

# Reglamento INPRES-CIRSOC 103

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



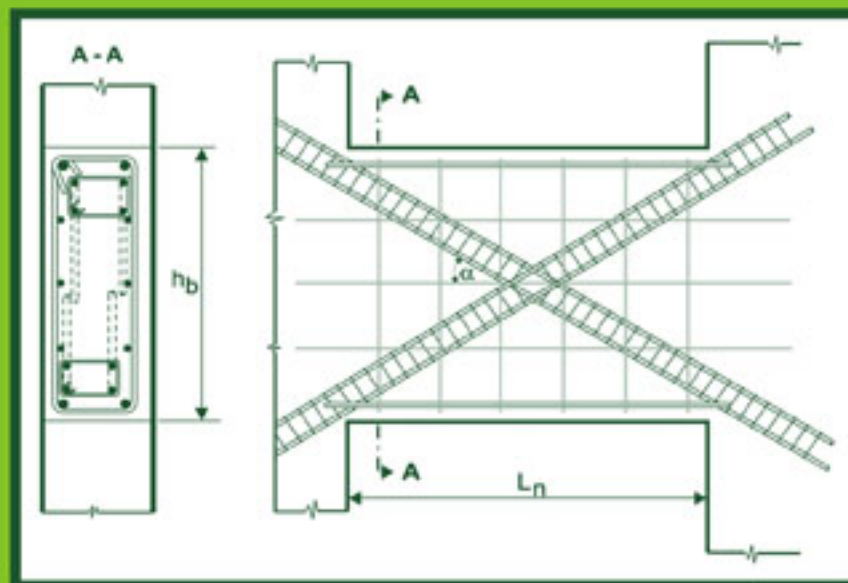
## INTI

Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



## CIRSOC

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



# *REGLAMENTO ARGENTINO PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES*

## Parte II

### *CONSTRUCCIONES DE HORMIGÓN ARMADO*

Julio 2005

***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

<b>DEFINICIONES</b>	VII
<b>CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES</b>	
1.0. SIMBOLOGÍA	1
1.1. CAMPO DE VALIDEZ	2
1.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	3
1.2.1. Hormigón	3
1.2.2. Acero	3
1.3. COMBINACIONES DE ESTADOS DE CARGA	4
1.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS	5
1.5. MÉTODO DE DISEÑO	5
1.6. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	6
<b>CAPÍTULO 2. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO</b>	
2.0. SIMBOLOGÍA	7
2.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO	10
2.1.1. Mecanismo de colapso	10
2.1.2. Ductilidad global de la estructura	10
2.2. DISEÑO DE VIGAS	10
2.2.1. Limitaciones dimensionales	10
2.2.2. Rigidez	11
2.2.3. Momentos de diseño	11
2.2.4. Resistencia flexional	12
2.2.5. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas	13
2.2.6. Armadura longitudinal	14
2.2.7. Armadura transversal en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas	16
2.2.8. Resistencia al corte	17
2.2.9. Anclajes	20
2.2.10. Empalmes	22
2.3. DISEÑO DE COLUMNAS	23
2.3.1. Limitaciones dimensionales	23
2.3.2. Rigidez	24
2.3.3. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas	24
2.3.4. Momentos de diseño	25
2.3.5. Esfuerzos axiales de diseño	28
2.3.6. Resistencia a flexión y esfuerzo axial	30
2.3.7. Longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas	30
2.3.8. Armadura longitudinal	31

2.3.9. Armadura transversal	32
2.3.10. Esfuerzo de corte de diseño	34
2.3.11. Resistencia al corte	35
2.3.12. Anclajes	36
2.3.13. Empalmes	37
2.4. DISEÑO DE NUDOS VIGA-COLUMNA	37
2.4.1. Ancho efectivo del nudo	37
2.4.2. Limitación de la tensión nominal horizontal de corte	38
2.4.3. Anclajes	39
2.4.4. Armadura transversal	39
2.4.5. Armadura vertical	39
2.4.6. Nudos con columnas anchas y vigas angostas	39
2.4.7. Nudos excéntricos	39

### **CAPÍTULO 3. TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO**

3.0. SIMBOLOGÍA	41
3.1. CLASIFICACIÓN	44
3.1.1. Tabiques sismorresistentes en voladizo	44
3.1.2. Tabiques sismorresistentes acoplados	44
3.2. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO	44
3.2.2. Ductilidad global de la estructura	45
3.3. LIMITACIONES DIMENSIONALES	45
3.4. RIGIDEZ	46
3.5. DISEÑO A FLEXIÓN	47
3.5.1. Redistribución de momentos	47
3.5.2. Ancho efectivos de las alas	47
3.5.3. Momentos de diseño en la base	48
3.5.4. Armadura longitudinal	48
3.5.5. Interrupción en altura de la armadura longitudinal	48
3.5.6. Armadura transversal	48
3.6. DISEÑO AL CORTE	51
3.6.1. Esfuerzo de corte de diseño	51
3.6.2. Resistencia al corte	53
3.7. EMPALMES	55
3.8. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS	56
3.8.1. Diseño de vigas de acoplamiento	56
3.8.2. Diseño de tabiques	57

3.9. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES POCO ESBELTOS	58
3.9.1. Corte por deslizamiento	59
3.9.2. Armadura horizontal	60
3.9.3. Armadura vertical	60
3.9.4. Tabiques con aberturas dispuestas en forma irregular	61
<b>CAPÍTULO 4. SISTEMAS PÓRTICO-TABIQUE SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO</b>	
4.0. SIMBOLOGÍA	63
4.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO	64
4.1.1. Ductilidad global de la estructura	64
4.2. DISEÑO DE PÓRTICOS	64
4.2.1. Diseño de vigas	64
4.2.2. Diseño de columnas	65
4.3. DISEÑO DE TABIQUES	67
4.3.1. Interrupción en altura de la armadura longitudinal	67
4.3.2. Esfuerzo de corte de diseño	67
<b>CAPÍTULO 5. DIAFRAGMAS</b>	
5.1. CAMPO DE VALIDEZ	69
5.2. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO	69
5.3. DIAFRAGMAS DE HORMIGÓN COLADO IN SITU	69
5.4. DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ELEMENTOS PREMOLDEADOS	70
<b>CAPÍTULO 6. FUNDACIONES</b>	
6.0. SIMBOLOGÍA	73
6.1. CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO	73
6.2. CLASIFICACIÓN	73
6.3. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL	74
6.4. FUNDACIONES PARA SUPERESTRUCTURAS CON RESPUESTA ELÁSTICA	74
6.4.1. Fundaciones con respuesta elástica	74
6.4.2. Fundaciones con respuesta dúctil	74
6.4.3. Fundaciones para tabiques sismorresistentes con giro rígido	74
6.5. FUNDACIONES PARA ESTRUCTURAS CON RESPUESTA DÚCTIL	75
6.6. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA PILOTES	75
6.6.1. Zonas de formación potencial de rótulas plásticas	75
6.6.2. Armadura	75
6.6.3. Cabezales de pilotes	76

## **CAPÍTULO 7. ESTRUCTURAS CON DUCTILIDAD LIMITADA**

7.0. SIMBOLOGÍA	77
7.1. ALCANCE	78
7.2. REQUISITOS GENERALES	79
7.3. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES	79
7.3.1. Mecanismo de colapso	79
7.3.2. Diseño de vigas	81
7.3.3. Diseño de columnas	82
7.4. TABIQUES SISMORRESISTENTES	86
7.4.1. Requerimientos generales de diseño	86
7.4.2. Limitaciones dimensionales	87
7.4.3. Armadura longitudinal	87
7.4.4. Armadura transversal	87
7.4.5. Confinamiento de la zona comprimida	87
7.4.6. Corte	88
7.4.7. Tabiques acoplados	89
7.4.8. Empalmes	89
7.5. NUDOS VIGAS-COLUMNAS	90
7.6. DIAFRAGMAS	90
<b>REFERENCIAS</b>	91

### **ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 2.1. Momento de inercia efectivo de la sección (vigas)	11
Tabla 2.2. Momento de Inercia efectivo de la sección (columnas)	24
Tabla 2.3. Factor de reducción de momento $R_m$	29
Tabla 2.4. Factor de reducción de carga axial $R_v$	29
Tabla 3.1. Valores de la ductilidad global	45
Tabla 3.2. Momento de inercia efectivo y área efectiva de la sección transversal	47
Tabla 3.3. Momento de inercia efectivo de la sección transversal para vigas de acoplamiento	47

### **ÍNDICE DE FIGURAS**

Figura 2.1. Ancho máximo de vigas	11
Figura 2.2. Anchos efectivos de alas traccionadas de vigas con momento negativo, para losas coladas in situ.	13

Figura 2.3. Número de barras de la losa que colaboran con la resistencia flexional de la viga.	14
Figura 2.4. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se ubica en la cara de la columna y en el tramo de la viga.	15
Figura 2.5. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se aleja de la cara de la columna.	15
Figura 2.6. Disposición y área de la sección de estribos en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, considerando que $f_y = f_{yt}$ y una separación $s = 6 d_b$ .	18
Figura 2.7. Anclaje de la armadura longitudinal de una viga cuando la sección crítica de formación potencial de rótula plástica está en la cara de la columna.	20
Figura 2.8. Anclaje de la armadura longitudinal de una viga cuando la sección crítica de formación potencial de rótulas plásticas está a una distancia de la cara de la columna menor a 500 mm o a la altura de la viga.	21
Figura 2.9. Anclaje de la armadura longitudinal en la prolongación de una viga.	22
Figura 2.10. Disposición de barras adicionales para reducir la longitud de anclaje.	22
Figura 2.11. Factor de amplificación dinámica $\omega$ para columnas de pórticos.	26
Figura 2.12. Amplificación de momentos de columnas con acción de voladizo en los pisos inferiores de un pórtico plano.	27
Figura 2.13. Momentos de diseño de columnas en los pisos inferiores de un pórtico espacial.	28
Figura 2.14. Diagrama de momento para determinar la longitud de la rótula plástica ( $l_p$ ) en columnas.	31
Figura 2.15. Determinación de la longitud ( $l_p$ ) de la zona de formación potencial de rótulas plásticas en columnas.	32
Figura 2.16. Detalles de armadura transversal de columnas en zonas de rótulas plásticas.	33
Figura 2.17. Ancho efectivo del nudo.	38
Figura 2.18. Detalle de armaduras en nudos con columnas anchas y vigas angostas.	40
Figura 3.1. Mecanismos de resistencia flexional en tabiques sismorresistentes.	44
Figura 3.2. Dimensiones mínimas de los elementos de borde en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas.	46
Figura 3.3. Envolvente de los momentos de diseño para tabiques en voladizo.	49
Figura 3.4. Armadura transversal en zona de formación potencial de rótulas plásticas.	50
Figura 3.5. Zonas de armadura transversal de acuerdo con el artículo 3.5.6.	52
Figura 3.6. Estribos requeridos en empalmes por yuxtaposición.	55
Figura 3.7. Detalle de armado en vigas de acoplamiento con armadura diagonal.	57
Figura 3.8. Área efectiva para determinar la fricción por corte.	59

Figura 3.9.	Disposición de las armaduras diagonales en tabiques sismorresistentes poco esbeltos.	60
Figura 3.10.	Modelo biela-tirante para tabiques poco esbeltos con aberturas dispuestas en forma irregular.	61
Figura 4.1.	Factor de amplificación dinámica para momentos de columnas en sistemas pórtico-tabique.	66
Figura 4.2.	Diagrama envolvente de los momentos de diseño para sistema pórtico-tabique.	67
Figura 4.3.	Envolvente para el corte de diseño.	68
Figura 5.1.	Modelo para el análisis de diafragmas de hormigón armado colado in situ, utilizando un campo en compresión diagonal.	70
Figura 5.2.	Modelo para el análisis de diafragmas de hormigón armado constituido por elementos premoldeados, utilizando un campo en tracción diagonal.	70
Figura 5.3.	Armadura adicional para desarrollar un campo de tracción diagonal en la capa de compresión de diafragmas con elementos premoldeados.	71

## DEFINICIONES

**Diseño:** En este Reglamento se ha utilizado la palabra “**Diseño**” como sinónimo de “**Proyecto**”. El diseño incluye el planteo estructural, el dimensionamiento y el detallado de las secciones y los elementos estructurales.

**Diseñador:** Profesional idóneo encargado del diseño sismorresistente de estructuras.

**Diseño por Capacidad:** Método de diseño para estructuras sometidas a la acción sísmica. En el diseño de estructuras por capacidad, los elementos estructurales que resistirán las fuerzas gravitatorias y las originadas por la acción sísmica son cuidadosamente seleccionados y apropiadamente diseñados y detallados para ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas en zonas prestablecidas. Todos los otros elementos no pensados para disipar energía deben poseer suficiente resistencia para asegurar su comportamiento elástico mientras las fuentes de disipación de energía desarrollan toda su capacidad.

**Pórticos sismorresistentes:** Tipología estructural constituida por un entramado de vigas y columnas monolíticamente vinculados entre sí a través de nudos viga-columna formando en su conjunto una estructura capaz de resistir no sólo las cargas gravitatorias sino también las fuerzas horizontales originadas por la acción sísmica.

**Tabiques sismorresistentes:** Tipología estructural compuesta por una pantalla vertical de hormigón armado. Los tabiques sismorresistentes adecuadamente diseñados pueden absorber, en su plano, las fuerzas horizontales generadas por la acción sísmica. Cuando dos o más tabiques están conectados por vigas con suficiente rigidez y resistencia se los denomina: tabiques acoplados. La disipación de energía en estos últimos se realiza principalmente en las vigas de acoplamiento.

**Pórtico-Tabique:** Sistema estructural resistente a cargas gravitatorias y fuerzas horizontales provenientes de la acción sísmica, compuesto por la combinación de pórticos y tabiques. Cada componente de este sistema, tabiques y pórticos, está diseñado para resistir una parte de la fuerza horizontal total según su rigidez relativa.

**Diafragma:** Sistema estructural horizontal relativamente delgado y rígido en su plano, capaz de soportar cargas verticales y transmitir las fuerzas horizontales a y entre los elementos estructurales diseñados para absorber las fuerzas horizontales.

**Ductilidad global ( $\mu$ ):** Habilidad que tiene una estructura para mantener su capacidad resistente sin sensibles degradaciones y disipar energía cuando está sometida a ciclos de desplazamientos inelásticos durante un terremoto.

**Ductilidad local:** Capacidad que tiene una sección o un elemento para deformarse inelásticamente y disipar energía a través de un comportamiento histerético, sin degradación importante de resistencia.

**Estructuras con ductilidad completa:** Son aquéllas que se diseñan y detallan siguiendo los principios del Diseño por Capacidad para resistir el mínimo nivel de acción sísmica permitido por este Reglamento.

**Estructuras con ductilidad limitada:** Son aquéllas que se supone tienen una menor demanda de deformación inelástica, o una menor capacidad de deformación inelástica respecto a estructuras con ductilidad completa. Las estructuras con ductilidad limitada deberán diseñarse siguiendo los principios del Diseño por Capacidad, con acciones sísmicas de diseño mayores que las correspondientes a estructuras con ductilidad completa.

**Estructuras elásticas:** Son aquéllas cuya respuesta frente a la acción sísmica se supone permanecerá esencialmente elástica. En estas estructuras, aunque diseñadas para que tengan una respuesta elástica, deberá identificarse el mecanismo de colapso y en función de éste, podrán diseñarse y detallarse según el Reglamento CIRSOC 201-2005 o siguiendo los principios del Diseño por Capacidad establecidos en este Reglamento para estructuras con ductilidad completa o limitada según corresponda.

**Mecanismo de colapso:** Mecanismo estructural estáticamente admisible y cinemáticamente posible que el diseñador debe elegir para aplicar los principios del Diseño por Capacidad.

**Sobrerresistencia:** La sobrerresistencia desarrollada en las rótulas plásticas indica valores de resistencia, por encima de los nominales especificados. Los factores de sobrerresistencia tienen en cuenta principalmente las variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la tensión de fluencia real, el endurecimiento por deformación del acero y el aumento de resistencia por el confinamiento del hormigón.

**Zona de formación potencial de rótula plástica:** Zonas previamente seleccionadas de los elementos estructurales y adecuadamente diseñadas y detalladas para que puedan, a través de deformaciones inelásticas, disipar la energía sísmica sin degradación importante de resistencia.

**Factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ):** Son factores que tienen en cuenta:

- 1) La probabilidad de que la resistencia de un elemento sea menor que la especificada, debido a variaciones en la resistencia de los materiales y en las dimensiones.
- 2) Aproximaciones en las ecuaciones de diseño.
- 3) Tipo de mecanismo de resistencia y las consecuencias del modo de falla.
- 4) Grado de ductilidad y confiabilidad requerida del elemento cargado.
- 5) Importancia del elemento en la estructura.

**Resistencia requerida ( $S_U$ ):** Demanda de resistencia que surge de la aplicación de las combinaciones de estados de cargas o de las demandas de resistencia originadas por el desarrollo de las rótulas plásticas, siguiendo los principios del diseño por capacidad.



**Resistencia nominal ( $S_n$ ):** Resistencia teórica de una sección de un elemento de hormigón armado calculada utilizando las dimensiones y armaduras reales provistas, y las resistencias especificadas del hormigón y del acero que se indican en este Reglamento.

**Resistencia de diseño:** Resistencia mínima a ser provista a los elementos estructurales calculada como el producto de la resistencia nominal del elemento por el factor de reducción de resistencia.

$$S_{diseño} = S_n \phi \geq S_U$$



# CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES

## 1.0. SIMBOLOGÍA

- D** cargas permanentes debidas al peso de los elementos estructurales y de los elementos que actúan en forma permanente sobre la estructura, en N.
- E** efecto provocado por las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica, en N.
- E<sub>H</sub>** componente horizontal del efecto sísmico, en N.
- E<sub>V</sub>** componente vertical del efecto sísmico, en N.
- L** sobrecarga debida a la ocupación y a los equipos móviles, en N.
- S** carga debida a la nieve, en N.
- b** ordenada del plafón del espectro elástico de pseudoaceleraciones horizontales, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad que figura en la Tabla 4, Capítulo 7 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**, en %g.
- f’<sub>c</sub>** resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa. Corresponde a la definición adoptada en el **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, CIRSOC 201-2005**.
- f<sub>1</sub>** factor de mayoración de la sobrecarga.
- f<sub>2</sub>** factor de mayoración de la carga de nieve.
- f<sub>y</sub>** tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (corresponde al límite de fluencia nominal de la norma IRAM-IAS), en MPa.
- f<sub>yt</sub>** tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (corresponde al límite de fluencia nominal de la norma IRAM-IAS) , en MPa.
- φ** factor de reducción de resistencia.
- φ<sup>o</sup><sub>b</sub>** factor de sobrerresistencia flexional de vigas.
- φ<sup>o</sup><sub>c</sub>** factor de sobrerresistencia flexional de columnas.
- γ<sub>d</sub>** factor de riesgo, según el artículo 5.2. del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”**.

## 1.1. CAMPO DE VALIDEZ

En esta Parte II se establecen los requerimientos mínimos para el diseño y la construcción de estructuras sismorresistentes de hormigón armado, en las cuales las acciones sísmicas de diseño se han determinado considerando que las estructuras deben ser capaces de disipar energía por deformaciones inelásticas.

Estos requerimientos complementan, para dichos tipos de estructuras, las prescripciones contenidas en el **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I “Construcciones en General”** y las correspondientes al **Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, CIRSOC 201-2005**, cuyos principios y requerimientos deberán aplicarse con carácter general, excepto aquéllos que resulten específicamente modificados por las prescripciones contenidas en esta Parte II.

Los requerimientos aquí establecidos se aplicarán exclusivamente a los estados de cargas que incluyan la acción sísmica.

Para proveer la resistencia mínima aceptable para las apropiadas combinaciones de cargas gravitatorias mayoradas y acciones sísmicas, las estructuras se clasifican en:

### **Estructuras con ductilidad completa**

Son aquéllas que se diseñan y detallan para resistir el mínimo nivel de acción sísmica horizontal permitido por este Reglamento por lo que deberán tener la mayor capacidad técnica y económicamente posible de disipación de energía por deformaciones inelásticas. Estas deformaciones inelásticas deberán concentrarse en zonas preestablecidas de la estructura, para lo que es necesario definir un mecanismo de colapso cinemáticamente posible. Las deformaciones inelásticas se deberán principalmente a la fluencia de la armadura longitudinal. Las estructuras con ductilidad completa, deberán ser diseñadas por capacidad de acuerdo con el artículo 1.5. Se considerará que este tipo de estructuras tienen una adecuada capacidad de disipación de energía por deformaciones inelásticas si se diseñan y se detallan de acuerdo con lo establecido en los Capítulos 2, 3, 4, 5, y 6 de esta Parte II.

### **Estructuras con ductilidad limitada**

Son aquéllas que se suponen tienen una menor demanda de deformación inelástica o una menor capacidad de deformación inelástica en relación con las estructuras con ductilidad completa. Estas deformaciones inelásticas deberán concentrarse en zonas preestablecidas de la estructura, para lo que es necesario definir un mecanismo de colapso cinemáticamente posible. Las deformaciones inelásticas se deberán principalmente a la fluencia de la armadura longitudinal.

Las estructuras con ductilidad limitada, deberán diseñarse por capacidad de acuerdo con el artículo 1.5., con acciones sísmicas mayores que las correspondientes a estructuras con ductilidad completa. Se considerará que este tipo de estructuras tienen una adecuada capacidad de disipación de energía por deformaciones inelásticas si se diseñan y se detallan de acuerdo con lo establecido en el Capítulo 7 de esta Parte II.

## Estructuras con respuesta elástica

Son aquéllas que se suponen permanecerán esencialmente elásticas ( $\mu \leq 1,25$ ). Estas estructuras deberán diseñarse de manera de satisfacer los criterios siguientes:

- (i) Cuando el sistema estructural es tal que, bajo acciones sísmicas mayores que las elásticas de diseño, pueda desarrollar un mecanismo de colapso global permitido para estructuras con ductilidad completa o con ductilidad limitada, la estructura podrá diseñarse y detallarse de acuerdo con lo establecido en el **Reglamento CIRSOC 201-2005**.
- (ii) Cuando la disipación de energía sólo puede ser posible con un mecanismo de colapso no admitido para estructuras con ductilidad completa o con ductilidad limitada, deberá identificarse claramente este mecanismo y los elementos involucrados en él, y los mismos deberán detallarse de acuerdo con lo especificado para elementos con ductilidad completa o limitada, según corresponda.
- (iii) Todo componente o elemento que aunque no forme parte de la estructura sismorresistente primaria sufra deformaciones inelásticas inducidas por los desplazamientos de la construcción para el sismo de diseño deberá cumplir los requerimientos de (a) o (b), según corresponda.

## 1.2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

### 1.2.1. Hormigón

La resistencia especificada a la compresión del hormigón  $f'_c$  deberá cumplir con:

- (a) **Zonas sísmicas 4 y 3:** no deberá ser menor que **20 MPa** ni mayor que **40 MPa**.

$$20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 40 \text{ MPa}$$

- (b) **Zonas sísmicas 2 y 1:** no deberá ser menor que **20 MPa** ni mayor que **45 MPa**.

$$15 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 40 \text{ MPa}$$

### 1.2.2. Acero

- (i) La tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal  $f_y$ , no será mayor que **420 MPa** y la conformación superficial será del tipo nervurada, excepto lo especificado en el artículo 1.2.2. (iii).

No podrán utilizarse aceros con tensiones reales de fluencia superiores a 1,30 veces la tensión de fluencia especificada.

$$\frac{f_{y \text{ real}}}{f_y} \leq 1,30 \quad (1 - 3)$$

La relación entre la resistencia a la tracción real y la tensión de fluencia real, no deberá ser menor que **1,25**.

$$\frac{\text{Resistencia a la tracción real}}{f_{y \text{ real}}} \geq 1,25 \quad (1 - 4)$$

- (ii) La tensión de fluencia especificada de la armadura transversal  $f_{yt}$ , no será mayor que **500 MPa**, cuando se dispongan alambres o mallas soldadas.
- (iii) Para el caso de Diafragmas (Capítulo 5), se aceptará el uso de mallas soldadas con una tensión de fluencia especificada  $f_y$  **de 500 MPa**, cuando no colaboren con la resistencia de las vigas.

### 1.3. COMBINACIONES DE ESTADOS DE CARGA

1.3.1. Se adoptará la combinación más desfavorable de efectos correspondiente a las siguientes alternativas:

$$1,20 D \pm 1,00 E + f_1 L + f_2 S$$

$$0,90 D \pm 1,00 E$$

siendo:

$f_1 = 1,00$  para lugares de concentración de público donde la sobrecarga sea mayor a **5,00 KN/m<sup>2</sup>** y para playas de estacionamiento.

$f_1 = 0,50$  para otras sobrecargas.

$f_2 = 0,70$  para configuraciones particulares de techos (tales como las de dientes de sierra), que no permiten evacuar la nieve acumulada.

$f_2 = 0,20$  para otras configuraciones de techo.

1.3.2. Los efectos provocados por la acción sísmica, se determinarán de la manera siguiente:

$$E = E_H \pm E_V$$

siendo:

$E_H$  la componente horizontal del efecto sísmico de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 14 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I "Construcciones en General"**, tomando los valores de ductilidad global especificados en esta Parte II.

$E_V$  la componente vertical del efecto sísmico que se determinará según la expresión siguiente:

$$E_V = 0,20 b D \gamma_d$$

**1.3.3.** La estructura deberá, además, verificarse con las combinaciones de estados de cargas pertinentes que no incluyan la acción sísmica de acuerdo con lo especificado en el artículo 9.1. del Reglamento CIRSOC 201-2005.

## 1.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS

**1.4.1.** Se deberán utilizar los métodos de análisis prescritos en el Capítulo 14 del **Reglamento INPRES-CIRSOC 103-1991, Parte I "Construcciones en General"**. Cuando se utilice el método estático se aplicará lo establecido en los artículos 1.5. y subsiguientes de esta Parte II.

**1.4.2.** Cuando se utilice el análisis modal espectral, deberá contemplarse lo siguiente:

- (a) Los momentos obtenidos en los extremos de vigas (o en las secciones de columnas donde se prevean rótulas plásticas) mediante el análisis modal espectral, para fuerzas sísmicas horizontales solamente, se supondrán que actúan simultáneamente. Estos momentos combinados con los provenientes de las cargas gravitatorias mayoradas, se utilizarán para determinar la resistencia a flexión de las vigas y de las columnas.
- (b) Para la determinación de las solicitaciones debidas sólo a las fuerzas sísmicas horizontales, que se utilizarán como valores de referencia para determinar los factores de sobrerresistencia en vigas  $\phi^o_b$ , o en columnas  $\phi^o_c$ , según corresponda, se utilizará el conjunto de fuerzas laterales correspondientes al primer modo de vibración en la dirección considerada.
- (c) Con las modificaciones introducidas en (a) y en (b), será de aplicación todo lo especificado en los artículos 1.5. y subsiguientes.

## 1.5. MÉTODO DE DISEÑO

Las estructuras de hormigón armado sometidas a la acción sísmica, deberán diseñarse por capacidad. En el diseño por capacidad se define un mecanismo de colapso que determina las zonas del sistema sismorresistente principal que tendrán incursiones plásticas severas. Esas zonas se diseñan y detallan apropiadamente para que disipen energía bajo deformaciones inelásticas severas.

A todas las otras zonas de los elementos estructurales, se las provee con resistencia suficiente de forma que pueda mantenerse el mecanismo elegido de disipación de energía. Para las zonas de disipación de energía, las solicitaciones de diseño provendrán de las combinaciones de los estados de carga especificadas en el artículo 1.3. afectados por los correspondientes factores de reducción de resistencia  $\phi$  según el artículo 1.6.

Para las otras zonas, donde se prevé comportamiento elástico, las solicitaciones de diseño provendrán de la capacidad de las potenciales rótulas plásticas, considerando la sobrerresistencia provista por las variaciones en la tensión nominal y real del acero utilizado, el endurecimiento por deformación del acero, las secciones de las armaduras reales provistas y el confinamiento del hormigón. En este caso deberá adoptarse un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1,00$ .

## 1.6. FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

En la determinación de la resistencia de diseño de los elementos, deberán utilizarse los factores de reducción de resistencia que a continuación se establecen:

	<b>Factor de reducción de resistencia (<math>\phi</math>)</b>
(a) Cuando la resistencia requerida se basa en las solicitaciones máximas posibles que se desarrollan teniendo en cuenta la sobrerresistencia de las rótulas plásticas.	1,00
(b) Cuando la resistencia requerida se basa en las solicitaciones provenientes de la combinación de los estados de carga – artículo 1.3., Parte II –:	
• Flexión con o sin tracción o compresión axial	0,90
• Corte y torsión	0,85
• Aplastamiento del hormigón	0,70



## CAPÍTULO 2. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

### 2.0. SIMBOLOGÍA

$A_b$	área de la sección de una barra individual, en $\text{mm}^2$ .
$A_c$	área del núcleo confinado de hormigón medida desde el perímetro externo de los estribos, en $\text{mm}^2$ .
$A_g$	área bruta de la sección transversal, en $\text{mm}^2$ .
$A_s$	armadura longitudinal inferior en vigas, en $\text{mm}^2$ .
$A'_s$	armadura longitudinal superior en vigas, en $\text{mm}^2$ .
$A_{sh}$	área total efectiva de estribos y estribos suplementarios de una rama en cada una de las direcciones principales de la sección transversal, en $\text{mm}^2$ .
$A_{st}$	armadura longitudinal total de columna, en $\text{mm}^2$ .
$A_{te}$	área de la sección de una rama de estribo, en $\text{mm}^2$ .
$A_{tr}$	área total de armadura transversal para lograr la fuerza de cierre en empalmes, en $\text{mm}^2$ .
$I_e$	momento de inercia efectivo de la sección, en $\text{mm}^4$ .
$I_g$	momento de inercia de la sección bruta, en $\text{mm}^4$ .
$L_n$	longitud libre de un elemento, en mm.
$M^b_E$	momento en vigas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, en N mm.
$M^c_E$	momento en columnas producido exclusivamente por la acción sísmica horizontal, en N mm.
$M^o_b$	capacidad resistente flexional de una viga ( $M^o_b = \lambda_o M^b_n$ ), en N mm.
$M^o_c$	capacidad resistente flexional de una columna ( $M^o_c = \lambda_o M^c_n$ ), en N mm.
$M^b_n$	momento nominal de la sección de vigas, en N mm.
$M^c_n$	momento nominal de la sección de columnas, en N mm.
$M_u$	momento requerido; si proviene de criterios de diseño por capacidad deberá considerarse como momento de diseño, en N mm.

$\frac{M_u}{\phi}$	momento de diseño; cuando $M_u$ provenga de criterios de diseño por capacidad deberá tomarse $\phi = 1$ , en N mm.
$M_{u\ red}$	momento de diseño reducido de la columna, en N mm.
$P^o_E$	esfuerzo axial máximo de diseño de una columna, provocado sólo por las fuerzas sísmicas horizontales, en N.
$P_n$	resistencia nominal a la compresión de una columna cuando la carga actúa axialmente con excentricidad nula, en N.
$P_u$	esfuerzo axial de diseño, en N.
$R_m$	factor de reducción de momento en columnas.
$R_v$	factor de reducción de carga axial en columnas.
$T_1$	periodo que corresponde al primer modo de vibración de la estructura, en s.
$V^b_{Eo}$	esfuerzo de corte en vigas, provocado por la acción sísmica horizontal, cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia flexional, en N.
$V^c_E$	esfuerzo de corte en columnas derivado de las fuerzas sísmicas horizontales, en N.
$V_{di}$	esfuerzo de corte de diseño a ser resistido por armadura diagonal, en N.
$V_n$	esfuerzo de corte nominal, en N.
$V_u$	esfuerzo de corte de diseño, en N.
$V^o_{Eb}$	esfuerzo de corte inducido en la viga por encima del nivel considerado, cuando esta desarrolla su sobrerresistencia en la cara de las columnas, en N.
$b_c$	ancho de columna, en mm.
$b_w$	ancho del alma, en mm.
$d$	altura útil de la sección. Distancia entre la fibra comprimida extrema y el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, en mm.
$d''$	diámetro del núcleo confinado de una columna circular medido desde el perímetro externo de los estribos circulares o espirales, en mm.
$d_b$	diámetro de las barras longitudinales, en mm.
$f'_c$	resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa.
$f_y$	tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (corresponde al límite de fluencia nominal de la norma IRAM-IAS), en MPa.
$f_{yt}$	tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (corresponde al límite de fluencia nominal de la norma IRAM-IAS), en MPa.

$f_s$	tensión en la armadura calculada para las cargas de servicio, en MPa.
$H$	altura total de la construcción, en mm.
$h$	altura total del elemento, en mm.
$h''$	altura del núcleo confinado de una sección rectangular, en mm.
$h_b$	altura de la viga, en mm.
$h_c$	altura de la columna, paralela al eje longitudinal de la viga, en mm.
$l_d$	longitud de adherencia, en mm.
$l_p$	longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas (zona crítica), en mm.
$m$	relación definida como: $m = f_y / (0,85 f'_c)$ .
$r$	relación entre el esfuerzo de corte menor y el mayor, en zonas de formación potencial de rótulas plásticas, cuando exista reversibilidad en la dirección de los esfuerzos de corte. Se tomará siempre negativo, ( $r = V_{u \text{ mín}} / V_{u \text{ máx}} < 0$ ).
$s$	separación de la armadura transversal tomada en dirección paralela al eje longitudinal del elemento, en mm.
$v_b$	tensión de corte básica, en MPa.
$v_c$	tensión nominal de corte provista por el hormigón, en MPa.
$v_n$	tensión nominal total de corte ( $v_n = v_c + v_s$ ), en MPa.
$v_s$	tensión nominal de corte provista por la armadura transversal, en MPa.
$\rho^{\text{máx}}$	cuantía máxima de la armadura longitudinal traccionada (tanto para la armadura superior como para la inferior) calculada usando el ancho del alma.
$\rho^{\text{mín}}$	cuantía mínima de la armadura longitudinal traccionada (tanto para la armadura superior como para la inferior) calculada usando el ancho del alma.
$\rho_s$	cuantía volumétrica de estribos circulares o espirales.
$\rho_t$	cuantía de la armadura longitudinal total de columna ( $\rho_t = A_{st} / A_g$ ).
$\rho_w$	cuantía de la armadura longitudinal traccionada ( $\rho_w = A_s / (b_w d)$ ).
$\lambda_o$	factor de sobrerresistencia del acero ( $\lambda_o = 1,40$ ).
$\phi$	factor de reducción de resistencia.
$\phi^o_b$	factor de sobrerresistencia flexional de vigas.
$\phi^o_c$	factor de sobrerresistencia flexional de columnas.
$\omega$	factor de amplificación dinámica.

## 2.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

### 2.1.1. Mecanismo de colapso

Se deberá elegir un mecanismo de colapso global, cinemáticamente admisible, de forma que la disipación de energía se produzca por deformaciones inelásticas de flexión en zonas previamente determinadas. En la medida de lo posible deberá evitarse el desarrollo de rótulas plásticas en ambos extremos de columnas de pórticos con más de dos pisos. Sin embargo, se admitirá que un número limitado de las columnas de un mismo piso desarrolle simultáneamente rótulas plásticas en capitel y base, siempre que un número suficiente de columnas permanezcan elásticas de forma de asegurar que no pueda formarse un piso débil.

### 2.1.2. Ductilidad global de la estructura

La máxima ductilidad global a adoptar para pórticos sismorresistentes con ductilidad completa, no deberá ser mayor que **6** ( $\mu \leq 6$ ). Cuando se permita que un número limitado de columnas de un mismo piso desarrolle simultáneamente rótulas plásticas en base y capitel, la ductilidad global a adoptar para la estructura no deberá ser mayor que **12 veces** la relación entre la capacidad al corte de las columnas elásticas y el corte total de piso a desarrollar, ni mayor que **6**.

## 2.2. DISEÑO DE VIGAS

### 2.2.1. Limitaciones dimensionales

2.2.1.1. Para secciones rectangulares, con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, columnas o ambas, deberá cumplirse:

$$b_w \geq L_n / 25 \quad (2.2 - 1)$$

$$h_b \leq 100 b_w^2 / L_n \quad (2.2 - 2)$$

2.2.1.2. Para vigas en voladizo de secciones rectangulares, deberá cumplirse:

$$b_w \geq L_n / 15 \quad (2.2 - 3)$$

$$h_b \leq 60 b_w^2 / L_n \quad (2.2 - 4)$$

2.2.1.3. Para secciones rectangulares,  $T$ ,  $L$  o  $I$ , el ancho mínimo de la zona comprimida no deberá ser menor que **200 mm**.

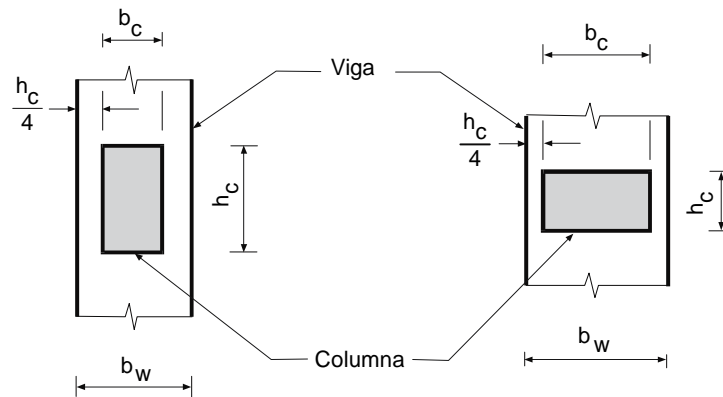
$$b_w \geq 200 \text{ mm} \quad (2.2 - 5)$$

2.2.1.4. El ancho del alma de vigas  $T$  o  $L$ , en donde el ala o las alas hayan sido construidas monolíticamente con el alma, no deberá ser menor que el **70 %** de los valores establecidos por las expresiones (2.2-1) o (2.2-3) según corresponda.

**2.2.1.5.** Cuando concurren vigas anchas a columnas, el ancho de la viga que deberá suponerse que resiste las solicitaciones transmitidas por la columna, no deberá ser mayor que el ancho de la columna, más una distancia a cada lado de la columna igual a un cuarto de la altura total de la columna ( $h_c / 4$ ) en la dirección considerada, (ver la Figura 2.1.).

$$b_w \leq b_c + 0,50 h_c \quad (2.2 - 6)$$

$$b_w \leq 2 b_c \quad (2.2 - 7)$$



**Figura 2.1. Ancho máximo de vigas.**

## 2.2.2. Rigidez

**2.2.2.1.** Para la estimación de la rigidez, deberán tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento de acuerdo con la Tabla 2.1.

**2.2.2.2.** Para la determinación de los momentos de inercia de la sección bruta ( $I_g$ ) en vigas *T* y *L*, se adoptarán como anchos efectivos el **50 %** de los valores establecidos en los artículos 8.10.2. y 8.10.3. del Reglamento CIRSOC 201-2005.

**Tabla 2.1. Momento de inercia efectivo de la sección (vigas)**

Forma de la sección transversal	Momentos de Inercia efectivos de la sección ( $I_e$ )
a) Secciones rectangulares	$0,40 I_g$
b) Secciones T o L	$0,35 I_g$

## 2.2.3. Momentos de diseño

**2.2.3.1.** Los momentos de diseño en vigas donde se prevea la formación de rótulas plásticas, se obtendrán a partir de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., afectados del correspondiente factor de reducción de resistencia dado en el artículo 1.6.

**2.2.3.2.** Los momentos de diseño en extremos de vigas donde no se prevea la formación de rótulas plásticas, se obtendrán de los momentos máximos posibles desarrollados en las rótulas plásticas de las columnas teniendo en cuenta el factor de sobrerresistencia ( $\phi_c^o$ ), establecido en la expresión (2.3-10) y evaluado para la sección de la columna en consideración. Para la determinación de la capacidad resistente flexional de la sección de la columna se utilizará la expresión (2.3-23). En este caso deberá tomarse el factor de reducción de resistencia igual a **1** ( $\phi = 1,00$ ).

**2.2.3.3.** En vigas que provean la ductilidad requerida, podrá realizarse una redistribución de momentos siempre que se cumplan las condiciones siguientes:

- (a) La reducción del momento en cualquier tramo de una viga continua no deberá exceder el **30 %** del valor absoluto del máximo momento derivado de un análisis elástico para cualquiera de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3.
- (b) Los momentos positivos en el tramo de vigas, para cualquiera de las combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., deberán modificarse cuando se modifiquen los momentos negativos o positivos en el apoyo de manera que se satisfagan los requerimientos de equilibrio.

## **2.2.4. Resistencia flexional**

### **2.2.4.1. Hipótesis de diseño**

La resistencia de diseño de las secciones transversales de vigas, deberá basarse en lo establecido en el artículo 10.2. del Reglamento CIRSOC 201-2005.

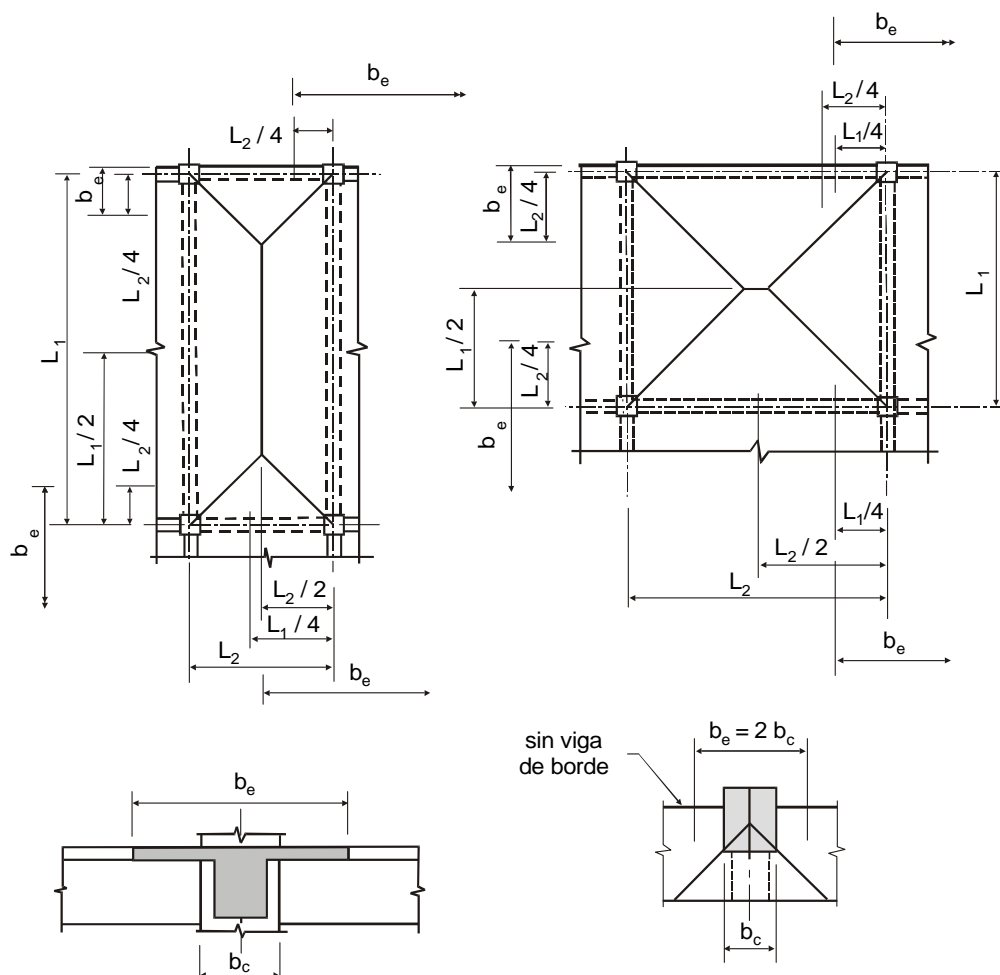
### **2.2.4.2. Ancho efectivo en tracción de vigas T y L**

Se deberán considerar en vigas **T** y **L** construidas monolíticamente con la losa, además de las barras longitudinales ubicadas dentro del ancho del alma de la viga, la colaboración a la resistencia flexional para momento negativo de la armadura de la losa efectivamente anclada. Este ancho de colaboración deberá tomarse como el menor de los valores siguientes, ver la Figura 2.2:

- (a) Un cuarto de la luz de la viga extendiéndose a cada lado, cuando sea apropiado, desde el plano vertical que contiene al eje longitudinal de la viga.
- (b) Un medio de la luz de la losa transversal a la viga, extendiéndose a cada lado, desde el plano vertical que contiene al eje longitudinal de la viga.
- (c) Cuando la viga esté en dirección perpendicular al borde de la losa y concurra a una columna exterior, un cuarto de la luz de la viga de borde transversal, extendiéndose a cada lado, y medido desde el plano vertical que contiene al eje longitudinal de la viga.
- (d) Cuando la viga esté en dirección perpendicular al borde de la losa y concurra a una columna exterior, pero no exista viga de borde, el ancho de la columna extendiéndose a cada lado, desde el plano vertical que contiene al eje longitudinal de la viga.

Dentro del ancho efectivo sólo podrán considerarse aquellas barras de la armadura superior e inferior de la losa que puedan desarrollar su resistencia a tracción

(efectivamente ancladas) dentro de una zona de la losa limitada por una línea a **45°** con el eje de la viga, a partir del centro de la sección de la columna, (ver la Figura 2.3.).



**Figura 2.2. Anchos efectivos de alas traccionadas de vigas con momento negativo para losas coladas in situ.**

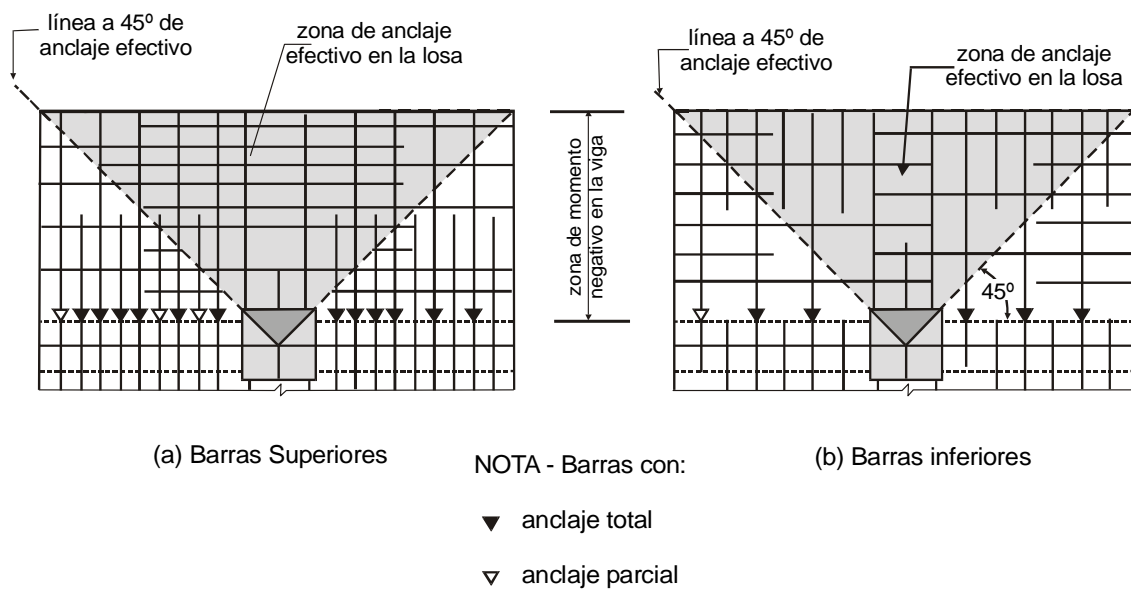
### 2.2.4.3. Ancho efectivo en compresión de vigas T y L

En vigas **T** y **L** construidas monolíticamente con la losa se deberá tomar como ancho efectivo de colaboración en compresión (momento positivo), los valores establecidos en los artículos 8.10.2. y 8.10.3. del Reglamento CIRSOC 201-2005.

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

La longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas deberá tomarse:

- (a) Cuando la sección crítica se ubica en la cara de la columna, dos veces la altura de la viga (**2 hb**), medida desde la sección crítica hacia el centro de la luz (ver la Figura 2.4.).



**Figura 2.3. Número de barras de la losa que colaboran con la resistencia flexional de la viga.**

- (b) Cuando la sección crítica se ubica a una distancia no menor a la altura de la viga ( $h_b$ ) ó  $500 \text{ mm}$  desde la cara de la columna, la mitad de la altura de la columna ( $0,50 h_c$ ) ó  $250 \text{ mm}$  desde la sección crítica hacia el apoyo, y una vez y media la altura de la viga ( $1,5 h_b$ ) desde la sección crítica hacia el centro de la luz de la viga (ver la Figura 2.5.).
- (c) Cuando la sección crítica se ubica en el tramo de la viga, dos veces la altura de la viga ( $2 h_b$ ), a ambos lados de la sección crítica, (ver la Figura 2.4.).

### 2.2.6. Armadura longitudinal

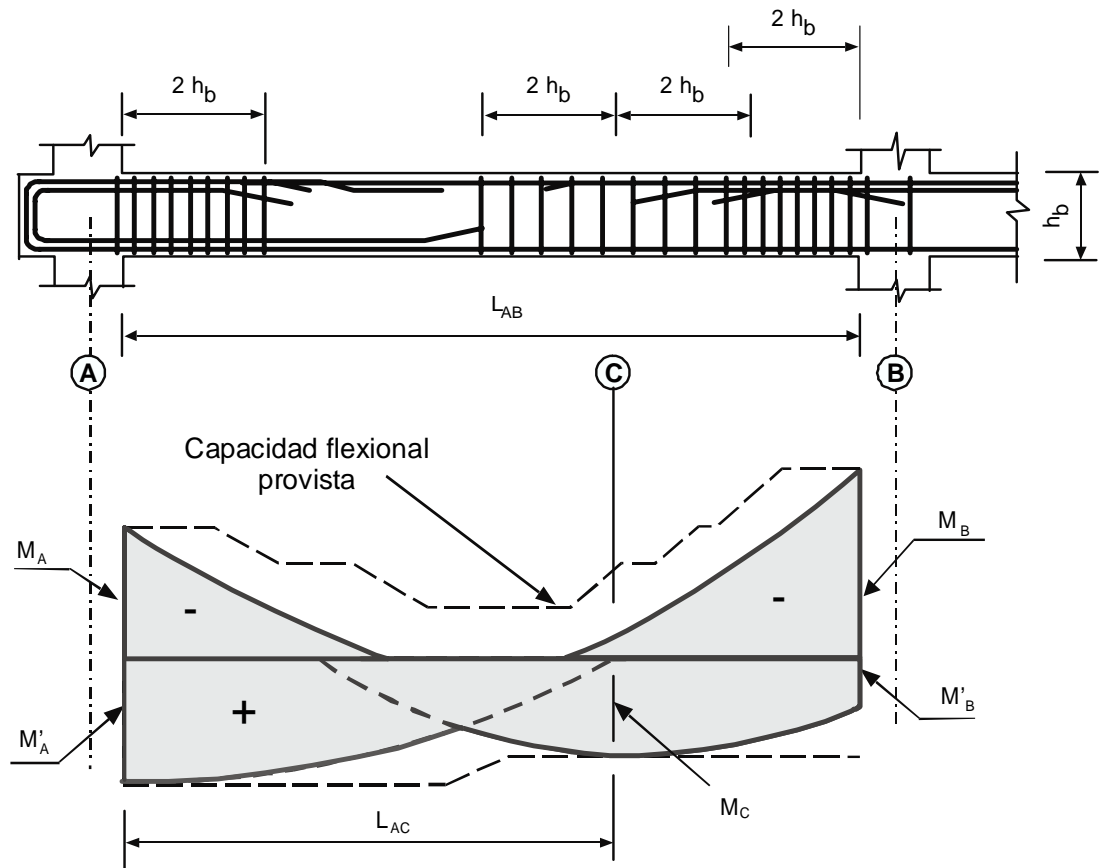
- (a) En cualquier sección de una viga dentro de una zona de formación potencial de rótulas plásticas la cuantía de la armadura traccionada no deberá ser mayor que el menor de los siguientes valores:

$$\rho_{\text{máx}} = \frac{f'_c + 10}{6 f_y} \quad \text{o} \quad \rho_{\text{máx}} = 0,025 \quad (2.2 - 8)$$

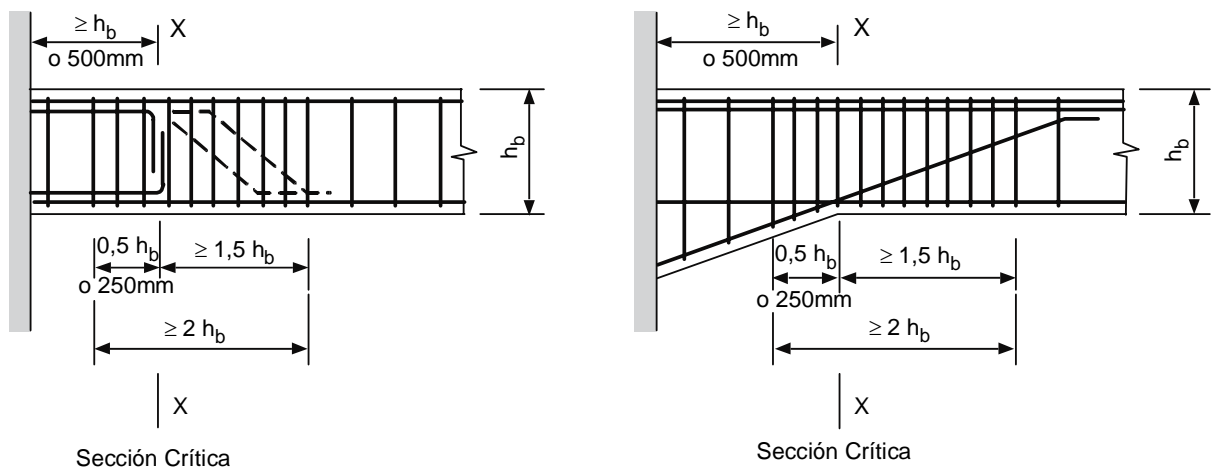
La cuantía deberá calcularse usando el ancho del alma del elemento ( $b_w$ ).

- (b) En cualquier sección de una viga dentro de una zona de potencial formación de rótulas plásticas el área de la armadura longitudinal comprimida ( $A'_s$ ) deberá ser al menos igual a la mitad del área de la armadura longitudinal traccionada ( $A_s$ ). Se exceptúa el caso de secciones de vigas **T** o **L** coladas in situ con la losa, cuando la armadura de compresión se ubique dentro de la altura del ala en compresión en una sección sometida a momento positivo.





**Figura 2.4. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se ubica en la cara de la columna y en el tramo de la viga.**



**Figura 2.5. Longitud de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas cuando la sección crítica se aleja de la cara de la columna.**

- (c) En cualquier sección de una viga la cuantía de la armadura traccionada calculada usando el ancho del alma no será menor que:

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} \quad (2.2 - 9)$$

- (d) Al menos **1/4** de la mayor de las armaduras longitudinales superiores requeridas en los extremos de vigas deberá continuarse en toda su longitud. Se colocarán al menos **2** barras de diámetro **12 mm** de acero ADN 420, como armadura superior e inferior de la viga en toda su longitud.
- (e) Al menos el **75 %** de la armadura longitudinal, ubicada dentro del ancho del alma de una viga, deberá pasar a través del núcleo de la columna o ser anclada en el mismo. Cuando la cantidad de armadura longitudinal esté controlada por la combinación de cargas gravitatorias sin sismo, sólo se requiere que el **75 %** de la armadura requerida para la combinación de carga gravitatoria con sismo pase a través de, o sea anclada en el núcleo de la columna.

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

Se deberán proveer estribos en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, de acuerdo con lo siguiente:

- (a) Deberán disponerse estribos perpendiculares al eje de la viga de manera que cada barra longitudinal o conjunto de barras en la cara superior e inferior de la viga, estén restringidas para prevenir el pandeo por un codo a **90°** de un estribo. Se exceptúan las barras intermedias que estén ubicadas entre dos o más barras que cumplan con el requerimiento anterior y que no disten entre sí más de **200 mm** (ver la Figura 2.6.(a)). En el caso en que se utilicen estribos de una rama, deberán anclarse en el núcleo confinado a través de un gancho a **180°** de acuerdo con lo establecido en el artículo 7.1.1. del Reglamento CIRSOC 201-2005.
- (b) El diámetro de los estribos no deberá ser menor que **6 mm** de acero ADN 420, y el área de la sección de una rama en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal, no deberá ser menor que:

$$A_{te} = \frac{\sum A_b f_y}{16 f_{yt}} \frac{s}{6 d_b} \quad (2.2 - 10)$$

siendo  $\sum A_b$ , la suma de las áreas de las barras longitudinales que se encuentran restringidas, por esa rama, para prevenir el pandeo de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2.7.(a).

Deberá incluirse en  $\sum A_b$ , el área tributaria de las barras longitudinales exceptuadas en el artículo 2.2.7. (a), Figura 2.6 (a).

Las barras longitudinales cuyo eje se ubique a más de **75 mm** de la cara interior del estribo, no necesitan ser consideradas en la determinación del valor de  $\Sigma A_b$  (ver las Figuras 2.6 (b) y (c)).

- (c) Si una capa horizontal de barras longitudinales está ubicada a más de **100 mm** de la cara interna de la rama horizontal del estribo adyacente, las barras externas de dicha capa deberán restringirse lateralmente de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.2.7. (b) a menos que la capa se ubique a una distancia superior a un cuarto de la altura de la viga ( $h_b / 4$ ) medido desde el borde comprimido de la sección (ver la Figura 2.6 (c)).
- (d) En la zona de formación potencial de rótulas plásticas definida en el artículo 2.2.5. (a) y (b), la separación entre estribos no deberá ser mayor que el menor de los valores siguientes:
  - (i) **6** veces el diámetro de la barra longitudinal (**6  $d_b$** ) de menor diámetro a ser restringida en las capas exteriores.
  - (ii) **Un cuarto** de la altura útil de la viga ( **$d / 4$** ).

En el caso definido en el artículo 2.2.5.(a), el primer estribo en una viga deberá ubicarse tan cerca como sea posible a los estribos de las columnas y no deberá estar alejado más de **50 mm** de la cara de la columna.

- (e) En zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.2.5.(c) la separación de estribos no deberá superar:
  - (i) **10** veces el diámetro de la barra longitudinal (**10  $d_b$** ) de menor diámetro, en compresión.
  - (ii) **Un tercio** de la altura útil ( **$d / 3$** ) de la viga.

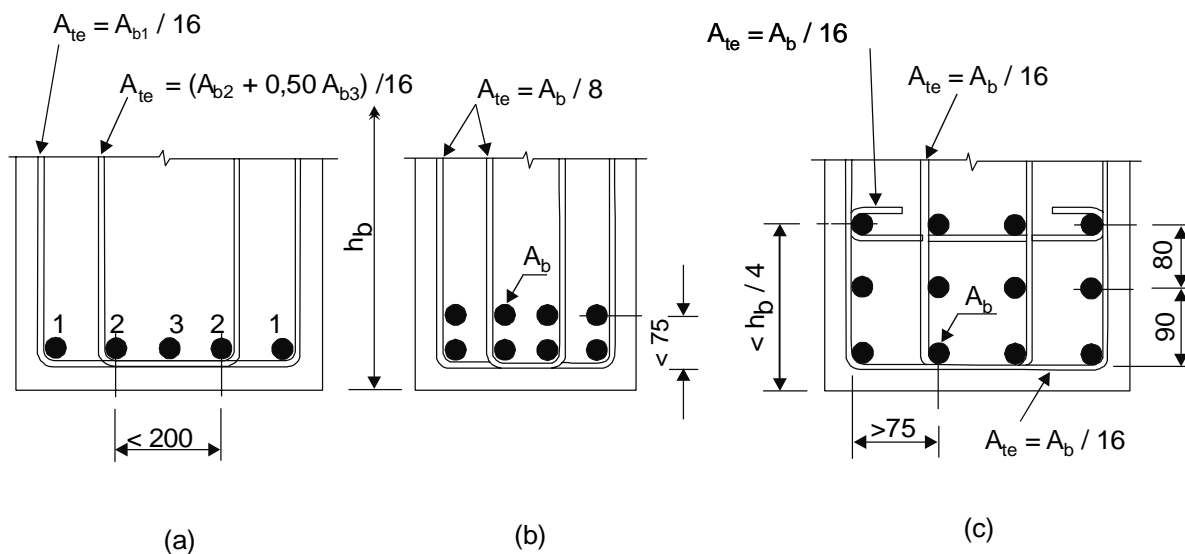
En este caso el área de los estribos podrá no satisfacer la expresión (2.2-10). Cuando la zona de formación potencial de rótulas plásticas definida en el artículo 2.2.5.(c), se superponga con las definidas en los artículos 2.2.5.(a) o (b), la separación y área de los estribos deberán cumplir los requerimientos de los artículos 2.2.5.(a) o (b) respectivamente.

- (f) Se admite que los estribos que responden al presente artículo contribuyen, además, a la resistencia al corte de la viga.

## 2.2.8. Resistencia al corte

**2.2.8.1.** El esfuerzo de corte de diseño deberá determinarse a partir de la capacidad flexional, considerando la sobrerresistencia desarrollada en las secciones críticas de vigas o columnas, según corresponda, y de la carga gravitatoria mayorada. La capacidad flexional de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, deberá determinarse considerando las secciones de armaduras reales dispuestas en la viga y una tensión en el acero igual a **1,40** veces la tensión nominal de fluencia.

En este caso, para la determinación de la armadura de corte, deberá tomarse el factor de reducción de resistencia  $\phi = 1,00$ .



**Figura 2.6. Disposición y área de la sección de estribos en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, considerando que  $f_y = f_{yt}$  y una separación  $s = 6 d_b$ .**

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

- (a) La contribución del hormigón a la resistencia al corte, excepto en vigas de gran altura, deberá determinarse a partir de la tensión de corte básica, dada por la siguiente expresión:

$$v_b = (0,07 + 10 \rho_w) \sqrt{f'_c} \leq 0,20 \sqrt{f'_c} \quad (2.2 - 11)$$

- (b) En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2.5., no se tendrá en cuenta la contribución del hormigón a la resistencia al corte:

$$v_c = 0 \quad (2.2 - 12)$$

- (c) En las zonas normales, la contribución del hormigón a la resistencia al corte estará dada por:

$$v_c = v_b \quad (2.2 - 13)$$

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

2.2.8.3.1. La separación máxima entre estribos no deberá ser mayor que:

- (a) **0,50 d o 600 mm**
- (b) Cuando  $(v_n - v_c) > 0,07 f'_c$ : **0,25 d o 300 mm**

2.2.8.3.2. En las secciones críticas de formación potencial de rótulas plásticas, donde debido a la reversibilidad de las solicitaciones sísmicas, las armaduras (superior e inferior) puedan estar sujetas a fluencia por tracción, deberá satisfacerse:

- (a) La tensión nominal total de corte ( $v_n$ ) no deberá exceder **0,16 f'\_c** o **0,85  $\sqrt{f'_c}$**  a excepción de lo establecido en el artículo 2.2.8.3.4.
- (b) Cuando la tensión nominal total de corte exceda **0,25 (2 + r)  $\sqrt{f'_c}$**  deberá proveerse armadura de corte diagonal en el alma de la viga en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, en una o ambas direcciones para resistir un esfuerzo de corte, dado por la siguiente expresión:

$$V_{di} = 0,70 \left( \frac{V_n}{\sqrt{f'_c}} + 0,40 \right) (-r) V_n \quad (2.2 - 14)$$

Donde  $V_{di}$  sólo necesita considerarse cuando: **-1,00  $\leq r \leq$  -0,20**, teniendo en cuenta la reversibilidad de los esfuerzos de corte.

- (c) Cuando se requiera armadura diagonal, deberá extenderse una distancia no menor que la altura útil (**d**) de la viga, medida desde la cara del apoyo o desde la sección transversal donde pueda esperarse la fluencia de las armaduras longitudinales de ambas caras debido a la reversibilidad de las solicitaciones.
- (d) Cuando se determine la armadura de corte sólo podrá incluirse la armadura diagonal que trabaja en tracción para prevenir una falla por tracción diagonal.

2.2.8.3.3. Se deberá demostrar por un análisis racional que la resistencia al corte  $V_{di}$  en cada sección de formación potencial de rótulas plásticas es provista por la componente normal al eje de la pieza de los esfuerzos de las barras diagonales. Cuando las barras diagonales atraviesan la sección en dos direcciones, podrán considerarse simultáneamente las componentes normales al eje de la pieza de los esfuerzos de las barras diagonales, tanto traccionadas como comprimidas.

2.2.8.3.4. La tensión de corte nominal total ( $v_n$ ) podrá ser mayor que el límite dado por el artículo 2.2.8.3.2.(a), sólo si todo el esfuerzo de corte debido a las cargas gravitatorias es resistido por armadura diagonal.

2.2.8.3.5. Cuando se determine la cantidad y separación de los estribos necesarios para resistir el corte, deberá controlarse que se satisfagan también, los requerimientos establecidos en el artículo 2.2.7.

**2.2.8.3.6.** La armadura de corte en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas deberá extenderse en una longitud no menor a lo establecido en el artículo 2.2.5. (a) y (b).

## 2.2.9. Anclajes

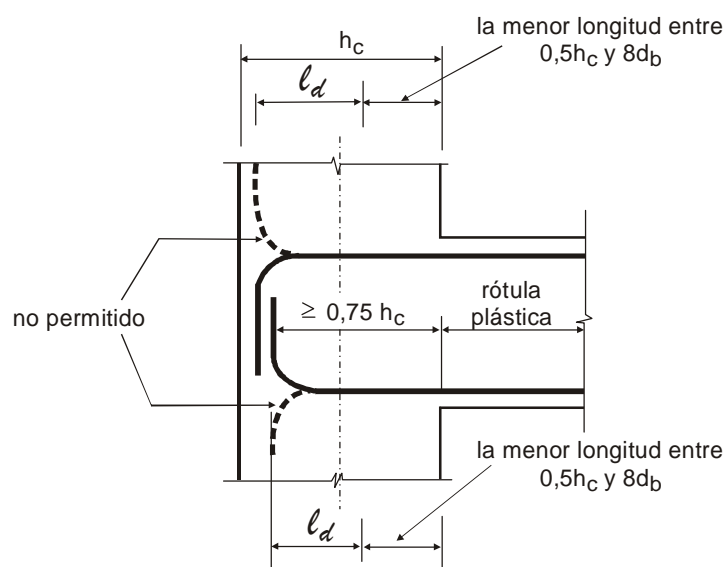
**2.2.9.1.** Para el cálculo de la longitud de anclaje ( $\ell_d$ ) se tendrá en cuenta lo establecido en el Reglamento CIRSOC 201-2005, salvo lo correspondiente a los artículos 12.2.5., 12.5.3.4. y 12.7.1. relacionado con la reducción por la armadura en exceso.

**2.2.9.2.** La interrupción (corte) de la armadura longitudinal, deberá ser tal que pueda alcanzarse la sobrerresistencia flexional de una sección en la zona de formación potencial de rótulas plásticas, mientras que sólo se alcance el momento nominal en la otra rótula plástica.

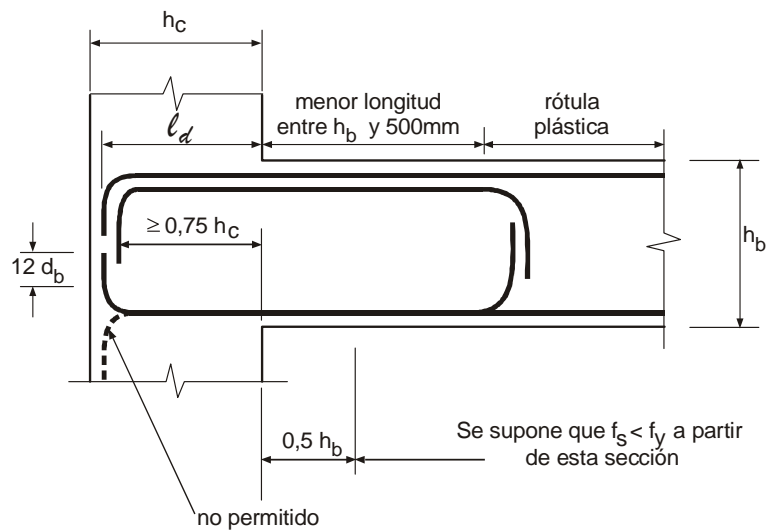
**2.2.9.3.** La armadura longitudinal traccionada deberá extenderse, de acuerdo con la envolvente de momento una longitud igual a la mayor de las siguientes:

- (a) Desde la sección en la cual se requiere que desarrolle su resistencia total, una distancia igual a la longitud de anclaje más la altura útil del elemento ( $\ell_d + d$ ).
- (b) Desde la sección en la cual ya no es más necesaria, una distancia igual a **1,30** veces la altura útil del elemento (**1,30 d**).

**2.2.9.4.** Cuando las barras longitudinales de vigas se anclen en los núcleos de columnas exteriores o interiores o en prolongaciones de las vigas, el anclaje para tracción deberá comenzar en el menor de los valores siguientes: **1/2** de la altura de la columna ( $h_c / 2$ ) u **8 d<sub>b</sub>** medidos desde la cara en la cual las barras de la viga entran en la columna (ver la Figura 2.7.). Cuando la rótula plástica en la sección crítica se forme a una distancia de al menos la altura ( $h_b$ ) de la viga o a **500 mm** de la cara de la columna, la longitud de anclaje puede considerarse que comienza en la cara de la columna (ver la Figura 2.8.).



**Figura 2.7. Anclaje de la armadura longitudinal de una viga cuando la sección crítica de formación potencial de rotula plástica está en la cara de la columna.**



**Figura 2.8. Anclaje de la armadura longitudinal de una viga cuando la sección crítica de formación potencial de rótulas plásticas está a una distancia de la cara de la columna menor a 500 mm o a la altura de la viga.**

**2.2.9.5.** Ninguna barra que se ancle en el núcleo de una columna o la prolongación de una viga, deberá terminarse sin un codo a **90°** o un dispositivo equivalente de anclaje, tan cerca como sea posible al lado opuesto del núcleo de la columna o al extremo de la prolongación de la viga y no más cerca que **3/4** de la altura de la columna (**3/4 h<sub>c</sub>**), medido desde su cara interna. Las barras superiores deberán doblarse solamente hacia abajo y las inferiores solamente hacia arriba.

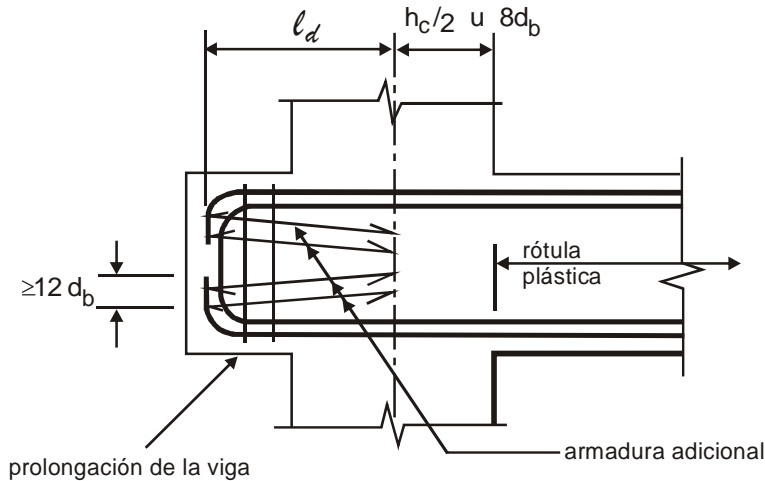
**2.2.9.6.** El diámetro de las barras longitudinales pasantes a través de nudos interiores, deberá ser como máximo igual a **h<sub>c</sub>/25**.

**2.2.9.7.** El diámetro de barras en la parte de la losa especificada en el artículo 2.2.4.2. no deberá exceder **1/5** del espesor de la losa. Tales barras, cuando estén sometidas a tracción, deberán extenderse, a partir de la sección en que se requiere su resistencia máxima, una distancia igual a la especificada en el artículo 2.2.9.3.

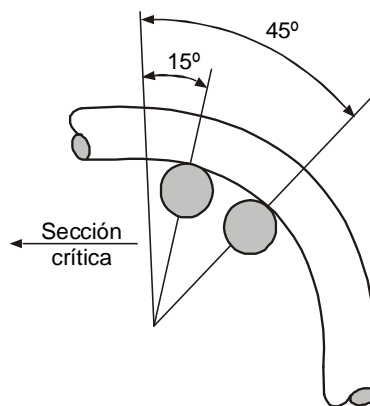
**2.2.9.8.** Cuando las barras longitudinales de las vigas que concurren a columnas exteriores, terminen en prolongaciones de la viga, deberá proveerse armadura dentro de la prolongación donde sea necesario, para asegurar que pueda desarrollarse la resistencia de la barra también en compresión y evitar que el hormigón estalle en los codos de las barras de la viga o dispositivos de anclaje, (ver la Figura 2.9.).

**2.2.9.9.** Cuando se provea anclaje de acuerdo con el artículo 2.2.9.4., la longitud de anclaje de una barra que termina en un codo a **90°** podrá reducirse en un **20 %** si se proveen **2** barras transversales que tengan un diámetro al menos igual al de la barra doblada, en contacto con el interior del codo, (ver la Figura 2.10.).

**2.2.9.10.** Los estribos deberán estar anclados al menos por un gancho de **135°**. Alternativamente los extremos del estribo podrán soldarse para que desarrollen la resistencia de rotura de la barra.



**Figura 2.9. Anclaje de la armadura longitudinal en la prolongación de una viga.**



**Figura 2.10. Disposición de barras adicionales para reducir la longitud de anclaje.**

## 2.2.10. Empalmes

**2.2.10.1.** En la zona de formación potencial de rótulas plásticas, cuando pudieran ocurrir reversiones de tensiones, no se podrán empalmar barras por yuxtaposición dentro de una longitud igual a la altura ( $h_b$ ) de la viga, medida desde la sección crítica.

**2.2.10.2.** Los empalmes soldados, a tope o por yuxtaposición, deberán desarrollar en tracción la resistencia de rotura de la barra.



Los empalmes con conectadores mecánicos deberán desarrollar en tracción o compresión, la resistencia de rotura de la barra. Estos empalmes deberán ensayarse con **8** ciclos completos de carga a una tensión máxima de **0,95  $f_y$**  en la barra, y en la máxima carga en tracción y compresión deberán mostrar un cambio de longitud, medida en la longitud del sistema de unión, no mayor al **10 %** de la deformación, en una longitud igual de una barra no empalmada. Los empalmes que no satisfagan este requerimiento de rigidez, sólo deberán usarse si, cuando se los ensaye en tracción o compresión, el cambio de longitud a una tensión de **0,70  $f_y$**  en la barra, medida en toda la longitud del sistema de unión, sea menor que el doble del producido en una longitud igual de una barra no empalmada y, además, deberán escalonarse de manera que no más de **2/3** del área de la armadura se empalme dentro de cualquier longitud de **900 mm** en el elemento.

**2.2.10.3.** La armadura de vigas no deberá empalmarse por yuxtaposición en una zona donde las tensiones reversibles puedan exceder **0,60  $f_y$**  en tracción o compresión, a menos que cada barra empalmada se confine con estribos de forma que:

$$A_{tr} \geq \frac{d_b f_y s}{48 f_{yt}} \quad (2.2 - 15)$$

**2.2.10.4.** En zonas de formación potencial de rótulas plásticas no deberán empalmarse estribos por yuxtaposición.

## 2.3. DISEÑO DE COLUMNAS

### 2.3.1. Limitaciones dimensionales

**2.3.1.1.** Para secciones rectangulares con momentos aplicados en ambos extremos por vigas adyacentes, deberá cumplirse:

$$b_c \geq L_n / 25 \quad (2.3 - 1)$$

$$h_c \leq 100 b_c^2 / L_n \quad (2.3 - 2)$$

**2.3.1.2.** Para columnas en voladizo de sección rectangular, deberá cumplirse:

$$b_c \geq L_n / 15 \quad (2.3 - 3)$$

$$h_c \leq 60 b_c^2 / L_n \quad (2.3 - 4)$$

**2.3.1.3.** Para secciones rectangulares, **T**, **L** o **I**, el ancho mínimo de la zona comprimida no deberá ser menor que **200 mm**.

$$b_c \geq 200 \text{ mm} \quad (2.3 - 5)$$

**2.3.1.4.** Cuando a una columna concurren vigas angostas, el ancho de la columna que deberá suponerse que resiste los esfuerzos transmitidos por la viga (ancho efectivo del nudo) deberá cumplir con lo establecido en el artículo 2.4.7.

### 2.3.2. Rigidez

**2.3.2.1.** Para la estimación de la rigidez, deberán tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento de acuerdo con la Tabla 2.2. Los valores intermedios podrán interpolarse linealmente.

**Tabla 2.2. Momento de inercia efectivo de la sección (columnas)**

Nivel de esfuerzo axial	Momentos de Inercia efectivos de la sección ( $I_e$ )
a) $P_u / f'_c A_g > 0,50$	$0,80 I_g$
b) $P_u / f'_c A_g = 0,20$	$0,60 I_g$
c) $P_u / f'_c A_g \leq -0,05$	$0,40 I_g$

### 2.3.3. Factor de sobrerresistencia flexional de vigas

En los casos generales, donde no se permita la formación de rótulas plásticas en columnas, los momentos de diseño deberán basarse en la capacidad flexional de las vigas, teniendo en cuenta la sección de las armaduras longitudinales reales efectivamente dispuestas, de acuerdo con lo establecido en el artículo 2.2.4.2. y la sobrerresistencia del acero.

Se define el factor de sobrerresistencia flexional de vigas para cada uno de los sentidos de la acción sísmica horizontal:

$$\phi_b^o = \sum \frac{M_b^o}{M_E^b} = \sum \frac{\lambda_o M_n^b}{M_E^b} \quad (2.3 - 6)$$

donde la suma ( $\Sigma$ ) se extiende a las vigas concurrentes en el nudo considerado.

Los momentos  $M_b^o$  y  $M_E^b$ , deberán referirse a la sección de la viga en correspondencia con el eje de la columna y no a la sección crítica (cara del apoyo).

De acuerdo con la definición anterior es importante recalcar que  $\phi_b^o$  está referido a la capacidad flexional de las vigas en relación con la demanda de momento ( $M_E^b$ ) producida solamente por la acción sísmica horizontal.

### 2.3.4. Momentos de diseño

**2.3.4.1.** Los momentos de diseño en las secciones extremas de columnas donde no se espera el desarrollo de rótulas plásticas, se determinarán de acuerdo con la expresión (2.3-7). En este caso deberá tomarse el factor de reducción de resistencia  $\phi = 1,00$ .

$$M_u = \phi_b^o \omega M_E^c - 0,30 h_b V_u \quad (2.3 - 7)$$

siendo:

$V_u$  el corte en la columna definido en el artículo 2.3.10.1.

$\omega$  el factor de amplificación dinámica que se calculará de la siguiente forma:

(a) Para pórticos planos

$$1,30 \leq \omega = 0,60 T_1 + 0,85 \leq 1,80 \quad (2.3 - 8)$$

En las columnas del último piso y en la sección inferior de las columnas del primer piso, deberá tomarse  $\omega = 1,00$ .

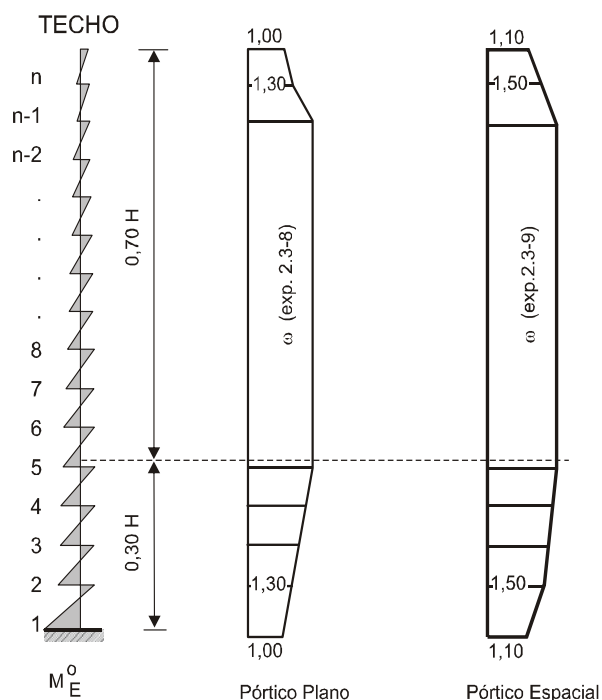
(b) Para pórticos espaciales

$$1,50 \leq \omega = 0,50 T_1 + 1,10 \leq 1,90 \quad (2.3 - 9)$$

En las columnas del último piso y en la sección inferior de las columnas del primer piso, deberá tomarse  $\omega = 1,10$ .

**2.3.4.2.** Los valores del factor de amplificación dinámica  $\omega$  deberán aplicarse sólo a los niveles que se ubican por encima de **0,30** veces la altura de la estructura, medidos desde el nivel donde las columnas del primer piso se consideran empotradas. Por debajo de **0,30 H** se considerará una variación lineal entre el valor dado por las expresiones (2.3-8) y (2.3-9), y el mínimo especificado en dichas expresiones en correspondencia con el segundo nivel. Por debajo de éste, se supondrá una variación lineal, hasta el valor especificado para la sección inferior de las columnas del primer piso (ver la Figura 2.11.).

**2.3.4.3.** En el nivel inmediatamente por debajo del último nivel, el valor de  $\omega$  deberá tomarse igual a **1,30** para pórticos planos y **1,50** para pórticos espaciales (ver la Figura 2.11.).



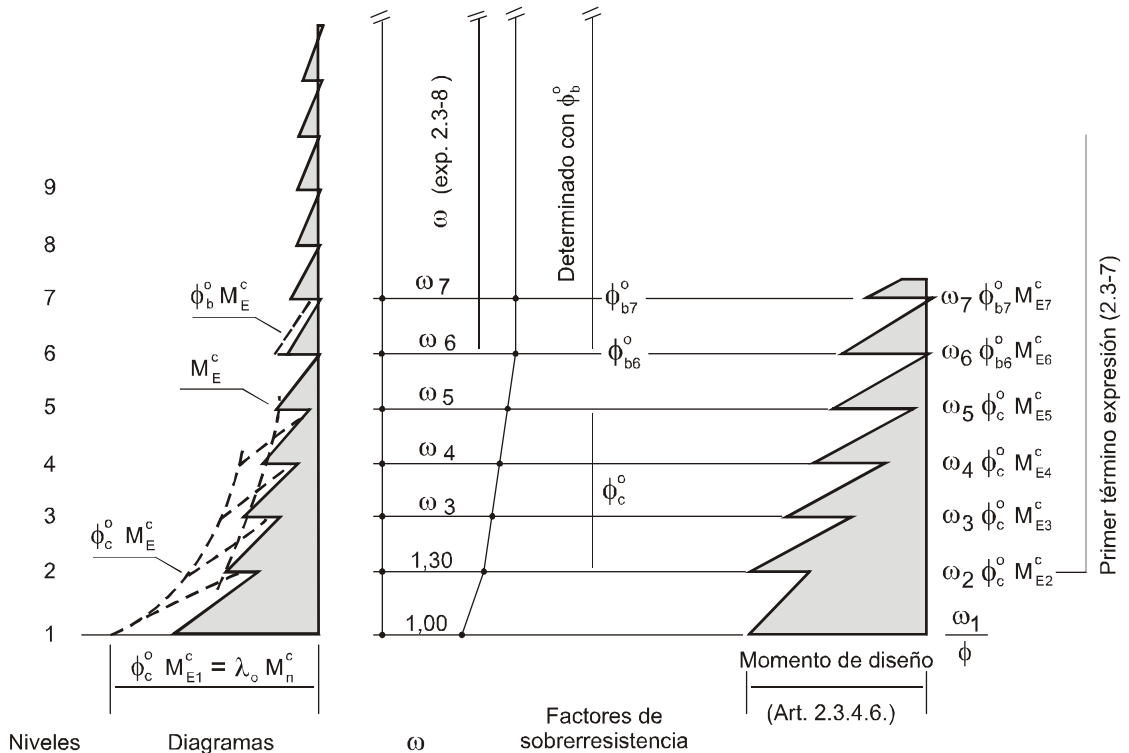
**Figura 2.11. Factor de amplificación dinámica  $\omega$  para columnas de pórticos.**

**2.3.4.4.** En las columnas con acción de voladizo se deberá cumplir:

- (a) En las columnas con acción de voladizo, a partir del primer nivel donde la columna muestre un punto de inflexión, de acuerdo con el análisis elástico con fuerzas de diseño estáticas horizontales, y en todos los pisos inferiores ubicados por debajo de ese nivel, deberá usarse en la expresión (2.3-7), en lugar de  $\phi_c^o$ , el factor de sobrerresistencia flexional de columna  $\phi_c^o$  correspondiente a la sección inferior de la columna del primer piso:

$$\phi_c^o = \frac{M_c^o}{M_E^c} = \frac{\lambda_o M_n^c}{M_E^c} \quad (2.3 - 10)$$

- (b) En los pisos donde no aparezcan puntos de inflexión, de acuerdo con el análisis elástico con fuerzas de diseño estáticas horizontales, deberá tomarse el valor mínimo de  $\omega$  en el nivel 2, y desde allí incrementarlo linealmente con la altura hasta el valor dado por las expresiones (2.3-8) o (2.3-9), según corresponda, en el nivel inmediatamente por encima en que el análisis elástico indique el primer punto de inflexión (ver las Figuras 2.12. y 2.13.).



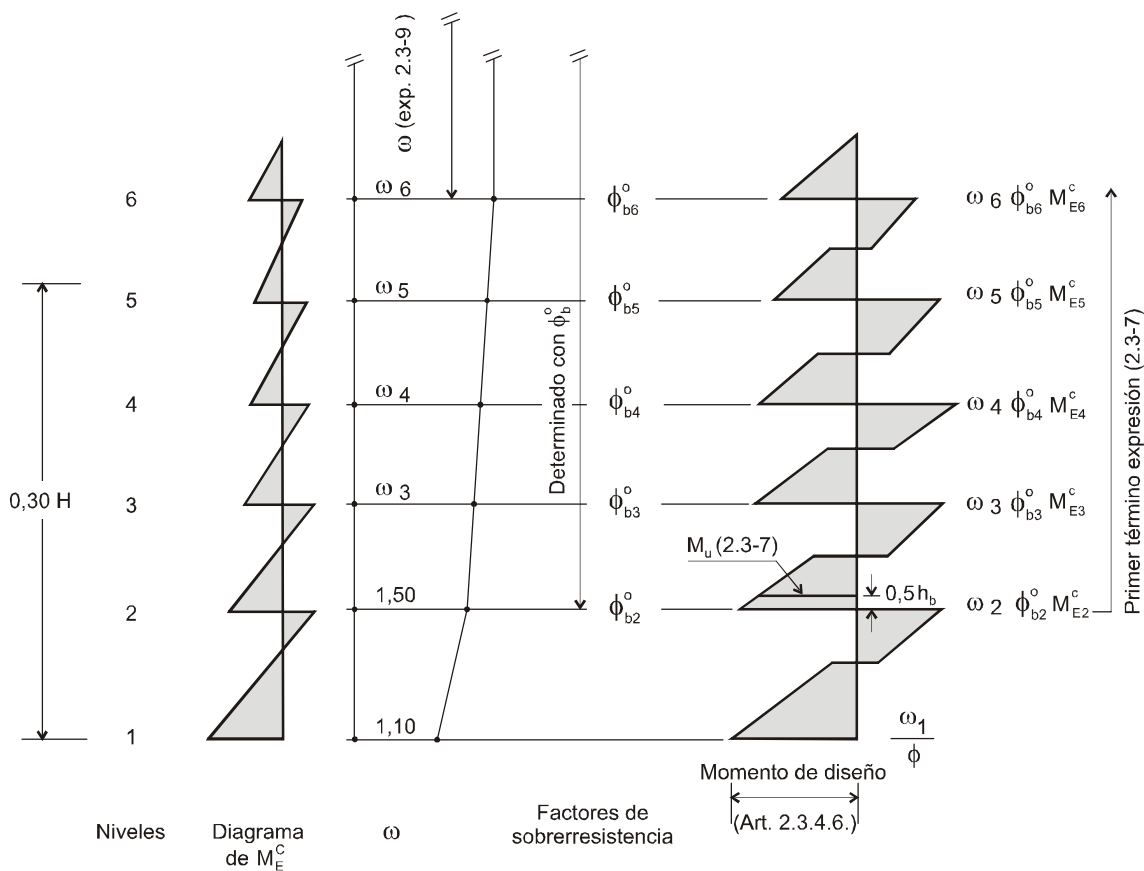
**Figura 2.12. Amplificación de momentos de columnas con acción de voladizo, en los pisos inferiores de un pórtico plano.**

**2.3.4.5.** Cuando el esfuerzo axial de diseño a la compresión no supere el valor  $0,10 f'_c A_g$ , el momento de diseño podrá reducirse de acuerdo con:

$$M_{u\text{red}} = R_m \left( \phi_b^o \omega M_E^c - 0,30 h_b V_u \right) \quad (2.3 - 11)$$

donde  $R_m$  está dado en la Tabla 2.3. y  $P_u$  deberá tomarse como negativo si es de tracción, considerando que:

- El valor de  $P_u / (f'_c A_g)$  no deberá tomarse menor que  $(- 0,15)$  ni menor que  $(- 0,50 \rho_t f_y / f'_c)$ .
- El valor de  $R_m$  no deberá ser menor que  $0,30$ .
- La reducción de momento de columnas contenidas en un mismo plano vertical en un piso, no será mayor que el **10 %** de la suma de los momentos de diseño no reducidos de todas las columnas contenidas en dicho plano y en dicho piso.



**Figura 2.13. Momentos de diseño de columnas en los pisos inferiores de un pórtico espacial.**

**2.3.4.6.** En los extremos inferiores de las columnas del primer piso o en los correspondientes al nivel de fundación y en otras secciones de columnas donde se espera que se desarrollen rótulas plásticas, el momento de diseño ( $M_u/\phi$ ) será el que proviene de los estados de carga especificados en el artículo 1.3., teniendo en cuenta el factor de reducción de resistencia  $\phi$  correspondiente, de acuerdo con el artículo 1.6.

### 2.3.5. Esfuerzos axiales de diseño

**2.3.5.1.** Los esfuerzos axiales inducidos en cualquier nivel, sólo por las acciones sísmicas horizontales, que deberán utilizarse en conjunto con los derivados de las cargas gravitatorias mayoradas y con los momentos de diseño para determinar la resistencia de la sección de la columna, deberán ser:

$$P_E^o = R_v \sum V_{Eb}^o \quad (2.3 - 12)$$

La expresión  $\sum V_{Eb}^o$  es la suma de los esfuerzos de corte inducidos en las vigas por encima del nivel considerado, cuando éstas desarrollan su sobrerresistencia en las caras de la columna, y  $R_v$  es el factor de reducción. Los valores de  $R_v$  están dados en la Tabla 2.4.

**Tabla 2.3. Factor de reducción de momento  $R_m$**

$\omega^*$	$P_u / (f'_c A_g)$										
	-0,150	-0,125	-0,100	-0,075	-0,050	-0,025	0,00	0,025	0,050	0,075	0,100
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,10	0,85	0,86	0,88	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,98	1,00
1,20	0,72	0,75	0,78	0,81	0,83	0,86	0,89	0,92	0,94	0,97	1,00
1,30	0,62	0,65	0,69	0,73	0,77	0,81	0,85	0,88	0,92	0,96	1,00
1,40	0,52	0,57	0,62	0,67	0,71	0,76	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
1,50	0,44	0,50	0,56	0,61	0,67	0,72	0,76	0,83	0,89	0,94	1,00
1,60	0,37	0,44	0,50	0,56	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
1,70	0,31	0,38	0,45	0,52	0,59	0,66	0,73	0,79	0,86	0,93	1,00
1,80	0,30	0,33	0,41	0,48	0,56	0,63	0,70	0,78	0,85	0,93	1,00
1,90	0,30	0,30	0,37	0,45	0,53	0,61	0,68	0,76	0,84	0,92	1,00
	<i>TRACCIÓN</i>							<i>COMPRESIÓN</i>			

\*  $\omega$  es el valor del factor de amplificación dinámica aplicable a la sección de la columna considerada

**2.3.5.2.** Para la obtención de los esfuerzos axiales de diseño, deberán sumarse los esfuerzos de corte que provienen de todas las vigas que concurren a la columna en las dos direcciones principales de análisis. Cuando el factor de amplificación dinámica  $\omega$  en las dos direcciones sea diferente, deberá tomarse el mayor valor correspondiente al nivel considerado.

**Tabla 2.4 - Factor de reducción de carga axial  $R_v$**

N° de pisos por encima del nivel considerado	Factor de amplificación dinámica $\omega$					
	1,30 o menor	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90
2	0,97	0,97	0,96	0,96	0,96	0,95
4	0,94	0,94	0,93	0,92	0,91	0,91
6	0,91	0,90	0,89	0,88	0,87	0,86
8	0,88	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81
10	0,85	0,84	0,82	0,80	0,79	0,77
12	0,82	0,81	0,78	0,76	0,74	0,72
14	0,79	0,77	0,75	0,72	0,70	0,67
16	0,76	0,74	0,71	0,68	0,66	0,63
18	0,73	0,71	0,68	0,64	0,61	0,58
20 o más	0,70	0,68	0,64	0,61	0,57	0,54

### 2.3.6. Resistencia a flexión y esfuerzo axial

**2.3.6.1.** La resistencia de diseño a flexión y esfuerzo axial en las secciones de columnas donde no se prevea la formación de rótulas plásticas se tomará de acuerdo con lo establecido en el artículo 10.2. del Reglamento CIRSOC 201-2005. En este caso se deberá adoptar un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1,00$ .

**2.3.6.2.** La resistencia de diseño a flexión y esfuerzo axial en las secciones de columnas donde se prevea la formación de rótulas plásticas, se tomará de acuerdo con lo establecido en el artículo 10.2. del Reglamento CIRSOC 201-2005. En este caso se deberá adoptar el factor de reducción de resistencia establecido en el artículo 1.6.

**2.3.6.3.** La carga máxima de diseño en compresión deberá cumplir con:

$$P_u \leq 0,70 \phi P_n \quad (2.3 - 13)$$

donde  $P_n = \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (2.3 - 14)$

con  $\alpha_1 = 0,85 - 0,004 (f'_c - 55) \quad (2.3 - 15)$

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

Para la determinación de la longitud de la zona de formación potencial de rótulas plásticas en columnas ( $\ell_p$ ), se deberá tener en cuenta la amplificación dinámica y la sobrerresistencia en la sección transversal extrema. La amplificación dinámica modifica la posición del punto de inflexión y consecuentemente la magnitud de los momentos extremos.

Para el cálculo de la sobrerresistencia de la sección crítica de la columna, se deberá utilizar la expresión (2.3-23).

De acuerdo con lo anterior, se distinguen dos casos:

- (a) Cuando la columna presente un punto de inflexión dentro del piso, el diagrama de momentos a considerar será el que resulta de tomar la capacidad flexional de la columna en la sección crítica extrema inferior y cero en el extremo opuesto, en correspondencia con el eje de la viga (ver la Figura 2.14.(a)).
- (b) Cuando la columna no presente un punto de inflexión dentro del piso, el diagrama de momentos a considerar será el que resulta de tomar la capacidad flexional de la columna en la sección crítica extrema inferior y una distribución en altura con una pendiente igual al **80 %** de la pendiente del diagrama original (ver la Figura 2.14.(b)).

La longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica en columnas (ver la Figura 2.15.), medida desde la cara de la viga, se determinará de acuerdo con lo siguiente:

- (i) Cuando  $P_u \leq 0,25 \phi f'_c A_g$ , el mayor valor entre la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera **0,80** del máximo momento de acuerdo con lo especificado en los artículos 2.3.7. (a) o (b).



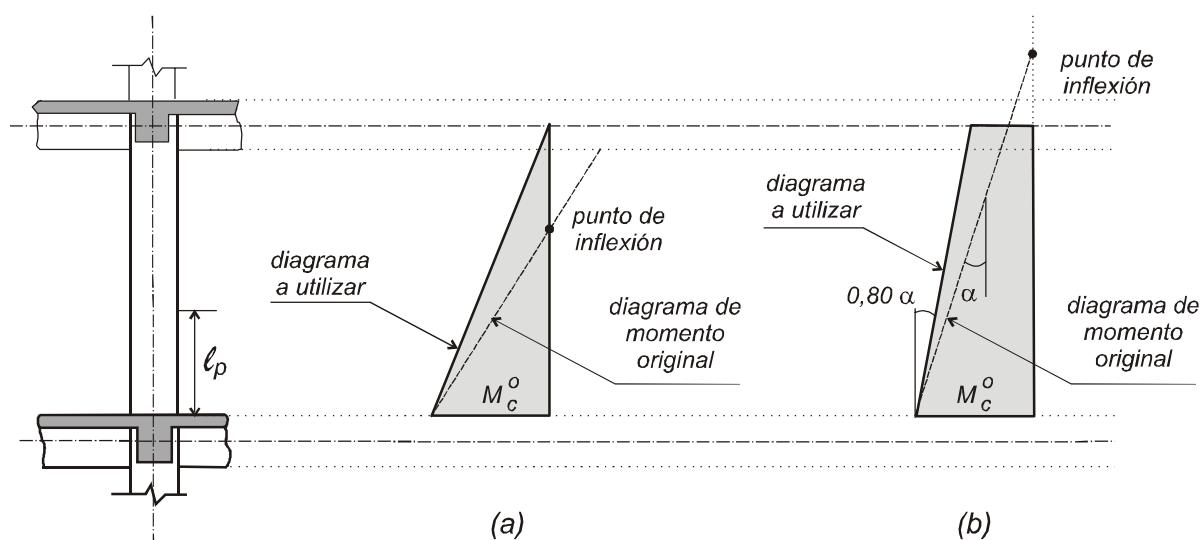
En el caso de secciones circulares se comparará este último valor con el diámetro de la sección transversal.

- (ii) Cuando  $0,25 \phi f'_c A_g < P_u \leq 0,50 \phi f'_c A_g$ , el mayor valor entre **2** veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el **0,70** del máximo momento de acuerdo con lo especificado en los artículos 2.3.7. (a) o (b).

En el caso de secciones circulares se comparará este último valor con **2** veces el diámetro de la sección transversal.

- (iii) Cuando  $0,50 \phi f'_c A_g < P_u \leq 0,70 \phi f'_c A_g$ , el mayor valor entre **3** veces la dimensión mayor de la sección transversal de la columna y la longitud donde el momento supera el **0,60** del máximo momento de acuerdo con lo especificado en los artículos 2.3.7. (a) o (b).

En el caso de secciones circulares se comparará este último valor con **3** veces el diámetro de la sección transversal.

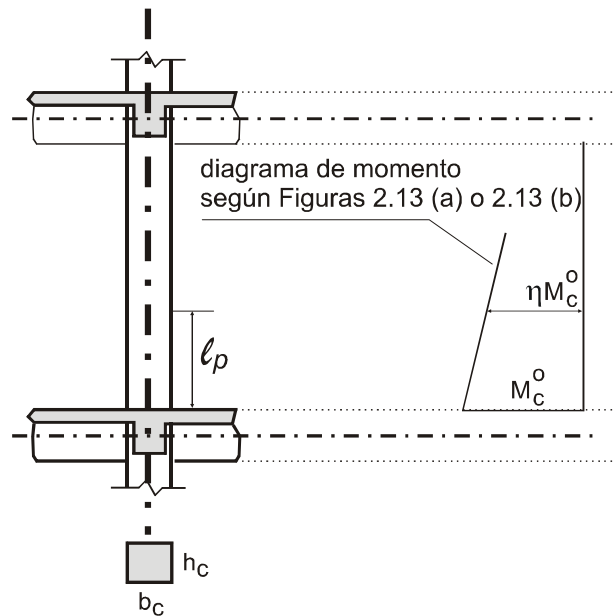


**Figura 2.14. Diagrama de momento para determinar la longitud de la rótula plástica ( $\ell_p$ ) en columnas:**

- (a) cuando la columna presenta un punto de inflexión dentro del piso.  
 (b) cuando la columna no presenta un punto de inflexión dentro del piso.

### 2.3.8. Armadura longitudinal

- (a) El área de la armadura longitudinal no será menor que **0,008  $A_g$** , el número mínimo de barras longitudinales será de **6** en una disposición circular y **4** en una rectangular.
- (b) El área de la armadura longitudinal no será mayor que **18  $A_g / f_y$** , excepto en la zona de empalme donde el área no deberá superar **24  $A_g / f_y$** .
- (c) En cualquier fila de barras el diámetro menor de la barra utilizada no deberá ser inferior a **2/3** del diámetro mayor de la barra utilizada (**2/3  $d_b$** ).



La longitud de la zona de formación de rótula plástica ( $\ell_p$ ) será el mayor valor entre:

$$\gamma b_c; \gamma h_c \text{ o } \eta M_c^o$$

con:

$$P_u \leq 0,25 \phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 1,0 \text{ y } \eta = 0,80$$

$$0,25 \phi f'_c A_g < P_u \leq 0,50 \phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 2,0 \text{ y } \eta = 0,70$$

$$0,50 \phi f'_c A_g < P_u \leq 0,70 \phi f'_c A_g \Rightarrow \gamma = 3,0 \text{ y } \eta = 0,60$$

**Figura 2.15. Determinación de la longitud ( $\ell_p$ ) de la zona de formación potencial de rótulas plásticas en columnas.**

### 2.3.9. Armadura transversal

La armadura transversal en columnas deberá disponerse de la siguiente manera:

**2.3.9.1.** En zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.3.7. se deben considerar los siguientes casos:

(a) Cuando se usen estribos circulares o en espiral:

(i) La cuantía volumétrica  $\rho_s$  no deberá ser menor que el mayor valor que se obtenga de la aplicación de las expresiones (2.3-16) y (2.3-17).

$$\rho_s = \frac{(1,30 - \rho_t m)}{2,40} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,0084 \quad (2.3 - 16)$$

Donde  $A_g / A_c$  no deberá ser adoptado menor que **1,20** y  $\rho_t m$  no deberá tomarse mayor que **0,40**.

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{110 d''} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b} \quad (2.3 - 17)$$

- (ii) La separación vertical de estribos circulares o en espiral a lo largo del elemento no deberá exceder el menor de los siguientes valores: **1/4** del diámetro de la sección transversal del elemento o **6** veces el diámetro de la barra longitudinal (**6 db**) que restringe.
- (b) Cuando se usen estribos rectangulares con o sin estribos suplementarios de una rama:
- (i) El área total efectiva de estribos y estribos suplementarios de una rama, en cada una de las direcciones principales de la sección transversal, no será menor que el mayor valor obtenido de la expresión (2.2-10) o (2.3-18) donde:

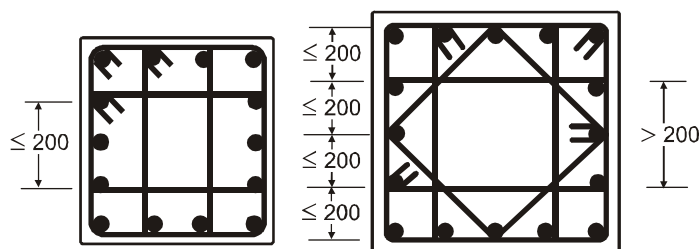
$$A_{sh} = \frac{(1,30 - \rho_t m) s h''}{3,30} \frac{A_g f_c'}{A_c f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f_c' A_g} - 0,0060 s h'' \quad (2.3 - 18)$$

Donde  $A_g / A_c$  no deberá ser menor que **1,20** y  $\rho_t m$  no deberá tomarse mayor que **0,40**.

- (ii) La separación vertical entre capas de estribos, no deberá exceder el menor valor entre **1/4** de la menor dimensión lateral de la sección y **6** veces el diámetro de la barra longitudinal (**6 db**) que restringe.
- (iii) Cada barra longitudinal (o conjunto de barras) deberá estar restringida lateralmente por la esquina de un estribo cerrado o por un estribo suplementario de una rama, con excepción de los dos casos siguientes:

Las barras (o conjunto de barras) que se encuentren entre dos barras (o conjunto de barras) lateralmente restringidas por el mismo estribo, cuando la distancia entre las barras (o conjunto de barras) lateralmente restringidas no supere el mayor valor de **1/4** de la dimensión lateral adyacente de la sección transversal o **200 mm** (ver la Figura 2.16.).

Las capas internas de barras dentro del núcleo de hormigón espaciadas más de **75 mm** de la cara interna de los estribos.



**Figura 2.16. Detalles de armadura transversal de columnas en zona de rótulas plásticas.**

- (c) En las columnas de un pórtico donde no se prevea la formación de rótulas plásticas, la cantidad requerida de armadura transversal en la longitud de la zona definida en el artículo 2.3.7., deberá ser el **70 %** de la requerida por la expresión (2.3-16), pero no menor que la requerida por la expresión (2.3-17), o ser el **70 %** de la requerida por la expresión (2.3-18) pero no menor que la requerida por la expresión (2.2-10).

No se permitirá esta reducción de la armadura transversal, en el capitel de las columnas del primer piso.

- (d) La distancia entre el primer espiral o estribo en la columna, y el correspondiente dentro del nudo viga-columna, no excederá **6** veces el diámetro de la barra de la columna (**6 d<sub>b</sub>**) que restringe.

**2.3.9.2.** Fuera de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en una columna, la armadura transversal a disponer deberá cumplir:

- (i) La separación vertical de estribos no deberá ser mayor que el menor valor entre **10** veces el diámetro de la barra longitudinal (**10 d<sub>b</sub>**) que restringe y **1/3** del diámetro en el caso de columnas de sección circular o **1/3** de la menor dimensión en caso de ser rectangular.
- (ii) La cantidad de armadura transversal no será menor que el **70%** de la requerida en la zona de formación potencial de rótulas plásticas.

**2.3.9.3.** Se admite que los estribos dispuestos de acuerdo con los artículos 2.3.9.1. y 2.3.9.2., contribuyen a la resistencia al corte de la columna según lo establecido en el artículo 2.3.11.2.

### 2.3.10. Esfuerzo de corte de diseño

**2.3.10.1.** El esfuerzo de corte de diseño deberá evaluarse, de acuerdo con lo siguiente:

- (a) En columnas donde no se prevea la formación de rótulas plásticas en sus extremos:

- (i) En los pisos superiores de pórticos planos

$$V_u = 1,30 \phi^o_b V^c_E \quad (2.3 - 19)$$

- (ii) En los pisos superiores de pórticos espaciales

$$V_u = 1,60 \phi^o_b V^c_E \quad (2.3 - 20)$$

- (iii) En el primer piso en pórticos planos o espaciales

$$V_u = (M^o_{c\ base} + M^o_{c\ capitel}) / L_n \quad (2.3 - 21)$$

(b) En columnas donde se prevea la formación de rótulas plásticas:

(i) Si se prevé la formación de rótulas plásticas en ambos extremos de la columna, se aplicará la expresión (2.3-21).

(ii) Si se prevé la formación de una rótula plástica en uno de los extremos:

$$V_u = \left( \frac{M_u + M_c^o}{L_n} \right) \quad (2.3 - 22)$$

Donde  $M_u$  se obtiene de la expresión (2.3-7) y la capacidad flexional de las secciones de las columnas donde se prevea la formación de rótulas plásticas  $M_c^o$  –expresión (2.3-23)– deberá evaluarse teniendo en cuenta el incremento de la resistencia a tracción del acero y el incremento de la resistencia a compresión del núcleo de la columna debido al confinamiento, de acuerdo con:

$$M_c^o = \left\{ \lambda_o + 2 \left( \frac{P_u}{f_c' A_g} - 0,10 \right)^2 \right\} M_n^c \quad (2.3 - 23)$$

**2.3.10.2.** El esfuerzo de corte de diseño en la columna no podrá ser menor que **1,70** veces el esfuerzo de corte derivado de la aplicación de la fuerza sísmica  $V_u \geq 1,70 V_E^c$ .

### 2.3.11. Resistencia al corte

#### 2.3.11.1. Contribución del hormigón a la resistencia al corte

La contribución del hormigón a la resistencia al corte deberá determinarse a partir de la tensión de corte básica  $v_b$  establecida en la expresión (2.2-11), de acuerdo con lo siguiente:

(a) En las zonas críticas de columnas, de acuerdo con lo establecido en artículo 2.3.7. sólo se tendrá en cuenta la contribución del hormigón para la resistencia al corte si el esfuerzo axial de diseño  $P_u$  genera una tensión de compresión mínima igual a **0,10**  $f_c'$  referida al área bruta  $A_g$ , en cuyo caso:

$$v_c = 4 v_b \sqrt{\frac{P_u}{A_g f_c'} - 0,10} \quad (2.3 - 24)$$

(b) En zonas normales:

(i) En columnas con compresión axial:

$$v_c = \left[ 1 + \frac{3 P_u}{A_g f_c'} \right] v_b \quad (2.3 - 25)$$

(ii) En columnas con tracción axial:

$$v_c = \left[ 1 + \frac{12 P_u}{A_g f'_c} \right] v_b \quad (2.3 - 26)$$

Donde  $P_u$  deberá tomarse con signo negativo para tracción

### 2.3.11.2. Diseño de la armadura de corte

2.3.11.2.1. La separación máxima entre estribos deberá cumplir con:

(a) Cuando  $(P_u / A_g) \leq 0,12 f'_c$ : Como en vigas (artículo 2.2.8.3.1.)

(b) Cuando  $(P_u / A_g) > 0,12 f'_c$ :  $0,75 h_c$  o  $600 \text{ mm}$

2.3.11.2.2. En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas se deberá cumplir con lo establecido en el artículo 2.2.8.3.2. (a) y además, la armadura transversal no podrá ser inferior a la especificada en el artículo 2.3.9.1.

2.3.11.2.3. En columnas donde la tensión axial mínima de compresión, referida al área bruta de hormigón, asociada con el corte máximo, sea menor que  $0,10 f'_c$ , deberá aplicarse lo establecido en el artículo 2.2.8.3.2. Se exceptúan las columnas sometidas a cualquier nivel de compresión axial cuando las barras verticales se encuentren distribuidas en todas las caras de la sección y aquellas donde las barras verticales se dispongan en forma circular.

2.3.11.2.4. Cuando la resistencia al corte en elementos sometidos a acciones sísmicas, deba ser provista por un mecanismo de fricción por corte y la respuesta en el plano crítico de corte permanezca elástica, se aplicará lo especificado en el artículo 11.7. del Reglamento CIRSOC 201-2005.

En zonas de formación potencial de rótulas plásticas de vigas o columnas no deberá aplicarse lo especificado en el artículo 11.7. del Reglamento CIRSOC 201-2005.

### 2.3.12. Anclajes

2.3.12.1. Para el cálculo de la longitud de anclaje se tendrá en cuenta lo establecido en el Reglamento CIRSOC 201-2005, salvo lo correspondiente a los artículos 12.2.5., 12.5.3.4. y 12.7.1., relacionado con la reducción por la armadura en exceso.

2.3.12.2. Cuando las barras de la columna terminen en un nudo viga-columna o en un nudo entre columnas y elementos de fundación, y cuando se espera que se desarrolle una rótula plástica en la columna, el anclaje de las barras longitudinales de las columnas deberá considerarse a partir de la menor longitud entre  $1/2$  de la altura de la viga ( $h_b / 2$ ) u  $8 d_b$  desde la cara en la cual las barras de la columna entran en la viga o elemento de fundación. Cuando no se desarrollen rótulas plásticas en las columnas la longitud de anclaje deberá comenzar desde la cara de la viga donde entran las barras de la columna.

**2.3.12.3.** Ninguna barra de una columna que se ancle en una viga, deberá terminarse dentro del nudo sin un codo a  $90^\circ$  o un dispositivo equivalente de anclaje tan cerca como sea posible a la cara opuesta de la viga y no más cerca que  $3/4$  de la altura de la **viga** ( $3/4 h_b$ ) medido desde la cara donde entran las barras. A menos que una columna se diseñe solamente para resistir esfuerzos axiales, la dirección del tramo horizontal del codo deberá dirigirse siempre hacia la cara opuesta de la columna.

**2.3.12.4.** El diámetro de las barras longitudinales pasantes a través de nudos interiores, deberá ser como máximo igual a  $h_b / 25$ .

**2.3.12.5.** Cuando se desarrollen rótulas plásticas en las columnas las barras longitudinales que pasen por un nudo deberán extenderse rectas a través de los mismos. Cuando no se desarrollen rótulas plásticas en las columnas, la pendiente de las barras inclinadas con el eje de la columna no deberá exceder  $1$  en  $6$  y deberán disponerse estribos horizontales en el doblez que soporten  $1,50$  veces el empuje horizontal desarrollado por las barras de la columna a la tensión de fluencia. Estos estribos se adicionarán a los necesarios para resistir el corte.

**2.3.12.6.** En la porción de una columna definida por los artículos 2.3.9.1. (b) y (c), y 2.3.9.2., los estribos deberán estar anclados por un gancho de al menos  $135^\circ$ . Cada extremo de un estribo suplementario de una rama deberá restringir a la barra longitudinal con un gancho de al menos  $135^\circ$ .

### **2.3.13. Empalmes**

**2.3.13.1.** Cuando se admita la formación de rótulas plásticas en columnas, el centro del empalme deberá ubicarse dentro del cuarto medio de la altura de la columna.

**2.3.13.2.** Para los empalmes será de aplicación lo especificado en los artículos 2.2.10.2., 2.2.10.3. y 2.2.10.4.

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

### **2.4.1. Ancho efectivo del nudo**

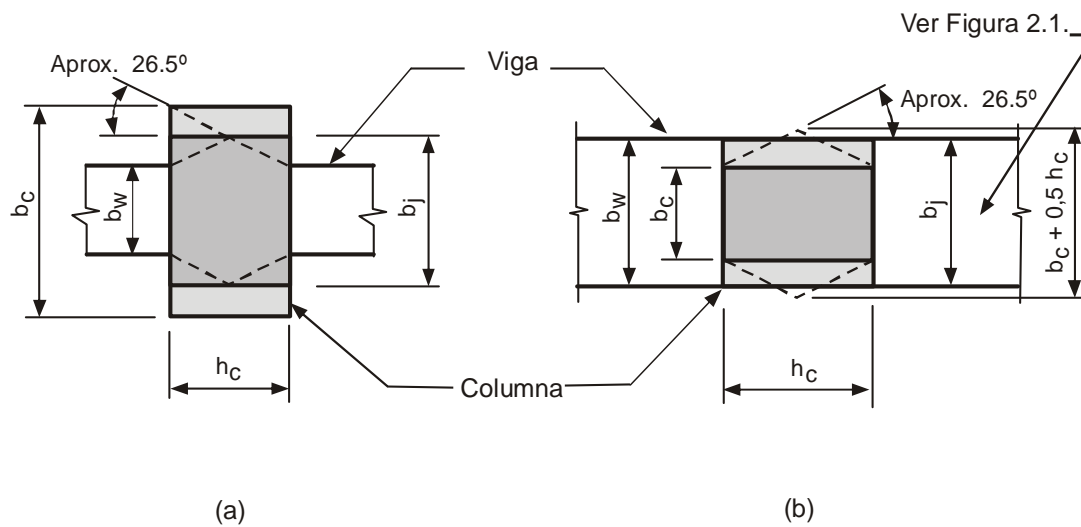
El ancho efectivo del nudo  $b_j$  (ver la Figura 2.17) deberá tomarse como:

(a) Cuando  $b_c > b_w$ , el menor de:

$$b_j = b_c \quad \text{o} \quad b_j = b_w + 0,50 h_c$$

(b) Cuando  $b_c < b_w$ , el menor de:

$$b_j = b_w \quad \text{o} \quad b_j = b_c + 0,50 h_c$$



**Figura 2.17. Ancho efectivo del nudo.**

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

La tensión nominal horizontal de corte

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \quad (2.4 - 1)$$

no deberá exceder los siguientes valores:

(a)  $0,16 f'_c$  para  $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$

(b)  $0,13 f'_c \leq 6 \text{ MPa}$  para  $f'_c > 30 \text{ MPa}$

Donde  $V_{jh}$ , el esfuerzo de corte horizontal en el nudo, deberá calcularse teniendo en cuenta la capacidad flexional de la sección extrema (secciones extremas) de la viga (vigas), que concurren al nudo, excepto en aquellos casos donde se permita que se desarrollen rótulas plásticas en las secciones extremas de columnas. Se deberá tomar  $\phi = 1$ .

El esfuerzo de corte horizontal en el nudo  $V_{jh}$ , podrá calcularse como:

(i) Para nudos internos con rótulas plásticas en las secciones extremas de vigas:

$$V_{jh} = \lambda_o f_y (A_s + A'_s) - V_u \quad (2.4 - 2)$$

(ii) Para nudos externos con rótulas plásticas en las secciones extremas de vigas:

$$V_{jh} = \lambda_o f_y A_s - V_u \quad (2.4 - 3)$$



siendo:

$V_u$  el esfuerzo de corte en la columna.

- (iii) Para nudos internos o externos donde las rótulas plásticas se desarrollen en los extremos de las columnas, el esfuerzo de corte vertical ( $V_{jv}$ ), se obtendrá de consideraciones similares, teniendo en cuenta que:

$$V_{jv} = V_{jh} \frac{h_b}{h_c} \quad (2.4 - 4)$$

### 2.4.3. Anclajes

El diámetro de las barras longitudinales de vigas pasante a través de nudos interiores deberá ser como máximo igual a  $h_c/25$ .

### 2.4.4. Armadura transversal

La armadura transversal en el nudo deberá ser al menos igual a la máxima correspondiente a los extremos de la columna que concurren al nudo.

### 2.4.5. Armadura vertical

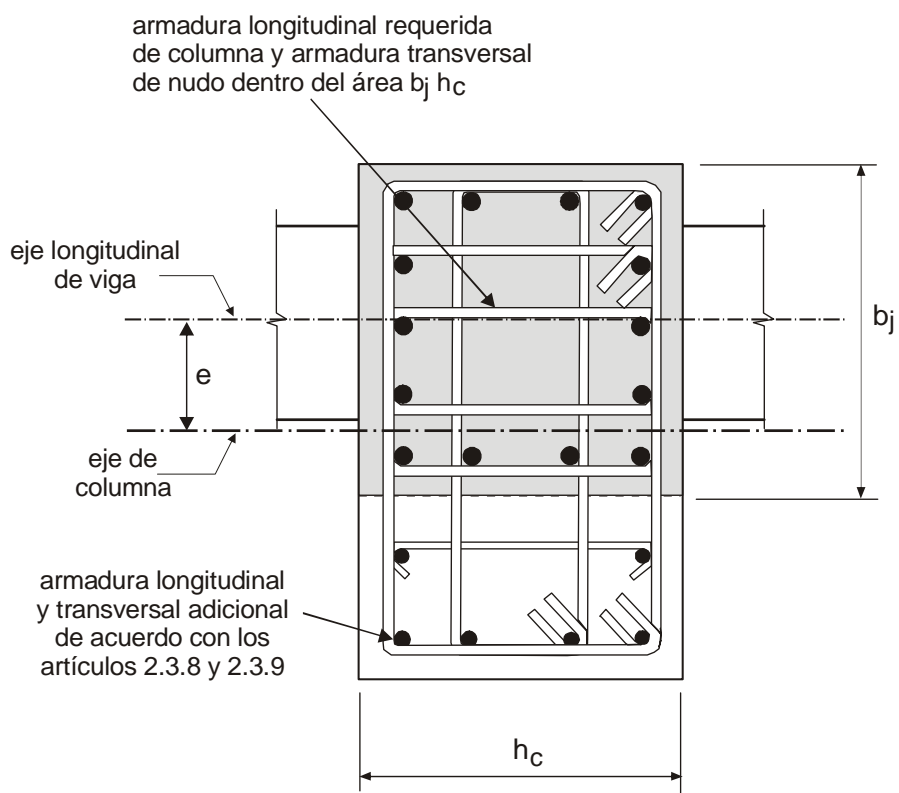
La armadura vertical deberá ubicarse en los planos paralelos al de flexión de las vigas y disponerse, dentro del ancho efectivo del nudo, entre las barras de esquina de la columna. Dicha armadura deberá tener como mínimo una sección igual al **40 %** de la máxima sección de la armadura longitudinal de columna ubicada en un plano perpendicular al de la flexión de las vigas que concurren al nudo.

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

Cuando el ancho de la columna sea mayor que el ancho efectivo del nudo especificado en los artículos 2.4.1. ó 2.4.7., toda la armadura flexional requerida de la columna deberá ubicarse dentro del área efectiva del nudo ( $b_j h_c$ ). Deberá ubicarse armadura longitudinal adicional en las columnas fuera del área efectiva del nudo de acuerdo con el artículo 2.3.8., la armadura transversal adicional fuera del área efectiva del nudo deberá estar de acuerdo con el artículo 2.3.9.

### 2.4.7. Nudos excéntricos

El ancho efectivo del nudo,  $b_j$ , no deberá tomarse mayor que  $0,50 (b_w + b_c + 0,50 h_c) - e$ , donde  $e$ , es la excentricidad de la viga relativa a la columna a la cual concurre (ver la Figura 2.18.).



**Figura 2.18. Detalle de armaduras en nudos con columnas anchas y vigas angostas.**

## CAPÍTULO 3. TABIQUES SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

### 3.0. SIMBOLOGÍA

<b>A</b>	factor de acoplamiento definido en la expresión (3-1).
<b>A<sub>b</sub></b>	área de la sección de una barra individual, en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sup>*</sup><sub>c</sub></b>	área del núcleo de hormigón dentro de la zona a confinar, en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sub>e</sub></b>	área efectiva de la sección transversal según Tabla 3.2., en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sub>f</sub></b>	área efectiva de una sección para el cálculo de la resistencia al corte por fricción, en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sub>g</sub></b>	área bruta de la sección transversal, en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sup>*</sup><sub>g</sub></b>	área bruta de hormigón de la zona a confinar, en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sub>r</sub></b>	relación de aspecto de un tabique ( $A_r = h_w / L_w$ )
<b>A<sub>sd</sub></b>	área de la armadura diagonal, en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sub>sh</sub></b>	área total de estribos de confinamiento para cada dirección, cerrados y suplementarios de una rama, distribuidos en una longitud $h''$ y con una separación $s_h$ , en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sub>sw</sub></b>	área total de la armadura vertical en el alma de un tabique, en mm <sup>2</sup> (se utiliza indistintamente: armadura vertical, armadura longitudinal, barras verticales o barras longitudinales) .
<b>A<sub>te</sub></b>	área de la sección de una rama de un estribo, en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sub>vh</sub></b>	área de la armadura de corte horizontal, en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sub>vv</sub></b>	área de la armadura de corte vertical, en mm <sup>2</sup> .
<b>A<sub>wb</sub></b>	área del elemento de borde, en mm <sup>2</sup> .
<b>I<sub>e</sub></b>	momento de inercia efectivo de la sección transversal según Tabla 3.2.ó 3.3, en mm <sup>4</sup> .
<b>I<sub>g</sub></b>	momento de inercia bruto de la sección transversal, en mm <sup>4</sup> .
<b>L</b>	brazo de la cupla resistente al momento de vuelco en tabiques acoplados, en mm.
<b>L<sub>n</sub></b>	altura libre entre pisos u otros apoyos laterales efectivos, o luz libre de un elemento, en mm.
<b>L<sub>w</sub></b>	longitud de un tabique, en mm.
<b>M<sub>d</sub></b>	momento adicional provisto por la armadura diagonal, en MPa.
<b>M<sub>E</sub><sup>w</sup></b>	momento en un tabique producido por las fuerzas horizontales solamente, en MPa.
<b>M<sub>n</sub><sup>w base</sup></b>	resistencia nominal a flexión en la base de un tabique sismorresistente, en MPa.

$M_w^o$	capacidad flexional en la base de un tabique ( $M_w^o = \lambda_o M_n^{w\ base} = 1,40 M_n^{w\ base}$ ), en MPa.
$P_{1,2}^o$	esfuerzo axial para el cálculo de la capacidad flexional de la sección de la base en tabiques acoplados, obtenido a partir del corte proveniente de la capacidad flexional de las secciones extremas de todas las vigas de acoplamiento, y de la carga axial provista por la carga permanente solamente, en N.
$P_{Ei}^o$	esfuerzo axial máximo de diseño en tabiques acoplados, obtenido a partir del corte proveniente de la capacidad flexional de las secciones extremas de una viga de acoplamiento, en N.
$P_D$	Esfuerzo axial debido a cargas permanentes, en N.
$P_u$	esfuerzo axial requerido, puede provenir de las combinaciones de carga o criterios de diseño por capacidad, en N.
$T_w$	esfuerzo axial generado por la componente horizontal de la acción sísmica, en N.
$V_1$	esfuerzo de corte generado por $M_d$ , en N.
$V_d$	resistencia al corte provista por el mecanismo de pasador, en N.
$V_{di}$	resistencia adicional al corte por deslizamiento provisto por la armadura diagonal, en N.
$V_E$	esfuerzo de corte provocado por las fuerzas sísmicas horizontales solamente, en N.
$V_E^o$	esfuerzo de corte total de un tabique con armadura vertical y diagonal, obtenido a partir de la capacidad flexional de una sección de formación potencial de rótula plástica, en N.
$V_{Ev}^o$	esfuerzo de corte de un tabique con armadura vertical solamente, obtenido a partir de la capacidad flexional de una sección de formación potencial de rótula plástica, en N.
$V_f$	resistencia al corte provista por el mecanismo de fricción por corte, en N.
$V_i^o$	esfuerzo de corte obtenido a partir de la capacidad flexional de las secciones extremas de la viga de acoplamiento ubicada en el nivel $i$ , en N.
$V_u$	esfuerzo de corte de diseño obtenido aplicando criterios de diseño por capacidad, en N.
$b$	espesor de los elementos de borde de un tabique, en mm.
$b_i$	espesor del sector considerado del tabique, en mm.
$b_1$	espesor del elemento de borde medido según la longitud del muro, en mm.
$b_{cr}$	espesor crítico de los elementos de borde de un tabique definido en la expresión (3-3), en mm.
$b_{ec}$	ancho efectivo en compresión de las alas de un tabique, en mm.
$b_{et}$	ancho efectivo en tracción de las alas de un tabique, en mm.
$b_f$	ancho del ala de un tabique, en mm.

$b_w$	espesor del alma de un tabique, en mm.
$c$	profundidad del eje neutro, en mm.
$c'$	profundidad de la zona a confinar, en mm.
$c_c$	profundidad crítica del eje neutro, en mm.
$d_b$	diámetro de una barra, en mm.
$f'_c$	resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa.
$f_y$	tensión de fluencia especificada del acero (corresponde al límite de fluencia nominal de la norma IRAM-IAS), en MPa.
$f_{yh}$	tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (corresponde al límite de fluencia nominal de la norma IRAM-IAS), en MPa.
$h''$	dimensión del núcleo de hormigón confinado medido perpendicular a la dirección de las ramas de los estribos de confinamiento, en mm.
$h_b$	altura total de la sección de una viga de acoplamiento, en mm.
$h_w$	altura de un tabique, en mm.
$k_{cr}$	factor definido en la expresión (3-5)
$\ell_d$	longitud de anclaje, en mm.
$l_{di}$	brazo de palanca de la cupla resistente de la armadura diagonal, en mm.
$s_h$	separación entre capas de estribos horizontales, en mm.
$s_v$	separación de la armadura vertical de un tabique, en mm.
$v_c$	tensión nominal de corte provista por el hormigón, en MPa.
$v_n$	tensión nominal total de corte, en MPa.
$z$	factor definido en la expresión (3-2).
$\alpha$	ángulo que forma la armadura diagonal con la horizontal.
$\lambda_o$	factor de sobrerresistencia del acero ( $\lambda_o = 1,40$ ).
$\mu$	ductilidad global de la estructura según la Tabla 3-1.
$\xi$	factor definido en la expresión (3-4).
$\rho_l$	cuantía de la armadura vertical ( $\rho_l = A_{sw} / (b_w s_v)$ ).
$\phi_w^0$	factor de sobrerresistencia flexional en tabiques.
$\omega_v$	factor de amplificación dinámica.
$\phi$	factor de reducción de resistencia.
$\Sigma A_b$	suma de las áreas de las barras longitudinales ( $\Sigma A_b = A_{sw}$ ).

### 3.1. CLASIFICACIÓN

#### 3.1.1. Tabiques sismorresistentes en voladizo

Son aquéllos donde el momento de vuelco total en la base se resiste solamente por flexión (ver la Figura 3.1.(a)). El mecanismo de colapso se generará por una rótula plástica situada en la base de los tabiques.

#### 3.1.2. Tabiques sismorresistentes acoplados

Son aquéllos donde el momento de vuelco total en la base se resiste por flexión y por una cupla provocada por esfuerzos axiales (ver la Figura 3.1.(b)).

El mecanismo de colapso estará constituido por rótulas plásticas en las vigas de acoplamiento y en la base de los tabiques. Para que esto sea posible, las vigas de acoplamiento (artículo 3.8.1.) deberán poseer suficiente rigidez y resistencia a fin de que el factor de acoplamiento  $A$ , definido en la expresión (3-1), esté comprendido entre  $1/3$  y  $2/3$ .

Cuando  $A < 1/3$  se considerará cada tabique como en voladizo.

Cuando  $A > 2/3$  se considerará el conjunto como un único tabique en voladizo con aberturas.

$$\frac{1}{3} \leq A = \frac{T_w L}{M_w^o} \leq \frac{2}{3} \quad (3 - 1)$$

El diagrama ilustra dos tipos de tabiques sismorresistentes. La parte (a) muestra un tabique en voladizo, representado como una columna rectangular con una fuerza horizontal aplicada en la parte superior y un momento de vuelco  $M_w^o$  en la base. La parte (b) muestra un tabique acoplado, representado como un conjunto de tabiques con aberturas. Las vigas de acoplamiento transmiten momentos  $M_w^o1$  y  $M_w^o2$  y fuerzas axiales  $T_w$ . Se indican la longitud  $L$  y la altura  $h_w$ .

**Figura 3.1. Mecanismos de resistencia flexional en tabiques sismorresistentes.**

### 3.2. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

**3.2.1.** Los tabiques sismorresistentes compuestos por almas, alas y/o elementos de bordes deberán considerarse como unidades monolíticas integradas.

### 3.2.2. Ductilidad global de la estructura

Los valores de la ductilidad global de la estructura, serán los establecidos en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1. Valores de la ductilidad global**

TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL	DUCTILIDAD GLOBAL - $\mu$ -
1) TABIQUES SISMORRESISTENTES EN VOLADIZO	$\frac{4}{z}$
2) TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS	$\frac{5}{z} \leq \frac{3A + 4}{z} \leq \frac{6}{z}$
Donde:	
$1,00 < z = 2,50 - 0,50A_r < 2,00$	(3 - 2)
$\frac{1}{3} \leq A(\text{exp. 3-1}) \leq \frac{2}{3}$	

### 3.3. LIMITACIONES DIMENSIONALES

Para evitar el pandeo prematuro fuera del plano de tabiques sismorresistentes de más de dos pisos, con secciones delgadas, en la zona de potencial formación de rótulas plásticas (artículo 3.5.6.2.a-i), se aplicarán las limitaciones dimensionales que a continuación se prescriben (ver la Figura 3.2.).

**3.3.1.** Cuando se utilicen dos capas de armaduras ubicadas cerca de las caras del tabique sismorresistente, el espesor  $b$  de los elementos de borde de la sección del tabique, deberá extenderse al menos la altura total del primer piso y no deberá ser menor que el siguiente valor:

$$b_{cr} = \frac{k_{cr} (\mu + 2) (A_r + 2) L_w}{1700 \sqrt{\xi}} \quad (3 - 3)$$

donde

$$\xi = 0,30 - \frac{\rho_l f_y}{2,50 f'_c} > 0,10 \quad (3 - 4)$$

siendo:

$\rho_l$  la cuantía de la armadura vertical del elemento de borde solamente,

$k_{cr} = 1,00$  a menos que pueda demostrarse que para tabiques sismorresistentes largos:

$$k_{cr} = \frac{L_n}{(0,25 + 0,055A_r) L_w} < 1,00 \quad (3 - 5)$$

**3.3.2.** En tabiques sismorresistentes donde se use sólo una capa de armadura no deberá utilizarse una ductilidad global mayor que **4** ( $\mu \leq 4$ ). El espesor de los elementos de borde  $b_{cr}$  definidos en el artículo 3.3.1., no deberá ser menor que **1,25** veces el requerido en la expresión (3-3).

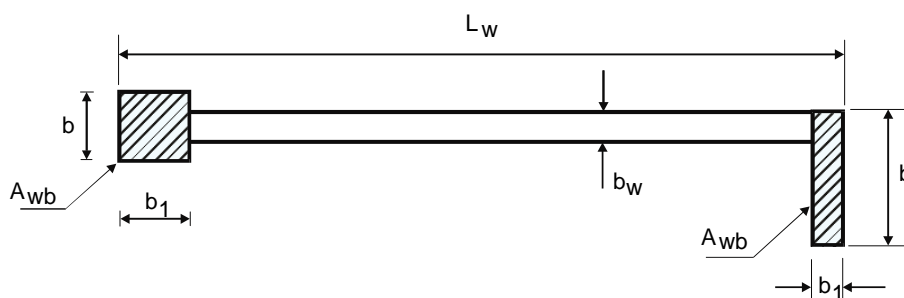
**3.3.3.** Cuando  $b_{cr}$ , según los artículos 3.3.1. ó 3.3.2., sea mayor que el espesor del alma  $b_w$  ( $b_{cr} > b_w$ ), se deberá proveer un elemento de borde con área  $A_{wb}$  tal que:

$$b_{cr}^2 \leq A_{wb} \geq \frac{b_{cr} L_w}{10} \quad (3 - 6)$$

**3.3.4.** La relación entre el espesor del tabique sismorresistente en los bordes extremos y la altura libre del piso, deberá satisfacer la condición siguiente:

$$\frac{b}{L_n} \geq 0,04 \left( 1 + \frac{\mu}{10} \right) \leq \frac{b_1}{L_n} \quad (3 - 7)$$

**3.3.5.** Las alas de tabiques sismorresistentes con longitudes mayores que **3** veces su espesor y que cumplan con el artículo 3.3.3., deberán satisfacer lo establecido en el artículo 3.3.4.



$$b \geq b_w \quad b_1 \geq \frac{b_{cr} L_w}{10 b} \quad (\text{art. 3.3.3.})$$

$$b \geq b_{cr} \quad (\text{art. 3.3.1. ó 3.3.2.}) \quad b_1 \geq \frac{b_{cr}^2}{b} \quad (\text{art. 3.3.3.})$$

$$b \geq 0,04 \left( 1 + \frac{\mu}{10} \right) L_n \quad (\text{art. 3.3.4.}) \quad b_1 \geq 0,04 \left( 1 + \frac{\mu}{10} \right) L_n \quad (\text{art. 3.3.4.})$$

**Figura 3.2. Dimensiones mínimas de los elementos de borde en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas.**

### 3.4. RIGIDEZ

Para la estimación de las rigideces deberán tenerse en cuenta los efectos del agrietamiento.



3.4.1. Para tabiques sismorresistentes los valores de las propiedades efectivas de la sección  $I_e$  y  $A_e$  deberán determinarse de acuerdo con la Tabla 3.2.

**Tabla 3.2. Momento de inercia efectivo y área efectiva de la sección transversal**

Nivel de esfuerzo axial	$I_e$ , $A_e$
a) $P_u / f'_c A_g = 0,20$	$0,45 I_g$ ; $0,80 A_g$
b) $P_u / f'_c A_g = 0,00$	$0,25 I_g$ ; $0,50 A_g$
c) $P_u / f'_c A_g = -0,10$	$0,15 I_g$ ; $0,30 A_g$

3.4.2. Para la determinación de la rigidez de vigas de acoplamiento, deberá considerarse un momento de inercia efectivo dado en la Tabla 3.3. que incluye las deformaciones por corte y la penetración de las deformaciones inelásticas de las barras longitudinales de las vigas en los tabiques sismorresistentes.

**Tabla 3.3. Momento de inercia efectivo de la sección transversal para vigas de acoplamiento**

Disposición de armadura	Momento de Inercia efectivo ( $I_e$ )
(a) Con armadura diagonal	$\frac{0,40 I_g}{1,70 + 2,70 \left( \frac{h_b}{L_n} \right)^2}$
(b) Con armadura convencional (longitudinal y transversal)	$\frac{0,40 I_g}{1,00 + 8,00 \left( \frac{h_b}{L_n} \right)^2}$

### 3.5. DISEÑO A FLEXIÓN

#### 3.5.1. Redistribución de momentos

Se podrán redistribuir las fuerzas sísmicas horizontales y los correspondientes momentos, entre tabiques sismorresistentes, siempre que la fuerza sísmica horizontal en cualquier tabique, no se reduzca en más de un **30 %**.

#### 3.5.2. Ancho efectivo de las alas

El ancho efectivo de las alas de un tabique sismorresistente, deberá tomarse igual a:

(a) Para alas traccionadas 
$$b_{ef} = h_w + b_w \leq b_f \quad (3 - 8)$$

(b) Para alas comprimidas 
$$b_{ec} = 0,30 h_w + b_w \leq b_f \quad (3 - 9)$$

### 3.5.3. Momentos de diseño en la base

Las solicitaciones de diseño en la base de un tabique sismorresistente deberán determinarse de acuerdo con la combinaciones de estados de carga establecidas en el artículo 1.3., teniendo en cuenta los factores de reducción de resistencia  $\phi$  según el artículo 1.6.

### 3.5.4. Armadura longitudinal

**3.5.4.1.** La cuantía de la armadura longitudinal  $\rho_l$  en cualquier parte de un tabique sismorresistente deberá cumplir con:

$$\frac{0,70}{f_y} \leq \rho_l = \frac{\sum A_b}{b_i s_v} = \frac{A_s}{b_i s_v} \leq \frac{16}{f_y} \quad (3 - 10)$$

Cuando sea inevitable la utilización de empalmes por yuxtaposición en los elementos de borde, la cuantía de la armadura longitudinal, incluyendo el área de los empalmes no deberá exceder  $21 / f_y$ .

**3.5.4.2.** En tabiques sismorresistentes con espesores superiores a **200 mm**, deberán utilizarse al menos dos capas de armaduras, ubicadas próximas a cada cara del tabique.

**3.5.4.3.** El diámetro máximo de las barras verticales en cualquier zona del tabique sismorresistente no podrá ser mayor que el **10 %** del espesor del tabique en la zona en que se ubica la barra.

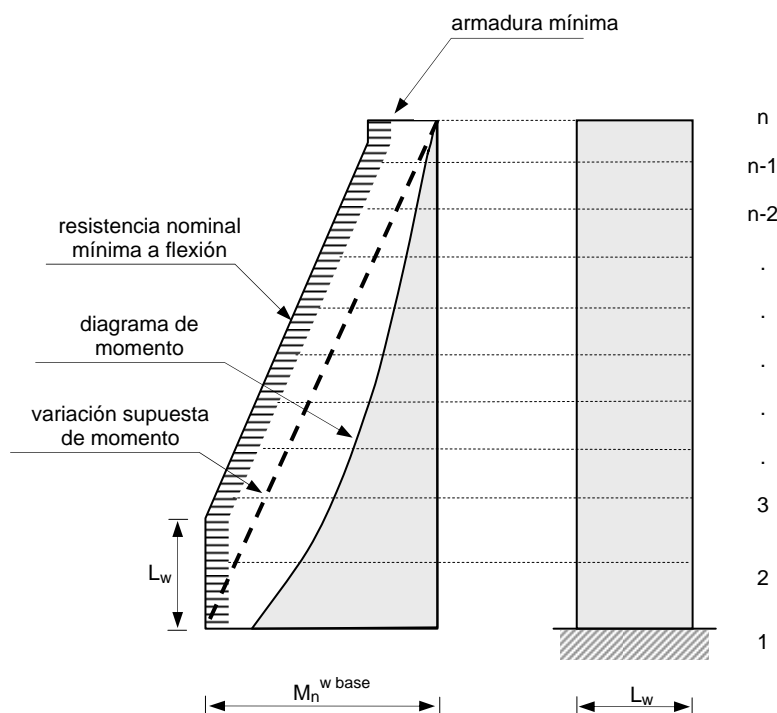
### 3.5.5. Interrupción en altura de la armadura longitudinal

La armadura longitudinal podrá interrumpirse en altura cubriendo al menos un diagrama envolvente dado por una variación lineal de la resistencia nominal a flexión en la base teniendo en cuenta el esfuerzo axial correspondiente, con un corrimiento vertical igual a  $L_w$ .

Las barras longitudinales deberán prolongarse desde la sección donde se requiere que desarrollen su resistencia una longitud al menos igual a  $\ell_d$ . (ver la Figura 3.3.).

### 3.5.6. Armadura transversal

**3.5.6.1.** Deberán cumplirse los requerimientos de armadura mínima según lo especificado en el artículo 14.3. del Reglamento CIRSOC 201-2005.



**Figura 3.3. Envolvente de los momentos de diseño para tabiques en voladizo.**

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

En tabiques sismorresistentes con armadura en dos capas y con cuantía de armadura longitudinal mayor que  $2 / f_y$  (expresión 3-10), deberá proveerse armadura transversal para prevenir el pandeo de las barras longitudinales.

Deberán considerarse las dos zonas siguientes:

#### (a) Zona de formación potencial de rótula plástica

- (i) Se admitirá que la altura de la zona de formación potencial de rótula plástica, medida desde la sección crítica, se extiende una longitud igual a la mayor entre  $L_w$  o  $1/6$  de la altura total del tabique ( $h_w / 6$ ).
- (ii) La armadura transversal a disponer en la zona de formación potencial de rótula plástica (ver la Figura 3.4.), deberá cumplir:

Cada barra longitudinal o conjunto de barras ubicadas en las proximidades de las caras del tabique sismorresistente, deberá estar restringida lateralmente por un codo a  $90^\circ$  de un estribo cerrado o por un gancho de al menos  $135^\circ$  de un estribo cerrado o de una rama. Se exceptúan de este requerimiento cualquier barra intermedia ubicada entre dos barras o conjuntos de barras que disten entre sí no más de  $200 \text{ mm}$  que cumplan el requerimiento anterior, y las barras que disten más de  $75 \text{ mm}$  de las barras próximas a las caras del tabique.

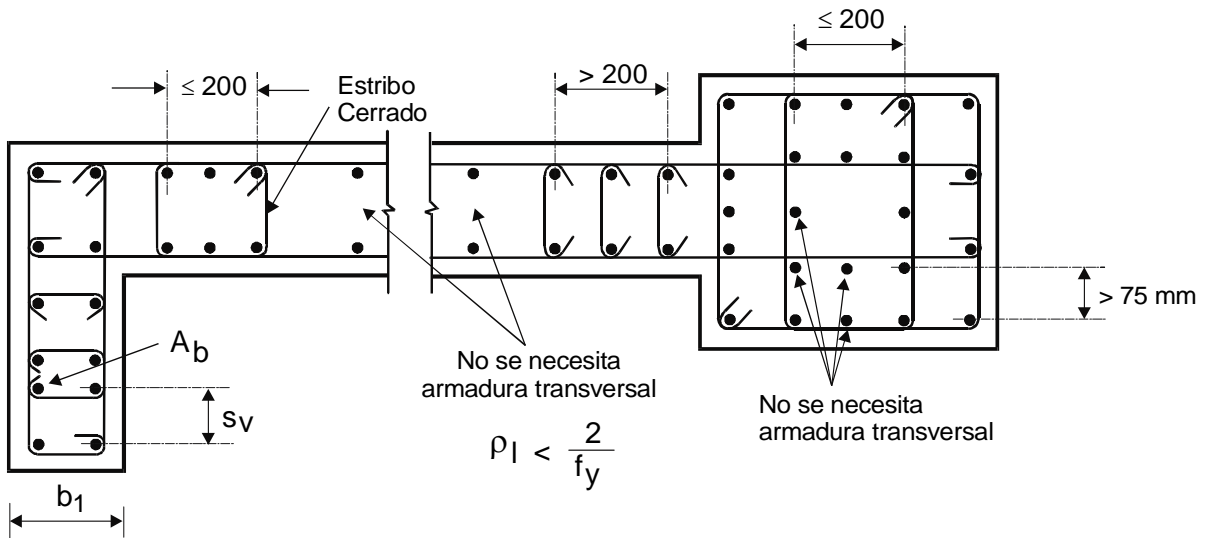
El área de una rama de un estribo  $A_{te}$  en la dirección del pandeo potencial de la barra longitudinal, deberá cumplir con lo especificado en el artículo 2.2.7.(b).

La separación de estribos a lo largo de las barras longitudinales, no deberá ser mayor que 6 veces el diámetro de la barra longitudinal ( $6 d_b$ ), a ser restringida.

**(b)Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica**

Fuera de la zona de formación potencial de rótula plástica definida en el artículo 3.5.6.2.(a-i), la armadura transversal a disponer deberá cumplir:

- (i) El diámetro del estribo no deberá ser menor que  $1/4$  del diámetro de la barra longitudinal que restringe ( $d_b/4$ ).
- (ii) La separación entre estribos no deberá ser mayor que  $12$  veces el diámetro de la barra longitudinal ( $12 d_b$ ).



**Figura 3.4. Armadura transversal en zona de formación potencial de rótulas plásticas.**

**3.5.6.3. Confinamiento de la zona comprimida**

- (i) En la zona de formación potencial de rótula plástica definida en el artículo 3.5.6.2.(a-i), se deberá confinar el hormigón cuando la profundidad del eje neutro  $c$  sea superior a:

$$c_c = \frac{0,30 \phi_w^0}{\mu} L_w \tag{3 - 11}$$

siendo:

$$\phi_w^o = \frac{M_w^o}{M_E^w} = \frac{\lambda_o M_n^{w \text{ base}}}{M_E^w} \quad (3 - 12)$$

Cuando se supere el **80 %** del límite dado por la expresión (3-11), deberán disponerse al menos dos capas de armadura.

(ii) La extensión horizontal de la zona a confinar deberá tener una longitud tal que:

$$c' = c - 0,70 c_c \geq 0,50 c \quad (3 - 13)$$

(iii) Deberá disponerse armadura transversal para confinamiento en cada una de las dos direcciones ortogonales de la sección a confinar, tal que:

$$A_{sh} = \left( \frac{\mu}{40} + 0,10 \right) s_h h'' \frac{A_g^*}{A_c^*} \frac{f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{c}{L_w} - 0,07 \right) \quad (3 - 14)$$

(iv) La separación de los estribos a lo largo de las barras longitudinales no deberá ser mayor que **6** veces el diámetro de la barra longitudinal (**6 d<sub>b</sub>**), **1/2** del espesor de la pared en la zona confinada o **150 mm**.

Las prescripciones contenidas en el artículo 3.5.6. se ilustran en las Figuras 3.4. y 3.5.

## 3.6. DISEÑO AL CORTE

### 3.6.1. Esfuerzo de corte de diseño

**3.6.1.1.** El esfuerzo de corte de diseño en el nivel *i* para tabiques sismorresistentes en voladizo, deberá evaluarse según la expresión siguiente:

$$V_{ui} = \omega_v \phi_w^o V_{Ei} \leq \mu \frac{V_{Ei}}{\phi} \quad (3 - 15)$$

siendo:

$\phi_w^o$  el factor de sobrerresistencia flexional definido según la expresión (3-12).

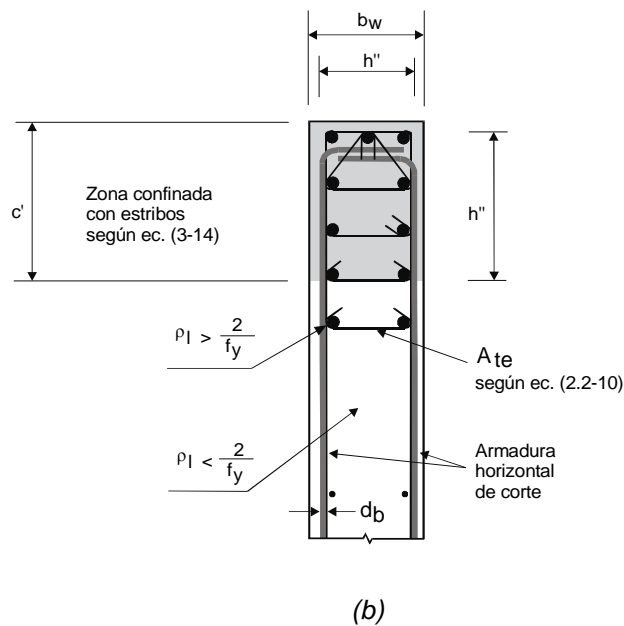
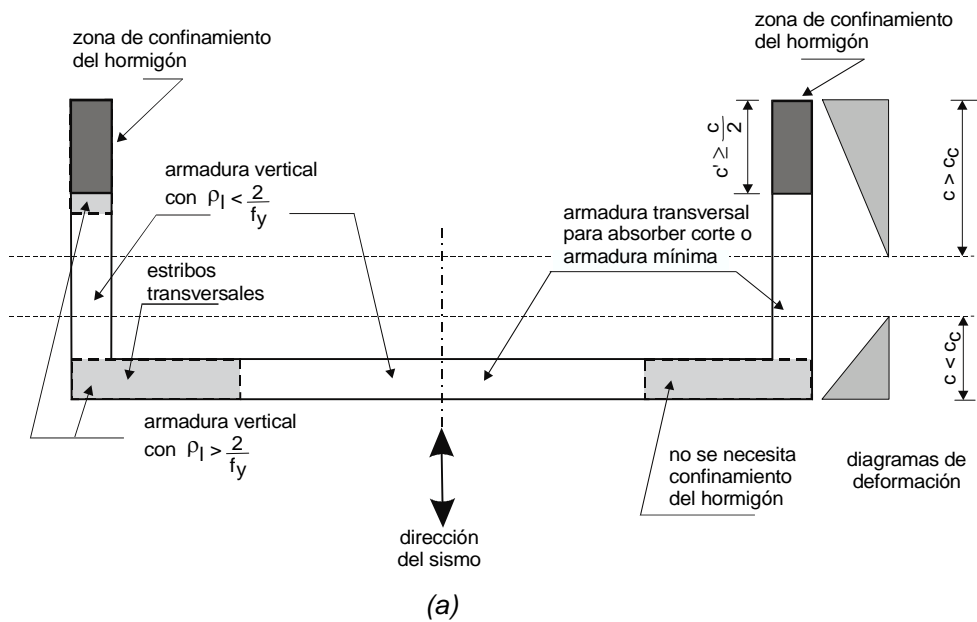
$\omega$  el factor de amplificación dinámica que deberá tomarse como:

(a) Cuando se utilicen análisis estáticos:

(i) para edificios de hasta 6 pisos:  $\omega_v = 0,90 + \frac{n}{10}$  (3 - 16)

(ii) para edificios mayores que 6 pisos:  $\omega_v = 1,30 + \frac{n}{30} \leq 1,80$  (3 - 17)

(b) Cuando se utilicen análisis dinámicos:  $\omega_v = 1,00$  (3 - 18)



**Figura 3.5. Zonas de armadura transversal de acuerdo con el artículo 3.5.6.**

**3.6.1.2.** Para el caso de tabiques acoplados el esfuerzo de corte de diseño deberá determinarse de acuerdo con el artículo 3.8.2.3.

### 3.6.2. Resistencia al corte

#### 3.6.2.1. Tensión nominal de corte

La tensión nominal total de corte en un tabique sismorresistente deberá calcularse como:

$$v_n = \frac{V_u}{0,80 b_w L_w} \quad (3 - 19)$$

donde deberá tomarse  $\phi = 1$ .

**3.6.2.2.** En la zona de formación potencial de rótula plástica, la tensión nominal de corte definida por la expresión (3-19), no deberá superar el valor:

$$v_n = \left( \frac{\phi_w^o}{\mu} + 0,15 \right) \sqrt{f'_c} \quad (3 - 20)$$

**3.6.2.3.** En las secciones del tabique donde no se espere la formación de rótulas plásticas, la tensión nominal de corte definida por la expresión (3-19), no deberá superar el mayor de los siguientes valores:

$$0,20 f'_c ; 1,10 \sqrt{f'_c} ; 9 \text{ MPa}$$

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

(a) En tabiques sismorresistentes sometidos a una carga de compresión  $P_u$ , la contribución del hormigón a la resistencia al corte  $v_c$  en la zona de formación potencial de rótula plásticas definida en el artículo 3.5.6.2.(a-i), no deberá tomarse mayor que:

$$v_c = 0,60 \sqrt{\frac{P_u}{A_g}} \quad (3 - 21)$$

Cuando la carga axial  $P_u$  sea de tracción deberá tomarse  $v_c = 0$ .

(b) En las secciones de tabiques sismorresistentes donde no se espere la formación de rótula plásticas, la contribución del hormigón a la resistencia al corte deberá tomarse como el menor de los valores calculados como:

$$v_c = 0,27 \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4 A_g} \quad (3 - 22)$$

$$v_c = 0,05 \sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left( 0,10 \sqrt{f'_c} + 0,20 \frac{P_u}{A_g} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \quad (3 - 23)$$

donde  $P_u$  deberá tomarse negativo cuando sea de tracción.

Cuando  $(M_u / V_u - L_w/2)$  sea cero o negativo, no deberá aplicarse la expresión (3-23)

- (c) En las secciones ubicadas entre la base del tabique y la menor distancia entre  $L_w/2$  o  $h_w/2$ , la contribución del hormigón  $v_c$  deberá ser la calculada a la distancia  $L_w/2$  o  $h_w/2$ , según corresponda.

### 3.6.2.5. Diseño de la armadura de corte

#### (a) Armadura horizontal

- (i) La sección de armadura de corte horizontal deberá calcularse como:

$$A_{vh} = \frac{(v_n - v_c) b_w s_h}{f_y} \geq \frac{0,70 b_w s_h}{f_y} \quad (3 - 24)$$

- (ii) La separación horizontal de la armadura de corte  $s_h$  no deberá ser mayor que:  $L_w/5$ ;  $3 b_w$ ;  $450 \text{ mm}$ .
- (iii) La armadura horizontal deberá estar adecuadamente anclada en los extremos del tabique sismorresistente o en los elementos de borde por medio de ganchos o de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.2.9.10.

#### (b) Armadura vertical

- (i) Se deberá disponer una armadura de corte vertical no menor que:

$$A_{vv} = \frac{0,70 b_w s_v}{f_y} \quad (3 - 25)$$

- (ii) La separación de la armadura de corte vertical  $s_v$  no deberá ser mayor que ninguno de los siguientes valores:  $L_w/3$ ;  $3 b_w$  ó  $450 \text{ mm}$ .



- (iii) Cuando sea apropiado considerar la transferencia del corte a través de un plano dado, tal como en el caso de una grieta existente o potencial, o la interfaz entre dos hormigones colados en tiempos diferentes, el área de armadura requerida  $A_{vf}$  perpendicular al plano de corte deberá calcularse como:

$$A_{vf} = \frac{(V_u - \phi \mu_f P_u)}{\phi \mu_f f_y} \quad (3 - 26)$$

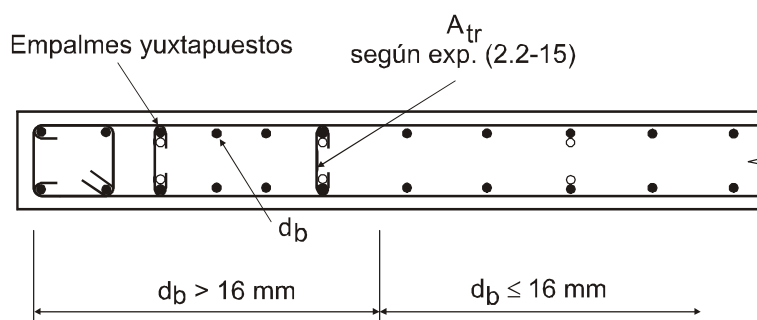
donde el coeficiente de fricción  $\mu_f$  deberá tomarse según lo especificado en el artículo 11.7.4.3. del Reglamento CIRSOC 201-2005.

La armadura necesaria  $A_{vf}$ , no deberá sumarse a la armadura vertical provista para la resistencia flexional. En el caso de secciones con alas anchas, deberá considerarse solamente la armadura incluida en el alma.

### 3.7. EMPALMES

**3.7.1.** Deberán evitarse, en la medida de lo posible, los empalmes de la armadura vertical de flexión en la zona de formación potencial de rótulas plásticas. En esta zona no deberá empalmarse más de **1/3** de dicha armadura en la misma sección.

**3.7.2.** El escalonamiento entre empalmes por yuxtaposición deberá ser no menor que dos veces la longitud de empalme. Cuando se empalmen barras por yuxtaposición con diámetros mayores que **16 mm**, deberá disponerse al menos una rama de un estribo con separación no mayor que **10** veces el diámetro de la barra longitudinal. Los estribos deberán satisfacer los requerimientos establecidos en el artículo 2.2.10.3. Figura 3.6.



**Figura 3.6. Estribos requeridos en empalmes por yuxtaposición.**

**3.7.3.** En zonas de formación potencial de rótulas plásticas podrán usarse conectadores mecánicos y empalmes soldados que satisfagan los requerimientos dados en el artículo 2.2.10.2., siempre que no más de **1/2** de la armadura se empalme en una sección y el escalonamiento sea no menor a **600 mm**.

## 3.8. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES ACOPLADOS

### 3.8.1. Diseño de vigas de acoplamiento

**3.8.1.1.** Se podrá redistribuir verticalmente el esfuerzo de corte (y por lo tanto el momento), proveniente de las fuerzas sísmicas horizontales, entre las vigas de acoplamiento, siempre que la reducción del corte en cualquier viga de acoplamiento no exceda el **20 %** del corte correspondiente que proviene del análisis elástico. Se deberá controlar que la suma de los esfuerzos de corte en todas las vigas de acoplamiento (carga axial total inducida por la acción sísmica horizontal) permanezca constante antes y después de la redistribución.

**3.8.1.2.** En vigas de acoplamiento todo el esfuerzo de corte y el momento inducidos por la acción sísmica deberán ser resistidos por armadura diagonal en dos direcciones, a menos que la tensión nominal de corte correspondiente sea menor que:

$$v_n = 0,10 \frac{L_n}{h_b} \sqrt{f'_c} \quad (3 - 27)$$

en cuyo caso las vigas de acoplamiento deberán diseñarse y detallarse según lo especificado en el artículo 2.2.

**3.8.1.3.** En vigas de acoplamiento con armadura diagonal en dos direcciones, no deberá limitarse la tensión nominal de corte, por lo que es de aplicación lo establecido en el artículo 2.2.8.3.4.

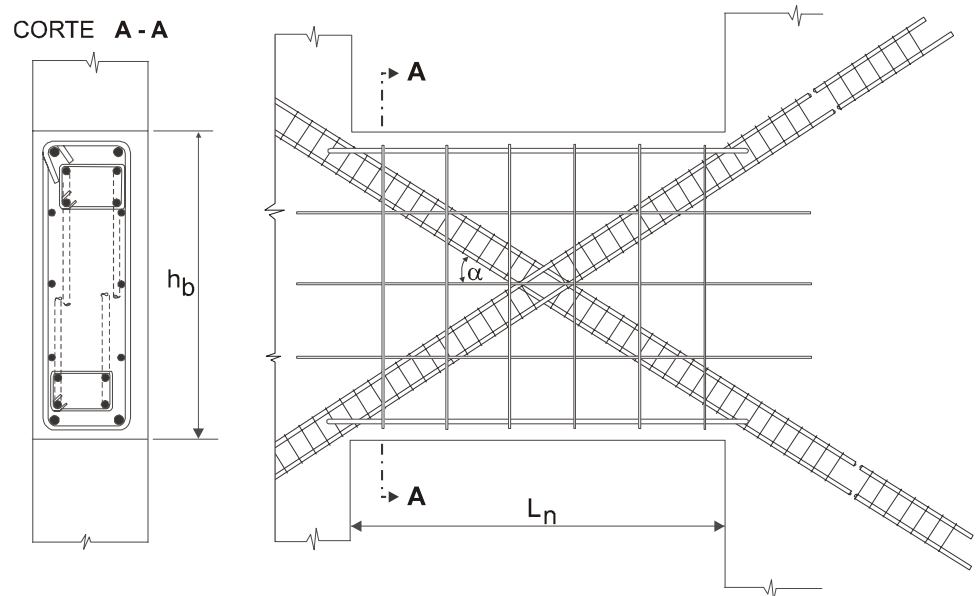
**3.8.1.4.** Cuando la tensión nominal de corte supere el valor establecido por la expresión (3-27), la sección de armadura diagonal en cada dirección se determinará de acuerdo con:

$$A_{sh} = \frac{V_E}{2 \phi f_y \text{sen} \alpha} \quad (3 - 28)$$

donde deberá tomarse  $\phi = 0,90$ .

La armadura diagonal deberá disponerse de forma tal de materializar una biela de hormigón armado dentro de la viga de acoplamiento, y deberá estar estribada para prevenir el pandeo lateral de las barras componentes de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 2.2.7. (a), (b), (c) y (d). Cualquiera sea el diámetro de las barras diagonales la separación de estribos o el paso de la hélice no deberá ser mayor que **100 mm**.

Deberá disponerse además, una armadura secundaria en forma de malla, compuesta por barras horizontales y estribos. Las barras horizontales se ubicarán en las caras laterales de las vigas con separación uniforme y con una cuantía  $\rho_l$  no inferior a **0,70 /  $f_y$** . Los estribos se dispondrán perpendiculares al eje de la viga, también con separación uniforme y con una cuantía no inferior a **0,70 /  $f_y$**  (ver la Figura 3.7.).



**Figura 3.7. Detalle de armado en vigas de acoplamiento con armadura diagonal.**

**3.8.1.5.** Las barras de la armadura principal de las vigas de acoplamiento, sean diagonales u horizontales, deberán anclarse en los tabiques sismorresistentes adyacentes una longitud no menor que  $1,50 \ell_d$ .

### 3.8.2. Diseño de tabiques

Para el diseño de los tabiques sismorresistentes acoplados deberá aplicarse todo lo prescrito en los artículos 3.1. al 3.7. inclusive, salvo lo que expresamente se modifique en este artículo.

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

Los máximos esfuerzos axiales inducidos por la acción sísmica horizontal en uno de los tabiques acoplados, deberán determinarse según:

$$P_{Ei}^o = \left(1 - \frac{n}{80}\right) \sum_i^n V_i^o \quad (3 - 29)$$

Donde el esfuerzo de corte sobrerresistente  $V_i^o$  de cada viga de acoplamiento, deberá calcularse teniendo en cuenta las armaduras reales provistas, considerando la sobrerresistencia  $\lambda_o f_y$  de las armaduras principales y la contribución de la armadura de la losa siempre que modifique los valores en más del **5 %**.

El número de vigas  $n$  por encima del nivel  $i$ , no deberá tomarse mayor que **20**.

### 3.8.2.2. Factor de sobrerresistencia

Para la determinación del factor de sobrerresistencia de sistemas de tabiques acoplados, los esfuerzos axiales deberán estimarse teniendo en cuenta sólo la carga permanente con factor de mayoración igual a **1** y los establecidos en el artículo 3.8.2.1. :

$$(a) \text{ Para el tabique traccionado o menos comprimido: } P^{\circ}_1 = P^{\circ}_E - P_D \quad (3 - 30)$$

$$(b) \text{ Para el tabique comprimido: } P^{\circ}_2 = P^{\circ}_E + P_D \quad (3 - 31)$$

$$\phi_w^{\circ} = \frac{M_{w1}^{\circ} + M_{w2}^{\circ} + P_E^{\circ} L}{M_E^w} \quad (3 - 32)$$

Donde  $M_{w1}^{\circ}$  y  $M_{w2}^{\circ}$ , deberán calcularse teniendo en cuenta las armaduras reales dispuestas con su sobrerresistencia  $\lambda_o$ , y las cargas axiales dadas por las expresiones (3-30) y (3-31). Esta expresión reemplaza a la (3-12).

### 3.8.2.3. Esfuerzos de corte de diseño

Para tabiques sismorresistentes acoplados, el esfuerzo de corte de diseño deberá determinarse por la expresión siguiente, que reemplaza a la expresión (3-15):

$$V_{uk_i} = \omega_v \phi_w^{\circ} \left( \frac{M_{wk}^{\circ}}{M_{w1}^{\circ} + M_{w2}^{\circ}} \right) V_{Ei} \quad (3 - 33)$$

donde  $k = 1, 2$  indica el tabique considerado e  $i = 1, 2, \dots, n$  el nivel considerado;  $\omega_v$  deberá determinarse con las expresiones (3.16), (3.17) ó (3.18) según corresponda, y  $\omega_v \phi_w^{\circ}$  no deberá tomarse mayor que  $\mu / \phi$ .

### 3.8.2.4. Corte por deslizamiento

Para la verificación del corte por deslizamiento, cuando el factor de acoplamiento **A** sea mayor o igual a **1/3** ( $A \geq 1/3$ ), deberá considerarse que ambos muros transfieren el corte total como una sola unidad. En este caso el esfuerzo axial  $P_u$ , en la expresión (3-26), será el proveniente de las cargas verticales solamente (peso propio, sobrecarga y componente vertical de la acción sísmica) sin tener en cuenta el esfuerzo axial inducido por la acción sísmica horizontal en cada tabique individual.

Cuando el grado de acoplamiento **A** sea menor que **1/3** ( $A < 1/3$ ), deberá considerarse cada tabique individualmente, teniendo en cuenta el esfuerzo normal inducido por la acción sísmica horizontal.

## 3.9. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA TABIQUES SISMORRESISTENTES POCO ESBELTOS

Se considerarán tabiques sismorresistentes poco esbeltos a aquéllos cuya relación de aspecto sea:  $h_w / L_w < 3$ . Para este tipo de tabiques deberá tenerse en cuenta, en el cómputo de la rigidez, las deformaciones por corte.

### 3.9.1. Corte por deslizamiento

3.9.1.1. La resistencia al corte por deslizamiento deberá tener en cuenta la contribución del mecanismo de pasador de la armadura vertical y del mecanismo de fricción por corte.

(a) La resistencia al corte provista por el mecanismo de pasador, deberá tomarse como:

$$V_d = 0,25 A_{sw} f_y \quad (3 - 34)$$

donde  $A_{sw}$  es el área total del armadura vertical en el alma del tabique.

(b) La resistencia al corte provista por el mecanismo de fricción por corte, deberá tomarse igual a:

$$V_f = 0,25 f'_c A_f \quad (3 - 35)$$

donde el área efectiva  $A_f$  deberá tomarse de acuerdo con la Figura 3.8.

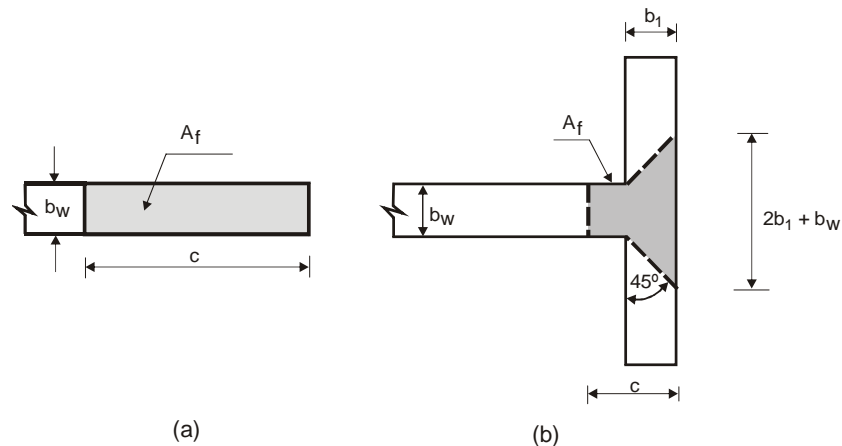


Figura 3.8. Área efectiva para determinar la fricción por corte.

3.9.1.2. Deberá proveerse armadura diagonal (Figura 3.9.) cuando:

$$V_{Ev}^o > V_d + V_f \quad (3 - 36)$$

siendo  $V_{Ev}^o$  el esfuerzo de corte correspondiente al desarrollo de la capacidad flexional del tabique considerando la sobrerresistencia  $M_w^o = \lambda_o M_n^{w base} = 1,40 M_n^{w base}$ .

La sección de armadura diagonal  $A_{sd}$  deberá proveer una resistencia adicional al corte por deslizamiento dada por:

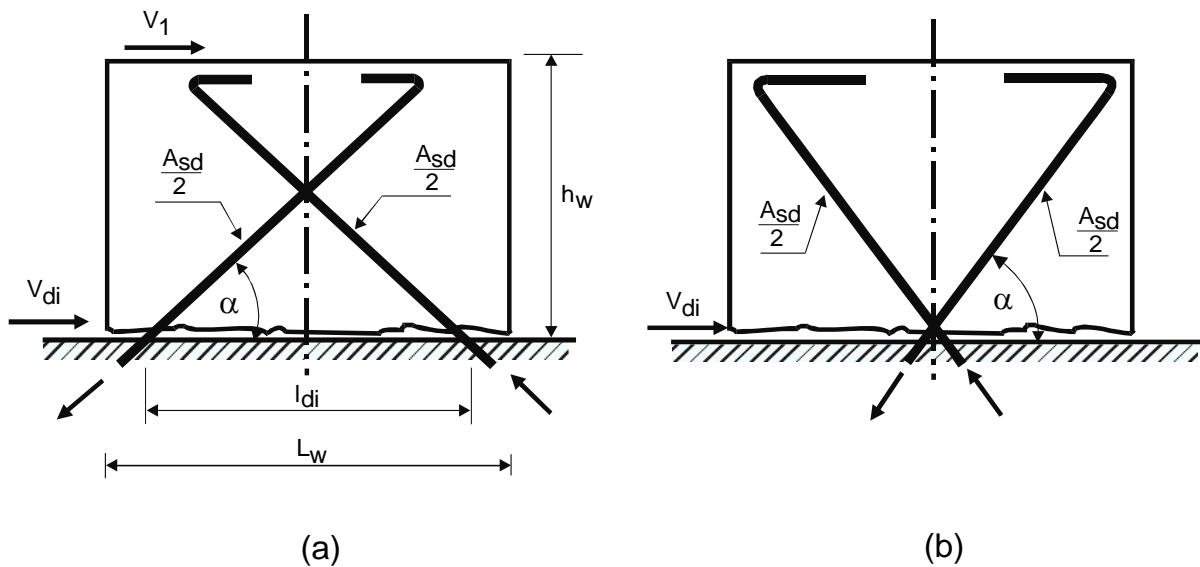
$$V_{di} = R_d \frac{V_E^o - V_d - V_f}{V_E^o} (V_E^o - V_1) \quad (3 - 37)$$

siendo 
$$R_d = 1,60 - 2,20 \frac{\phi_w^o}{\mu} \leq 1 \quad (3 - 38)$$

con 
$$V_E^o = \phi_w^o V_E \quad (3 - 39)$$

el esfuerzo de corte correspondiente a la capacidad flexional del tabique teniendo en cuenta la sobrerresistencia. En el cómputo de la capacidad flexional deberá incluirse la contribución de la armadura diagonal (ver la Figura 3.9.(a)), dada por:

$$M_d = 0,50 l_{di} A_{sd} f_y \text{ sen } \alpha = V_1 h_w \quad (3 - 40)$$



**Figura 3.9. Disposición de las armaduras diagonales en tabiques sismorresistentes pocos esbeltos.**

### 3.9.2. Armadura horizontal

En tabiques con relación de aspecto  $h_w / L_w \leq 1$ , el esfuerzo de corte de diseño se determinará:

$$V_u = \phi_{ow} \frac{h_w}{L_w} V_E \quad (3 - 41)$$

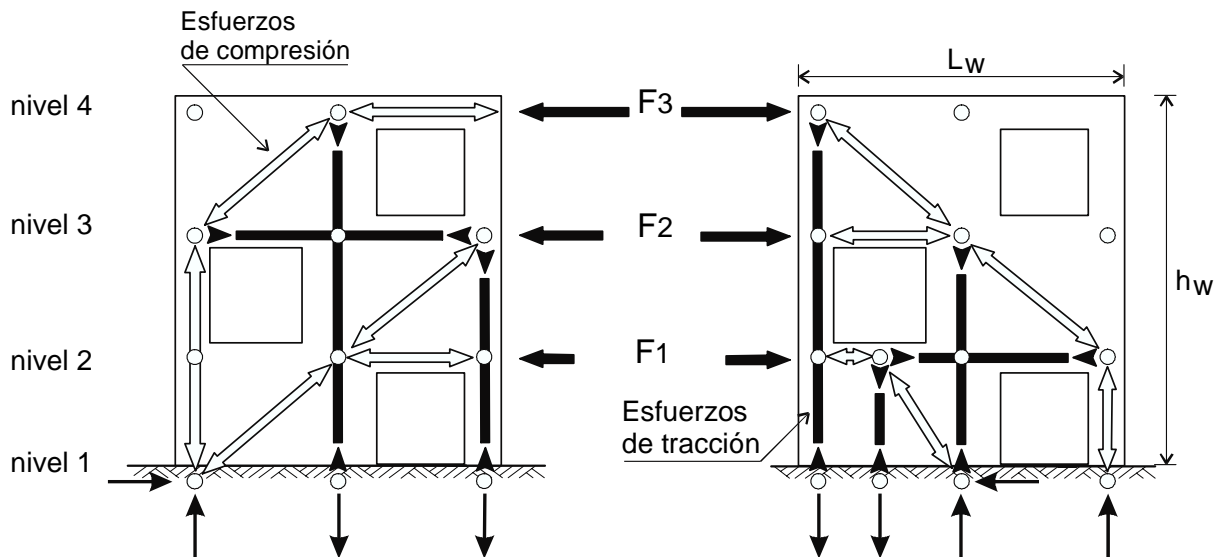
Para la determinación de la armadura horizontal necesaria se considerará la contribución de la armadura diagonal, si existiese, y nula la contribución del hormigón  $v_c = 0$ .

### 3.9.3. Armadura vertical

Deberá disponerse una armadura vertical según lo especificado en el artículo 3.6.2.5.(b).

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

Cuando las aberturas se dispongan en forma irregular deberán utilizarse métodos de análisis apropiados, tales como los basados en modelos biela-tirante para establecer un flujo racional de esfuerzos internos. Deberán asegurarse, por medio de un diseño por capacidad, que la armadura horizontal de corte no fluya antes que se desarrolle la resistencia a flexión del tabique (ver la Figura 3.10.).



**Figura 3.10. Modelo biela-tirante para tabiques poco esbeltos con aberturas dispuestas en forma irregular.**





## CAPÍTULO 4. SISTEMAS PÓRTICO-TABIQUE SISMORRESISTENTES DE HORMIGÓN ARMADO

### 4.0. SIMBOLOGÍA

$A_g$	área bruta de la sección transversal, en $\text{mm}^2$ .
$H$	altura total de la estructura, en mm.
$L_n$	altura libre entre pisos u otros apoyos laterales efectivos, o luz libre de un elemento, en mm.
$M_E^{capitel}$	momento en columna, derivado de las fuerzas sísmicas horizontales, tomado en el eje de la viga superior, en N mm.
$M^o_{col}$	capacidad resistente flexional de la columna ( $M^o_c = \lambda_o M^c_n$ ), en N mm.
$P_u$	esfuerzo axial requerido, puede provenir de las combinaciones de carga o criterios de diseño por capacidad, en N.
$R_m$	factor de reducción de momento en columnas.
$R_v$	factor de reducción de carga axial en columnas.
$V_{col}$	esfuerzo de corte de diseño en columnas, en N.
$V^c_E$	esfuerzo de corte en columnas derivado de las fuerzas sísmicas horizontales, en N.
$V_{E\ total}$	esfuerzo de corte total, en N.
$V_u$	esfuerzo de corte de diseño, en N.
$V^w_{base}$	esfuerzo de corte en la base de un tabique, en N.
$V^w_E$	esfuerzo de corte en tabiques derivado de las fuerzas sísmicas horizontales, en N.
$V^w_{iE}$	esfuerzo de corte en el tabique i-ésimo derivado de las fuerzas sísmicas horizontales, en N.
$f'_c$	resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa.
$h_b$	altura total de la sección de una viga de acoplamiento, en mm.
$h_w$	altura de un tabique, en mm.
$n$	Número de pisos por sobre el nivel considerado.

$\phi$	factor de reducción de resistencia.
$\phi^o_b$	factor de sobrerresistencia flexional en vigas.
$\phi^o_w$	factor de sobrerresistencia flexional en tabiques.
$\eta_v$	relación de corte en tabiques para sistemas pórtico-tabique
$\mu$	factor de ductilidad global.
$\omega$	factor de amplificación dinámica.
$\omega_c$	factor de amplificación dinámica para columnas de sistemas pórtico-tabique.
$\omega_p$	factor de amplificación dinámica para columnas de sistemas pórtico-tabique cuando los tabiques no poseen la altura total de la estructura.
$\omega^*_v$	factor de amplificación dinámica para tabiques.

## 4.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE DISEÑO

Los requerimientos de diseño establecidos en este Capítulo, deberán aplicarse a los sistemas estructurales donde la resistencia a la acción sísmica horizontal se provea por la contribución combinada de pórticos y tabiques sismorresistentes de hormigón armado. Los requerimientos establecidos en el Capítulo 2, "Pórticos Sismorresistentes de Hormigón Armado" y en el Capítulo 3, "Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado" deberán aplicarse en su totalidad en tanto no sean modificados por las prescripciones aquí establecidas.

### 4.1.1. Ductilidad global de la estructura

La ductilidad global de la estructura se determinará:

- Cuando el corte en la base resistido por los tabiques sea menor o igual a **1/3** del corte total en la base, deberá adoptarse el valor de la ductilidad global correspondiente a pórticos sismorresistentes de hormigón armado con ductilidad completa ( $\mu = 6$ ).
- Cuando el corte en la base resistido por los tabiques sea mayor o igual a **2/3** del corte total en la base, deberá adoptarse el valor de la ductilidad global establecido en la Tabla 3.1. correspondiente a tabiques sismorresistentes.
- Cuando el corte en la base resistido por los tabiques esté comprendido entre **1/3** y **2/3** del corte total en la base, el valor de la ductilidad global deberá obtenerse interpolando linealmente entre los valores establecidos precedentemente en (a) y (b).

## 4.2. DISEÑO DE PÓRTICOS

### 4.2.1. Diseño de vigas

Deberán cumplirse los requerimientos establecidos en el artículo 2.2.

#### 4.2.2. Diseño de columnas

Deberán cumplirse los requerimientos establecidos en el artículo 2.3., salvo los expresamente modificados en este apartado.

##### 4.2.2.1. Momentos de diseño

Los momentos de diseño en las secciones extremas de columnas donde no se espera el desarrollo de rótulas plásticas, se determinarán con la expresión (2.3-11). En este caso deberá tomarse el factor de reducción de resistencia  $\phi = 1$ .

El factor de reducción de momento  $R_m$ , deberá determinarse de acuerdo con:

$$0,75 \leq R_m = 1,00 + 0,50 (\omega - 1,00) \left( 10 \frac{P_u}{f'_c A_g} - 1,00 \right) \leq 1,00 \quad (4 - 1)$$

donde:  $-0,15 \leq \frac{P_u}{f'_c A_g} \leq 0,10$  deberá tomarse con signo negativo cuando sea de tracción.

La expresión (4 - 1) modifica a la Tabla 2.3. para el caso de estructuras pórtico-tabique.

El factor de amplificación dinámica  $\omega$  deberá tomarse de acuerdo con la Figura 4.1.(a), cuando el tabique se extienda en toda la altura, y de acuerdo con la Figura 4.1.(b) cuando el tabique no se extienda en toda la altura. En este último caso, deberá tomarse:

$$\omega_p = \omega - \left( \frac{h_w}{H} \right) (\omega - 1,20) \quad (4 - 2)$$

donde  $\omega$  está dado por la expresión (2.3-8)

La Figura 4.1. modifica, para el caso de estructuras pórtico tabique, a la Figura 2.11.

##### 4.2.2.2. Esfuerzos axiales de diseño

Los esfuerzos axiales inducidos en cualquier nivel, sólo por las acciones sísmicas horizontales, que deberán utilizarse en conjunto con los derivados de las cargas gravitatorias mayoradas y con los momentos de diseño para determinar la resistencia de la sección de la columna, deberán determinarse con la expresión (2.3-12) con  $R_v$  igual a:

$$R_v = \left( 1,00 - \frac{n}{67} \right) \geq 0,70 \quad (4 - 3)$$

La expresión (4-3) modifica a la Tabla 2.4. para el caso de estructuras pórtico-tabique.

#### 4.2.2.3. Esfuerzo de corte de diseño

El esfuerzo de corte de diseño, deberá evaluarse de acuerdo con:

$$V_u = V_{col} = \omega_c \phi_b^o V_E^c \quad (4 - 4.a)$$

donde  $\omega_c$ , el factor de amplificación dinámica, deberá tomarse igual a:

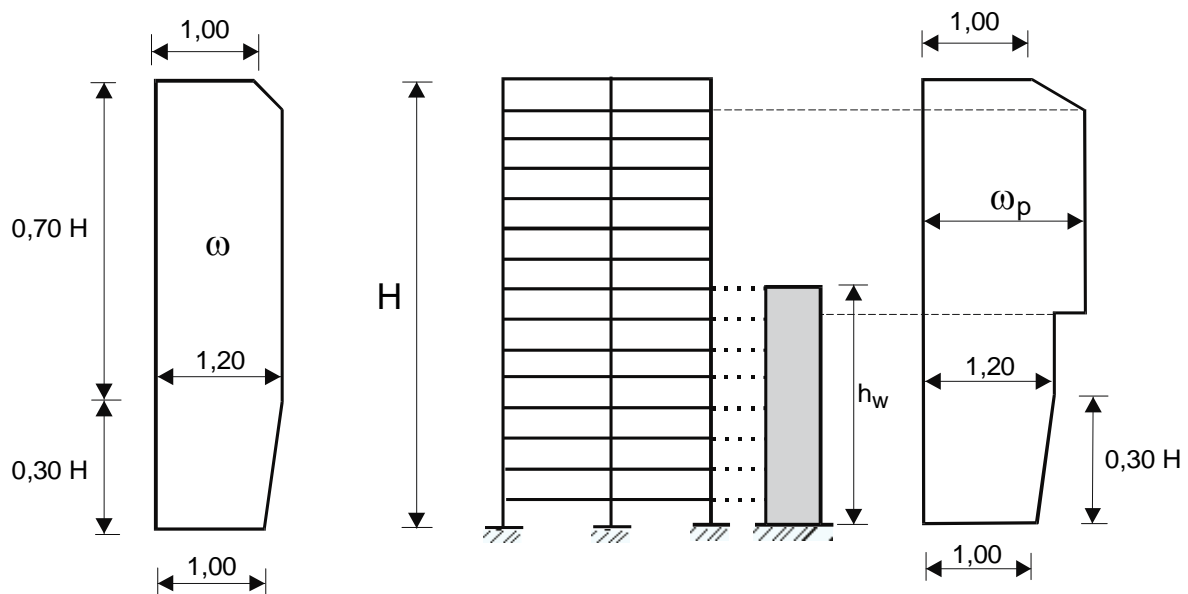
- $\omega_c = 2,50$  para el piso inferior
- $\omega_c = 2,00$  para el piso superior
- $\omega_c = 1,30$  para los pisos intermedios

Para las columnas del piso inferior deberá además cumplirse:

$$V_u \geq \frac{M_{col}^o + 1,30 \phi_b^o M_E^{capitel}}{L_n + 0,50 h_b} \quad (4 - 4.b)$$

Cuando se utilice el factor de reducción de momento  $R_m$  de acuerdo con la expresión (4-1), el esfuerzo de corte  $V_u$ , podrá reducirse proporcionalmente.

La expresión (4-4) reemplaza a las expresiones (2.3-19), (2.3-20) y (2.3-21), para el caso de estructuras pórtico-tabique.



(a) Tabique sismorresistente con altura  $h_w$  total

(b) Tabique sismorresistente con altura  $h_w$  parcial

**Figura 4.1. Factor de amplificación dinámica para momentos de columnas en sistemas pórtico-tabique.**

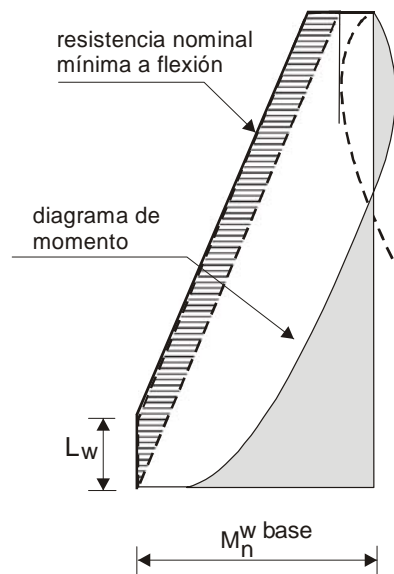
### 4.3. DISEÑO DE TABIQUES

Deberá cumplirse con lo especificado en el Capítulo 3 “Tabiques Sismorresistentes de Hormigón Armado”, con las modificaciones que se introducen en este artículo.

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

La armadura longitudinal podrá interrumpirse en altura de manera de proveer una resistencia flexional al menos igual a la que se obtiene del diagrama envolvente de momentos dado en la Figura 4.2.

Las barras longitudinales, deberán prolongarse desde la sección donde se requieren que desarrollen su resistencia una longitud al menos igual a  $l_d$ .



**Figura 4.2. Diagrama envolvente de los momentos de diseño para sistemas pórtico-tabique.**

#### 4.3.2. Esfuerzo de corte de diseño

4.3.2.1. El esfuerzo de corte de diseño en la sección correspondiente a la base del tabique, deberá evaluarse:

$$V_u = V_{base}^w = \omega_v^* \phi_w^o V_E^w \quad (4 - 5)$$

$$\omega_v^* = 1,00 + (\omega_v - 1,00) \eta_v \quad (4 - 6)$$

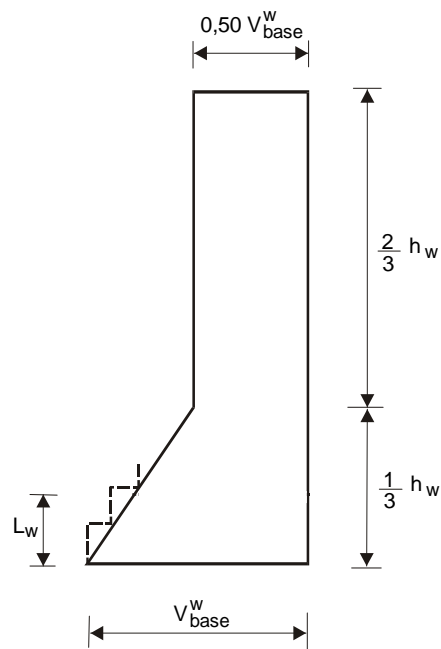
siendo:

$\omega_v$  el factor de amplificación dinámica dado por las expresiones (3-16), (3-17) y (3-18).

$$\eta_v \quad \text{determinado con la siguiente expresión: } \eta_v = \left( \sum_{i=1}^n \frac{V_i^W E}{V E_{total}} \right)_{base} \quad (4 - 7)$$

Este artículo modifica al artículo 3.6.1. para el caso de estructuras pórtico-tabique.

**4.3.2.2.** El esfuerzo de corte de diseño en las secciones ubicadas por encima de la sección correspondiente a la base del tabique, no deberá ser menor que el que resulta del diagrama envolvente de la Figura 4.3. Este diagrama modifica las expresiones (3-15) y (3-33) para el caso de estructuras pórtico-tabique.



**Figura 4.3. Envolvente para el corte de diseño.**

# CAPÍTULO 5. DIAFRAGMAS

## 5.1. CAMPO DE VALIDEZ

Las prescripciones contenidas en este Capítulo deberán aplicarse a las losas de entrepisos y techos de edificios de hormigón armado, que además de resistir las cargas gravitatorias, se encuentren solicitadas por efecto de las acciones sísmicas, a fin de que constituyan diafragmas rígidos en su plano que distribuyan los esfuerzos originados por las excitaciones sísmicas entre los distintos planos verticales sismorresistentes, y además vinculen a la estructura de modo que se garantice la formación de los mecanismos de colapso previstos y de manera que actúe como un conjunto durante un terremoto.

## 5.2. ACCIONES SÍSMICAS DE DISEÑO

**5.2.1.** Los diafragmas deberán permanecer elásticos y diseñarse para resistir las fuerzas máximas desarrolladas en los planos sismorresistentes verticales correspondientes al mecanismo de colapso elegido.

**5.2.2.** Las fuerzas de diseño mencionadas en el artículo 5.2.1., deberán ser las correspondientes al desarrollo de la capacidad de los planos sismorresistentes verticales considerando la sobrerresistencia generada en las rótulas plásticas.

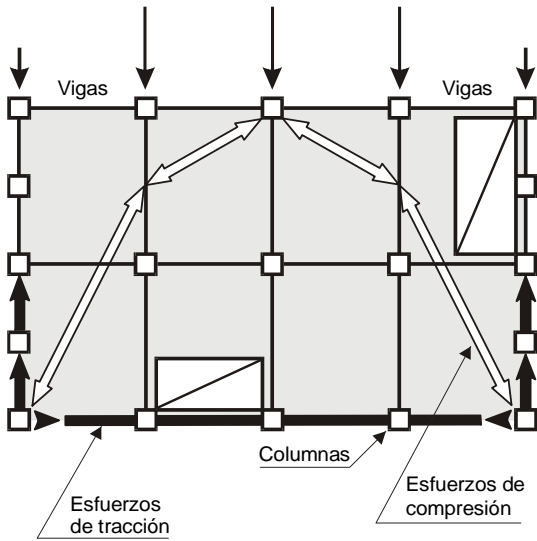
## 5.3. DIAFRAGMAS DE HORMIGÓN ARMADO COLADO IN SITU

**5.3.1.** Podrá utilizarse el modelo biela-tirante para establecer el flujo de fuerzas en los diafragmas, Las fuerzas de tracción podrán ser resistidas por vigas, mientras que los paneles de losa transmitirán las fuerzas necesarias para conformar un campo en compresión diagonal (ver la Figura 5.1.).

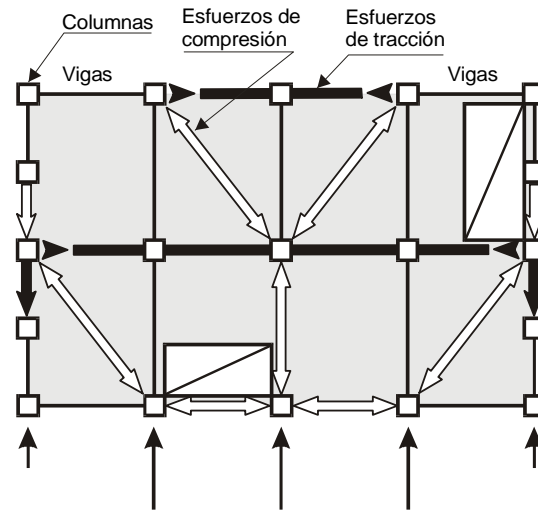
**5.3.2.** Los diafragmas de hormigón armado colados in situ diseñados para soportar las cargas gravitatorias en una o en dos direcciones, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 13 del Reglamento CIRSOC 201-2005, deberán armarse en dos direcciones ortogonales con una armadura no menor que la especificada en el artículo 7.12. del Reglamento CIRSOC 201-2005 en cada dirección. Esta armadura deberá anclarse en las vigas de borde o tabiques que limitan cada panel de losa, con una separación no mayor que **250 mm**.

**5.3.3.** Cuando los diafragmas se conecten a tabiques sismorresistentes y la longitud de conexión sea menor que la longitud del borde correspondiente del diafragma, deberán diseñarse elementos especiales de conexión que permitan transmitir los esfuerzos de corte a los tabiques por medio de esfuerzos de tracción o compresión.

Capacidades de los planos sismorresistentes verticales



(a)



Capacidades de los planos sismorresistentes verticales

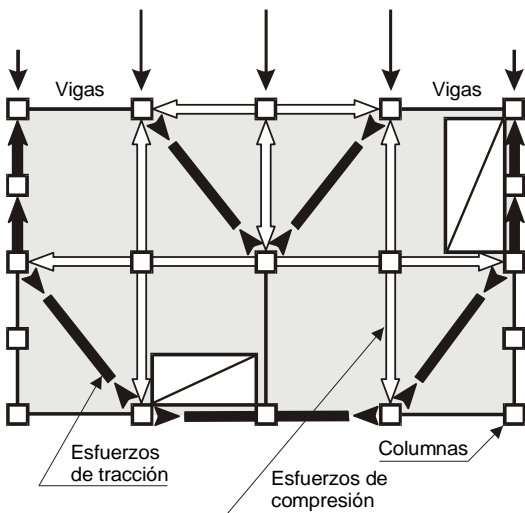
(b)

**Figura 5.1. Modelo para el análisis de diafragmas de hormigón armado colado in situ utilizando un campo en compresión diagonal.**

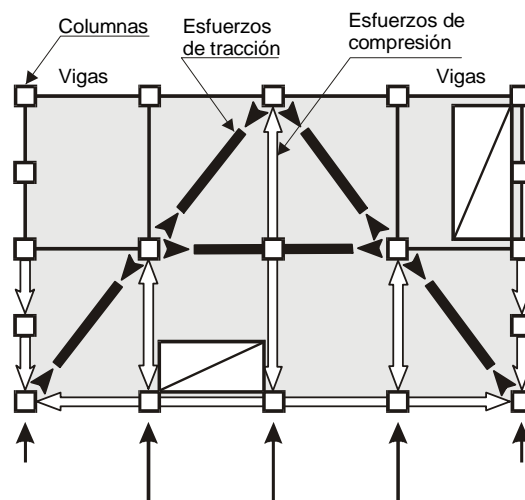
#### 5.4. DIAFRAGMAS CONSTITUIDOS POR ELEMENTOS PREMOLDEADOS

5.4.1. Se podrá utilizar el modelo biela-tirante pero conformando en este caso un campo en tracción diagonal (ver la Figura 5.2.).

Capacidades de los planos sismorresistentes verticales



(a)



Capacidades de los planos sismorresistentes verticales

(b)

**Figura 5.2. Modelo para el análisis de diafragmas de hormigón armado constituidos por elementos premoldeados utilizando un campo en tracción diagonal.**



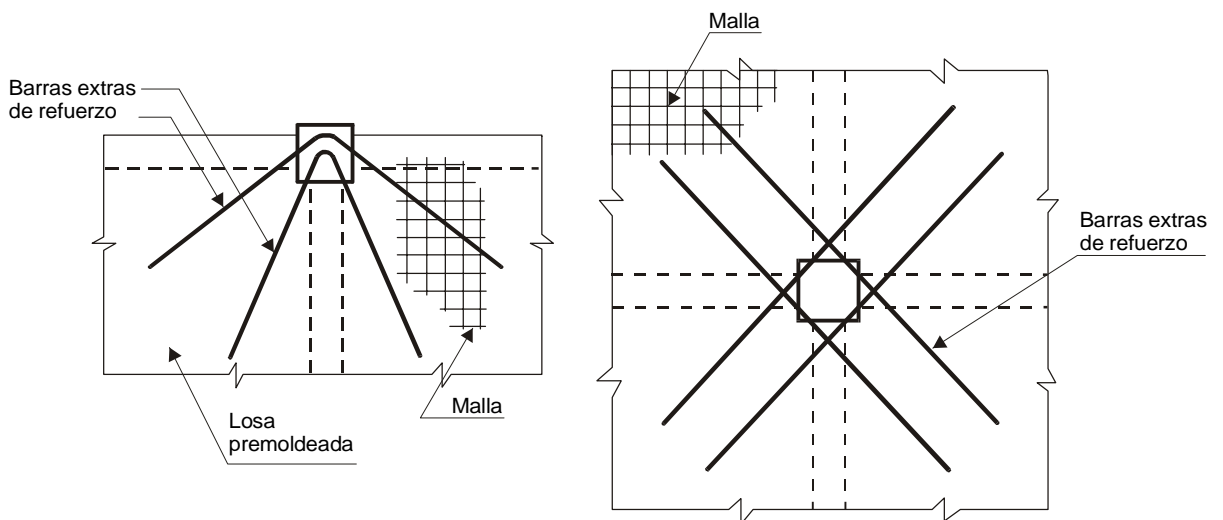
**5.4.2.** Los diafragmas con elementos premoldeados deberán cumplir con los requerimientos establecidos en el Capítulo 17 del Reglamento CIRSOC 201-2005 y además tener una capa de compresión de hormigón colado in situ la cual deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- (a) El espesor deberá ser no menor que **50 mm**.
- (b) La armadura mínima en las dos direcciones principales deberá cumplir con lo especificado en el artículo 7.12. del Reglamento CIRSOC 201-2005, con una separación no mayor que **250 mm**.

**5.4.3.** Cuando las tensiones de corte en la capa de compresión superen  $0,30 \sqrt{f'_c}$  no deberán usarse diafragmas con elementos premoldeados.

**5.4.4.** Se deberá proveer la cantidad de armadura necesaria en la capa de compresión para transmitir las fuerzas de tracción entre discontinuidades causadas por la formación de rótulas plásticas en las vigas de apoyo (ver la Figura 5.3.). Esta armadura deberá extenderse, desde el centro de la columna, una longitud al menos igual a **1/4** de la distancia diagonal entre columnas adyacentes o la intersección de vigas ortogonales en los bordes de cada panel de losa.

**5.4.5.** Deberá cumplirse con lo especificado en el artículo 5.3.3.



**Figura 5.3.** Armadura adicional para desarrollar un campo en tracción diagonal en la capa de compresión de diafragmas con elementos premoldeados.



# CAPÍTULO 6. FUNDACIONES

## 6.0. SIMBOLOGÍA

$A_g$	área bruta de la sección transversal, en $\text{mm}^2$ .
$f_y$	tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (corresponde al límite de fluencia nominal de la norma IRAM-IAS), en MPa.
$\mu$	factor de ductilidad global.
$\phi$	factor de reducción de resistencia.
$\rho_t$	cuantía total de la armadura longitudinal en pilotes.

## 6.1. CRITERIOS GENERALES PARA EL DISEÑO

**6.1.1.** El sistema de fundación deberá ser capaz de soportar las cargas gravitatorias manteniendo el mecanismo de colapso elegido.

**6.1.2.** Se deberá tender, en la medida de lo posible, a que la disipación de energía sísmica, y por lo tanto el mecanismo de colapso elegido, esté restringido solamente a la superestructura de acuerdo con lo especificado en el artículo 6.3. Excepcionalmente podrá aceptarse que la disipación de energía sísmica, se concentre total o parcialmente en el sistema de fundación.

## 6.2. CLASIFICACIÓN

Las fundaciones se clasifican de acuerdo con el tipo de respuesta esperada para la superestructura y para las fundaciones en:

- (a) Fundaciones para superestructuras con respuesta dúctil.
- (b) Fundaciones para superestructuras con respuesta elástica.
- (c) Fundaciones para estructuras con respuesta dúctil.

Se consideran superestructuras con respuesta dúctil a aquéllas donde el mecanismo de colapso elegido sólo se desarrolla en la superestructura.

Se consideran estructuras con respuesta dúctil a aquéllas donde el mecanismo de colapso elegido se desarrolla en el conjunto superestructura–fundación.

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

En el caso de superestructuras con respuesta dúctil, las fundaciones deberán ser capaces de transmitir al terreno, las solicitaciones correspondientes a la capacidad lateral de la superestructura considerando las cargas gravitatorias mayoradas. En este caso, la respuesta de las fundaciones deberá desarrollarse en el campo elástico debiéndose cumplir con los requerimientos especificados en el Capítulo 15 del Reglamento CIRSOC 201-2005, con un factor de reducción de resistencia  $\phi = 1,00$ , excepto en los casos de pilotes donde deberá cumplirse con lo especificado en el artículo 6.6. Las solicitaciones determinadas por capacidad no necesitan ser mayores que las que corresponderían a la respuesta elástica de la superestructura dividida en el correspondiente factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

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

En el caso de superestructuras con respuesta elástica, podrán diseñarse las fundaciones para que respondan elásticamente, de forma dúctil, o por medio de un giro rígido en la superficie de contacto entre la fundación y el terreno en el caso de fundaciones de tabiques sismorresistentes.

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

Las fundaciones con respuesta elástica deberán diseñarse de acuerdo con los requerimientos establecidos en el Capítulo 15 del Reglamento CIRSOC 201-2005, teniendo en cuenta los factores correspondientes de reducción de resistencia  $\phi$  excepto en el caso de pilotes donde se aplicará lo especificado en el artículo 6.6.

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

Para el diseño de los elementos componentes de fundaciones con respuesta dúctil, se aplicarán todos los requerimientos especificados en los Capítulos 1, 2 y 3, según corresponda, de esta Parte II. En este caso, para la determinación de la resistencia requerida en la superestructura, se aplicarán los requerimientos del diseño por capacidad, de forma de garantizar que la superestructura sea capaz de resistir, dentro del campo elástico, las solicitaciones provenientes de la capacidad de la fundación, teniendo en cuenta los efectos de los modos superiores de vibración en cada una de las solicitaciones.

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

**6.4.3.1.** Para el caso de fundaciones de tabiques sismorresistentes se admitirá que los tabiques limiten las acciones sísmicas mediante un giro rígido de la fundación, siempre que los esfuerzos verticales de diseño se determinen teniendo en cuenta las cargas gravitatorias mayoradas y las contribuciones debidas a la capacidad de las losas adyacentes, vigas y otros elementos que pudieran entrar en fluencia debido al giro rígido del tabique, además de todas las aceleraciones inducidas en la superestructura como consecuencia de dicho giro.

**6.4.3.2.** Deberán considerarse las fuerzas de levantamiento que pueden actuar en zapatas aisladas para asegurar, cuando sea necesario, una armadura de tracción por flexión adecuada en la parte superior de las zapatas aisladas, o en otras ubicaciones de zapatas continuas o combinadas, donde las tensiones de compresión, debidas a las cargas gravitatorias, prevalecerían. Esta armadura no deberá ser menor que 0,001 veces el área de la sección bruta de la zapata.

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

Se admitirá que la disipación total de energía sísmica se logre mediante un mecanismo de colapso que involucre la plastificación de elementos de la superestructura y de las fundaciones simultáneamente. En tal caso, cuando la ductilidad global adoptada para la estructura sea mayor o igual a **3** ( $\mu \geq 3$ ), los elementos de las fundaciones deberán cumplir con los requerimientos establecidos en los Capítulos 1, 2 y 3, según corresponda, de esta Parte II. En caso contrario, deberán cumplir con los establecidos en el Capítulo 7.

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

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

**6.6.1.1.** El extremo superior de cada pilote deberá armarse siguiendo los requerimientos establecidos para la zona de formación de rótulas plásticas en columnas.

**6.6.1.2.** La longitud de la zona de formación de rótula plástica deberá tomarse igual a la correspondiente a una columna según el artículo 2.3.7. medida a partir de la cara inferior del cabezal.

### **6.6.2. Armadura**

**6.6.2.1.** La cuantía mínima de la armadura longitudinal  $\rho_t$  deberá ser no menor que:

(a)  $2,40 / f_y$  para pilotes con un área bruta de la sección  $A_g$  igual o menor a  $0,50 \times 10^6 \text{ mm}^2$ .

(b)  $1,20 / f_y$  para pilotes con un área bruta de la sección  $A_g$  igual o mayor que  $2,00 \times 10^6 \text{ mm}^2$ .

$$(c) \rho_{t,min} = \frac{2400}{f_y \sqrt{2 A_g}} \quad (6 - 1)$$

para pilotes con un área bruta de la sección comprendida entre  $0,50 \times 10^6 \text{ mm}^2$  y  $2,00 \times 10^6 \text{ mm}^2$ .

**6.6.2.2.** La cuantía máxima de la armadura longitudinal  $\rho_t$  en zonas de formación potencial de rótulas plásticas, deberá ser la especificada para columnas en el artículo 2.3.8. (b) y deberá disponerse según lo especificado en el artículo 2.3.8. (c).

**6.6.2.3.** La armadura transversal, deberá cumplir con lo siguiente:

- (a) En las zonas de formación potencial de rótula plástica, según lo especificado para columnas en el artículo 2.3.9.
- (b) En las zonas adyacentes a la zona de formación potencial de rótula plástica en una distancia igual a la mayor entre **3** veces el diámetro del pilote, **3** veces la altura total de la sección o la longitud de la zona de formación potencial de rótula plástica, según lo especificado para columnas en el artículo 2.3.9.2.
- (c) En el resto del pilote la separación entre ejes de estribos no deberá ser mayor que **d**.

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

Cuando tengan que ser transmitidos momentos inducidos por la acción sísmica a la intersección de columnas y cabezales de pilotes, deberá diseñarse esta zona como un nudo viga-columna, de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.4.

# CAPÍTULO 7. ESTRUCTURAS CON DUCTILIDAD LIMITADA

## 7.0. SIMBOLOGÍA

- $A'_s$  área de la sección transversal de la armadura longitudinal superior en vigas, en  $\text{mm}^2$ .
- $A_b$  área de la sección transversal de una barra individual, en  $\text{mm}^2$ .
- $A_c$  área del núcleo confinado de hormigón medida desde el perímetro externo de los estribos, en  $\text{mm}^2$ .
- $A_{sh}$  área total efectiva de estribos y estribos suplementarios de una rama en cada una de las direcciones principales de la sección transversal, en  $\text{mm}^2$ .
- $A_{st}$  armadura longitudinal total en columnas, en  $\text{mm}^2$ .
- $A_{sw}$  área total de la armadura vertical en el alma de un tabique, en  $\text{mm}^2$  (se utiliza indistintamente: armadura vertical, armadura longitudinal, barras verticales o barras longitudinales).
- $A_{te}$  área de la sección de una rama de estribo, en  $\text{mm}^2$ .
- $H$  altura total de la estructura, en mm.
- $L_n$  altura libre entre pisos u otros apoyos laterales efectivos, o luz libre de un elemento, en mm.
- $M_E$  momento producido por las fuerzas horizontales solamente, en N mm.
- $M_{E1}$  momento producido por las fuerzas horizontales solamente en las columnas del primer piso, en N mm.
- $M_u$  momento requerido, en N mm.
- $P_u$  esfuerzo axial de diseño, en N.
- $R_m$  factor de reducción de momento en columnas.
- $R_v$  factor de reducción de carga axial en columnas.
- $V_E^c$  esfuerzo de corte en columnas derivado las fuerzas sísmicas horizontales, en N.
- $V_u$  esfuerzo de corte de diseño, en N.
- $d$  altura útil de la sección, en mm.

$d_b$	diámetro de las barras longitudinales, en mm.
$f'_c$	resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa.
$f_y$	tensión de fluencia especificada de la armadura longitudinal (es el límite de fluencia nominal de la norma IRAM-IAS), en MPa.
$f_{yt}$	tensión de fluencia especificada de la armadura transversal (es el límite de fluencia nominal de la norma IRAM-IAS), en MPa.
$H$	altura del elemento, en mm.
$h''$	altura del núcleo confinado de una sección rectangular, en mm.
$h_b$	altura de la viga, en mm.
$h_i$	menor altura de piso, en mm.
$m$	relación definida como $m = f_y / (0,85 f'_c)$ .
$s$	separación de la armadura transversal tomada en dirección paralela al eje longitudinal del elemento, en mm.
$v_b$	tensión de corte básica, en MPa.
$v_c$	tensión nominal de corte provista por el hormigón, en MPa.
$v_n$	tensión nominal total de corte ( $v_n = v_c + v_s$ ), en MPa.
$\phi$	factor de reducción de resistencia.
$\phi^o_b$	factor de sobrerresistencia flexional de vigas.
$\mu$	ductilidad global.
$\rho$	cuantía de armadura inferior en vigas.
$\rho'$	cuantía de armadura superior en vigas.
$\rho_l$	cuantía de la armadura vertical en tabiques ( $\rho_l = A_{sw} / (b_i s_v)$ ).
$\rho_s$	cuantía volumétrica de estribos circulares o en espiral.
$\rho_t$	cuantía de la armadura longitudinal total de columna ( $\rho_t = A_{st} / A_g$ ).

## 7.1. CAMPO DE VALIDEZ

Las prescripciones contenidas en este Capítulo deberán aplicarse al diseño de estructuras o elementos estructurales que puedan estar sujetos a demandas de ductilidad reducidas ( $\mu \leq 3$ ), en comparación a las estructuras con ductilidad completa, debido a poseer una resistencia mayor a la mínima estipulada; sea por su posición en la



estructura, sea por poseer insuficiente capacidad de ductilidad de desplazamiento, sea por que son inapropiadas como para poder considerarlas con ductilidad completa.

## 7.2. REQUISITOS GENERALES

**7.2.1.** El diseño de estructuras o elementos estructurales con ductilidad limitada, deberá satisfacer los requerimientos especificados en los Capítulos 1 al 6 de esta Parte II, a menos que sean expresamente modificados en este Capítulo.

**7.2.2.** Los sistemas estructurales siguientes, podrán diseñarse de acuerdo con las condiciones establecidas en este Capítulo:

- a) Sistemas de tabiques sismorresistentes (individuales o acoplados).
- b) Pórticos sismorresistentes con mecanismo de colapso global (rotulación plástica sólo en vigas con excepción de las columnas del último piso y de la sección inferior de las columnas del primer piso).
- c) Pórticos sismorresistentes con rotulación plástica en capitel y base de algunas columnas.
- d) Pórticos sismorresistentes con piso débil.

## 7.3. PÓRTICOS SISMORRESISTENTES

### 7.3.1. Mecanismo de colapso

**7.3.1.1.** En el caso de pórticos donde el mecanismo de colapso elegido se base en el desarrollo de rótulas plásticas en vigas solamente, con la excepción de las columnas del último piso y de la sección inferior de las columnas del primer piso, las solicitaciones de diseño en las columnas deberán tener en cuenta los efectos siguientes:

- a) Sobrerresistencia posible de las vigas.
- b) Simultaneidad de las acciones sísmicas en dos direcciones ortogonales.
- c) Amplificación de los momentos en las columnas debidos a los efectos dinámicos.

Las prescripciones contenidas en este Capítulo podrán aplicarse cuando la ductilidad global no sea mayor que **3**. Cuando las rótulas plásticas en las vigas no se desarrollen en la cara de la columna, deberá tenerse en cuenta el aumento en la demanda de ductilidad local. En este caso, cuando las demandas de ductilidad locales en las zonas críticas de las vigas sean mayores que **3** ( $\mu_m > 3$ ), éstas deberán detallarse para ductilidad completa.

**7.3.1.2.** En estructuras apoticadas donde se prevea la formación de un mecanismo de colapso del tipo piso blando, el número de pisos no podrá ser mayor que **3** y la altura máxima no podrá superar **12 m**. Se permitirá un piso adicional de material liviano siempre que el peso de la construcción sea menor que **1,50 kPa** veces el área del piso.

**7.3.1.3.** Para mecanismos de colapso tipo piso blando, la ductilidad global de la estructura a adoptar, deberá ser:

$$\mu \leq 1 + 2 \frac{h_i}{H} \quad (7 - 1)$$

a menos que se detalle la estructura de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 2 de esta Parte II, en cuyo caso la ductilidad global a adoptar deberá ser:

$$\mu \leq 1 + 5 \frac{h_i}{H} \quad (7 - 2)$$

siendo:

$h_i$  la menor altura de piso.

$H$  la altura total medida desde la base hasta el máximo nivel que posea un diafragma de hormigón.

**7.3.1.4.** Los mecanismos de colapso de traslación lateral de viga parciales son los que incorporan algunas columnas que desarrollan en cualquier piso, simultáneamente, rótulas plásticas en capitel y base, mientras que un número suficiente de columnas del mismo piso permanecen elásticas. Podrá utilizarse lo estipulado en este Capítulo, sólo cuando la ductilidad global no sea mayor que **3**. La capacidad al corte de las columnas inelásticas se determinará considerando la sobrerresistencia flexional desarrollada en las rótulas plásticas en los extremos de las columnas. Las columnas elásticas deberán tener una resistencia flexional adecuada para absorber, sin fluencia, los momentos desarrollados en las rótulas plásticas de las vigas adyacentes considerando su sobrerresistencia a flexión y teniendo en cuenta la amplificación dinámica de los momentos en los extremos de las columnas.

Para evaluar las solicitaciones de las columnas, deberán aplicarse los procedimientos especificados en el artículo 7.3.3.1. La ductilidad global adoptada, no deberá ser mayor que **12** veces la relación entre la capacidad al corte de las columnas elásticas y el corte total de piso a desarrollar.

**7.3.1.5.** Cuando se espera que las columnas desarrollen rótulas plásticas, se pueden presentar **2** casos:

- (a) Vigas adyacentes con rótulas plásticas.
- (b) Vigas que tienen una resistencia nominal mayor que el momento impartido por las rótulas plásticas, en los extremos de las columnas en el desarrollo de su sobrerresistencia flexional. En este caso las vigas podrán diseñarse de acuerdo con lo especificado en el Reglamento CIRSOC 201-2005.

## 7.3.2. Diseño de vigas

### 7.3.2.1. Resistencia flexional

La resistencia de las secciones transversales de vigas, deberá basarse en lo establecido en el artículo 10.2. del Reglamento CIRSOC 201-2005.

### 7.3.2.2. Limitaciones dimensionales

Las dimensiones de los elementos deberán limitarse de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.2.1.

### 7.3.2.3. Zona de formación potencial de rótulas plásticas

Las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas, deberán ser las especificadas en el artículo 2.2.5.

### 7.3.2.4. Armadura longitudinal

7.3.2.4.1. La armadura longitudinal en vigas deberá cumplir:

- (a) En las secciones ubicadas dentro de la zona de formación potencial de rótulas plásticas, el área de la armadura longitudinal superior  $A'_s$  deberá ser tal que:

$$\rho' \geq \frac{3}{8} \rho \quad (7 - 3)$$

- (b) Con lo especificado en los artículos 2.2.6. (a), (c), (d), y (e)

7.3.2.4.2. Las vigas de sección  $T$  y  $L$  construidas monolíticamente con las losas deberán diseñarse de acuerdo con el artículo 2.2.4.2. y 2.2.4.3.

### 7.3.2.5. Armadura transversal

Deberá disponerse armadura transversal en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en vigas de acuerdo con lo siguiente:

- (a) En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en los artículos 2.2.5. (a) y (b), la separación entre centros de estribos a lo largo de cualquier barra longitudinal en compresión a ser restringida para evitar el pandeo, no deberá ser mayor que  $d/4$  ó **10** veces el diámetro de la menor barra longitudinal.
- (b) En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.2.5. (c), la separación entre centros de estribos, cerrados y de una rama, no deberá ser mayor que  $d/3$  o 10 veces el diámetro de la menor barra longitudinal a ser restringida.
- (c) En todos los otros aspectos, deberá cumplirse con lo especificado en el artículo 2.2.7.

### 7.3.2.6. Corte

**7.3.2.6.1.** Para la determinación de los esfuerzos de corte de diseño en vigas, se seguirán los criterios del diseño por capacidad. Deberán considerarse las solicitaciones correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia flexional, junto con las cargas gravitatorias mayoradas.

**7.3.2.6.2.** La máxima demanda de corte no necesita ser mayor que la correspondiente a la respuesta elástica.

**7.3.2.6.3.** En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.2.5., cuando la demanda de ductilidad  $\mu$  no sea mayor que **3**, la contribución del hormigón a la resistencia al corte deberá ser tal que:

$$v_c = 0,50 v_b \geq 0 \quad (7 - 4)$$

### 7.3.3. Diseño de columnas

#### 7.3.3.1. Solicitaciones de diseño

**7.3.3.1.1.** El método para la determinación de las solicitaciones en columnas de pórticos con ductilidad limitada, es una versión modificada de la presentada en el Capítulo 2 para pórticos con ductilidad completa. Por ello, lo especificado en el Capítulo 2 deberá cumplirse también en el caso de estructuras con ductilidad limitada, a excepción de lo que específicamente se modifique en este Capítulo.

**7.3.3.1.2.** Los momentos de diseño en las secciones extremas de columnas donde no se espera el desarrollo de rótulas plásticas, se determinará:

(a) Para pórticos planos

$$M_u = 1,10 \phi_b^o M_E - 0,30 h_b V_u \quad (7 - 5)$$

(b) Para pórticos espaciales

$$M_u = 1,30 \phi_b^o M_E - 0,30 h_b V_u \quad (7 - 6)$$

donde  $\phi_b^o M_E$  no necesita ser mayor que  $M_E$  correspondiente a la respuesta elástica ( $\mu \leq 1,25$ ).

(c) Para pórticos con ductilidad limitada, deberá tomarse  $R_m = 1,00$ .

**7.3.3.1.3.** Los momentos de diseño en las columnas del primer piso se determinarán:

(a) Para pórticos planos:

$$M_u = 1,20 M_{E1} \quad (7 - 7)$$

(b) Para pórticos espaciales:

$$M_u = 1,35 M_{E1} \quad (7 - 8)$$

**7.3.3.1.4.** Los esfuerzos axiales de diseño se determinarán con la expresión (2.3-12) con  $R_v = 1,00$ .

**7.3.3.1.5.** Los esfuerzos de corte de diseño se determinarán:

(a) Para pórticos planos:

$$V_u = 1,10 \phi^o_b V^c_E \quad (7 - 9)$$

(b) Para pórticos espaciales:

$$V_u = 1,30 \phi^o_b V^c_E \quad (7 - 10)$$

donde  $\phi^o_b V^c_E$  no necesita ser mayor que  $V^c_E$  correspondiente a la respuesta elástica ( $\mu \leq 1,25$ ).

Para las columnas del primer piso de pórticos planos o espaciales,  $V_u$  deberá determinarse con la expresión (2.3-21).

### **7.3.3.2. Resistencia a flexión y esfuerzo axial**

La resistencia de las secciones transversales de columnas, deberá basarse en lo establecido en el artículo 10.2. del Reglamento CIRSOC 201-2005 cuando se considera que toda la sección transversal contribuye a la resistencia del elemento o, en las relaciones tensión-deformación para el acero y el hormigón confinado, cuando sólo se considera que el núcleo de la sección transversal contribuye a la resistencia del elemento.

### **7.3.3.3. Limitaciones dimensionales**

Las dimensiones de los elementos deberán limitarse de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.3.1.

### **7.3.3.4. Zona de formación potencial de rótulas plásticas**

Las zonas de formación potencial de rótulas plásticas en columnas y pilotes deberán cumplir con lo especificado en el artículo 2.3.7.

### **7.3.3.5. Armadura longitudinal**

**7.3.3.5.1.** La armadura longitudinal en columnas y pilotes, deberá cumplir con lo especificado en el artículo 2.3.8.

### 7.3.3.6. Armadura transversal

La armadura transversal en columnas y pilotes deberá cumplir:

(a) En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.3.7., cuando se utilicen estribos circulares o en espiral:

(i) La cuantía de la armadura transversal no deberá ser menor que la requerida por:

$$\rho_s = \frac{(1,00 - \rho_t m)}{2,40} \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,0084 \quad (7 - 11)$$

ni menor que la requerida por la expresión (2.3-17).

(ii) La separación entre centros de estribos circulares o en espiral no deberá ser mayor que la menor entre **1/4** del diámetro de la sección transversal y **10** veces el diámetro de la menor barra longitudinal a ser restringida.

(b) En las zonas de formación potencial de rótulas plásticas definidas en el artículo 2.3.7. cuando se utilicen estribos rectangulares con o sin estribos suplementarios de una rama:

(i) El área total efectiva de estribos cerrados y de estribos suplementarios de una rama en cada una de las direcciones principales de la sección transversal con separación  $s_h$  no deberá ser menor que:

$$A_{sh} = \frac{(1,00 - \rho_t m)}{3,30} s h'' \frac{A_g}{A_c} \frac{f'_c}{f_{yt}} \frac{P_u}{\phi f'_c A_g} - 0,0065 s h'' \quad (7 - 12)$$

ni menor que la requerida por la expresión (2.2-10).

(ii) La separación entre centros de capas de estribos no deberá ser mayor que la menor entre **1/4** de la menor dimensión lateral de la sección transversal y **10** veces el diámetro de la menor barra longitudinal a ser restringida.

(iii) Cada barra longitudinal o conjunto de barras deberán estar soportadas lateralmente, de acuerdo con lo especificado en el artículo 2.3.9.1.(b). (iii).

(c) En columnas donde no se prevea la formación de rótulas plásticas, la armadura transversal requerida en los extremos de la longitud correspondiente a la zona de formación potencial de rótulas plásticas, no deberá ser menor que la dada por la expresión (7-11), ni menor que:

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{155 d''} \frac{f_y}{f_{yt}} \frac{1}{d_b} \quad (7 - 13)$$

cuando se utilicen estribos circulares o en espiral.

Cuando se utilicen estribos rectangulares con o sin estribos suplementarios de una rama, la armadura transversal requerida en los extremos de la longitud correspondiente a la zona de formación potencial de rótulas plásticas, no deberá ser menor que la dada por la expresión (7-12), ni menor que:

$$A_{te} = \frac{\Sigma A_b f_y}{135 f_{yt}} \frac{s}{6 d_b} \quad (7 - 14)$$

Deberá cumplirse con todo lo especificado en el artículo 7.3.3.6., esta reducción en la armadura transversal no deberá aplicarse en capitel y base de las columnas del primer piso, ni en aquellas secciones de columnas donde se prevea la formación de rótulas plásticas.

- (d) Fuera de las zonas de formación potencial de rótulas plásticas de una columna o un pilote, la armadura transversal deberá cumplir con lo especificado en el artículo 7.3.3.6. (c) y además:
- (i) La separación entre centros de estribos circulares o en espiral, no deberá ser mayor que el menor valor entre un tercio del diámetro de la sección transversal del elemento y **10** veces el diámetro de la armadura longitudinal, ni menor que **25 mm**.
  - (ii) La separación entre centros de capas de estribos rectangulares no deberá ser mayor que el menor valor entre **1/3** de la menor dimensión lateral de la sección transversal y **10** veces el diámetro de la armadura longitudinal a restringir.
  - (iii) La separación entre centros de barras a través de la sección transversal no deberá ser mayor que el mayor valor entre **1/3** de la dimensión lateral de la sección transversal en la dirección de la separación y **200 mm**.
  - (iv) Cada barra o conjunto de barras deberá estar soportada lateralmente por la esquina de un estribo cerrado que tenga un ángulo no mayor a **135°** o por un estribo suplementario de una rama, con excepción de los dos casos siguientes:
    - Barras o conjunto de barras que se encuentre entre **2** barras lateralmente soportadas o conjunto de barras soportadas por el mismo estribo cuando la distancia no sea mayor que el mayor valor entre **1/3** de la dimensión lateral de la sección transversal en la dirección de la separación o **200 mm**.
    - Capas interiores de armaduras dentro del núcleo de hormigón que se encuentren a no más de **75 mm** de la cara interior de los estribos.
- (e) La armadura transversal dispuesta deberá considerarse que contribuye a la resistencia al corte del elemento.
- (f) Cuando las barras de la armadura longitudinal de columnas no se encuentren restringidas por vigas para prevenir el pandeo, la separación entre el primer estribo de

la columna y el estribo ubicado dentro del nudo viga-columna, no deberá ser mayor que **10** veces el diámetro de la barra de la columna.

### 7.3.3.7. Corte

**7.3.3.7.1.** Para la determinación de los esfuerzos de corte de diseño en columnas, se seguirán los criterios del diseño por capacidad. Deberán considerarse las solicitaciones correspondientes al desarrollo de la sobrerresistencia flexional, junto con las cargas gravitatorias mayoradas.

**7.3.3.7.2.** La máxima demanda de corte no necesita ser mayor que la correspondiente a la respuesta elástica.

**7.3.3.7.3.** En elementos sometidos a flexión y corte con carga axial, donde la demanda de ductilidad  $\mu$  no sea mayor que **3**, la contribución del hormigón a la resistencia al corte  $v_c$  en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, podrá tomarse:

(a) Para elementos sometidos a compresión axial:

$$v_c = \left[ 0,50 + \frac{1,50 P_u}{A_g f'_c} \right] v_b \geq 0 \quad (7 - 15)$$

no siendo necesario tomar un valor menor que el dado por la expresión (2.3-24), donde  $v_b$  está dado por la expresión (2.2-11).

(b) Para elementos sometidos a tracción axial:

$$v_c = \left[ 0,50 + \frac{6,00 P_u}{A_g f'_c} \right] v_b \geq 0 \quad (7 - 16)$$

con  $P_u$  negativo para tracción

## 7.4. TABIQUES SISMORRESISTENTES

### 7.4.1. Requerimientos generales de diseño

Los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada, deberán cumplir con los requerimientos siguientes:

(a) Los tabiques sismorresistentes en voladizo o acoplados, deberán considerarse como unidades integrales. La resistencia de las alas, elementos de borde y almas, deberán evaluarse sobre la base de una interacción homogénea compatible usando análisis racionales. Deberán tenerse en cuenta la presencia de aberturas.

(b) Los tabiques sismorresistentes diseñados con ductilidad limitada deberán ser capaces de disipar energía por fluencia en flexión de las armaduras longitudinales.



- (c) Los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada, deberán diseñarse por capacidad a fin de asegurar que la resistencia nominal al corte sea mayor que el esfuerzo de corte cuando se alcance la sobrerresistencia a flexión, teniendo en cuenta los efectos dinámicos. La resistencia al corte deberá determinarse de acuerdo con lo establecido en el artículo 7.5.6.
- (d) Cuando dos o más tabiques en voladizo se conecten en el mismo plano por vigas dúctiles, parte de la energía sísmica a disipar deberá asignarse al sistema de acoplamiento. Deberán utilizarse criterios de diseño por capacidad a fin de asegurar que la ductilidad del sistema de acoplamiento pueda mantenerse cuando se desarrolle la sobrerresistencia flexional. Si se requiere, deberá utilizarse armadura diagonal para resistir la flexión y el corte inducidos por la acción sísmica, de acuerdo con lo establecido en el artículo 7.5.7.
- (e) La ductilidad global a adoptar no deberá ser mayor que **3** ( $\mu \leq 3$ ).

#### 7.4.2. Limitaciones dimensionales

Deberán aplicarse las limitaciones dimensionales establecidas en el artículo 3.3., donde  $\mu$  deberá ser la utilizada para el diseño del tabique.

#### 7.4.3. Armadura longitudinal

El diámetro de la armadura longitudinal en cualquier sección del tabique, no deberá ser mayor que **1/8** del espesor del tabique. En todo lo demás, deberá aplicarse lo establecido en el artículo 3.5.4.

#### 7.4.4. Armadura transversal

La armadura transversal deberá cumplir los siguientes requerimientos:

- (a) En zonas de fluencia potencial en compresión de la armadura longitudinal en tabiques con dos o más capas de armadura, cuando la cuantía de la armadura longitudinal  $\rho_l$  computada de acuerdo con la expresión (3-10) sea mayor que **3** /  $f_y$ , deberá proveerse armadura transversal de acuerdo con lo establecido en el artículo 3.5.6, excepto en lo referido a la separación de los estribos, la cual deberá cumplir:

$$s / d_b \leq 10 \qquad (7 - 17)$$

- (b) En todo lo demás, la armadura transversal deberá cumplir con lo especificado en el artículo 3.5.6. excepto que el límite crítico para la aplicación de lo especificado en el artículo 3.5.6.2. deberá tomarse igual a **3** /  $f_y$ .

#### 7.4.5. Confinamiento de la zona comprimida

Los tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada deberán cumplir con lo especificado en el artículo 3.5.6.3. con las excepciones siguientes:

- (a) Si la profundidad del eje neutro en la zona de formación potencial de rótula plástica, calculada con los esfuerzos de diseño correspondientes, no excede **0,80** veces el valor

obtenido de la expresión (3-11), se permitirá la utilización de sólo una capa de armadura longitudinal en la zona de compresión, no necesitándose cumplir con los demás requerimientos especificados en el artículo 3.5.6.3.

- (b) Si la profundidad del eje neutro en la zona de formación potencial de rótula plástica es igual o mayor que **0,80** veces el valor obtenido de la expresión (3-11), deberá cumplirse:
- (i) Deberán proveerse **2** ó más capas de armadura longitudinal dentro de la zona de compresión por flexión. Además, una capa deberá ubicarse cerca de cada una de las caras del tabique.
  - (ii) Deberá disponerse armadura transversal para confinar el hormigón del núcleo de la zona comprimida de acuerdo con lo especificado en el artículo 3.5.6.3. (ii) y (iii).
  - (iii) Deberá prevenirse el pandeo de las barras longitudinales de acuerdo con lo especificado en el artículo 7.4.4.
  - (iv) La separación entre centros de estribos no deberá ser mayor que **10** veces el diámetro de la menor barra longitudinal a restringir, o el espesor del tabique en la zona confinada o **200 mm**.

#### 7.4.6. Corte

**7.4.6.1.** La evaluación de la resistencia al corte, y la determinación de la armadura de corte en tabiques sismorresistentes, deberá cumplir con lo especificado en el artículo 3.6.2. La altura de la zona de formación potencial de rótulas plástica, deberá tomarse de acuerdo con el artículo 3.5.6.2. (a-i).

**7.4.6.2.** El corte máximo demandado en tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada, no necesita ser mayor que el correspondiente a la respuesta elástica.

**7.4.6.3.** En las zonas extremas de un tabique sismorresistente, definida en el artículo 3.5.6.2.(a-i), sometidas a corte en el plano del tabique, la contribución del hormigón a la resistencia al corte deberá tomarse:

$$v_c = \left( \frac{5 - \mu}{4} \right) \left( 0,27 \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{4 A_g} \right) \quad (7 - 18)$$

y no necesita ser menor que la dada por la expresión (3-21).

Para tabiques sismorresistentes sometidos a tracción, el valor de  $P_u$  en la expresión (7-18) deberá tomarse con signo negativo.

**7.4.6.4.** La tensión total de corte  $v_n$  en la zona de formación potencial de rótula plástica en un tabique sismorresistente, definida en el artículo 3.5.6.2 (a-i) no deberá ser mayor que el valor establecido por la expresión (3-20).

**7.4.6.5.** La resistencia al corte de vigas de acoplamiento y la disposición de la armadura, deberán estar de acuerdo con los requerimientos establecidos en el artículo 7.4.7.

**7.4.6.6.** Los tabiques sismorresistentes poco esbeltos que posean fundaciones adecuadas para posibilitar el desarrollo de una rótula plástica en la base, deberán diseñarse de manera de asegurar que no ocurra una falla de corte por deslizamiento en la base antes que se desarrolle la capacidad de ductilidad asignada. La resistencia al corte por deslizamiento en la base del tabique, deberá basarse en un estudio especial.

**7.4.6.7.** Cuando se apliquen los requerimientos establecidos en este Capítulo, no es necesario cumplir con lo establecido en los artículos 2.2.8.3.2. a 2.2.8.3.4. relacionado con la armadura diagonal.

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

Para el diseño de las vigas de acoplamiento en tabiques sismorresistentes con ductilidad limitada, se deberán aplicar las prescripciones siguientes:

- (a) Los tabiques acoplados con ductilidad limitada, deberán estar conectados por vigas de acoplamiento dúctiles. En estas vigas, el corte y la flexión inducidos por la acción sísmica, deberán resistirse con armadura diagonal, a menos que la tensión de corte inducida sea menor que:

$$v_n = 0,10 (5 - \mu) \frac{L_n}{h} \sqrt{f'_c} \quad (7 - 19)$$

La armadura diagonal deberá estar circunscripta por estribos rectangulares o espirales que satisfagan los requerimientos establecidos en el artículo 3.5.6.

- (b) Cuando se utilice armadura diagonal, deberán aplicarse los requerimientos de anclaje establecidos en el artículo 3.8.1.5.
- (c) Si de acuerdo con la expresión (7-19) no se requiere armadura diagonal, las vigas de acoplamiento deberán diseñarse con armadura convencional consistente en armadura longitudinal para flexión y armadura transversal. El diseño de estas vigas deberá hacerse por capacidad, de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 2.

#### **7.4.8. Empalmes**

Los empalmes de la armadura deberán satisfacer lo especificado en el Capítulo 3 a excepción de las modificaciones siguientes:

- (a) Deberán evitarse, en la medida de lo posible, los empalmes por yuxtaposición en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas. En la base de los elementos, donde pueden ocurrir plastificaciones, no deberá empalmarse por yuxtaposición más de  $1/2$  de la armadura. En esta zona  $\rho_l$ , incluyendo el área de las barras empalmadas, no deberá ser mayor que  $2l/f_y$ . Los empalmes deberán distribuirse tanto como sea posible a través del nivel considerado.
- (b) La armadura principal podrá empalmarse en un nivel, en las zonas de formación potencial de rótulas plásticas, si el empalme es mecánico o soldado.

- (c) Por encima de la zona de formación potencial de rótula plástica, toda la armadura longitudinal podrá empalmarse en un nivel.

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

Los nudos viga-columna en estructuras con ductilidad limitada, deberán cumplir con los requisitos especificados en el artículo 2.4.

## **7.6. DIAFRAGMAS**

El diseño de diafragmas correspondientes a estructuras con ductilidad limitada, deberá cumplir con lo especificado en el Capítulo 5.

## 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.



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