sólo para los momentos provenientes de la acción sísmica actuando independientemente en cada una de las dos direcciones principales de la estructura. En este caso, el factor de amplificación dinámica  $\omega$  deberá tomarse de acuerdo con la expresión (2.3-9).

El valor mínimo resulta de considerar que las columnas deberían ser capaces de soportar los momentos impartidos por las rótulas plásticas de las vigas en ambas direcciones simultáneamente, correspondientes a los diagramas de momentos resultantes del análisis a fuerzas horizontales. Cuando se considera que una columna de sección cuadrada sometida a un momento que actúa según la diagonal tiene aproximadamente una eficiencia del **90 %** en relación con la correspondiente al mismo momento actuando según un eje principal, se obtiene que el valor mínimo de  $\omega$  es igual a  $\omega = \sqrt{2/0,90} \cong 1,50$ .

Sin embargo, la probable simultaneidad de momentos muy grandes en direcciones ortogonales, en cualquier sección de columna debido a los modos superiores, se considera que disminuye a medida que el periodo fundamental de vibración aumenta. Por lo tanto, se supone que el aumento del factor de amplificación  $\omega$  para pórticos espaciales en relación con el correspondiente a pórticos planos, se reduce gradualmente a medida que el periodo fundamental aumenta, es decir con el aumento del número de pisos. Esto se observa al comparar las expresiones (2.3-8) y (2.3-9).

Las respuestas inelásticas en los cuasi modos superiores no afectan la resistencia requerida de la sección inferior de las columnas del primer piso. En esta sección se espera que se forme una rótula plástica y que se detalle adecuadamente. Para asegurar en pórticos espaciales que la capacidad flexional de las secciones de las columnas sea adecuada para soportar en cualquier dirección la acción sísmica prevista, la demanda de momento unidireccional debe incrementarse en un **10 %**. Consideraciones similares se aplican a las secciones de columnas correspondientes al nivel superior. De acuerdo con lo anterior, el valor de  $\omega$  puede reducirse en esos niveles a **1,00** y **1,10** para pórticos planos y espaciales respectivamente.

**C 2.3.4.2. - 2.3.4.3.** Se considera que las respuestas en los modos superiores, afectan más los momentos en los pisos superiores que en los inferiores. Por ello, el factor de amplificación dinámica  $\omega$  dado por las expresiones (2.3-8) y (2.3-9), es aplicable sólo al nivel ubicado a **0,30 H** y a los niveles por encima de **0,30 H** medidos a partir del nivel donde se considere que las columnas del primer piso estén efectivamente empotradas.

Por debajo de **0,30 H** se admite una variación lineal. Sin embargo, bajo ninguna circunstancia, el valor de  $\omega$  en el nivel **2** y en el nivel inmediatamente por debajo del último nivel, podrá tomarse inferior al mínimo especificado en los artículos 2.3.4.1.(a) ó 2.3.4.1. (b).

**C 2.3.4.4.(a)** Cuando una columna es significativamente más rígida que las vigas que a ella concurren, la acción de voladizo dominará su comportamiento en los niveles inferiores. En tales casos el momento de diseño en la columna puede ser mayor que el momento total impartido por las vigas en ese nivel. Por lo tanto, en el nivel ubicado por debajo de aquél donde, de acuerdo con un análisis elástico correspondiente a las fuerzas sísmicas horizontales, no aparece un punto de inflexión, y en todos los niveles correspondientes a los pisos inferiores por debajo de ese nivel, debe usarse el factor de sobrerresistencia pertinente a la sección inferior de la columna del primer piso, indicado por la expresión (2.3-10).

Después de la formación de una rótula plástica, la sobrerresistencia flexional en la sección inferior de la columna, debe tener en cuenta no sólo la sobrerresistencia del acero (**1,40  $f_y$** ), sino también el aumento de la resistencia a compresión del hormigón  **$f'_c$**  resultante del confinamiento requerido en la sección considerada, donde deben también resistirse importantes esfuerzos de compresión.

**C 2.3.4.4.(b)** En relación con la amplificación dinámica, las columnas con acción de voladizo requieren un tratamiento especial. En los pisos donde a causa de la acción dominante de voladizo no aparecen puntos de inflexión, de acuerdo con lo indicado por un análisis elástico, no es probable que los momentos críticos se vean afectados significativamente por los modos superiores de vibración. En tales columnas, el valor de  $\omega$  puede tomarse igual al mínimo en el nivel **2** y aumentarse luego linealmente con la altura hasta el valor obtenido de las expresiones (2.3-8) o (2.3-9), según corresponda, en correspondencia con el nivel

ubicado inmediatamente por encima de aquél donde aparece el primer punto de inflexión de acuerdo con lo indicado por el análisis elástico. El intento aquí es nuevamente asegurar que las rótulas plásticas en las columnas con acción de voladizo ocurran en la base y no en los pisos superiores.

**C 2.3.4.5.** Cuando una columna se encuentra sometida a pequeña compresión axial o a tracción, la plastificación es más aceptable. En tales casos, el momento de diseño puede reducirse. Mientras mayor sea el esfuerzo axial de tracción y el factor de amplificación dinámica  $\omega$  dado por la expresión (2.3-8) o (2.3-9), mayor será la reducción del momento.

Los requerimientos establecidos en los artículos 2.3.4.5. (a) y (b) intentan asegurar que la reducción de los momentos amplificados no sea excesiva. La reducción de los momentos de diseño de las columnas ubicadas en un mismo plano, puede resultar en una pérdida de la capacidad lateral de dicho plano. Usualmente habrá una sola columna por plano y por piso que cumplirá las condiciones exigidas para admitir una reducción de momento. Como consecuencia de la pérdida de resistencia, cuando se desarrollan las capacidades flexionales de vigas o columnas, la reducción de momentos permitida no deberá exceder del **10 %** de la suma de los momentos de diseño de las columnas antes de la aplicación de la reducción de momentos para todas las columnas ubicadas en el mismo plano y en el mismo piso, esto es, inmediatamente por encima o por debajo de la viga del plano del piso correspondiente. Esta concesión permite la formación de una rótula plástica típicamente en una columna traccionada. Sin embargo, como todas las otras columnas del plano y del piso se diseñan para que permanezcan elásticas, la ductilidad de curvatura en dichas columnas será pequeña.

### **C 2.3.5. Esfuerzos axiales de diseño**

**C 2.3.5.1.** Los esfuerzos axiales de diseño inducidos por la acción sísmica, de acuerdo con lo expresado en la expresión (2.3-12), se basan en la suposición de que a medida que aumenta el número de pisos por encima del nivel considerado, se reduce el número relativo de rótulas plásticas que desarrollan simultáneamente su sobrerresistencia flexional. Para tener en cuenta lo anterior, se acepta una reducción del **1,50 %** por piso en el máximo esfuerzo axial inducido en cualquier nivel, hasta un máximo de **30 %** para **20 pisos** o más por encima del nivel considerado.

Para la obtención de  $R_v$  el factor de amplificación dinámica  $\omega$  dado en la Tabla 2-4 deberá ser el apropiado para el nivel considerado. Se considera que los máximos esfuerzos axiales inducidos por la acción sísmica no es probable que coincidan con los máximos momentos de diseño en las columnas que resultan de la amplificación dinámica. Consecuentemente se considera que es apropiado admitir mayores reducciones cuando  $\omega$  es mayor que **1,40**.

**C 2.3.5.2.** El sumar los esfuerzos de corte que provienen de todas las vigas en las dos direcciones principales, no afectará, en general a las columnas interiores. Sin embargo, para las columnas exteriores y de esquina, esto resultará en incrementos importantes del esfuerzo axial, los que deben considerarse para tener en cuenta la acción sísmica actuando en una dirección oblicua.

### **C 2.3.6. Resistencia a flexión y esfuerzo axial**

**C 2.3.6.1 - 2.3.6.2.** De acuerdo con los principios del diseño por capacidad en las secciones de columnas donde no se espera la formación de rótulas plásticas, las solicitaciones demandadas provienen de las impartidas por las vigas que a ella concurren cuando desarrollan su sobrerresistencia flexional. En estas condiciones, el factor de reducción de resistencia  $\phi$  no necesita ser menor que **1,00**.

Por el contrario, en las secciones de columnas donde se espera la formación de rótulas plásticas, las solicitaciones demandadas provendrán de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., debiéndose utilizar los factores de reducción de resistencia correspondientes, según el artículo 1.6.

**C 2.3.6.3.** Se estipula un límite superior de **0,70  $\phi P_n$**  para el esfuerzo axial máximo en columnas, porque las secciones fuertemente cargadas requieren una gran cantidad de armadura transversal para que sean adecuadamente dúctiles. El límite superior se aplica tanto a columnas donde no se espera la formación de rótulas plásticas como a aquellas columnas donde se espera la formación de rótulas plásticas.

Cuando las cargas en las columnas de pórticos se han obtenido siguiendo los principios del diseño por capacidad, el valor de  $\phi$  a utilizar en la expresión **0,70  $\phi P_n$**  debe tomarse igual a **1,00**.

### **C 2.3.7. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas**

La longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en columnas con poca carga axial es menor que en vigas. Esto es así porque los diagramas de momentos en las columnas tienen una variación lineal y porque los máximos momentos ocurren en los extremos. En una viga, debido a la presencia de la carga gravitatoria, el diagrama de momentos usualmente sigue una variación parabólica entre los momentos extremos y, por lo tanto, los momentos positivos pueden estar cercanos al valor máximo en una longitud importante del elemento. También, en vigas la zona de momento máximo puede estar alejada de los extremos.

Cuando la carga axial en la columna es alta, la cantidad de armadura de confinamiento también será alta y resultará en un incremento de la resistencia del hormigón confinado. Así, la resistencia a flexión de las secciones fuertemente confinadas en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en los extremos del elemento puede ser significativamente mayor que la resistencia a flexión de las secciones menos confinadas que se encuentran fuera de la zona de formación potencial de rótulas plásticas.

Por esta razón, la zona a ser confinada es mayor cuando el esfuerzo axial es alto. La longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica se toma como la mayor entre un múltiplo de la mayor dimensión de la sección transversal o del diámetro y la longitud donde el momento excede un porcentaje del máximo momento.

Por otro lado, el diagrama de momentos para una columna se conoce con precisión en los casos isostáticos y en pórticos bajos donde los efectos de los modos superiores de vibración no son importantes. En pórticos altos donde estos efectos sí son importantes, el diagrama de momentos será diferente al obtenido con las fuerzas sísmicas horizontales. En lugar de un análisis más preciso para determinar la longitud de la zona de formación

potencial de rótula plástica, se considera aceptable lo estipulado en los artículos 2.3.7. (a) y (b).

### **C 2.3.8. Armadura longitudinal**

**C 2.3.8.(a)** El área mínima de la armadura longitudinal es similar a la especificada para elementos no diseñados para acciones sísmicas (Reglamento CIRSOC 201-2005).

**C 2.3.8.(b)** Las áreas máximas son mayores que las correspondientes a elementos no diseñados para acciones sísmicas. Los límites especificados para empalmes por yuxtaposición son tales que si se usa el valor máximo del área de armadura, solamente un tercio de la armadura, podrá empalmarse por vez en una única sección, lo que asegura que los empalmes por yuxtaposición se alternen cuando se utilicen grandes secciones de armaduras.

**C 2.3.8.(c)** El requerimiento relacionado con la separación de las barras longitudinales en zonas de formación potencial de rótulas plásticas es para asegurar que las barras estén razonablemente distribuidas en forma uniforme alrededor del perímetro de la sección a fin de contribuir al confinamiento de la sección. Las barras intermedias pueden también ayudar al confinamiento del nudo viga–columna. En el caso de columnas anchas con vigas angostas, puede requerirse alguna concentración de la armadura flexional efectiva de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.4.6.

### **C 2.3.9 Armadura transversal**

**C 2.3.9.1.(a) - (b)** Las expresiones (2.3-16) y (2.3-18) tienen implícito un factor de ductilidad de curvatura  $\phi_u / \phi_y = 20$  y, a menos que se lleven a cabo estudios especiales, este factor no debería ser mayor o suponerse mayor que **20**.

Con bajos niveles de carga axial la necesidad de armadura transversal de confinamiento disminuye y los requerimientos relativos a la prevención del pandeo de las barras longitudinales se vuelven menos críticos. La cantidad de armadura transversal requerida para prevenir el pandeo de la armadura longitudinal está dada por la expresión (2.3-17) para el caso de estribos circulares o en espiral y por las expresiones (2.2-10) o (2.3-18) para estribos rectangulares cerrados o estribos suplementarios de una rama.

La armadura transversal no deberá ser menor que la mayor de las requeridas para el confinamiento del hormigón y para la prevención del pandeo.

La separación permitida para la armadura transversal: no mayor de **1/4** de la dimensión lateral mínima o del diámetro de la columna, también es para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón. Esta máxima separación se mantiene razonablemente pequeña. Esto es porque el hormigón se confina principalmente por un “efecto arco” entre los estribos y por lo tanto si la separación vertical es demasiado grande una porción importante de hormigón no confinado penetrará en el núcleo de hormigón entre los estribos reduciendo, de esta manera, la sección efectiva de hormigón confinado. La separación máxima es una función de la dimensión de la columna, y por lo tanto, la separación es mayor para secciones más grandes que para secciones más chicas, ya que una mayor penetración del hormigón no confinado entre la armadura transversal tiene un efecto menos importante en la resistencia para secciones más grandes. Los requerimientos en que la separación vertical no debe ser mayor que **6** veces los diámetros de las barras longitudinales son para prevenir el pandeo de estas barras cuando sufran

reversiones en fluencia en tracción y compresión, consistentes con un factor de ductilidad de curvatura de al menos **20**. Es bien sabido que tales reversiones de tensiones en el campo plástico causan una reducción del módulo tangente del acero a tensiones relativamente bajas. Debido al efecto Baüschinger, y por lo tanto, se requiere armadura transversal poco espaciada que provea apoyo lateral para prevenir el pandeo de la armadura longitudinal.

En la mayoría de las secciones rectangulares un solo estribo periférico resulta insuficiente para confinar propiamente al hormigón y para restringir lateralmente a las barras longitudinales. Por lo tanto es necesario disponer estribos yuxtapuestos o combinarlos con estribos suplementarios de una rama. Parece mejor la utilización de un número adecuado de estribos yuxtapuestos en vez de un solo estribo periférico con estribos suplementarios de una rama.

Las ramas de los estribos rectangulares y estribos suplementarios de una rama no deben estar muy separadas a través de la sección si se quiere un adecuado confinamiento y una adecuada restricción al pandeo lateral de las barras longitudinales. Sin embargo, no todas las barras longitudinales necesitan estar lateralmente soportadas por un codo de un estribo cerrado o por un estribo suplementario de una rama. Si las barras o grupos de barras que están soportadas por codos en el mismo estribo no distan más de **200 mm** y un cuarto de la dimensión lateral adyacente de la sección transversal, cualquier barra (o conjunto de barras entre ellas) no necesita tener un apoyo lateral efectivo provisto por un codo. Tampoco necesitan un apoyo lateral especial las barras que se encuentren dentro del núcleo de la sección a más de **75 mm** de la cara interna del estribo periférico.

**C 2.3.9.1.(c)** En los pórticos donde las columnas han sido diseñadas por capacidad a fin de disminuir la posibilidad de que se formen rótulas plásticas, se reduce la necesidad de armadura transversal ya que sólo pueden soportar fluencia limitada bajo condiciones extremas. Por lo tanto, se considera que la cantidad de armadura transversal de confinamiento puede reducirse al **70 %** de la requerida por las expresiones (2.3-16) y (2.3-18). Esto posibilitará que la columna logre un factor de ductilidad de curvatura de al menos  $\mu_{\phi} = 10$  por si fuera necesario. Sin embargo, todavía se requiere la protección contra el pandeo de las barras, y algún grado de confinamiento para el hormigón, y por lo tanto son todavía necesarios todos los otros requerimientos de detallado.

Esta reducción de la armadura transversal no se aplica al capitel y base de las columnas del primer piso ya que, en esas zonas, no puede prevenirse el desarrollo de rótulas plásticas. Nótese que el aumento de longitud de las vigas debido a la rotulación plástica puede conducir a la aparición de rótulas plásticas también en el capitel de las columnas del primer piso. Tampoco se aplicará esta reducción a las columnas donde se espera la formación de rótulas plásticas, como es el caso de pórticos de uno o dos pisos, o el piso superior de un pórtico de varios pisos, diseñados deliberadamente para que esto ocurra.

**C 2.3.9.1.(d)** En la vecindad de la armadura de la viga que pasa a través de, o se ancla en los nudos viga–columna, algunas barras de la columna pueden no estar adecuadamente restringidas para prevenir el pandeo lateral porque la distancia entre el primer estribo en la columna y el del nudo, puede ser excesiva. Las barras típicas afectadas son las de las esquinas de columnas interiores donde el ancho de las vigas es menor que el ancho de la columna, o todas aquellas que están en las caras donde no llega ninguna viga a la columna. En tales casos puede ser necesario poner estribos para las barras afectadas de la columna inmediatamente adyacentes a la armadura de la viga para asegurar que su longitud no soportada no sea mayor que **6** veces su diámetro.

**C 2.3.9.2.** En las zonas de las columnas que se encuentran alejadas de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, la separación de la armadura transversal puede aumentarse, ya que las barras longitudinales no deberían entrar en fluencia y el hormigón no necesita un confinamiento completo. Esta reducción en la cantidad de armadura transversal no se aplica si las zonas de rótulas plásticas están muy próximas. Por ejemplo, para una columna en el primer piso con  $P_u > 0,50 \phi f'_c A_g$  en un pórtico donde la relación entre la luz libre de la columna y la mayor dimensión lateral de la sección transversal es **6** o menos, toda la altura de la columna está dentro de las **2** zonas de formación potencial de rótulas plásticas y por lo tanto deberá confinarse al hormigón completamente.

**C 2.3.9.3.** Se puede admitir que la armadura transversal de confinamiento contribuye a la resistencia al corte del elemento, y al confinamiento de empalmes por yuxtaposición, si efectivamente atraviesa la sección.

Esto es, los estribos interiores paralelos a la dirección del esfuerzo de corte y que pasan alrededor de sólo unas pocas barras longitudinales, no son efectivos como armadura de corte si no se extienden hasta cerca de las fibras extremas en tracción o compresión de la sección transversal. Nótese que es esencial controlar la armadura de corte ya que los requerimientos de corte pueden ser mayores que los requerimientos de confinamiento.

#### **C 2.3.10. Esfuerzo de corte de diseño**

**C 2.3.10.1.(a)** En todos los pisos con excepción del primero y el último, el esfuerzo de corte puede estimarse a partir del gradiente del diagrama de momentos a lo largo de la columna. El mínimo esfuerzo de corte a considerar es  $\phi_b^0$  veces el corte derivado de un análisis elástico de las estructuras ante fuerzas sísmicas horizontales solamente. Se debe tener en cuenta, sin embargo, una distribución desproporcionada de los momentos de las vigas entre las columnas ubicadas por debajo y por encima de una viga, que pudiera dar un gradiente un poco mayor que el que resulta del análisis elástico. Se considera apropiado un **20 %** de aumento por esta causa. Por otro lado, es necesario reconocer las consecuencias más serias de una falla por corte. En tal sentido se incorpora un factor adicional **0,90/0,85** que reconoce los factores pertinentes de reducción de resistencia dados en el artículo 1.6., arribándose a la expresión (2.3-19).

Para tener en cuenta la posibilidad de que la acción sísmica actúe en dirección oblicua, en el caso de pórticos espaciales, el factor **1,30** se aumenta a **1,60** de acuerdo con lo estipulado en la expresión (2.3-20).

Para las columnas del primer piso, aunque el análisis convencional indique que los momentos en el capitel son menores que en la base, como resultado del aumento de longitud de las vigas sometidas a grandes demandas de ductilidad en el nivel **2** y por encima del mismo, debe preverse la formación de una rótula plástica también en el capitel. Consecuentemente, el esfuerzo de corte de diseño viene dado por la expresión (2.3-21).

**C 2.3.10. (b)** En el caso de columnas donde se prevea la formación de una rótula plástica en uno de los extremos solamente, cuando la sobrerresistencia flexional es importante, el gradiente de momentos puede exceder el supuesto en las expresiones (2.3-19) y (2.3-20). Por esta razón debe aplicarse la expresión (2.3-22).

En el cómputo de la capacidad flexional de secciones de columnas, deberá tenerse en cuenta no sólo la sobrerresistencia del acero, sino también la provista por el hormigón confinado de acuerdo con la expresión (2.3-23).

**C 2.3.10.2.** Teniendo en cuenta que la sobrerresistencia de un pórtico es al menos igual al **50 %** por encima del nivel mínimo especificado, se requiere que la capacidad nominal al corte mínima de una columna sea un poco mayor.

### **C 2.3.11. Resistencia al corte**

#### **C 2.3.11.1. (a) Contribución del hormigón a la resistencia al corte**

En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, cuando el esfuerzo axial de compresión es pequeño, esto es, cuando  $P_u / A_g f'_c < 0,10$  el valor de  $v_c$  debe tomarse igual a cero como en el caso de vigas sin carga axial. Para esfuerzos de compresión mayores, la expresión (2.3-24) da un incremento gradual de la contribución del hormigón a medida que aumenta el esfuerzo de compresión.

Cuando se compute  $v_c$  y  $P_u$ , es necesario asegurar que correspondan a las mismas combinaciones de estados de carga. En la expresión (2.3-24),  $P_u$  deberá ser el valor mínimo consistente con el esfuerzo de corte actuante.

**C 2.3.11.1.(b)** La contribución del hormigón a la resistencia al corte en zonas normales, viene dada por las expresiones (2.3-25) y (2.3-26). Esta contribución aumenta cuando existe compresión axial y disminuye en presencia de tracción axial. El segundo término de la expresión (2.3-26) es siempre negativo.

#### **C 2.3.11.2. Diseño de la armadura de corte**

**C 2.3.11.2.1.** Se establecen separaciones máximas de estribos para asegurar que los planos potenciales de falla por tracción diagonal estén cruzados por suficientes conjuntos de estribos.

**C 2.3.11.2.2.** Las limitaciones de la tensión nominal de corte son las mismas que para vigas. Por otro lado, los requerimientos de confinamiento pueden ser mayores que los de corte.

**C 2.3.11.2.3.** Las rótulas plásticas que puedan desarrollarse en columnas no se espera que estén sometidas a grandes demandas de ductilidad y, por lo tanto, a fluencia por tracción cíclica reversible. Más aún, al menos para una dirección de la acción sísmica, existirá una considerable compresión axial que cerraría las grandes grietas. También, es probable que la acción de pasador de un número considerable de las barras longitudinales de las columnas, sea más efectiva en las zonas extremas confinadas. Por esta razón los requerimientos del artículo 2.2.8.3.2. no se aplicarán cualquiera sea el nivel de compresión axial cuando las barras verticales, que se consideran que actúan como pasadores, estén uniformemente distribuidas en todas las caras de la sección de la columna o estén dispuestas en forma circular. De no ser así, y cuando el esfuerzo de compresión sea bajo (menor que  $0,10 f'_c$ ) la columna deberá ser tratada como una viga. Estas columnas normalmente corresponden a edificios bajos o al piso superior de edificios de varios pisos. En la mayoría de los casos es probable que la tensión total de corte en tales columnas no supere  $0,25\sqrt{f'_c}$ .



Las zonas de rótulas plásticas de columnas sometidas a momento y tracción axial, deberán ser tratadas como las zonas similares de vigas. De esta manera, deberá proveerse armadura de corte diagonal en las zonas críticas extremas de dichas columnas cuando la tensión total de corte sea mayor que  $0,25\sqrt{f'_c}$ .

Debe notarse que para esta situación se intenta permitir que se forme una rótula plástica y, por lo tanto, debe esperarse una fluencia considerable de la armadura de la columna. Con una gran tracción axial, la profundidad del eje neutro puede ser tan pequeña que el hormigón estará en contacto en la sección crítica. La recomendación implica que hasta una tensión de corte de  $0,25\sqrt{f'_c}$  puede absorberse sólo por acción de pasador.

**C 2.3.11.2.4.** En elementos sometidos a acciones sísmicas, sólo se deberá utilizar lo estipulado en el artículo 11.7. del Reglamento CIRSOC 201-2005 cuando pueda demostrarse que no ocurrirán deformaciones inelásticas cuando se alcance la sobrerresistencia del sistema.

### **C 2.3.12. Anclajes**

**C 2.3.12.1.** Lo estipulado en los artículos 12.2.5., 12.5.3.4., 12.7.1., del Reglamento CIRSOC 201-2005 referido a la reducción de la longitud de anclaje por la armadura en exceso es inseguro en zonas adyacentes a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas y en los extremos de columnas que se encuentran protegidas por un diseño por capacidad. En tales columnas, la magnitud de las tensiones en las barras longitudinales puede aproximarse a la fluencia.

**C 2.3.12.2.** Las razones para lo establecido en el artículo 2.3.12.2. son las mismas dadas en el artículo C2.2.9.4 para vigas.

**C 2.3.12.3.** Las razones para lo establecido en el artículo 2.3.12.3. son las mismas dadas en el artículo C2.2.9.5 para vigas.

**C 2.3.12.4.** Las razones para lo establecido en el artículo 2.3.12.4. son las mismas dadas en el artículo C2.2.9.6 para vigas.

**C 2.3.12.5.** Se intenta prevenir la posibilidad del pandeo lateral de barras en el doblez de salientes cuando las barras están en compresión, o la pérdida del recubrimiento de hormigón cuando las barras están en tracción.

**C 2.3.12.6.** Estos requerimientos aseguran el anclaje del estribo en el interior del núcleo, aun después de la pérdida del recubrimiento.

### **C 2.3.13. Empalmes**

**C 2.13.1.** Los empalmes no puede ubicarse dentro de la zona de formación potencial de rótulas plásticas donde las condiciones de anclaje pueden ser muy críticas. Por ello, cuando se admitan rótulas plásticas en los extremos de columnas, deberán desplazarse hasta el cuarto medio de la altura de la columna.

## **C 2.4. DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA**

### **C 2.4.2. Limitación de la tensión nominal horizontal de corte**

Se especifica un límite superior de la tensión horizontal nominal de corte a través de un área efectiva, para salvaguardar al hormigón del núcleo de tensiones excesivas de compresión diagonal. Esta área efectiva se especifica en el artículo 2.4.1.

### **C 2.4.3. Anclajes**

La limitación del diámetro máximo de las barras longitudinales de vigas intenta prevenir una pérdida excesiva de adherencia de las barras dentro del nudo.

### **C 2.4.4. Armadura transversal**

La resistencia al corte de un nudo viga–columna ante cargas horizontales monótonicamente crecientes está provista por dos mecanismos: un mecanismo de biela y un mecanismo de celosía. El primer mecanismo está compuesto por una biela de hormigón que atraviesa diagonalmente el nudo. Esta biela es capaz de equilibrar las compresiones transmitidas por el hormigón de vigas y columnas y una parte del esfuerzo de corte transmitido por las barras longitudinales dentro del ancho de la biela. El mecanismo de celosía transmite los esfuerzos de las barras longitudinales de vigas y columnas mediante un campo en compresión diagonal provisto por armaduras horizontales y verticales que equilibran las compresiones generadas en las bielas comprendidas entre grietas.

Existe una importante controversia en relación con la función de la armadura horizontal en un nudo.

De acuerdo con la escuela neocelandesa, cuando el nudo se encuentra sometido a sollicitaciones cíclicas reversibles con plastificaciones importantes en las barras de la armadura, la adherencia se ve comprometida y el mecanismo de biela se empieza a deteriorar ya que la biela se encuentra sometida a compresiones en su eje y tracciones normales a su eje. De esta manera, mientras la escuela neocelandesa le asigna un papel preponderante al mecanismo de celosía, la escuela norteamericana, en cambio, se lo da al mecanismo de biela. De acuerdo con lo anterior, para la escuela neocelandesa, la armadura horizontal en un nudo tiene como función resistir el corte horizontal; para la escuela norteamericana, en cambio, la armadura horizontal tiene como función confinar a la biela comprimida de forma de que pueda mantener su resistencia sin degradaciones importantes.

En la versión original de la **Parte II del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 del año 1983**, se especificaban 2 tipos de hormigones sismorresistentes, el denominado hormigón sismorresistente convencional y el hormigón sismorresistente dúctil. Para el diseño de nudos viga–columna, el primero seguía la escuela norteamericana, mientras que el segundo seguía los criterios de la escuela neocelandesa. Este enfoque, pretendía aunar ambas escuelas tratando de que los criterios no fueran excluyentes sino complementarios. Posteriormente, con la puesta en vigencia del Reglamento se comprobó que la aplicación de la teoría neocelandesa conducía frecuentemente a congestiones importantes de armadura, que dificultaban el colado del hormigón. A raíz de esto, se desarrolló un programa experimental en el Laboratorio de Estructuras de Instituto de Prevención Sísmica, donde se comprobó que los nudos armados con los requerimientos de la escuela

norteamericana, tenían también un buen comportamiento. Siendo su diseño más simple y su materialización en obra menos dificultosa. Con base en los resultados obtenidos, en la **edición 1991 de la Parte II del Reglamento INPRES-CIRSOC 103** se adoptaron los criterios de la escuela norteamericana.

En esta nueva versión 2005 de la Parte II, se mantiene el criterio norteamericano de confinamiento.

#### **C 2.4.5. Armadura vertical**

La armadura vertical también contribuye al confinamiento del nudo y, al mismo tiempo, completa el mecanismo de celosía.

#### **C 2.4.6. Nudos con columnas anchas y vigas angostas**

Cuando, debido a las acciones sísmicas, una viga angosta transmite momentos a una columna ancha, puede ser inseguro suponer que la armadura longitudinal de la columna ubicada alejada del área del nudo, pueda efectivamente participar en la transferencia de momentos entre la columna y la viga.

Por lo tanto, la armadura longitudinal de la columna que se requiere que interactúe en un nivel particular con una viga angosta deberá ubicarse dentro del ancho efectivo del nudo. Para resistir las cargas de los pisos superiores, o de vigas que concurren a la columna en la otra dirección, y para satisfacer requisitos mínimos para la distribución de la armadura longitudinal, las barras longitudinales deben también ubicarse fuera del área efectiva del nudo  $b_j h_c$  tal como se muestra en la Figura 2.17.(a).

Un ejemplo de los detalles pertinentes de la armadura, se muestra en la Figura 2.18. Los requerimientos para la armadura longitudinal y transversal ubicada afuera del área efectiva del nudo  $b_j h_c$  son proveer resistencia torsional y confinamiento.

#### **C 2.4.7. Nudos excéntricos**

Para evitar la necesidad de tener que estimar los efectos torsionales en una columna o en un nudo como resultado de la ubicación excéntrica de la viga que transfiere momentos inducidos por la acción sísmica, el ancho efectivo del nudo se reduce artificialmente y, como una concesión, se permite el procedimiento de diseño normal para el nudo y la columna. Se considera que esta restricción permitirá una reserva de resistencia suficiente de afuera del área efectiva del nudo especificada, para absorber con un margen adecuado de seguridad los efectos torsionales. Sin embargo, se justifica ser conservador en el diseño porque el comportamiento de nudos excéntricos no está bien entendido.

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3.

### TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

#### C 3.1. CLASIFICACIÓN

Resulta conveniente clasificar los tabiques sismorresistentes en tabiques en voladizo y tabiques acoplados, ya que cada uno tiene particularidades propias en su diseño. Es importante también cuantificar el grado de acoplamiento a fin de que el diseñador pueda distinguir si está tratando con tabique acoplados, o con 2 tabiques en voladizo interconectados entre sí.

#### C 3.2. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

**C 3.2.1.** Se espera que en el diseño de tabiques sismorresistentes se utilicen los principios aceptados de acción monolítica estructural. Las armaduras de corte y flexión deberán disponerse en cada parte de la sección transversal de acuerdo con los principios básicos establecidos. El diseñador debe asegurar, usando un detallado apropiado, que la interacción requerida entre las componentes pueda llevarse a cabo cuando se desarrollen la sobrerresistencia flexional y la ductilidad requerida.

#### C 3.2.2. Ductilidad global de la estructura

Se han modificado los valores de la ductilidad global de los tabiques sismorresistentes que aparecen en el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”** para tener en cuenta los efectos que la relación de aspecto  $A_r$  tiene en el comportamiento de tabiques sismorresistentes acoplados o en voladizo. Además, para el caso de tabiques acoplados, la influencia del grado de acoplamiento  $A$  en la capacidad de disipación de energía.

En edificios de baja altura o en los pisos inferiores de edificios altos o de mediana altura, pueden utilizarse tabiques sismorresistentes con reducidas relaciones de aspecto. La resistencia potencial a flexión de tales tabiques puede ser muy grande en relación con las fuerzas horizontales, aún cuando se utilicen las armaduras mínimas especificadas en esta Parte II. Como consecuencia de la baja altura, deben generarse esfuerzos de corte relativamente grandes para desarrollar la sobrerresistencia flexional en la base. Por lo tanto, el comportamiento inelástico de dichos tabiques, está a menudo fuertemente afectado por los efectos del corte. Si bien es posible asegurar una respuesta inelástica flexional, la disipación de energía puede disminuir por efecto del corte. Por lo tanto, es aconsejable diseñar estos tabiques para que tengan una mayor resistencia lateral a fin de reducir las demandas de ductilidad.

En el caso de tabiques acoplados, el grado de acoplamiento **A** influye en la capacidad de disipación de energía. Si este grado es alto, la ductilidad será mayor. A medida que el factor de acoplamiento **A** disminuye, la ductilidad también disminuirá, adoptando en el límite la correspondiente a tabiques en voladizo.

### C 3.3. LIMITACIONES DIMENSIONALES

En la Parte II anterior (edición 1991), las previsiones relativas al pandeo prematuro del tabique fuera del plano, estaban basadas en conceptos del pandeo Euleriano. Investigaciones recientes, teóricas y experimentales, realizadas en Nueva Zelanda, indican que el pandeo potencial fuera del plano en la zona de rótula plástica aparece después que la zona de borde crítica se ha visto sometida a grandes deformaciones inelásticas de tracción. Cuando se revierten las acciones sísmicas, las amplias grietas formadas previamente deben cerrarse antes de que se restablezca la rigidez flexional de la sección, necesaria para la estabilidad. Como consecuencia del cierre irregular de las grietas, se ha observado en este estado, pandeo fuera del plano.

Los parámetros principales que afectan la inestabilidad del tabique bajo tales circunstancias son:

- (a) Las deformaciones máximas de la armadura traccionada, medidas por la ductilidad de curvatura.
- (b) El espesor del tabique en la zona de borde crítica.
- (c) La disposición de la armadura vertical (en una o dos capas)
- (d) La cantidad de armadura vertical en la zona de borde. A medida que la cuantía  $\rho_l$  aumenta, se demora el cierre de las grietas formadas previamente.
- (e) La probable longitud de pandeo.

Aunque la relación entre estos parámetros es relativamente simple, las expresiones derivadas de principios fundamentales no conducen a una fácil aplicación para el diseño de rutina. Por ello, las expresiones que figuran en las prescripciones, contienen una serie de simplificaciones que permiten incorporarlas en el proceso de diseño sin pérdida sensible de exactitud.

**C 3.3.1.** Para prevenir el pandeo lateral, el espesor de la zona de borde de la sección del tabique, no puede ser menor que  $b_{cr}$  dado por la expresión (3-3), la que es aplicable sólo a tabiques con altura superior a **2** pisos.

Las demandas de ductilidad de curvatura, y por lo tanto, las máximas deformaciones de tracción, se estiman con la ductilidad global de la estructura, y la relación de aspecto  $A_r = h_w / L_w$  del tabique. El parámetro  $\xi$  dado por la expresión (3-4), mide el efecto que tiene la cantidad de armadura vertical traccionada en la zona de borde de la sección transversal del tabique, en restringir el cierre de las grietas cuando el momento se revierte. Cuando la zona de borde está fuertemente armada, de manera que  $\rho_l \geq 0,40$ , la inestabilidad se vuelve insensible a la cantidad de armadura y, para estos casos, puede tomarse  $\xi = 0,10$ . En la mayoría de los casos, para tabiques sismorresistentes

rectangulares, los requerimientos de corte controlarán el espesor del tabique, y no serán necesarios elementos de borde.

Cuando la longitud de pandeo, que se supone igual a la longitud teórica de la rótula plástica se acerca o supera la altura no soportada del tabique en el primer piso, la limitación dada por la expresión (3-3) se vuelve muy severa. En tales casos, que se encuentran cuando la longitud del tabique relativa a la altura del primer piso es grande, se supone que la longitud de pandeo es igual al **80 %** de la altura libre no soportada del tabique. Esto se tiene en cuenta en la expresión (3-5).

En la expresión (3-4),  $\rho_I$  debe computarse sólo para la armadura vertical en la zona de borde.

**C 3.3.2.** Como consecuencia de que las zonas extremas de tabiques con sólo una capa de armadura no pueden confinarse, y no puede prevenirse el pandeo lateral de las barras después de la pérdida del recubrimiento, sólo podrá asignársele a estos tabiques una capacidad limitada de ductilidad.

Cuando se aplica el criterio del artículo 3.3.1. a tabiques con sólo una capa de armadura, al menos se requiere un **25 %** de incremento en el espesor del tabique para prevenir la inestabilidad debida al pandeo fuera del plano. Cuando se desarrollen grandes ductilidades, se necesitará espesores mayores que **200 mm**, para lo cual el artículo 3.5.4.2. requiere que se dispongan dos capas de armadura.

**C 3.3.3.** Cuando los criterios de estabilidad controlan la geometría de la sección del tabique, será necesario ensanchar el tabique en las zonas de borde. Ésto se logra proveyendo elementos de borde con dimensiones suficientes de manera de brindar una adecuada rigidez flexional en los extremos de la sección del tabique. La expresión (3-6) especifica las dimensiones mínimas de tales elementos, y la Figura 3.2. resume las aplicaciones posibles.

**C 3.3.4.** En el caso de tabiques con relaciones de aspecto pequeñas y bajas demandas de ductilidad, los criterios de estabilidad no serán críticos. En tales casos, lo especificado en el artículo 3.3.1. puede conducir a secciones excesivamente delgadas.

Con lo especificado en el artículo 3.3.4. se asegura que la relación entre el espesor del tabique y la altura libre en zonas de formación potencial de rótula plástica, sea al menos **1/20** y **1/16** para ductilidades comprendidas entre  $\mu = 2$  y  $\mu = 6$  respectivamente.

**C 3.3.5.** El área de un ala que intenta estabilizar el extremo de un tabique, debe determinarse por la expresión (3-6). Para prevenir el pandeo fuera del plano de alas anchas y delgadas, deberá cumplirse con lo especificado en el artículo 3.3.4. Si la cuantía de la armadura en el ala es grande y el ancho del ala es mayor que **3** veces su espesor, la expresión (3-3) controlará el espesor del ala.

## **C 3.4. RIGIDEZ**

Las razones para tener en cuenta los efectos del agrietamiento, son las mismas que las contenidas en el artículo C2.2.2. para vigas.

## C 3.5 DISEÑO A FLEXIÓN

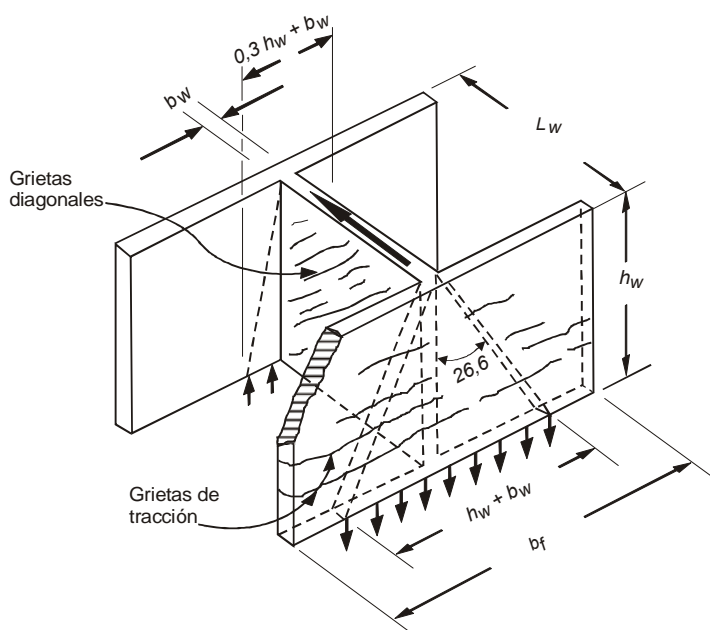
### C 3.5.1. Redistribución de momentos

Los principios y las razones para la redistribución de momentos entre tabiques sismorresistentes con ductilidad completa, son los mismos que los correspondientes a pórticos sismorresistentes con ductilidad completa.

### C 3.5.2. Ancho efectivo de las alas

Como en el caso de vigas, también es necesario determinar la sobrerresistencia flexional de la sección crítica de tabiques sismorresistentes. En tabiques con alas, la sobrerresistencia está controlada principalmente por la cantidad de armadura traccionada que se movilizará durante un gran desplazamiento inelástico. Por lo tanto, es necesario estimar el ancho efectivo en tracción. El ancho efectivo en compresión no tiene una influencia importante en la estimación de la sobrerresistencia flexional.

La expresión (3-8) se basa en la suposición que los esfuerzos verticales debidos a las tensiones de corte introducidas por el alma del tabique en el ala traccionada, se difunden con una pendiente 1:2 (26,6°), (ver la Figura C3.1.).



**Figura C3.1. Estimación de ancho efectivo de ala en tabiques sismorresistentes.**

Aunque la resistencia a flexión de secciones de tabiques con el ala en compresión es insensible con relación al ancho efectivo supuesto, debe tenerse presente que, después de importantes incursiones por tracción en fluencia, el área de contacto en compresión se vuelve más bien pequeña, con las barras exteriores hacia los extremos del ala todavía con deformaciones de tracción. Por ello, se supone que el ancho efectivo en compresión viene dado por la expresión (3-9).

### **C 3.5.3. Momentos de diseño en la base**

De acuerdo con los principios del diseño por capacidad, el momento de diseño en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, debe provenir de las combinaciones de estados de carga y verse afectadas del correspondiente factor de reducción de resistencia.

### **C 3.5.4 Armadura longitudinal**

**C 3.5.4.1.** De acuerdo con la práctica aceptada, la cantidad mínima de armadura en cualquier parte de un tabique sismorresistente, no debe ser menor que  $0,70 / f_y$  del área de esa parte. Por similitud al caso de columnas, la armadura longitudinal no deberá ser mayor a  $16 / f_y$  del área de la sección transversal del tabique donde está dispuesta.

**C 3.5.4.2.** Se permite sólo una capa de armadura para tabiques con espesores menores o iguales a **200 mm**.

**C 3.5.4.3.** Se limita el diámetro máximo de las barras para evitar el uso de barras de gran diámetro en tabiques de pequeño espesor.

### **C 3.5.5. Interrupción en altura de la armadura longitudinal**

Si la armadura vertical se interrumpiera exactamente siguiendo el diagrama de momentos que se obtiene de las fuerzas sísmicas horizontales especificadas, podrían formarse entonces rótulas plásticas con igual probabilidad en cualquier lugar a lo largo de la altura del tabique durante un terremoto severo. Ésto sería indeseable desde el punto de vista del diseño porque las rótulas plásticas requieren un detallado especial y necesariamente más oneroso. Por otro lado, si se formaran las rótulas plásticas a cierta altura por encima de la base del tabique, aumenta fuertemente la ductilidad de curvatura demandada para obtener una misma ductilidad de desplazamiento. Más aún, como en el caso de vigas, la resistencia al corte de tabiques de hormigón armado disminuye en las zonas donde la armadura flexional entra en fluencia. Esto necesitaría armadura de corte adicional en todos los niveles. Es más racional asegurar que una rótula plástica pueda desarrollarse sólo en una ubicación predeterminada, lógicamente ésta sería en la base del tabique, proveyendo resistencia flexional en el resto del tabique en exceso de las máximas demandas probables.

Las envolventes de momentos de la respuesta dinámica, elástica e inelástica, de tabiques sismorresistentes sometidos a terremotos severos, muestran una variación aproximadamente lineal de las demandas de momentos. Como consecuencia se ha estipulado que la armadura flexional en tabiques sismorresistentes en voladizo se interrumpa de modo tal de dar una variación lineal de la resistencia a momentos con la altura no menor que la demanda de momento. Esta variación lineal se obtiene a partir del momento nominal en la base del tabique y momento igual a cero en la parte superior del mismo, como se indica con la línea de trazos Figura 3.3.

Cuando se interrumpe la armadura vertical, debe considerarse también el fenómeno de corrimiento de la tracción. De acuerdo con ello, este corrimiento se supone igual a la longitud del tabique  $L_w$ . Por lo tanto, las barras a interrumpir deben extenderse una distancia no menor que la longitud de anclaje  $l_d$ , por encima del nivel en el cual se requieren para que desarrollen su tensión de fluencia, Figura 3.3.



La demanda de armadura flexional en un tabique en voladizo, no es proporcional a la demanda de momento, como la suministrada por la envolvente lineal descrita, por la presencia de compresión axial. Si la cantidad de armadura vertical se mantuviera constante con la altura, la resistencia a flexión de la sección se reduciría con la altura, porque la compresión axial disminuye.

Los tabiques sismorresistentes en voladizo están normalmente sometidos a compresiones axiales bien por debajo del nivel correspondiente a la carga balanceada, y los diagramas de interacción Momento–Carga Axial, claramente muestran que en este campo la sección es más bien sensible a la intensidad de la compresión axial. Este aspecto rara vez es crítico, pero igual se justifica ser conservador con la interrupción de la armadura vertical.

### **C 3.5.6. Armadura transversal**

En tabiques sismorresistentes, la armadura transversal se dispone horizontalmente con el propósito de resistir los esfuerzos de corte, controlar las deformaciones de retracción, restringir el pandeo lateral de las barras en compresión y confinar el hormigón en zonas donde las deformaciones de compresión son grandes. Los principios también se aplican a las vigas de acoplamiento.

**C 3.5.6.1.** Los requerimientos con respecto a separación, cantidad y diámetro de las barras en las almas de los tabiques, son similares para las armaduras horizontales y verticales.

### **C 3.5.6.2. Control del pandeo de las barras longitudinales**

Se intenta asegurar que la armadura longitudinal principal, usualmente dispuesta cerca de los bordes del tabique, tenga un apoyo lateral adecuado, teniendo en cuenta el efecto Baüschinger, que posibilite su incursión en compresión en el campo plástico. Los requerimientos se extienden a aquellas zonas ubicadas horizontalmente o verticalmente, donde la armadura longitudinal pueda entrar en fluencia. En la mayoría de los tabiques, cada barra vertical debe suponerse que está sometida a fluencia alternativa en tracción y compresión. La extensión vertical de la fluencia potencial se define en el artículo 3.5.6.2.(a-i). Se exceptúan de estos requerimientos, los tabiques con una sola capa de armadura, o aquéllos que en la zona crítica de compresión flexional tengan una cuantía de la armadura vertical inferior a  $2 / f_y$ . En estos casos no se espera que la armadura longitudinal entre en fluencia. Más aún, tampoco se espera que se pierda el recubrimiento.

Los requerimientos de detallado para las formas de los estribos, el área de las ramas, y la separación, son similares a los establecidos para las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas. La interpretación de estos requerimientos, se ilustra en la Figura 3.4., que muestra una pequeña ala y un elemento de borde típico, que contiene el grueso de la armadura flexional longitudinal para un tabique.

Debe destacarse que el límite  $2 / f_y$  para la cuantía de la armadura longitudinal, se refiere a 2 o más barras cerca de los bordes de un tabique. Por ejemplo, la cuantía local de la armadura cerca del borde del tabique en la Figura 3.4. es  $\rho_l = 2 A_b / b s_v$ .

### **C 3.5.6.3. Confinamiento de la zona comprimida**

Se requiere confinar al hormigón comprimido, usualmente en la base del tabique, sólo si la deformación de compresión se espera que sea excesiva. Por lo tanto estos requerimientos

son dependientes de la profundidad crítica del eje neutro  $c_c$  definida en la expresión (3-11). El factor de sobrerresistencia flexional  $\phi_w^0$  reconoce que cuando se ha provisto resistencia flexional en exceso, la demanda de ductilidad de curvatura es probable que se reduzca y por lo tanto puede aceptarse una profundidad mayor del eje neutro. Un caso similar se produce cuando se tiene una reducida capacidad de ductilidad. En la mayoría de los tabiques la profundidad del eje neutro será menor que la crítica y por lo tanto no se requerirá ningún confinamiento.

La armadura transversal de confinamiento según la expresión (3-14) debe distribuirse en una longitud de la parte comprimida de la sección del tabique definida por la expresión (3-13). Cuando se requiera confinamiento, al menos la mitad de la zona de compresión debe confinarse. La Figura 3.5.(a). ilustra la definición de las zonas de un tabique donde se requiere armadura transversal para confinar el hormigón comprimido y otras zonas donde debe asegurarse la estabilidad de las barras verticales.

La armadura transversal deberá disponerse en una altura medida desde la base no menor que la longitud del tabique  $L_w$  o  $h_w/6$  (de acuerdo con el artículo 3.5.6.2.(a-i)).

Cuando se exceda el **80 %** del valor límite dado por la expresión (3-11), no se podrán usar tabiques con una sola capa de armadura.

Detalles típicos de los estribos usados para confinar el hormigón comprimido o para estabilizar las barras en compresión, y el anclaje de la armadura de corte horizontal en la zona extrema de la sección de un tabique, se muestran en la Figura 3.5.(b).

La zona de formación potencial de rótula plástica en un tabique en voladizo se supone en su base. Fuera de esta zona, no se necesitan los requerimientos especiales de detallado siempre que se asegure que no entre en fluencia la armadura longitudinal. Esto puede lograrse si la armadura flexional se interrumpe de acuerdo con la envolvente lineal establecida en el artículo 3.5.5.

## **C 3.6. DISEÑO AL CORTE**

### **C 3.6.1. Esfuerzo de corte de diseño**

El diseño por capacidad aplicado a estructuras constituidas por tabiques sismorresistentes de hormigón armado, se relaciona principalmente con la estimación de los máximos esfuerzos de corte que podrían generarse cuando el mecanismo de colapso elegido esté desarrollando la sobrerresistencia flexional.

La rótula plástica potencial se ubicaría en la base del tabique. Los esfuerzos de corte inducidos durante la respuesta dinámica de tabiques en voladizo pueden ser considerablemente mayores que los valores obtenidos de la aplicación de las fuerzas sísmicas horizontales, aún cuando se escalen al que correspondería al desarrollo de la sobrerresistencia flexional en la rótula plástica en la base. Esfuerzos de corte mayores se generan debido a los modos superiores de vibración en la altura del tabique por encima de la rótula plástica en la base, zona que se intenta permanezca elástica. Por lo tanto, el esfuerzo de corte de diseño viene dado por la expresión (3-15).

Algunos tabiques, particularmente en edificios bajos o de mediana altura, pueden tener una resistencia flexional inherente bien en exceso de la requerida, aún con la mínima

cuantía de la armadura longitudinal. En estos tabiques, las demandas de ductilidad son muy pequeñas o nulas, y por lo tanto, responderán esencialmente dentro del campo elástico. Por esta razón el esfuerzo de corte de diseño se limita al valor correspondiente a la respuesta elástica.

### **C 3.6.2. Resistencia al corte**

#### **C 3.6.2.1. Tensión nominal de corte**

Para evitar evaluar la altura útil  $d$  en secciones transversales de tabiques se acepta suponer  $d = 0,80 L_w$ .

**C 3.6.2.2.** Los ensayos demuestran que el aplastamiento del hormigón del alma en la zona de rótula plástica, en la base de tabiques en voladizo, puede ocurrir después de sólo unos pocos ciclos de carga reversible con ductilidades de desplazamiento de **4** o más. El aplastamiento prematuro del hormigón del alma puede esperarse cuando, debido a grandes demandas de ductilidad de curvatura en la zona de rótula plástica, el hormigón que soporta tensiones de compresión diagonal, también está sometido a grandes deformaciones transversales de tracción. Para prevenir el aplastamiento del hormigón del alma, la expresión (3-20) hace depender a la máxima tensión de corte total de la demanda de ductilidad, y de la resistencia flexional en exceso provista medida por el factor de sobrerresistencia flexional  $\phi_w^0$ .

#### **C 3.6.2.4. Contribución del hormigón a la resistencia al corte**

La restricción de la contribución del hormigón en la resistencia al corte en la zona de formación potencial de rótula plástica para tabiques sismorresistentes, dada por la expresión (3-21), es similar a la dada por la expresión (2.3-24) para columnas, excepto que la contribución del hormigón  $v_c$  a la resistencia al corte, puede admitirse aun para cargas de compresión muy pequeñas, lo que se encuentra comprobado por ensayos.

A causa de la distribución de la armadura vertical en todo el ancho del tabique, se espera un mejor control de las grietas diagonales que en el caso de vigas.

Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica, la contribución del hormigón viene dada por las expresiones (3-22) y (3-23).

### **C 3.7. EMPALMES**

**C 3.7.1.** Como consecuencia de que una gran cantidad de armadura vertical pueda tener que extenderse a través de varios pisos, pueden ser inevitables algunos empalmes en la zona de formación potencial de rótula plástica. Estos empalmes deben escalonarse de manera que no más de un tercio de la armadura se empalme en el mismo nivel, en la zona de formación potencial de rótula plástica. En cualquier otra zona donde no se espera fluencia de la armadura, no existe ninguna restricción para los empalmes.

**C 3.7.3.** Como regla general los empalmes de cualquier tipo deben escalonarse. Sin embargo, los empalmes soldados o con conectores mecánicos con resistencia y rigidez probada no necesitan escalonarse.

## **C 3.8. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS**

### **C 3.8.1. Diseño de vigas de acoplamiento**

**C 3.8.1.1.** Los principios de la redistribución de solicitaciones pueden aplicarse al caso de la redistribución vertical del esfuerzo de corte en vigas de acoplamiento. Las armaduras de las vigas de acoplamiento, no deberían variarse continuamente con la altura sino en el menor número de niveles que sea posible. Este es el objeto de la redistribución vertical del corte.

**C 3.8.1.2.** Las vigas de acoplamiento necesitan ser muy dúctiles para asegurar una adecuada ductilidad global. Para controlar los desplazamientos de corte y prevenir fallas de corte por deslizamiento, tales vigas deben armarse con armadura diagonal, a menos que sean relativamente esbeltas. Vigas con la misma relación entre la luz libre y la altura, pueden tener que desarrollar ductilidades considerablemente mayores en tabiques acoplados que en pórticos. Cuando la tensión máxima de corte es muy pequeña o la relación luz–altura es grande, como estipula la expresión (3-27), puede usarse armadura convencional para flexión y para corte. En caso contrario, deberá utilizarse armadura diagonal.

Para posibilitar que las barras diagonales, dispuestas como si fueran columnas internas en las vigas de acoplamiento, sean totalmente efectivas en compresión, deberá prevenirse el pandeo de cada barra, particularmente normal al plano de la viga.

Cuando las vigas de acoplamiento son monolíticas con la losa puede ser necesario evaluar la contribución de la armadura efectiva de la losa, ubicada paralela a los tabiques acoplados, a la sobrerresistencia que puede desarrollarse en dichas vigas.

**C 3.8.1.5.** Cuando las barras diagonales u horizontales de la armadura principal de vigas de acoplamiento se anclen en tabiques adyacentes, la longitud de anclaje debe aumentarse. Esto es para tener en cuenta el probable efecto adverso de la carga cíclica reversible en el anclaje de un grupo de barras y el hecho de que el hormigón en el tabique puede estar sujeto a tracción transversal a las barras ancladas.

### **C 3.8.2. Diseño de tabiques**

#### **C 3.8.2.1. Esfuerzos axiales inducidos por la acción sísmica cuando se alcanza la sobrerresistencia de las vigas de acoplamiento**

Para estructuras con varios pisos sería innecesariamente conservativo sumar todos los esfuerzos de corte correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia flexional de las vigas de acoplamiento por encima del nivel considerado. Por ello, se estipula el uso de la expresión (3-29).

#### **C 3.8.2.2. Factor de sobrerresistencia**

Para estimar el máximo momento de vuelco probable que puede desarrollarse, es necesario adoptar cargas gravitatorias que sean reales y consistentes con el evento sísmico. De acuerdo con ello, y sólo para este propósito, los esfuerzos axiales a los que pueden estar sometidos los tabiques cuando se desarrolle la sobrerresistencia flexional, se

estimarán de acuerdo con las expresiones (3-30) y (3-31), despreciando la presencia de la sobrecarga.

Por similitud con la expresión (3-12), puede definirse el factor de sobrerresistencia de un tabique acoplado, de acuerdo con la expresión (3-32).

### **C 3.8.2.3. Esfuerzos de corte de diseño**

De acuerdo con los principios del diseño por capacidad el esfuerzo de corte debe tener en cuenta la sobrerresistencia de la rótula plástica y los efectos de los modos superiores de vibración. El término entre paréntesis en la expresión (3-33) permite considerar en forma aproximada la distribución de los esfuerzos de corte entre los dos tabiques, la cual cuando desarrollan su sobrerresistencia flexional, es probable que difiera de la establecida con el análisis elástico inicial.

### **C 3.8.2.4. Corte por deslizamiento**

En tabiques sismorresistentes con un grado de acoplamiento importante ( $A > 1/3$ ), se puede considerar a la estructura como un solo tabique en voladizo que transfiere el corte total, sin tener en cuenta el esfuerzo axial inducido por la acción sísmica en cada uno de los tabiques componentes.

Cuando los tabiques estén débilmente acoplados ( $A < 1/3$ ), es preferible considerarlos como unidades independientes, y por lo tanto, diseñar la junta constructiva con el esfuerzo axial derivado de la carga gravitatoria y de la acción sísmica.

## **C 3.9. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES POCO ESBELTOS**

Como consecuencia de las dimensiones relativas, condiciones de borde, y el modo en que el corte es introducido, los mecanismos de resistencia al corte, apropiados para vigas de hormigón armado, no son totalmente aplicables en el caso de tabiques poco esbeltos. Limitando la tensión nominal de corte y proveyendo una adecuada armadura horizontal de corte, pueden evitarse las fallas por compresión y tracción diagonal. Las deformaciones inelásticas requeridas para posibilitar la disipación de energía, se esperan que se originen principalmente por deformaciones posfluencia generadas en la armadura vertical. Sin embargo, después de unos pocos ciclos de reversiones en los desplazamientos que provoquen deformaciones plásticas importantes en la armadura vertical, puede ocurrir un desplazamiento por deslizamiento en la base o a lo largo de grietas flexionales que se interconectan y generan un plano de falla continuo y aproximadamente horizontal. Estos desplazamientos, por deslizamiento, son los responsables de una reducción importante de la rigidez, particularmente al principio de una incursión inelástica con pequeñas intensidades en los esfuerzos. Como consecuencia se reduce la disipación de energía.

### **C 3.9.1. Corte por deslizamiento**

Los mecanismos tradicionales de resistencia son el de fricción por corte y el mecanismo de pasador provisto por las armaduras verticales que atraviesan el plano de falla. Sin embargo, en la base de un tabique poco esbelto donde es probable que se desarrolle una grieta continua en la junta constructiva, también es necesario transferir momentos. Por lo tanto, la transferencia de corte a lo largo del plano crítico de deslizamiento, estará

restringida a la armadura vertical y a la zona de compresión por flexión, donde se lleva a cabo la apertura y el cerrado cíclico de las grietas.

(a) La acción de pasador de las barras verticales está asociada a importantes desplazamientos por corte.

La mayoría de las barras verticales entrarán en fluencia antes de que la grieta pueda cerrarse. Por lo tanto, sólo algunas barras en el núcleo elástico podrán contribuir a la resistencia al corte por deslizamiento por acción de pasador. La expresión (3-34) refleja este hecho.

(b) Los ensayos relacionados con el mecanismo resistente de fricción por corte, muestran que existe un límite superior, a partir del cual, las fuerzas de cierre provistas por la armadura vertical y / o por compresiones externas, no aumentan la resistencia al corte. Esta resistencia al corte límite, obtenida con carga monótonica, es del orden de  $0,35 f'_c$ . Con desplazamientos cíclicos, es improbable que pueda lograrse una tensión de corte superior a  $0,25 f'_c$ . Por lo tanto, se recomienda que la resistencia al corte por deslizamiento se estime de acuerdo con la expresión (3-35).

Nótese la importancia que tiene la profundidad  $c$  de la zona de compresión. Si el corte aplicado al tabique es constante, el momento en la base, y por lo tanto  $c$ , aumentará con la altura  $h_w$  del tabique. Como corolario, con la altura  $h_w$  constante y el corte constante,  $c$  disminuirá a medida que aumente la longitud  $L_w$  del tabique. Así, la contribución de la zona de compresión por flexión a la resistencia al corte por deslizamiento, aumentará con la relación de aspecto  $h_w/L_w$ .

**C 3.9.1.2.** El factor  $R_d$  tiene en cuenta la influencia que el exceso de resistencia y la ductilidad global tienen en la degradación de resistencia. Así, mientras mayor sea la sobrerresistencia y menor sea su ductilidad, la degradación de resistencia será menor y menor la resistencia adicional a proveer con armadura diagonal.

### **C 3.9.2. Armadura horizontal**

La armadura horizontal controla la falla por tracción diagonal. Se supone que el corte se introduce por un flujo uniforme de tensiones en la parte superior del tabique. Por lo tanto, si se acepta un plano potencial de falla a  $45^\circ$ , la porción del tabique a la derecha del plano potencial recibirá un corte igual al especificado por la expresión (3-41).

### **C 3.9.4. Tabiques con aberturas dispuestas en forma irregular**

Deberán evitarse debilidades no intencionales o elementos frágiles en zonas de fluencia potencial para una disposición particular de las aberturas. Cuando los tabiques presenten aberturas importantes e irregulares, deberán usarse preferentemente modelos biela-tirante con un cuidadoso detallado de los nodos, para posibilitar el desarrollo de un flujo de esfuerzo viable. Deberá prestarse atención a aquellas situaciones donde la disposición de las aberturas irregulares necesite diferentes flujos de esfuerzos internos para cada una de las direcciones de la acción sísmica.



## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4.

### SISTEMAS PÓRTICO-TABIQUE SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

#### C 4.1.1. Ductilidad global de la estructura

La contribución de todos los tabiques a la resistencia ante acciones sísmicas, depende de la relación entre el corte en la base resistido por los tabiques y el corte total en la base. Cuando esta relación es pequeña ( $\leq 1/3$ ) la resistencia a acciones sísmicas está provista principalmente por los pórticos. Cuando, por el contrario, la relación es grande ( $\geq 2/3$ ) la resistencia está provista fundamentalmente por los tabiques. En cada una de estas situaciones, la ductilidad global corresponderá a la de pórticos en el primer caso, y a la de tabiques, en el segundo. En las situaciones intermedias, podrá interpolarse linealmente.

#### C 4.2. DISEÑO DE PÓRTICOS

Como es sabido, el propósito fundamental del factor de amplificación dinámica  $\omega$  es incrementar las demandas de momentos por encima y por debajo de una viga debido a la participación de los modos superiores de vibración durante la respuesta dinámica. Las formas modales en los sistemas pórtico-tabique están fuertemente controladas por las deformaciones de los tabiques. Por esta razón, los tabiques que cubren toda la altura, protegen a las columnas de grandes demandas locales de momentos debidos a los efectos de los modos superiores. Los análisis dinámicos demuestran que en el caso de sistemas pórtico-tabique, un valor de  $\omega = 1,20$  es suficiente para proteger a las columnas de rotulaciones plásticas en los niveles superiores, cuando los tabiques cubren toda la altura.

Como consecuencia de que el factor de amplificación dinámica para las columnas de sistemas pórtico-tabique, cuando los tabiques cubren toda la altura, es relativamente bajo, la reducción de los momentos de diseño debida a una compresión axial pequeña o a una tracción axial, rara vez excederá del **20%**. Para simplificar los cálculos, se puede tomar  $R_m = 1,00$ .

Columnas de sistemas pórtico-tabique que se extienden por encima del nivel superior de tabiques con altura parcial, están menos protegidas de rotulaciones plásticas. Por lo tanto, en estas columnas es deseable resistencias flexionales mayores si se quiere mantener el criterio de “columna fuerte–viga débil” en los niveles donde los tabiques están ausentes. Sin embargo, en comparación con el caso de pórticos solos, sin tabiques, existe alguna protección para las secciones de columnas ubicadas por encima del nivel superior del tabique de altura parcial.

Por lo tanto, el valor máximo del factor de amplificación dinámica  $\omega_p$  está dado por la expresión (4-2) que resulta de una interpolación lineal entre el valor correspondiente a pórticos  $\omega$  y **1,20**.



**C 4.2.2.2.** La expresión (4-3) da los mismos valores de la Tabla 2.4 cuando el factor de amplificación dinámica  $\omega$  es **1,30** o menos.

**C 4.2.2.3.** El procedimiento para la evaluación de los esfuerzos de corte de diseño en columnas, es muy similar al utilizado para el diseño por capacidad de pórticos. Refleja un grado mayor de conservatismo para tratar de evitar una falla por corte en la columna ante cualquier evento. A pesar de la aparente severidad de la expresión (4-4) los requerimientos de corte para columnas rara vez son críticos, como consecuencia del muy bajo valor de  $V_E$  que se obtiene del análisis elástico.

## **C 4.3. DISEÑO DE TABIQUES**

### **C 4.3.1. Interrupción en altura de la armadura longitudinal**

La envolvente de momentos que muestra la Figura 4.2. es similar, pero no la misma, que la especificada para tabiques en voladizo (Figura 3.3.). Se especifica aquí una resistencia flexional ligeramente mayor en los pisos superiores, relacionando el momento en el extremo superior del tabique al máximo momento revertido, producto del análisis elástico original. Es importante destacar que la envolvente está relacionada con la resistencia nominal a flexión del tabique en su base, tal cual está detallado, en vez de hacerlo con el momento requerido producto del análisis elástico ante fuerzas sísmicas horizontales. La envolvente se refiere a la resistencia nominal a flexión efectiva. Por lo tanto, las barras verticales deberán extenderse por encima de los niveles indicados por la envolvente, al menos una longitud igual a la longitud de anclaje.

### **C 4.3.2. Esfuerzo de corte de diseño**

**C 4.3.2.1.** El enfoque adoptado para el diseño al corte de sistemas pórtico–tabique es una extensión de la metodología adoptada para tabiques en voladizo. En la primera etapa, el esfuerzo de corte se incrementa sobre el valor inicial al correspondiente al desarrollo de la sobrerresistencia flexional de la rótula plástica en la base del tabique. Ésto se logra con la introducción del factor de sobrerresistencia flexional  $\phi_w^0$ . En la próxima etapa, se amplifica nuevamente para tener en cuenta la respuesta dinámica inelástica de la estructura.

Por otro lado, se ha demostrado que para un registro de un terremoto dado, los esfuerzos de corte en la base inducidos dinámicamente en sistemas pórtico–tabique, aumentan a medida que aumenta la participación de los tabiques al corte total en la base (expresiones (4-5) y (4-6)). Esto se tiene en cuenta a través de la relación de corte  $\eta_v$  dada en la expresión (4-7). La expresión (4-6) muestra que a medida que  $\eta_v$  aumenta,  $\omega_v^*$  aumenta hasta llegar a ser igual a  $\omega_v$ , cuando  $\eta_v = 1,00$ .

**C 4.3.2.2.** Como es dable esperar, durante la respuesta a un sismo severo, pueden generarse esfuerzos de corte mucho mayores que los provenientes de un análisis elástico ante fuerzas sísmicas horizontales. Un escalamiento lineal del diagrama de esfuerzos de corte, de acuerdo con la expresión (4-5), daría predicciones erróneas de las demandas de corte en los pisos superiores. Por esta razón, se estipula el diagrama envolvente dado en la Figura 4.3. Se observa que la envolvente citada da la resistencia al corte, requerida en términos del corte en la base obtenido con la expresión (4-5).

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5. DIAFRAGMAS

### C 5.1. CAMPO DE VALIDEZ

La función principal de los diafragmas es asegurar una interacción eficiente de todos los elementos resistentes a las acciones sísmicas horizontales en un edificio. Se encuentran en general 2 tipos de diafragmas en edificios. El primer tipo aparece en cualquier nivel donde el sistema de piso, actuando como una viga alta horizontal transmite las fuerzas generadas por la acción sísmica a los distintos planos verticales sismorresistentes, tales como pórticos o tabiques. El segundo tipo, se encuentra cuando, en un nivel particular, se necesitan transferir grandes esfuerzos de corte de un sistema resistente, tal como un núcleo central de corte, a otro sistema resistente, tal como tabiques de fundación periféricos, y en sistemas pórtico–tabique. En estos diafragmas, denominados diafragmas de transferencia, los efectos del corte pueden ser críticos.

### C 5.2. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO

**C 5.2.1. – C 5.2.2.** A menos que se usen métodos numéricos de integración paso a paso, que provean información sobre las aceleraciones de piso correspondientes a registros apropiados de terremotos, las acciones sísmicas de diseño en los diafragmas sólo pueden aproximarse. Como estas acciones rara vez son críticas, generalmente pueden usarse hipótesis conservadoras. Para ello, los principios del diseño por capacidad son apropiados. De esta manera, pueden estimarse las fuerzas sísmicas horizontales en cada nivel, que pueden ser resistidas por los sistemas resistentes principales cuando ellos desarrollen su sobrerresistencia. El conjunto de estas fuerzas transmitidas entre los diafragmas y los pórticos o tabiques en cada nivel, pueden usarse para proveer una resistencia adecuada para corte y flexión en el diafragma.

En sistemas pórtico–tabique, pueden generarse fuerzas excepcionalmente grandes debido a los esfuerzos internos necesarios para rectificar la inherente incompatibilidad de deformaciones de pórticos y tabiques.

### C 5.3. DIAFRAGMAS DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU

**C 5.3.1.** Los modelos biela–tirante resultan muy aptos para determinar el flujo interno de esfuerzos, particularmente cuando el diafragma presenta grandes aberturas.

Si en este último caso se pone de manifiesto un serio problema producto de una abertura particular, es improbable que pueda resolverse utilizando métodos más refinados de análisis, tales como elementos finitos; un rediseño de la abertura, cambiando el tamaño o la posición, puede llegar a ser lo más conveniente.

## **C 5.4. DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ELEMENTOS PREMOLDEADOS**

**C 5.4.1. – C 5.4.2. – C 5.4.3.** Cuando se imponen grandes demandas de ductilidad en pórticos, puede esperarse un alargamiento significativo en las vigas. La acción de diafragma, en este caso, está conferida por una capa de compresión relativamente delgada armada con una malla mínima. Puede esperarse grandes grietas concentradas donde las rotulas plásticas introducen deformaciones importantes de tracción en la capa de compresión. Estas grandes grietas pueden hacer que los paneles de losas se vuelvan inefectivos en compresión diagonal. Para posibilitar en estas circunstancias que un mecanismo biela-tirante funcione dentro del diafragma, los paneles necesitan proveer un campo en tracción diagonal donde las vigas sean los elementos comprimidos, como se muestra en la Figura 5.2. Una malla mínima en la capa de compresión es probable que sea inadecuada para transmitir los esfuerzos de tracción concentrados en los nudos del campo traccionado aún si estos esfuerzos no fueran importantes en términos de las tensiones nominales de corte. En tales situaciones, se deberá proveer una armadura extra en la capa de compresión, por ejemplo, en la forma que se muestra en la Figura 5.3. La armadura debe estar bien anclada en el diafragma para permitir una difusión de los esfuerzos de tracción dentro del panel y posibilitar que la malla trabaje eficientemente a tracción.

## **COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6. FUNDACIONES**

### **C 6.1. CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO**

**C 6.1.1. – C 6.1.2.** Se intenta inculcar a los diseñadores que cuando se confía en la disipación de energía, es esencial que la plastificación se concentre en ubicaciones predeterminadas y que tales plastificaciones puedan ocurrir sin daños serios.

### **C 6.2. CLASIFICACIÓN**

Debe hacerse una distinción clara entre las respuestas elásticas e inelásticas de la superestructura y del sistema de fundación. Esta distinción es un requisito previo de la filosofía del diseño por capacidad. Aunque habrá casos donde el sistema combinado superestructura–fundación no responda exactamente a las categorías que aquí se presentan, los principios generales deberían posibilitar que los diseñadores desarrollen con facilidad enfoques aplicables a sistemas intermedios. La elección entre fundaciones con respuesta dúctil o elástica es, en alguna medida, dependiente de la filosofía adoptada para el diseño de la superestructura.

### **C 6.3. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL**

Cuando no exista ninguna posibilidad de que se desarrollen deformaciones inelásticas durante la respuesta sísmica del sistema de fundación, es adecuado detallar las armaduras de acuerdo con los criterios sustentados para las cargas de servicio, tales como las cargas gravitatorias o el viento. En este caso, los elementos del sistema de fundación deberán ser capaces de soportar elásticamente, las sollicitaciones inducidas en la superestructura cuando se desarrolle su sobrerresistencia. Su diseño deberá basarse en los criterios del diseño por capacidad, a fin de proteger al sistema de fundación, de cualquier posible plastificación proveniente de las máximas sollicitaciones probables que la superestructura le transmita.

### **C 6.4. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA ELÁSTICA**

En ciertos casos la respuesta de la superestructura ante el mayor terremoto esperado será elástica. Esto puede ser el resultado de una decisión de diseño, o de requerimientos reglamentarios relativos a la cantidad mínima de armadura, los que le proveen resistencia suficiente para que su respuesta sea elástica.

#### **C 6.4.1. Fundaciones con respuesta elástica**

Cuando sea apropiado considerar una respuesta elástica, toda la estructura, incluyendo las fundaciones, se espera que respondan dentro del campo elástico. Usualmente, sólo

en zonas de baja sismicidad o en edificios bajos estructurados con tabiques sismorresistentes, será posible satisfacer la estabilidad global (momento de vuelco) para este alto nivel de acciones sísmicas.

#### **C 6.4.2. Fundaciones con respuesta dúctil**

Cuando la resistencia potencial de la superestructura con respecto a las acciones sísmicas especificadas sea excesiva, el diseñador puede elegir al sistema de fundación para que limite las fuerzas horizontales a resistir. En tales casos, el sistema de fundación será la principal fuente de disipación de energía durante la respuesta inelástica. Se aplicarán, por lo tanto, todos los requerimientos pertinentes a elementos de estructuras con ductilidad completa o limitada, según corresponda. Antes de elegir este sistema, se deben medir cuidadosamente las consecuencias de la ocurrencia de posibles daños durante terremotos moderadamente fuertes. Las grietas, que pueden ser grandes si la armadura ha entrado en fluencia, pueden ser difíciles de detectar. Más aún, a causa de la dificultad de acceso a los elementos de la estructura de fundación, que bien pueden estar por debajo del nivel freático, las reparaciones pueden resultar costosas.

#### **C 6.4.3. Fundaciones para tabiques sismorresistentes con giro rígido**

Una característica común en el diseño de tabiques sismorresistentes de hormigón armado, es la dificultad de absorber la capacidad flexional de ellos por el sistema de fundación sin volverse inestable. Para tales situaciones, el diseñador puede elegir el giro rígido de la fundación como el principal mecanismo de resistencia. Consecuentemente, las partes que giran rígidamente en la superestructura y sus elementos de fundación pueden diseñarse para que permanezcan elásticos.

### **C 6.5. FUNDACIONES PARA ESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL**

En este caso la disipación global de energía se logra en elementos de la superestructura y del sistema de fundación.

### **C 6.6. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA PILOTES**

#### **C 6.6.1. Zonas de formación potencial de rótulas plásticas**

**C 6.6.1.1.** Como consecuencia de los generalmente grandes momentos y cortes, inducidos en la parte superior de los pilotes, es esencial proveer un confinamiento adecuado y armadura de corte para asegurar ductilidad.

**C 6.6.1.2.** Para cumplir con este requerimiento, la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica necesita sólo cumplir con los múltiplos de la dimensión mayor de la sección transversal del pilote.

#### **C 6.6.2. Armadura**

**C 6.6.2.1.** Se siguen aquí los requerimientos para columnas. Sin embargo, se acepta una reducción de las cuantías mínimas para pilotes con grandes dimensiones de la sección transversal.

Se debe prestar atención a pilotes que se encuentren sometidos a tracción cuando bajo un terremoto severo, se desarrolle la sobrerresistencia de la superestructura.

**C 6.6.2.2.** No se considera apropiado en pilotes relajar los requerimientos de armadura máxima especificados para columnas.

**C 6.6.2.3.** Los requerimientos para la armadura transversal están en general de acuerdo con lo establecido para columnas, pero se admite un relajamiento para la armadura transversal ubicadas en pilotes largos para secciones bien alejadas de la zona de formación potencial de rótulas plásticas.

### **C 6.6.3. Cabezales de pilotes**

Cuando se espera que los pilotes absorban momentos de una columna que está siendo soportada, posiblemente con una rótula plástica con desarrollo de sobrerresistencia, deberá considerarse el efecto del gran gradiente de momentos. Esto requiere el tratamiento de la unión columna cabezal como un nudo viga–columna, de acuerdo con el artículo 2.4.



## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 7.

### ESTRUCTURAS CON DUCTILIDAD LIMITADA

#### C 7.1. CAMPO DE VALIDEZ

Se espera que los diseñadores estén familiarizados con las estructuras con ductilidad completa actuando como sistemas principales resistentes a las acciones sísmicas horizontales tales como pórticos, tabiques sismorresistentes en voladizo y acoplados y combinaciones de pórticos y tabiques. Ciertas estructuras o elementos individuales pueden considerarse y diseñarse con ductilidad limitada si el comportamiento bajo estas condiciones se adapta mejor a la naturaleza estructural de los edificios.

Las estructuras con ductilidad limitada están diseñadas para, o poseen una resistencia suficiente para, soportar acciones sísmicas entre los niveles correspondientes a la respuesta elástica y la respuesta con ductilidad completa. Para los propósitos establecidos en este Reglamento, a las estructuras o a los elementos estructurales con ductilidad limitada se les asigna una ductilidad  $\mu$  mayor que **1,25** pero no mayor que **3** ( $1,25 < \mu < 3$ ).

Hay muchas estructuras con resistencia mayor que la requerida para estructuras con ductilidad completa, por ejemplo:

- (a) Estructuras con tabiques sismorresistentes de los tipos mostrados en la Figura C7.1.(b) y (e), las que a menudo tienen importante resistencia en exceso disponible para resistir las acciones sísmicas horizontales.
- (b) El diseño de los elementos de pórticos, como los que se muestran en la Figura C7.1.(d), a menudo es controlado por el estado de carga gravitatoria, en vez de la acción sísmica.

En tales situaciones, el diseñador puede sacar ventaja de la resistencia en exceso disponible y utilizar simplificaciones, en el diseño y detallado, apropiadas para una demanda de ductilidad reducida.

El diseño de estructuras del tipo que se muestra en la Figura C7.1.(a), puede no cumplir con el concepto de “columna fuerte–viga débil”. Los requerimientos arquitectónicos y/o el predominio de la carga gravitatoria puede resultar en grandes vigas con sobrerresistencias muy grandes para ser absorbidas por columnas significativamente menores. En tales situaciones puede preferirse o incluso ser inevitable la adopción de un mecanismo de colapso de traslación lateral de piso (piso blando) y diseñar la estructura con ductilidad limitada.

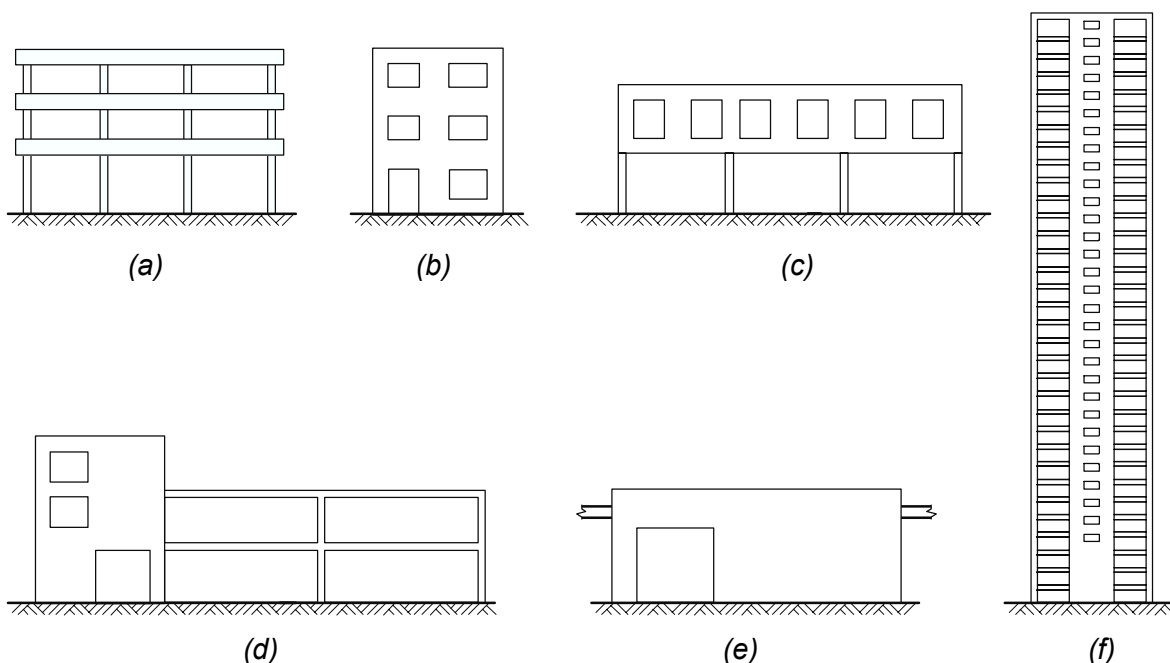
Existen también ciertos tipos de estructuras o elementos dentro de la estructura que no pueden, o no deberían, ser diseñados para responder con ductilidad completa. Un



diseño basado en una capacidad limitada de ductilidad, puede ser más apropiado para estos tipos de estructuras.

Esto puede compensar también las incertidumbres en el modelo analítico de la estructura y en el comportamiento esperado bajo altas demandas de ductilidad. Tales sistemas incluyen a tabiques sismorresistentes con aberturas dispuestas en forma irregular, como el que se muestra en la Figura C7.1.(d), o el de la Figura C7.1.(b) donde no es fácil distinguir entre el comportamiento de un pórtico o el de un tabique con aberturas.

El tabique en la Figura C7.1.(d), controla la deformación lateral de la estructura. El pórtico mostrado en la misma figura, en virtud de su posición, está soportado lateralmente por el tabique y se deformará típicamente requiriendo sólo una capacidad limitada de ductilidad. Las acciones de diseño que controlan el comportamiento para ciertas estructuras ubicadas en zonas de baja sismicidad, como la que se muestra en la Figura C7.1.(f), pueden resultar las correspondientes al viento y no al sismo. En este caso, el exceso de resistencia provista sobre la requerida para una respuesta sísmica con ductilidad completa, podría conducir a demandas reducidas de ductilidad en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas. Por lo tanto, se justifica relajar los requerimientos de detallado.



**Figura C7.1. Sistemas estructurales con ductilidad limitada.**

## C 7.2. REQUISITOS GENERALES

Para disipar energía sísmica por deformaciones inelásticas, el diseñador debe establecer un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible. Más aún, si los elementos individuales de las estructuras se detallan de acuerdo con lo especificado en este Capítulo, el diseñador deberá asegurar que las demandas de ductilidad en los elementos se satisfagan.

Hay diferentes métodos para cuantificar las demandas de ductilidad. La habilidad de un sistema estructural de soportar desplazamientos inelásticos, típicamente se cuantifica por la ductilidad global  $\mu$ . En las rótulas plásticas, las rotaciones plásticas que se desarrollan en los elementos pueden cuantificarse por la ductilidad de curvatura. Sin embargo, los requerimientos de detallado en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas que se prescriben en este Reglamento, son tales que, como regla general, no necesitan evaluarse las ductilidades de curvatura. Si el sistema estructural elegido está dentro de los especificados en el artículo 7.2.2., se puede admitir que las demandas de ductilidad del sistema, o de los elementos específicos, estarán cubiertas por las prescripciones establecidas en este Capítulo.

## C 7.3. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES

### C 7.3.1. Mecanismo de colapso

**C 7.3.1.1.** El diseño de pórticos con un mecanismo de tipo “columna fuerte–viga débil” usando una ductilidad global  $\mu \leq 3$  debería basarse en los mismos principios que se aplican para las estructuras con ductilidad completa con el mismo mecanismo de colapso.

Se admite que se cumple con lo requerido en este artículo cuando las solicitaciones de diseño para las columnas se determinan como en el caso de estructuras con ductilidad completa.

Se puede admitir que en los pórticos con mecanismo de colapso tipo “columna fuerte–viga débil” dimensionados de acuerdo con los principios del diseño por capacidad, las demandas de ductilidad local de todos los elementos inelásticos son de un orden similar a la ductilidad global. Se recalca, sin embargo, que ésta es una aproximación ya que las columnas elásticas no permanecen rectas y tienen anchos finitos, a pesar de ello, el grado de detallado especificado asegura una reserva suficiente en la capacidad de rotación inelástica.

Cuando a causa del predominio de la carga gravitatoria en una viga o por una opción de diseño, las rótulas plásticas se desarrollan en el tramo, alejadas de la cara de la columna, se incrementarán las demandas de ductilidad. Dos ejemplos de este caso se muestran en la Figura C7.2.

Es evidente que las rotaciones pueden aproximarse por las rotaciones de nudos rígidos amplificadas por el factor

$$m = \frac{L}{L^*} \quad (\text{C7 - 1})$$

donde  $L$  y  $L^*$  son, la luz de la viga (medida entre ejes de columnas), y la distancia entre las rótulas plásticas respectivamente. De las relaciones entre los ángulos  $\theta_c$  y  $\theta_b$ , es evidente que la demanda de ductilidad local efectiva en una viga  $\mu_m$  es aproximadamente:

$$\mu_m = m \mu \quad (\text{C7 - 2})$$

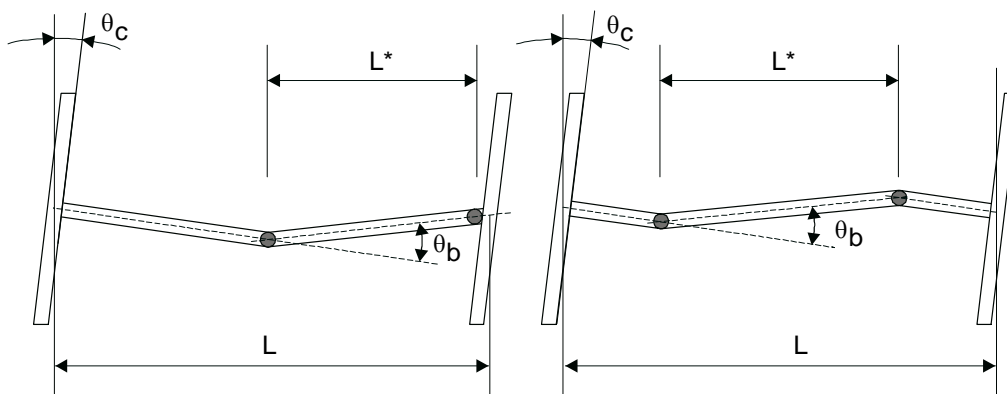
Ésto significa que:

- (i) Cuando  $\mu_m = 6$ , máximo valor permitido para pórticos con ductilidad completa, la ductilidad global de la estructura deberá limitarse a:

$$\mu \leq 6 / m \leq 6 \quad (\text{C7 - 3})$$

- (ii) En una estructura con mecanismo de colapso del tipo “columna fuerte–viga débil” se diseña con una ductilidad limitada  $\mu \leq 3$ , las vigas con rótulas plásticas deberán diseñarse y detallarse para ductilidad completa cuando:

$$\mu_m = m \mu > 3 \quad (\text{C7 - 4})$$



**Figura C7.2. Ubicación de rótulas plásticas en vigas.**

**C 7.3.1.2.** Las limitaciones en la altura de una estructura con mecanismo de colapso tipo “piso blando” se basan en el comportamiento insatisfactorio observado ante terremotos destructivos que a menudo resulta en colapso.

**C 7.3.1.3.** El diseño de los elementos de pórticos con mecanismo de colapso tipo “piso blando” puede hacerse de acuerdo con lo establecido en este Capítulo o con lo establecido en el Capítulo 2. La utilización de uno u otro depende de la altura total del pórtico, de la relación entre la altura menor de piso y la altura total, de la ductilidad global, y de la opción de detallado.

Las demandas de ductilidad locales en las columnas de un “piso blando” serán considerablemente mayores que las correspondientes a la ductilidad global elegida  $\mu$ . La demanda de ductilidad en las columnas rotuladas con una ductilidad global igual a 3 puede aproximarse y aun exceder las típicamente esperadas para estructuras con ductilidad completa. Nótese que un “piso blando” puede ocurrir en cualquier piso a menos que sea específicamente diseñado para que no ocurra. Por lo tanto, es necesario prestar atención a la formación de un “piso blando” y al detallado apropiado. Mientras menor sea la altura del piso, mayor será la demanda de ductilidad en las columnas y por lo tanto esta demanda de ductilidad controlará la ductilidad global de la estructura.

La aplicación de las expresiones (7-1) y (7-2) muestran que:

- (a) Para pórticos de un piso cualquiera sea su altura, si el diseñador quiere utilizar las prescripciones contenidas en este Capítulo:

$$h_i / H = 1,00 \quad \text{de la expresión (7-1),} \quad \mu_{\text{calculada}} = 3$$

Pudiéndose utilizar lo establecido en este Capítulo.

- (b) Pórticos de 2 pisos

- (i) Con una altura máxima de **10,60 m** y una altura de piso de **4,14 m** y cuando se quieran utilizar las prescripciones contenidas en este Capítulo:

$$h_i / H = 0,39 \quad \text{de la expresión (7-1),} \quad \mu_{\text{calculada}} = 1,8$$

Por lo tanto, para utilizar lo especificado en este Capítulo para el detallado de las columnas del “piso blando” la ductilidad global  $\mu$ , no podrá ser mayor que **1,8**.

- (ii) Evaluar la ductilidad global  $\mu$  para el diseño del mismo pórtico de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 2:

$$h_i / H = 0,39 \quad \text{de la expresión (7-2),} \quad \mu_{\text{calculada}} = 3$$

Aunque las acciones sísmicas de diseño para este pórtico corresponden a  $\mu = 3$ , el detallado establecido en este Capítulo no es suficiente para proveer la capacidad de ductilidad requerida en las columnas del “piso blando”. Por lo tanto, deberá aplicarse el detallado especificado en el Capítulo 2.

- (c) Pórticos de 3 pisos, con una altura máxima de **12 m** y una altura de piso de **3,60 m**

$$h_i / H = 0,30 \quad \text{de la expresión (7-1),} \quad \mu_{\text{calculada}} = 1,6$$

$$h_i / H = 0,30 \quad \text{de la expresión (7-2),} \quad \mu_{\text{calculada}} = 2,5$$

Hay 3 opciones:

- (1) Diseñar la estructura utilizando lo establecido en este Capítulo con la ductilidad global menor  $\mu = 1,60$  y fuerzas horizontales de diseño mayores.
- (2) Diseñar las columnas con lo establecido en el Capítulo 2, usando la mayor ductilidad global  $\mu = 2,50$  y por lo tanto las menores fuerzas horizontales de diseño.

- (3) Diseñar para una respuesta elástica, con una ductilidad global  $\mu = 1,25$  y utilizar lo especificado en el **Reglamento CIRSOC 201-2005**.

El artículo 7.3.1.3. le da al Proyectista o Diseñador Estructural la flexibilidad para elegir la geometría del pórtico, las preferencias en el detallado y los niveles de resistencia ante las acciones sísmicas.

**C 7.3.1.4.** De acuerdo con el artículo 2.1. se permite que un número limitado de columnas en un piso, particularmente en el caso de pórticos dúctiles controlados por la carga gravitatoria, desarrollen rótulas plásticas simultáneas en capitel y base. Debe prevenirse la posible formación de un “piso blando” en cualquier piso, excepto en el superior, asegurando que un número suficiente de elementos estructurales verticales, tales como columnas y/o tabiques permanezcan elásticos. Debería también considerarse, la demanda probable de ductilidad  $\mu$  en la estructura.

La máxima capacidad de ductilidad  $\mu$  en la que se puede confiar, se considera función de la contribución de los elementos verticales elásticos a la resistencia total al corte de piso para toda la estructura. Esta contribución, se expresa como:

$$r_v = \frac{\sum V_E}{\sum V_E + \sum V_p} \quad (\text{C7 - 5})$$

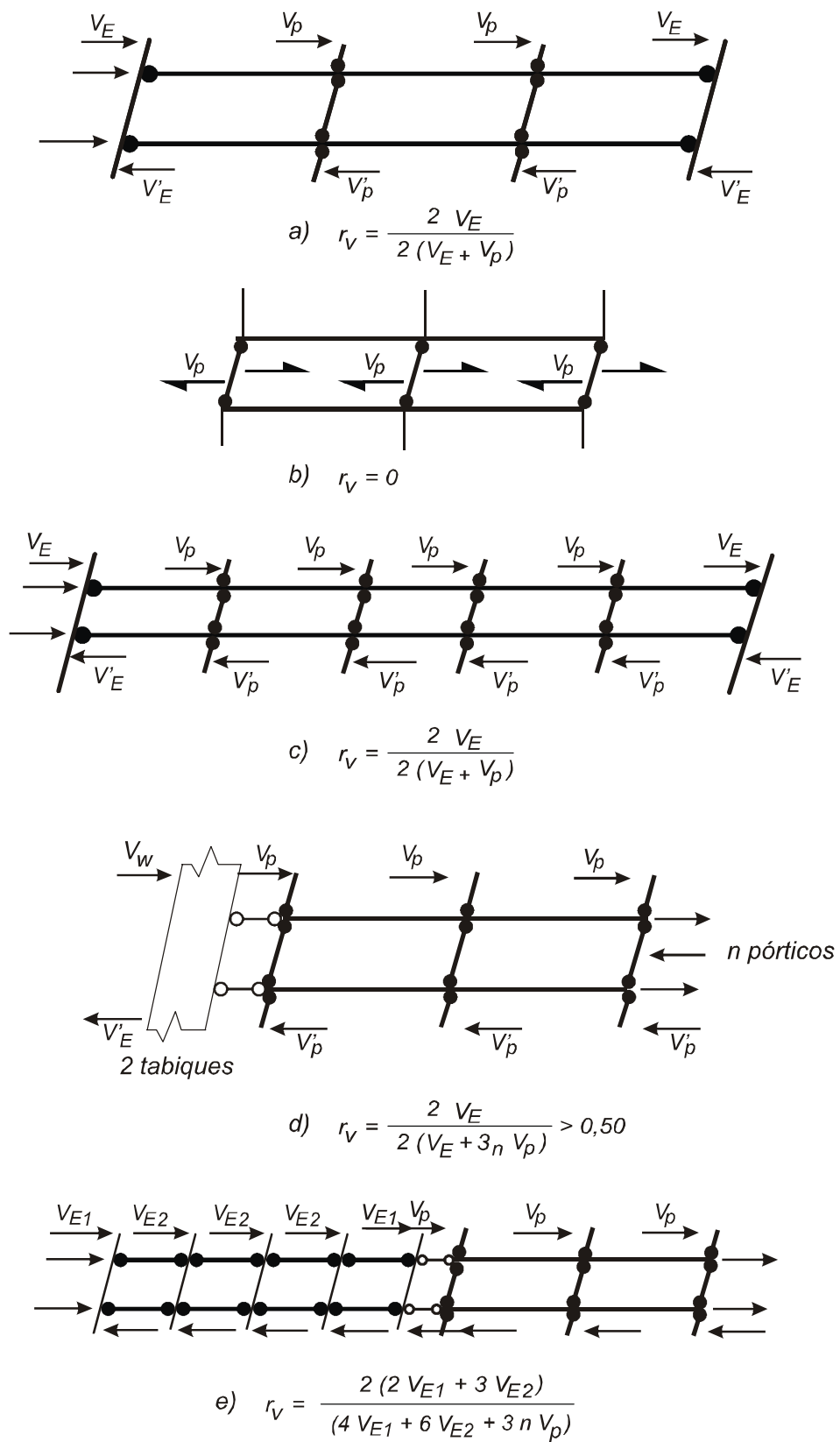
donde  $V_E$  es el corte que puede desarrollarse en un elemento elástico teniendo en cuenta las rótulas plásticas de las vigas adyacentes desarrollando su sobrerresistencia flexional. Éste deberá determinarse de acuerdo con lo estipulado en los artículos 2.3.10. ó 7.3.3.1. dependiendo del valor adoptado para la ductilidad global.  $V_p$  es el corte, determinado por capacidad, en las columnas que desarrollan rótulas plásticas en capitel y base.

La ductilidad global de la estructura, puede estimarse, de acuerdo con el artículo 2.1. :

$$\mu \leq 12 \frac{\sum V_E}{\sum V_E + \sum V_p} \leq 6 \quad (\text{C7 - 6})$$

El propósito de limitar la ductilidad global de acuerdo con el artículo 7.3.1.4. es doble:

- (1) Los pórticos con mecanismo de colapso parcial de traslación lateral de viga parcial (cuando se rotulan algunas columnas), pueden necesitar diseñarse con acciones sísmicas mayores cuando se encuentra que  $\mu < 6$ .
- (2) Cuando se estima que la demanda de ductilidad del sistema no es mayor que 3, puede utilizarse lo especificado en este Capítulo para estructuras con ductilidad limitada.



**Figura C7.3. Pórticos dúctiles con rótulas plásticas.**

En la Figura C7.3. se muestran las interpretaciones que conducen a la clasificación de estructuras de acuerdo con este enfoque. Se supone en el ejemplo que la ductilidad local es del mismo orden que la ductilidad global. La expresión (7-6) indica que cuando en edificios aporricados con más de **3** pisos  $r_v = 0,10$  debe considerarse la respuesta elástica. A continuación se da una explicación detallada de cada uno de los ejemplos mostrados en la Figura C7.3.

- (a) Las columnas interiores de un pórtico controlado por la carga gravitatoria (Figura C7.3(a)) pueden diseñarse para que desarrollen rótulas plásticas en capitel y base. El corte en la columna basado en criterios de capacidad es  $V_p$ .

Las **2** columnas exteriores de este pórtico se diseñan para que permanezcan elásticas absorbiendo la capacidad de momentos de las vigas adyacentes cuando estas desarrollan su sobrerresistencia flexional en las rótulas plásticas, teniendo en cuenta también los factores apropiados de amplificación dinámica de los momentos de las columnas. El corte desarrollado por los momentos extremos en estas columnas elásticas es  $V_E$ . El valor correspondiente del factor  $r_v$  se muestra en la Figura.

Típicamente  $V_p$  puede ser del orden de **1,50**  $V_E$ . Así  $r_v = 0,40$  y  $\mu = 4,80$ . El pórtico debe diseñarse y detallarse para ductilidad completa usando las acciones sísmicas correspondientes a  $\mu = 5$ .

- (b) Un edificio con más de tres pisos que esté estructurado con un número de pórticos idénticos a los mostrados en la Figura C7.3(b) no es admisible como regla general. Tales estructuras con menos de **3** pisos o **12 m** como máximo, se consideran en el artículo C7.3.1.3.
- (c) Un edificio compuesto de pórticos iguales a los de la Figura C.7.3.(c), debe diseñarse con una ductilidad global reducida porque puede considerarse que disminuye la confiabilidad para controlar el desarrollo de un “piso blando” por tener unas pocas columnas elásticas. Por ejemplo, si se supone que  $V_p = 1,50 V_E$ , el valor de  $r_v = 0,25$ . De esta manera las acciones sísmicas de diseño deberán corresponder a una ductilidad global  $\mu = 3$ . Sin embargo, los elementos del pórtico pueden diseñarse con ductilidad limitada, de acuerdo con lo establecido en este Capítulo.
- (d) En sistemas pórticos–tabiques, en general, se pueden lograr mecanismos de colapso con rótulas plásticas en los extremos de columnas con capacidades de ductilidad locales similares a la ductilidad global de la estructura. La Figura C7.3 (d) muestra un número de pórticos interiores con rótulas plásticas en capitel y base de todas las columnas de todos los pisos, y **2** tabiques sismorresistentes exteriores con rótulas plásticas en sus bases. El valor de  $r_v$  en este caso, teniendo en cuenta alguna estimación para la capacidad al corte de los tabiques  $V_w$ , es probable que sea mayor que **0,50** ( $r_v > 0,50$ ).

Así, puede utilizarse la capacidad máxima de ductilidad del sistema  $\mu$ , controlada por la de los tabiques. También pueden utilizarse tabiques junto con pórticos como los mostrados en las Figuras C7.3 (a) y (c).

- (e) Una alternativa particularmente ventajosa combina un número de pórticos interiores controlados por la carga gravitatoria, con dos pórticos exteriores controlado por la acción sísmica y, por lo tanto, del tipo “columna fuerte–viga débil”. Un ejemplo de esto se muestra en la Figura C7.3. (e). Si, en este ejemplo particular, se supone que

los esfuerzos de corte en las columnas tienen los valores siguientes:  $V_p = 1,00$ ,  $V_{e1} = 0,60$ ,  $V_{E2} = 1,20$  y  $n = 3$ , resultará  $r_v = 0,52$ . La estructura entonces podrá diseñarse con una ductilidad global igual a  $\mu = 6$ .

En el proceso rutinario de diseño se determinará primero la resistencia de las columnas rotuladas a fin de satisfacer los requerimientos de corte inducidos por la carga gravitatoria y por la acción sísmica. De esta manera, se tendrán disponibles los valores de  $V_p$ . Si se ha elegido una ductilidad global para la estructura para la determinación de las acciones sísmicas de diseño, puede encontrarse rápidamente la resistencia total requerida para los elementos verticales elásticos  $\Sigma V_E$  que satisfaga las expresiones (C7-5) y (C7-6):

$$\Sigma V_E \geq \frac{\mu}{12 - \mu} \Sigma V_p \quad (C7 - 7)$$

Alternativamente, puede evaluarse la resistencia de las columnas elásticas en términos de los esfuerzos de corte  $V_E$  y los correspondientes a las columnas rotuladas  $V_p$  y determinarse el factor  $r_v$ . A continuación, puede encontrarse la ductilidad global de la estructura y compararla con la que corresponde al sistema estructural adoptado.

Los elementos verticales elásticos provistos para prevenir el desarrollo de un piso flexible, deberían ubicarse, preferentemente, en la periferia del sistema estructural para asegurar una adecuada estabilidad torsional durante la respuesta dúctil.

El diseño de las columnas, que se intenta permanezcan elásticas, deberá tener en cuenta los efectos listados en el artículo 7.3.1.1.

**C.7.3.1.5.** Si la resistencia de las vigas que concurren a columnas con rótulas plásticas en sus extremos es comparable con la de las columnas, es también posible que se plastifiquen las vigas. Tales vigas deberán entonces diseñarse, si la ductilidad global  $\mu > 3$ , de acuerdo con lo estipulado en el Capítulo 2. Cuando la ductilidad global  $\mu \leq 3$ , podrán emplearse las modificaciones introducidas en este Capítulo.

Cuando las vigas se hayan diseñado a partir de la capacidad de las columnas y, por lo tanto, tengan una resistencia mayor que las solicitaciones impartidas por éstas al desarrollar su sobrerresistencia flexional, se elimina la posibilidad de rotulación bajo las situaciones más adversas. Tales vigas pueden diseñarse de acuerdo con lo estipulado en el **Reglamento CIRSOC 201-2005**.

Los esfuerzos de corte inducidos por la acción sísmica deberán basarse en los momentos impartidos por las rótulas plásticas de las columnas adyacentes sin amplificación dinámica. Los nudos viga columna deberán diseñarse de acuerdo con lo estipulado en el Capítulo 2 o en este Capítulo según corresponda.

Cuando se permitan rótulas plásticas en columnas, los empalmes por yuxtaposición deberán ubicarse a mitad de altura en la columna.



## **C 7.3.2. Diseño de vigas**

### **C 7.3.2.4. Armadura longitudinal**

Se requiere armadura longitudinal de compresión para mejorar la capacidad de ductilidad de curvatura de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas y para proveer alguna capacidad a tracción por inesperadas reversiones de momentos. No es necesario en vigas con ductilidad limitada, la misma cantidad de armadura comprimida que la asociada con una respuesta con ductilidad completa. En todo lo demás, es aplicable lo especificado en el artículo 2.2.6.

### **C 7.3.2.5. Armadura transversal**

Como en el caso de vigas con ductilidad completa, la armadura transversal tiene la función principal de prevenir el pandeo de las barras longitudinales cuando estén sometidas a compresión y proveer confinamiento. Como se espera reducciones en las deformaciones inelásticas del acero en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas con ductilidad limitada, se ha relajado la separación de la armadura transversal. En todo lo demás, la armadura transversal deberá cumplir con lo especificado en el artículo 2.2.7.

### **C 7.3.2.6. Corte**

**C 7.3.2.6.1.** El diseño de elementos con ductilidad limitada para corte y torsión sigue los requerimientos generales para elementos con ductilidad completa.

**C 7.3.2.6.2.** Para las solicitaciones de diseño, resultantes de la acción sísmica y del desarrollo de la sobrerresistencia, se ha tomado un límite superior igual al correspondiente a la respuesta elástica. Por lo tanto  $\phi^o_b$  para vigas, no necesitan ser mayor que  $\mu$ .

**C 7.3.2.6.3.** En zonas de formación potencial de rótulas plásticas de elementos con ductilidad limitada, la degradación de la resistencia al corte se espera que sea menos severa que en zonas similares de elementos con ductilidad completa. Se acepta que la contribución del hormigón a la resistencia al corte sea igual a la mitad de la correspondiente a situaciones no sísmicas.

## **C 7.3.3. Diseño de columnas**

### **C 7.3.3.1. Solicitaciones de diseño**

**C 7.3.3.1.1.** El método presentado para la evaluación de las solicitaciones en columnas de pórticos con ductilidad limitada, es una versión modificada del correspondiente a pórticos con ductilidad completa, que reconoce el relajamiento de algunos de los requerimientos para el caso de pórticos con ductilidad limitada.

### **C 7.3.3.6. Armadura transversal**

Como en el caso de columnas con ductilidad completa, se requiere que en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en columnas con ductilidad limitada el núcleo de hormigón esté confinado, cuando sea necesario que se prevenga el pandeo de las barras longitudinales comprimidas y que tengan una capacidad al corte provista por la armadura transversal.

En las columnas con ductilidad limitada, el diseño de la armadura transversal sigue el enfoque general especificado en el artículo 2.3.9.1.

El artículo 7.3.3.6.(a) y (b) refleja las demandas reducidas de ductilidad de curvatura en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas de elementos con ductilidad limitada. La armadura transversal provista por los artículos 7.3.3.6. (a) y (b) se relaciona con el confinamiento del núcleo de hormigón en presencia de compresión axial y permite una ductilidad de curvatura del orden de sólo **10** en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas y la prevención del pandeo de la armadura comprimida. La cantidad o fuerza por unidad de longitud que restringe la armadura comprimida es la misma que para elementos con ductilidad completa. Sin embargo, la separación entre capas de estribos puede ser mayor.

Las columnas por encima del primer piso tienen una baja probabilidad de que se formen rótulas plásticas si han sido diseñadas por capacidad. Tales columnas tienen una reducida necesidad de armadura transversal de confinamiento ya que sólo podría ocurrir, en el peor de los casos, fluencia limitada. En columnas con ductilidad limitada, el grado de confinamiento requerido es significativamente menor que en columnas con ductilidad completa:

- En zonas de formación potencial de rótulas plásticas, la máxima cantidad de armadura transversal puede reducirse a un **70 %** de la requerida en columnas con ductilidad completa por las expresiones (2.3-16) y (2.3-18). El confinamiento puede reducirse, sin embargo la prevención del pandeo de las barras permanece como un prerrequisito por lo que esta cantidad no se reduce por debajo de la requerida para columnas con ductilidad completa. Sin embargo, la separación máxima puede ser menor que la requerida por el artículo 2.3.9.
- En columnas donde no se espera la formación de rótulas plásticas en las secciones extremas, la cantidad de armadura transversal (confinamiento y prevención del pandeo) no será menor que la requerida por la expresión (7-13) ó (7-14) según corresponda.
- En las secciones comprendidas entre las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, la cantidad de armadura transversal sólo necesita cumplir con lo especificado en el artículo 7.3.3.6.(d).

En las zonas adyacentes a las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, lo mismo que para el diseño con ductilidad completa, la reducción de la armadura transversal debe ser gradual, a fin de prevenir una reducción abrupta de la resistencia de la sección y posiblemente una falla frágil si la rótula plástica se extendiera fuera de la zona donde se espera.

Algunas barras de la columna pueden no estar adecuadamente restringidas para el pandeo porque la distancia entre el primer estribo en la columna y el del nudo puede ser excesiva. Éstas son las ubicadas en las esquinas de columnas interiores donde el ancho de las vigas es menor que el ancho de la columna o aquéllas que están en las caras de columnas donde no existe viga. En tales casos es necesario disponer estribos inmediatamente adyacentes a la armadura de la viga para asegurar que la longitud no soportada no sea mayor que **10** veces el diámetro.

### **C 7.3.3.7. Corte**

**C 7.3.3.7.1.** El diseño de elementos con ductilidad limitada para corte y torsión sigue los requerimientos generales para elementos con ductilidad completa.

**C 7.3.3.7.2.** Para las solicitaciones de diseño, resultantes de la acción sísmica y del desarrollo de la sobrerresistencia, se ha tomado un límite superior igual al correspondiente a la respuesta elástica. Por lo tanto  $\omega \phi_c^o$  para columnas no necesita ser mayor que  $\mu$ .

**C 7.3.3.7.3.** La contribución del hormigón a la resistencia al corte  $v_c$ , en elementos con compresión axial calculadas con la expresión (7-15), reconoce la degradación reducida en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en elementos con ductilidad limitada. Cuando el esfuerzo axial es cero,  $v_c$  es la misma que en vigas. A medida que se incrementa el esfuerzo axial de compresión  $v_c$ , para elementos con ductilidad limitada, puede tomarse igual a la mitad de la contribución al corte de las situaciones no sísmicas.

## **C 7.4. TABIQUES SISMORRESISTENTES**

### **C 7.4.1. Requerimientos generales de diseño**

- (a) Esta parte resalta que los elementos de los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada, deben seguir los mismos procedimientos racionales de diseño y los principios básicos establecidos que son de aplicación a los tabiques sismorresistentes con ductilidad completa.
- (b) Todos los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada, deben disipar energía por fluencia de la armadura flexional. Los mecanismos de corte tales como el deslizamiento de un panel sobre un elemento de fundación no son tan predecibles como la fluencia flexional y, por lo tanto, deben evitarse.

Se debe prestar atención particular al detallado, lo mismo que para los tabiques con ductilidad completa, en la base donde se espera la plastificación. Pero, como la demanda de ductilidad es limitada, los requerimientos de detallado, como regla general, no son tan onerosos. Deberán considerarse los efectos de los empalmes en el comportamiento dúctil.

No debe permitirse que las zonas de formación potencial de rótulas plásticas se ubiquen fuera de donde se quiere o donde se ha previsto el detallado respectivo de acuerdo con la demanda esperada de ductilidad. Un inapropiado detallado de la unión del tabique con la fundación puede hacer que la rótula plástica se desplace hacia arriba en el tabique, posiblemente llegando hasta zonas donde el detallado no es suficiente para soportar la ductilidad de curvatura requerida.

- (c) La estrategia general de diseño para tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada es la misma que para aquéllos con ductilidad completa. El procedimiento de diseño por capacidad permite que se eviten las indeseables fallas por corte, asegurando que la disipación de energía sísmica se desarrolle por medio de fluencia flexional controlada mientras se mantenga la resistencia y estabilidad de la sección. Los aspectos relacionados con la sobrerresistencia y los efectos dinámicos deberán evaluarse de acuerdo con lo estipulado en el Capítulo 3 para tabiques sismorresis-

tentes con ductilidad completa, debido a la falta de evidencia relacionadas con una reducción de estos requerimientos en el caso de tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada.

#### **C 7.4.2. Limitaciones dimensionales**

Las limitaciones dimensionales de acuerdo con el artículo 3.3. se establecen con el propósito de controlar el pandeo lateral del tabique, incorporando la influencia de la ductilidad global.

Usualmente en tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada ( $\mu \leq 3$ ) la inestabilidad no representa un problema.

#### **C 7.4.3. Armadura longitudinal**

El diámetro máximo permitido de la armadura longitudinal en tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada es un poco mayor que el correspondiente a ductilidad completa. Los requerimientos establecidos en el artículo 3.5.4. cubren la cuantía de la armadura longitudinal y limitan la disposición de la misma.

#### **C 7.4.4. Armadura transversal**

De la misma manera que para el caso de tabiques con ductilidad completa, en ciertas circunstancias, se necesita armadura transversal para proveer soporte lateral a la armadura principal longitudinal. Cuando un tabique tiene sólo una capa de armadura, lo que se permite cuando la ductilidad global  $\mu \leq 4$ , no puede disponerse armadura transversal. En las zonas donde  $\rho \leq 3 / f_y$  no se requiere armadura transversal para prevenir el pandeo. Sin embargo, los requerimientos establecidos en el artículo 7.4.5. para confinamiento pueden ser determinantes, en cuyo caso deberán disponerse al menos **2** capas de armadura en la zona a confinar.

#### **C 7.4.5. Confinamiento de la zona comprimida**

Para tabiques con ductilidad completa ya se explicaron las relaciones entre la profundidad del eje neutro, el grado de confinamiento requerido y la disposición de la armadura longitudinal. El artículo 7.4.5. refleja el relajamiento admitido para tabiques con ductilidad limitada.

#### **C 7.4.6. Corte**

**C 7.4.6.1.** El diseño al corte, deberá cumplir en general con lo establecido en el artículo 3.6. con excepción de lo que expresamente se modifique en este Capítulo. Los requerimientos establecidos en el artículo 3.6. dependen de la ductilidad global.

**C 7.4.6.2.** Para las solicitaciones de diseño, resultantes de la acción sísmica y del desarrollo de la sobrerresistencia, se ha tomado un límite superior igual al correspondiente a la respuesta elástica. Por lo tanto  $\omega_v \phi_w^o$  para tabiques no necesita ser mayor que  $\mu$ .

**C 7.4.6.3.** Se reconoce en la expresión (7-18) los efectos benéficos en la resistencia al corte de tabiques sismorresistentes sometidos a limitadas demandas de ductilidad. La

contribución de hormigón a la resistencia al corte  $\tau_c$  no es necesaria que sea menor que la dada por la expresión (3-21).

**C 7.4.6.4.** La expresión (3-20) permite un incremento de las tensiones máximas de corte a medida que disminuye la demanda de ductilidad.

**C 7.4.6.6.** La respuesta de tabiques sismorresistentes poco esbeltos puede estar controlada por corte cuando, a causa del exceso de resistencia flexional, no puedan desarrollarse rótulas plásticas. Tales tabiques parece que se comportan mejor en relación con la reducción de daños si se los diseñan con ductilidad limitada.

**C 7.4.6.7.** Para el diseño de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, no se necesita cumplir con los requerimientos de armadura diagonal para controlar el corte por deslizamiento si se usa lo establecido en este Capítulo. Esto implica que las demandas locales de ductilidad de rotación son aproximadamente iguales a **3**.

#### **C 7.4.7. Tabiques acoplados**

Se reconoce que en vigas de acoplamiento pertenecientes a tabiques con ductilidad limitada es probable que la degradación de las vigas sea menor que las esperadas en vigas con ductilidad completa.

La demanda de ductilidad en las vigas de acoplamiento puede ser tan importante que el corte total inducido por la acción sísmica pueda necesitar ser absorbido con armadura diagonal. No se necesita armadura diagonal en las vigas de acoplamiento cuando la tensión nominal de corte no es mayor que el valor establecido por la expresión (7-19). Si no se requiere armadura diagonal, las vigas de acoplamiento deberán diseñarse como vigas convencionales con armadura longitudinal y transversal, usando los principios del diseño por capacidad.

### **7.5. NUDOS VIGA-COLUMNA**

Dado que el diseño de nudos viga-columna en estructuras con ductilidad completa sigue un criterio de confinamiento, este mismo criterio debe aplicarse a los nudos de estructuras con ductilidad limitada.

## REFERENCIAS:

- 1) Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, CIRSOC 201-2005.
- 2) Comentarios al Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, CIRSOC 201-2005.
- 3) New Zealand Standard, Concrete Structures Standard Part 1 – The Design of Concrete Structures (NZS 3101: Part 1:1995).
- 4) New Zealand Standard, Concrete Structures Standard .  
Part 2 – Commentary on The Design of Concrete Structures (NZS 3101: Part 2:1995).
- 5) Building Code Requirements For Structural Concrete (ACI-318-02) and Commentary.
- 6) Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T. Paulay and M.J.N. Priestley, 1992.



**INTI**

INSTITUTO NACIONAL DE  
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



**CIRSOC**

CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS  
REGLAMENTOS NACIONALES DE  
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES