

Changes in ACI 318 Code Provisions for Earthquake-Resistant Structures, Part 1

Changes in sections governing structural systems, mechanical splices, and the design of moment frames

by S.K. Ghosh and Andrew W. Taylor

“**B**uilding Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19)” maintains the format established in the previous edition.^{1,2} However, Chapter 18—Earthquake-Resistant Structures, has substantive and consequential changes. Out of the 14 sections in Chapter 18, only 18.1—Scope, 18.5—Intermediate precast structural walls, and 18.9—Special moment frames constructed using precast concrete, remain unchanged. Section 18.11—Special structural walls constructed using precast concrete, was updated to include a single change prompted by a requirement added elsewhere in the chapter. However, Section 18.10—Special structural walls, underwent quite extensive changes.

Using the section numbers in the Code as headers, this and a second article will outline the significant changes in Chapter 18 relative to the previous edition of the Code. Underlined and stricken texts indicate additions and deletions, respectively. Where warranted, a brief explanation is provided, and the significance of a change is discussed. Readers are reminded that Code sections are identified by numerals separated by decimal points, and Commentary sections are identified by the letter R plus the corresponding Code section identifier.

This article, Part 1, covers changes in:

- 18.2—General;
- 18.3—Ordinary moment frames;
- 18.4—Intermediate moment frames;
- 18.6—Beams of special moment frames;
- 18.7—Columns of special moment frames; and
- 18.8—Joints of special moment frames.

Part 2 will cover changes in:

- 18.10—Special structural walls;
- 18.11—Special structural walls constructed using precast concrete;

- 18.12—Diaphragms and trusses;
- 18.13—Foundations; and
- 18.14—Members not designated as part of the seismic-force-resisting system.

18.2—General

18.2.1 *Structural systems*

18.2.1.4 Structures assigned to Seismic Design Category (SDC) C are now required to satisfy 18.13—Foundations, which now contains provisions for shallow as well as deep foundations supporting buildings assigned to SDC C.

R18.2 Table R18.2—Sections of Chapter 18 to be satisfied in typical applications, is updated.

18.2.6 *Reinforcement in special moment frames and special structural walls*

18.2.6.1 Very important and extensive commentary is added to point out that reinforcing bars meeting ASTM A706 Grades 80 and 100 are permitted to resist bending moments, shear forces, and axial forces in special structural walls and wall components such as coupling beams and wall piers. ASTM A706 Grade 80 reinforcement is also permitted in special moment frames. However, Grade 100 bars are not allowed to be used in special moment frames because there is insufficient data to demonstrate satisfactory seismic performance.

18.2.7 *Mechanical splices in special moment frames and special structural walls*

18.2.7.2 This section is revised to require that mechanical splices be located outside of the regions of plastic hinges unless they are Type 2 mechanical splices of Grade 60 reinforcement. ACI 318-14 placed no restriction on the bar grade for Type 2 mechanical splices because 20.2.2.4

allowed only Grade 60 reinforcement in special seismic systems.

R18.2.7 This section has been revised to note that Type 1 mechanical splices of any grade of reinforcement and Type 2 mechanical splices of Grade 80 and Grade 100 reinforcement may not be capable of resisting the stress levels expected in regions of potential plastic hinging. The locations of these mechanical splices are therefore restricted. As in the previous edition, the restriction applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement.

18.3—Ordinary moment frames

18.3.4 Beam-column joints of ordinary moment frames that are part of the seismic-force-resisting system of an SDC B building are now required to satisfy the requirements in Chapter 15—Beam-Column and Slab-Column Joints, with factored joint shear V_u calculated on a plane at midheight of the joint using tensile and compressive beam forces and column shear consistent with beam nominal moment strengths M_n (Fig. 1).

18.4—Intermediate moment frames

18.4.2 Beams

18.4.2.3 The text is slightly modified to agree with a change in Commentary Fig. R18.4.2, part of which is reproduced here as Fig. 2. The illustration shows that factored beam shear V_u is given by $V_u = (M_{nl} + M_{nr})/l_n + w_u l_n/2$, where $w_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + 1.0L + 0.2S$. Here, the dead load factor of 1.2 is increased by $0.2S_{DS}$ in

recognition of vertical earthquake accelerations. This increase was missing in the corresponding ACI 318-14 Commentary figure.

18.4.3 Columns

18.4.3.3 Within the potential plastic hinge region at the end of an intermediate moment frame column, the required hoop spacing in ACI 318-14 was the smallest of $8d_b$ of the smallest longitudinal bar enclosed, $24d_b$ of the hoop bar, one-half of the smallest cross-sectional dimension of the column, and 12 in.

In ACI 318-19, the hoop spacing within this region is limited to one-half of the smallest cross-sectional dimension of the column and:

- The smaller of $8d_b$ of the smallest longitudinal bar enclosed and 8 in. for columns with Grade 60 longitudinal bars; or
- The smaller of $6d_b$ of the smallest longitudinal bar enclosed and 6 in. for columns with Grade 80 longitudinal bars.

18.4.4 Joints

Requirements for beam-column joints of intermediate moment frames are revised, and new requirements are added in 18.4.4.2 through 18.4.4.5. These joints are now required to satisfy all the following requirements:

15.3.1.2 Joint transverse reinforcement must consist of ties (25.7.2), spirals (25.7.3), or hoops (25.7.4).

15.3.1.3 At least two layers of horizontal transverse reinforcement must be provided within the depth of the shallowest beam framing into the joint.

18.4.4.2 If a beam framing into the joint and generating

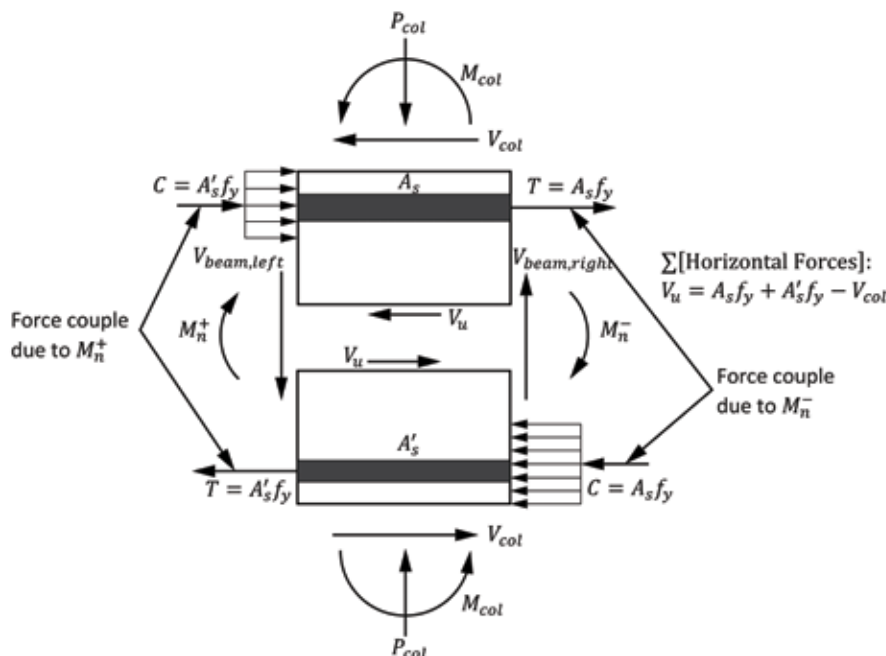


Fig. 1: Free body diagram for calculation of factored shear force V_u at midheight of a beam-column joint in ordinary and intermediate moment frames

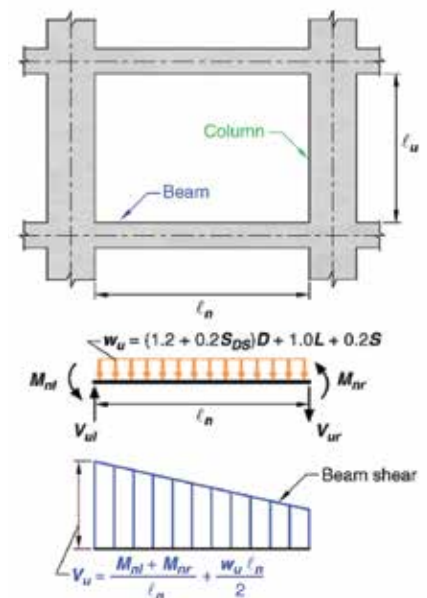


Fig. 2: Moment and shear diagrams for calculation of factored shear force on a beam in an intermediate moment frame (adapted from ACI 318-19 Fig. R18.4.2')

joint shear has depth h , exceeding twice the column depth, analysis and design of the joint is required to be based on the strut-and-tie method of Chapter 23.

18.4.4.3 Longitudinal deformed reinforcing bars terminated in a joint are required to extend to the far face of the joint core and to be developed in tension per 18.8.5 and in compression per 25.4.9.

18.4.4.4 Spacing of joint transverse reinforcement within the height of the deepest beam framing into the joint is required not to exceed the maximum hoop spacing within the region of potential plastic hinging at the end of an intermediate moment frame column (18.4.3.3).

18.4.4.5 Knee joints with headed beam reinforcement require special consideration. Joint failure can occur by a diagonal crack that extends beyond the headed bars, or by top face blowout above the beam bars (Fig. 3). The column is required to extend above the joint to confine the top face of the joint. The extension must be by at least the depth of the joint (column dimension parallel to the beam reinforcement generating joint shear). As an alternative to extending the column above the joint, the beam reinforcement is required to be enclosed by additional vertical joint reinforcement providing equivalent confinement to the top face of the joint. Typically, this reinforcement consists of a series of U-shaped bars with the legs pointed downward, enclosing the top layer of flexural reinforcement.

18.4.4.6 Slab-column joints are now required to satisfy transverse reinforcement requirements of 15.3.2, so any column with one or more free edges must have at least one layer of joint transverse reinforcement between the top and bottom slab reinforcement.

18.4.4.7 Beam-column joints of intermediate moment frames must satisfy: $\phi V_n \geq V_u$ where $\phi = 0.75$ in accordance with 21.2.1; V_n is the nominal shear strength of the joint, as given in Table 18.8.4.3 (reproduced herein as Table 1); and V_u is the factored shear force at midheight of the joint, calculated as shown in Fig. 1.

18.4.5 Two-way slabs without beams

18.4.5.8 ACI 318-14 limited shear stress caused by factored gravity loads without moment transfer to $0.4\phi v_c$

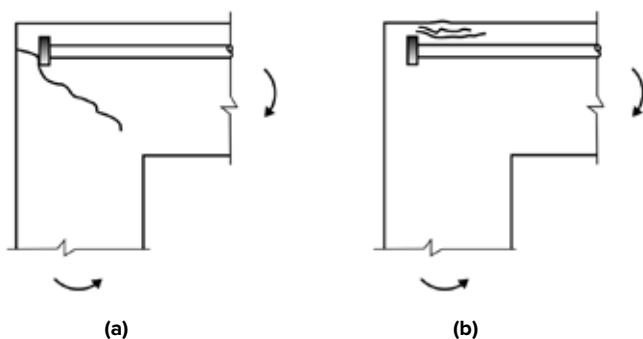


Fig. 3: Potential failure modes for a knee joint with headed top reinforcement: (a) diagonal cracking; and (b) top face blowout

at the critical sections for connections between columns and two-way slabs without beams. A higher limit of $0.5\phi v_c$ is now allowed for unbonded post-tensioned slab-column connections with effective prestress in each direction meeting the requirements of 8.6.2.1. Both stress limits are waived if the connection meets the requirements of 18.14.5.

18.6—Beams of special moment frames

18.6.3 Longitudinal reinforcement

18.6.3.1 The maximum reinforcement ratio of 0.025 for longitudinal reinforcement in special moment frame beams is now restricted to Grade 60 reinforcement. A maximum ratio of 0.020 is imposed on beams with Grade 80 reinforcement.

18.6.4 Transverse reinforcement

18.6.4.4 ACI 318-14 limited the spacing of hoops within the region of potential plastic hinging at the ends of special moment frame beams to the least of $d/4$; $6d_b$ of the smallest primary flexural reinforcing bars, excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3; and 6 in.

In ACI 318-19, the spacing of hoops within the region of potential plastic hinging at the ends of special moment frame beams is limited to the least of $d/4$, 6 in., and:

- $6d_b$ of the smallest primary flexural reinforcing bars for beams with Grade 60 flexural reinforcement; or
- $5d_b$ of the smallest primary flexural reinforcing bars for beams with Grade 80 flexural reinforcement.

Table 1:
Values for nominal joint shear strength V_n in ACI 318-19¹ (Table 18.8.4.3)

Column	Beam in direction of V_u	Confinement by transverse beams according to 15.2.8	V_n , lb [*]
Continuous or meets 15.2.6	Continuous or meets 15.2.7	Confined	$20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Other	Confined	$15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Other	Continuous or meets 15.2.7	Confined	$15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Other	Confined	$12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$8\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

^{*} λ shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete. A_j shall be calculated in accordance with 15.4.2.4.

As in ACI 318-14, d_b is the nominal diameter of the smallest primary flexural reinforcing bars, excluding longitudinal skin reinforcement.

18.6.4.7 As with 18.6.4.4, this section has been updated in ACI 318-19 to account for the addition of Grade 80 reinforcement. The section now limits hoop spacing s outside of the region defined in 18.6.4.1 to the least of 6 in. and:

- $6d_b$ of the smallest enclosed longitudinal beam bars for beams with Grade 60 flexural reinforcement; or
- $5d_b$ of the smallest enclosed longitudinal beam bars for beams with Grade 80 flexural reinforcement.

18.7—Columns of special moment frames

18.7.3 Minimum flexural strength of columns

18.7.3.1 Columns of special moment frames are required to satisfy the strong column–weak beam requirement of 18.7.3.2 or 18.7.3.3, “except at connections where the column is discontinuous above the connection and the column factored axial compressive force P_u , under load combinations including earthquake effect E , are less than $A_g f'_c/10$.” The underlined exception is new in ACI 318-19. Added commentary in R18.7.3 explains that special moment frame columns that are discontinuous above the connection and have low axial stress are inherently ductile, so column yielding is unlikely to create a column failure mechanism that can lead to collapse.

18.7.4 Longitudinal reinforcement

18.7.4.3 This is a new section that effectively requires the longitudinal bars to have a development length of no more than 40% of the column clear height. R18.7.4.3 explains that splitting failure along longitudinal bars within the clear column height can be controlled by reducing the development length of longitudinal bars, and it lists some of the relevant factors. The commentary further emphasizes the benefit of satisfying the strong column–weak beam requirement.

18.7.5 Transverse reinforcement

18.7.5.3 ACI 318-14 limited the spacing of transverse reinforcement within the region of potential plastic hinging (18.7.5.1) at the ends of special moment frame columns to the least of: one-fourth of the minimum column dimension; $6d_b$ of the smallest longitudinal bar; and a value from 4 to 6 in., as calculated by Eq. (18.7.5.3). In ACI 318-19, the limit of $6d_b$ of the smallest longitudinal bars applies to columns with Grade 60 longitudinal reinforcement. A tighter limit of $5d_b$ of the smallest longitudinal bar applies to columns with Grade 80 longitudinal reinforcement.

18.7.5.5 This section has been revised as shown below. “Beyond the length ℓ_o given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral reinforcement satisfying 25.7.3 or hoop and crosstie reinforcement satisfying 25.7.2 through and 25.7.4 with spacing s not exceeding the lesser-least of 6 in., $6d_b$, six times the diameter of the smallest Grade 60

longitudinal column bar, and $5d_b$ of the smallest Grade 80 longitudinal column bar, and 6 in., unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.3-4 or 18.7.6.”

18.8—Joints of special moment frames

18.8.2 General

18.8.2.3 This provision is directed at minimizing bond slip of longitudinal beam reinforcement extending through a cast-in-place beam-column joint. In both ACI 318-14 and ACI 318-19, this is achieved by defining the minimum depth h of the joint parallel to the beam longitudinal reinforcement extending through the joint. In ACI 318-14, h was defined in Fig. R18.8.4. In ACI 318-19, h is defined in Fig. R15.4.2 and is associated with an expanded 15.4.2 that defines the shear strength of beam-column joints: In ACI 318-19, h is at least the greatest of:

- (a) $(20/\lambda)d_b$ of the largest Grade 60 longitudinal bar, where $\lambda = 0.75$ for lightweight concrete and 1.0 for all other cases;
- (b) $26d_b$ of the largest Grade 80 longitudinal bar; and
- (c) $h/2$ of any beam framing into the joint and generating joint shear as part of the seismic-force-resisting system in the direction under consideration.

Item (a) effectively replicates the requirements in 18.8.2.3 in ACI 318-14. Item (b) is new. Item (c) defines joint depth h in terms of beam depth h . It effectively replicates the requirements in 18.8.2.4 in ACI 318-14, which has been deleted in ACI 318-19.

18.8.2.3.1 This is a new provision, and it requires that joints with Grade 80 longitudinal reinforcement comprise normalweight concrete. The commentary notes that there is insufficient data regarding Grade 80 bars in joints comprising lightweight concrete.

18.8.3 Transverse reinforcement

The first three provisions in this section remain unchanged from ACI 318-14. However, 18.8.3.4, which would have been the counterpart of 18.4.4.5 in ACI 318-19, has been deleted because the same requirements are stated in 25.4.4.6.

18.8.4 Shear strength

This section is similar to 18.4.4.7, in that it governs the evaluation of joint shear strength per $V_u \leq \phi V_n$. However, the parameters are unique to special moment frames. In ACI 318-19, 18.8.4.1, 18.8.4.2, and 18.8.4.3 define factored shear strength V_u , strength reduction factor ϕ , and nominal shear strength V_n , respectively. V_u is calculated using the forces shown in Fig. 4; $\phi = 0.85$ in accordance with 21.2.4.4, and V_n is defined in Table 18.8.4.3 (reproduced herein as Table 1). In ACI 318-14, these sections define V_n per Table 18.8.4.1 (reproduced herein as Table 2 to highlight the changes), factors that create a confined face of a transverse moment frame joint, and the

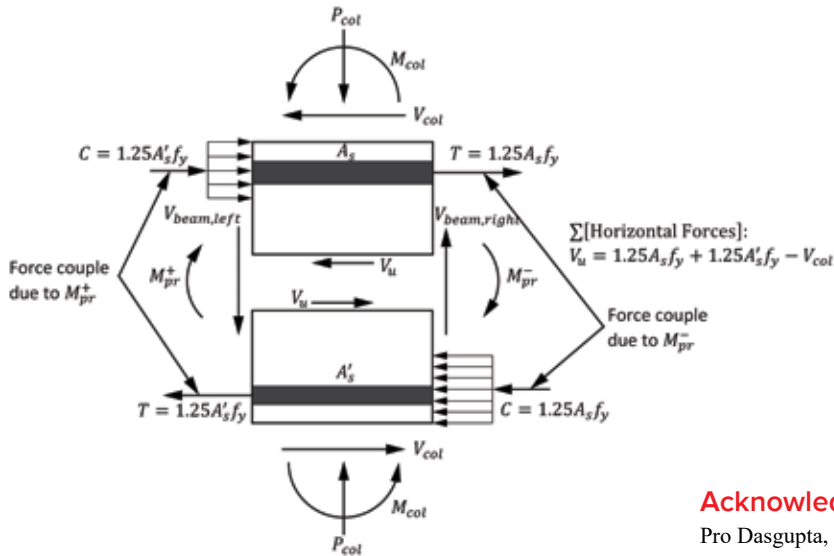


Fig. 4: Free body diagram for calculation of V_u at midheight of a beam-column joint in a special moment frame

Table 2:
Values for nominal joint shear strength V_n in ACI 318-14² (Table 18.8.4.1)

Joint configuration	V_n
For joints confined by beams on all four faces*	$20\lambda\sqrt{f'_c}A_j^{\dagger}$
For joints confined by beams on three faces or on two opposite faces*	$15\lambda\sqrt{f'_c}A_j^{\dagger}$
For other cases	$12\lambda\sqrt{f'_c}A_j^{\dagger}$

*Refer to 18.8.4.2.

[†] λ shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete. A_j is given in 18.8.4.3.

effective cross-sectional area in a joint, respectively. The latter two items are now addressed in 15.2.8 and 15.4.2.4, respectively.

18.8.5 Development length of bars in tension

18.8.5.2 This section deals with the development in tension of headed bars terminating in exterior joints of special moment frames; it has been modified as shown below:

“For headed deformed bars satisfying 20.2.1.6, development in tension shall be in accordance with 25.4.4, by substituting a bar stress of $1.25f_y$ for f_y , except clear spacing between bars shall be permitted to be at least $3d_b$ or greater.”

R18.8.5.2 explains that the 1.25 factor is intended to represent the potential increase in stresses due to inelastic response, including strain hardening that may occur in beams of special moment frames. As given in 25.4.4.1(f), the minimum center-to-center bar spacing is $3d_b$ (rather than the minimum clear spacing of $3d_b$ required in ACI 318-14).

Concluding Remarks

ACI 318-19 Chapter 18—Earthquake-Resistant Structures, includes many substantive changes. This article summarizes the changes in Sections 18.2—General, plus changes in Sections 18.3 through 18.8, which govern the design of ordinary and intermediate moment frames as well as the design of beams, columns, and joints of special moment frames. Many of the modifications were made to account for ASTM A706 Grade 80 bars, which are now permitted as flexural reinforcement in special moment frames.

Acknowledgments

Pro Dasgupta, S.K. Ghosh Associates LLC (SKGA), Palatine, IL, USA, provided a thorough review that significantly enhanced this article. Bodhi Rudra, SKGA, provided much valuable help in putting together the manuscript.

References

1. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
2. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.

Selected for reader interest by the editors.



ACI Honorary Member **S.K. Ghosh** is President, S.K. Ghosh Associates LLC, Palatine, IL, USA, and Adjunct Professor of Civil Engineering, University of Illinois at Chicago, Chicago, IL. He is a member of ACI Committee 318, Structural Concrete Building Code, and ACI Subcommittees 318-F, Foundations; 318-H, Seismic Provisions; and 550-A, Diaphragms.



Andrew W. Taylor, FACI, of KPFF Consulting Engineers, Seattle, WA, USA, has more than 30 years of experience in structural engineering research and design practice. He is Chair of ACI Committee 318, Structural Concrete Building Code, and a member of ACI Committee 378, Concrete Wind Turbine Towers, and the ACI Committee on Codes

and Standards Advocacy and Outreach. His research interests are in the areas of reinforced concrete structures and performance-based seismic design.

Cambios en los Requisitos en el ACI 318 para las Estructuras Sismo Resistentes, Parte 1

Cambios en las secciones que gobiernan los sistemas estructurales, en los empalmes mecánicos y en el diseño de pórticos resistentes a momento

por S.K Ghosh y Andrew W. Taylor

El Código “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19) y Comentario” conserva el formato establecido en la anterior edición.^{1,2} Sin embargo, el Capítulo 18, “ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES”, incorpora una serie de cambios sustanciales y significativos. De las catorce secciones del capítulo 18, únicamente permanecen sin cambio alguno las secciones: 18.1 “Alcance”, 18.5 “Muros estructurales intermedios de concreto prefabricado” y 18.9 “Pórticos especiales resistentes a momento construidos con concreto prefabricado”. La sección 18.11 “Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado” fue actualizada para incluir un solo cambio impulsado por la adición de un requerimiento en otra parte del capítulo. En contraste, la sección 18.10 “Muros estructurales especiales” fue sometida a una serie de cambios considerables.

En este y en un segundo artículo, se señalarán los cambios significativos a los que fue sometido el Capítulo 18 en relación con la edición anterior, utilizando la numeración de los encabezados del Código. Los textos subrayados y tachados indican adiciones y sustracciones, respectivamente. Cuando es necesario, se suministra una breve explicación y se discute la importancia del cambio. Se recuerda al lector que las secciones del Código se identifican mediante números con el punto como separador decimal, mientras que las secciones de “Comentario” incorporan la letra “R” a la numeración correspondiente de la sección del Código.

El presente artículo cubre los cambios en las secciones:

- 18.2 Generalidades;
- 18.3 Pórticos ordinarios resistentes a momento;
- 18.4 Pórticos Intermedios resistentes a momento;
- 18.6 Vigas de pórticos especiales resistentes a momento;
- 18.7 Columnas de pórticos especiales resistentes a momento;
- 18.8 Nudos en pórticos especiales resistentes a momento;

La segunda parte (abril 2021) cubrirá los cambios en las secciones:

- 18.10 Muros estructurales especiales;
- 18.11 Muros estructurales especiales construidos usando concreto prefabricado;
- 18.12 Diafragmas y cerchas
- 18.13 Cimentaciones
- 18.14 Miembros que no se designan como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas

18.2 Generalidades

18.2.1 Sistemas estructurales

18.2.1.4 Las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico (CDS) C deben cumplir con 18.13 “Cimentaciones” en donde se especifican requerimientos para cimentaciones superficiales y profundas que sirven de soporte a edificaciones asignadas a CDS C.

R18.2 Se actualizó la Tabla R18.2 “Secciones del Capítulo 18 que deben cumplirse en aplicaciones típicas”.

18.2.6 Refuerzo en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales

R18.2.6.1 Se añadió contenido extenso e importante para indicar que se permiten las barras de refuerzo ASTM A706 Grados 550 y 690 para resistir momento, carga axial y fuerzas cortantes en los muros estructurales especiales y en todos los componentes de muros estructurales especiales, incluyendo las vigas de acople y los machones de muro. También se permite el uso de acero ASTM A706 Grado 550 en pórticos especiales resistentes a momento. Sin embargo, se indica que no se permite el uso de barras de refuerzo ASTM A706 Grado 690 en pórticos especiales resistentes a momento debido a la carencia de datos que demuestren un comportamiento sísmico satisfactorio.

18.2.7 Empalmes mecánicos en pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales

18.2.7 Esta sección fue reformada estableciendo que los empalmes mecánicos se ubiquen por fuera de las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas, a menos que, se utilicen empalmes mecánicos Tipo 2 de Grado 420. El ACI-318-14 no establecía restricciones para los empalmes mecánicos Tipo 2 según el grado del acero debido a que 20.2.2.4 solo permitía el uso de refuerzo Grado 420 en sistemas sísmicos especiales.

R18.2.7 Esta sección fue modificada para señalar que los empalmes mecánicos Tipo 1 para cualquier grado del refuerzo y los empalmes

mecánicos Tipo 2 para refuerzo Grado 550 y Grado 690 pueden no tener la capacidad de resistir los niveles de esfuerzos esperados en regiones de fluencia y, por lo tanto, se restringe su localización. Al igual que en la pasada edición, la restricción aplica para todo refuerzo que resista efectos sísmicos, incluyendo el refuerzo transversal.

18.3 Pórticos ordinarios resistentes a momento

18.3.4 Los nudos viga-columna de pórticos ordinarios resistentes a momento que hacen parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas y que se encuentran en la categoría CDS B, ahora deben cumplir con los requerimientos del Capítulo 15 “NUDOS VIGA-COLUMNA Y LOSA COLUMNA”. El cortante en el nudo V_u debe ser calculado en un plano localizado a media altura del nudo, utilizando las fuerzas de tracción y compresión de la viga y el cortante de la columna, congruentes con las resistencias nominales a momento M_n de la viga (Fig. 1).

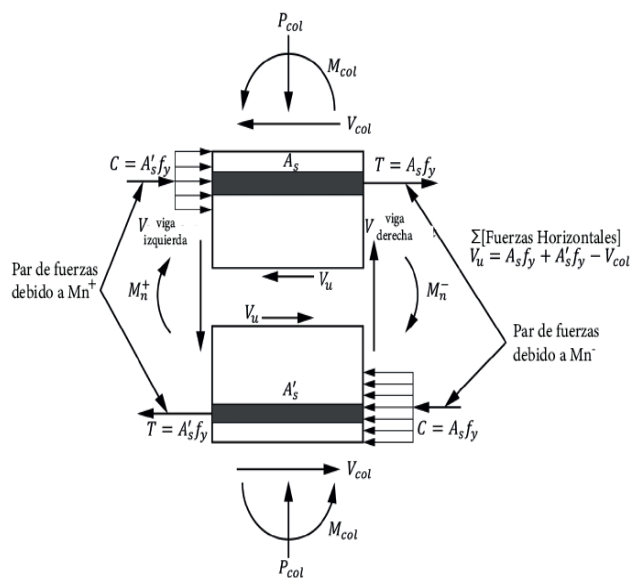


Fig. 1: Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del cortante factorizado V_u en el plano localizado a media altura del nudo en pórticos ordinarios e intermedios resistentes a momento.

18.4 Pórticos intermedios resistentes a momento

18.4.2 Vigas

18.4.2.3 El texto se modificó, ligeramente, para que concordara con los cambios introducidos en la Fig.

R18.4.2 de la sección “Comentario”, parte de la cual se reproduce en este artículo como Fig. 2. En la ilustración se muestra cómo el cortante factorizado en la viga V_u está dado por $V_u = (M_{nl} + M_{nr})/\ell_n + w_u \ell_n/2$, en donde $w_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + 1.0L + 0.2S$. En esta ecuación, el factor de la factorización de la carga muerta, 1.2, se incrementa con un $0.2S_{DS}$ con el fin de tener en cuenta los efectos sísmicos verticales. Este incremento en el factor de seguridad no se encontraba en la sección correspondiente del ACI-318-14.

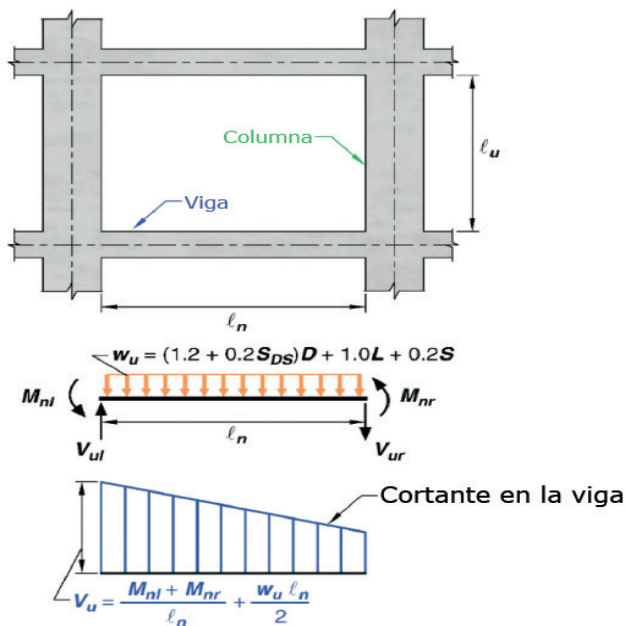


Fig. 2: Diagramas de cortante y momento para el cálculo del cortante sísmico en vigas de pórticos intermedios resistentes a momento (adaptado del ACI 318-19 Fig. R18.4.2')

18.4.3 Columnas

18.4.3.3 El ACI 318-14 establecía que el espaciamiento mínimo requerido para estribos cerrados de confinamiento en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas correspondía al menor valor entre 8db de la barra longitudinal confinada de menor diámetro, 24db del diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento, la mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna y 300 mm. En el ACI 318-19, para la zona previamente mencionada, el espaciamiento mínimo de los estribos cerrados de confinamiento se limita a la mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna y:

- Para columnas con refuerzo longitudinal Grado 420, el menor valor entre 8db de la barra longitudinal confinada de menor diámetro y 200 mm.
- Para columnas con refuerzo longitudinal Grado 550, el menor valor entre 6db de la barra longitudinal confinada de menor diámetro y 150 mm.

18.4.4 Nudos

Se reformaron los requerimientos para nudos viga-columna en pórticos intermedios resistentes a momento y se añadieron las modificaciones correspondientes desde 18.4.4.2 hasta 18.4.4.5. Estos nudos ahora deben cumplir con los requerimientos establecidos en:

15.3.2.2 El refuerzo transversal del nudo debe consistir en estribos (25.7.2), espirales (25.7.3) o estribos cerrados de confinamiento (25.7.4).

15.3.1.3 Se deben colocar al menos dos capas de refuerzo transversal horizontal dentro de la profundidad de la viga de menor altura que llega al nudo.

18.4.4.2 Si una viga, que aporta y genera cortante en el nudo, tiene una altura h que excede el doble de la profundidad de la columna, el análisis y diseño del nudo debe basarse en el método de puntal-tensor de acuerdo con el capítulo 23.

18.4.4.3 El refuerzo longitudinal, que termina en un nudo, debe extenderse hasta la cara lejana del núcleo del nudo y desarrollarse en tracción de acuerdo con 18.8.5 y en compresión de acuerdo con 25.4.9.

18.4.4.4 El espaciamiento del refuerzo transversal del nudo dentro de la altura de la viga de mayor altura, que aporte el nudo, no debe exceder el espaciamiento máximo de estribos cerrados de confinamiento requeridos en la zona potencial de formación de articulaciones plásticas en el extremo de una columna de pórticos intermedios resistentes a momento (18.4.3.3).

18.4.4.5 Los nudos de esquina o nudos en forma de rodilla, para los cuales el refuerzo de la viga termina con barras corrugadas con cabeza, necesitan de consideraciones especiales. La falla del nudo puede darse por un agrietamiento en diagonal que se propaga más allá de la cabeza del refuerzo o por el desprendimiento del concreto de recubrimiento

en la cara superior del refuerzo (Fig. 3). La columna debe extenderse por encima de la parte superior del nudo, con el fin de confinarlo, al menos una distancia igual a la profundidad del nudo (tomando la dimensión de la columna, paralela al refuerzo de la viga que genera cortante sobre el nudo). Como medida alternativa a la extensión de la columna, el refuerzo de la viga deberá estar rodeado por refuerzo vertical adicional del nudo, que produzca un confinamiento equivalente a la cara superior del nudo. Este refuerzo corresponde, usualmente, a refuerzo vertical con ganchos alrededor de las barras de refuerzo superiores y que se extiende hacia abajo, dentro del nudo.

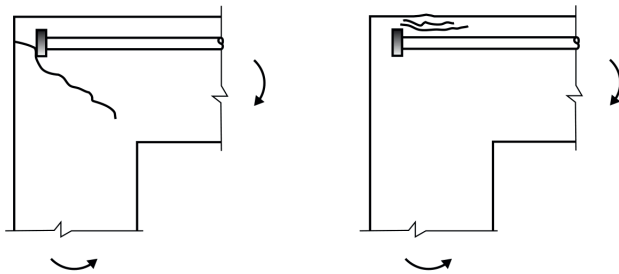


Fig. 3: Mecanismos de falla potenciales en los nudos de esquina con barras corrugadas con cabeza: (a) Agrietamiento en diagonal; y (b) desprendimiento del concreto en la cara superior del refuerzo

18.4.4.6 Los nudos losa-columna deben ahora cumplir con los requisitos de refuerzo transversal de 15.3.2, de manera que cualquier columna, con uno o varios bordes libres, deberá tener, al menos, una capa de refuerzo transversal entre el refuerzo superior e inferior de la losa en el nudo losa-columna.

18.4.4.7 La resistencia de diseño para cortante en nudos viga-columna en pórticos intermedios resistentes a momento deberá cumplir $\phi V_n \geq V_u$ en donde $\phi=0.75$ de acuerdo con 21.2.1; V_n es la resistencia nominal del nudo a cortante, dada en la Tabla 18.8.4.3 (reproducida en este documento como Tabla 1); y V_u es el cortante mayorado a media altura del nudo, calculado según lo presentado en la Fig. 1.

Tabla 1. Resistencia nominal del nudo a cortante V_n en el ACI 318-19¹ (Tabla 18.8.4.3)

Columna	Viga en la dirección de V_n	Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8	V_n, N^*
Continua o que cumple con 15.2.6	Continua o que cumple con 15.2.7	Confinada	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Otras	Continua o que cumple con 15.2.7	Confinada	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Otras	Confinada	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		No Confinada	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

* λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal. A_j debe calcularse de acuerdo con 15.4.2.4

18.4.5 Losas en dos direcciones sin vigas

18.4.5.8 El ACI 318-14 limitaba los esfuerzos cortantes causados por cargas gravitacionales mayoradas, sin transferencia de momento, a $0.4\phi v_c$ en las secciones críticas para columnas. Se estableció un nuevo límite de $0.5\phi v_c$ para las conexiones viga columna con postensado no adherido en donde el esfuerzo de compresión efectivo, en las dos direcciones, deberá cumplir con los requisitos de 8.6.2.1. Si la conexión losa-columna cumple con lo establecido en 18.14.5 podrá obviarse el requisito.

18.6 Vigas de pórticos especiales resistentes a momento

18.6.3 Refuerzo longitudinal

18.6.3.1 La cuantía máxima de refuerzo de 0.025 se restringe ahora a refuerzo Grado 420 y se impone una cuantía máxima de 0.02 para refuerzo Grado 550

18.6.4 Refuerzo Transversal

18.6.4.4 El ACI 318-14 limitaba el espaciamiento entre estribos cerrados de confinamiento en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas, en los extremos de las vigas de pórticos especiales resistentes a momento, al menor valor entre $d/4$, $6d_b$ de la barra principal a flexión más pequeña, excluyendo el refuerzo superficial requerido

por 9.7.2.3, y 150 mm

En el ACI-318-19, el espaciamiento entre estribos cerrados de confinamiento en las zonas potenciales de formación de articulaciones plásticas, en los extremos de las vigas de pórticos especiales resistentes a momento, se limita al menor entre $d/4$, 150 mm y:

- 6db de la barra principal a flexión más pequeña para vigas con refuerzo a flexión Grado 420
- 5db de la barra principal a flexión más pequeña para vigas con refuerzo a flexión Grado 550

Debe indicarse que, al igual que en el ACI 318-14, db corresponde al diámetro nominal de las barras principales a flexión más pequeñas sin tener en cuenta el refuerzo superficial.

18.6.4.7 Como se expuso para el numeral 18.6.4.4, esta sección se actualizó para tener en cuenta el uso a flexión de acero de refuerzo Grado 550. Esta sección ahora restringe el espaciamiento entre estribos cerrados de confinamiento, s, por fuera de la zona definida en 18.6.4.1 al menor valor entre 150 mm y:

- 6db de la menor barra longitudinal, Grado 420, circundada de la viga
- 5db de la menor barra longitudinal, Grado 550, circundada de la viga.

18.7 Columnas de pórticos especiales resistentes a momento

18.7.3.1 Resistencia mínima a flexión de columnas

18.7.3.1 Las columnas de pórticos especiales resistentes a momento deben cumplir con el requerimiento de “columna fuerte-viga débil” según lo estipulado en 18.7.3.2 o 18.7.3.3 “excepto en conexiones donde la columna es discontinua por encima de la conexión y la fuerza axial mayorada de compresión P_u en las combinaciones de carga que incluyan efectos sísmicos, E, es menor que $A_g f'_c/10$ ”. La excepción que aparece subrayada es nueva en el ACI 318-19 y su correspondiente comentario, R18.7.3, explica que las conexiones con columnas discontinuas por encima de la conexión

con una baja carga axial son inherentemente dúctiles y es poco probable que la fluencia de la columna en esos niveles pueda crear un mecanismo de falla que conduzca al colapso. La sección de “Comentario” presenta un listado de factores relevantes, enfatizando, sobre los beneficios de cumplir con el requerimiento de “columna fuerte-viga débil”.

18.7.4 Refuerzo longitudinal

18.7.4.3 Esta es una nueva sección en la que se requiere que las barras longitudinales tengan una longitud de desarrollo no mayor que el 40% de la longitud libre de la columna. R18.7.4.3 explica que la falla por hendimiento puede controlarse reduciendo la longitud de desarrollo de las barras longitudinales en la longitud libre de la columna.

18.7.5 Refuerzo transversal

18.7.5.3 El ACI-318-14 limitaba el espaciamiento del refuerzo transversal, adentro de la zona potencial de formación de articulaciones plásticas (18.7.5.1) en los extremos de los pórticos especiales resistentes a momento, al menor valor entre: la cuarta parte de la dimensión menor de la columna, 6db de la menor barra de refuerzo longitudinal y un valor, calculado según 18.7.5.3, que oscilaba entre los 100 mm y 150 mm. En el ACI 318-19, el límite de 6db de la menor barra de refuerzo longitudinal de la columna aplica solo para refuerzo Grado 420 mientras que se requiere un límite, más estricto, de 5db de la menor barra de refuerzo longitudinal de la columna para refuerzo Grado 550.

18.7.5.5 Esta sección fue reformada de la manera mostrada a continuación: “Más allá de la longitud lo especificada en 18.7.5.1, la columna debe tener refuerzo en forma de espiral que cumpla con 25.7.3 o estribos cerrados de confinamiento y ganchos suplementarios, que cumplan con 25.7.2 hasta 25.7.4 y 25.7.4, con un espaciamiento, s, que no exceda al menor de 150 mm, 6db de la menor barra longitudinal Grado 420 de la columna y 5db de la menor barra longitudinal Grado 550 de la columna, a menos

que 18.7.4.3 18.7.4.4 o 18.7.6 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.

18.8 Nudos en pórticos especiales resistentes a momento

18.8.2 Generalidades

18.8.2.3 Este requisito está encaminado a minimizar el deslizamiento del refuerzo longitudinal en las vigas que se extienden a través del nudo viga-columna. Tanto en el ACI 318-14 como en el ACI 318-19, esto se logra estableciendo una profundidad mínima h del nudo, paralela al refuerzo longitudinal de la viga que se extiende sobre el nudo. En el ACI 318-14, la h se define en la Fig. 18.8.4 mientras que en el ACI 318-19, h se define en la Fig. R15.4.2 y está asociada con una sección 15.4.2 más extensa en donde se define la resistencia a cortante de diseño de los nudos viga-columna: En el ACI 318-19, la profundidad h debe ser al menos la mayor de:

- $(20/\lambda)db$ de la mayor barra longitudinal Grado 420, donde $\lambda=0.75$ para concreto liviano y $\lambda=1$ para todos los otros casos.
- 26db de la mayor barra longitudinal Grado 550.
- $h/2$ de cualquier viga que aportique y que genere cortante en el nudo como parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas en la dirección bajo consideración

El ítem a) replica los requerimientos establecidos en la sección 18.8.2.3 del ACI 318-14. El ítem b) es nuevo y el ítem c) define la profundidad del nudo h en términos de la altura de la viga como se hacía en la sección 18.8.2.4 del ACI 318-14 que removida en el ACI 318-19.

18.8.2.3 Corresponde a un nuevo requerimiento en donde se exige que los nudos con refuerzo longitudinal Grado 550 deben ser construidos en concreto de peso normal.

18.8.3 Refuerzo transversal

Los tres requerimientos de esta sección permanecieron sin cambios con respecto al ACI 318-14. Sin embargo, la sección 18.8.3.4, que correspondería a 18.4.4.5 en la ACI 318-19, fue eliminada porque

establecía los mismos requerimientos de la sección 25.4.4.6

18.8.4 Resistencia a cortante

Esta sección es similar a la 18.4.4.7 del ACI-318-14 en la medida que dicta la manera como se debe evaluar la resistencia del nudo a cortante a través de $V_u \leq \phi V_n$. Sin embargo, los parámetros incluidos son exclusivos para los pórticos especiales resistentes a momento. En el ACI 318-19, las secciones 18.8.4.1, 18.8.4.2 y 18.8.4.3 definen la fuerza cortante V_u , el coeficiente de reducción de resistencia ϕ y la resistencia nominal del nudo a cortante V_n respectivamente. V_u debe calcularse según el diagrama de cuerpo expuesto en la Fig. 4; $\phi=0.85$ en conformidad con 21.2.4.4 y el valor de V_n se determinará según los valores expuestos en la Tabla 18.8.4.3 (reproducida en este documento como Tabla 1). En el ACI 318-14, estas secciones definían V_n de acuerdo con la Tabla 18.8.4.1 (reproducida en este documento como Tabla 2), las condiciones necesarias para que la cara de un nudo perteneciente a un pórtico resistente a momento se considere como “confinada” y el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo. Estos dos últimos factores ahora se indican en las secciones 15.2.8 y 15.4.2.4 respectivamente.

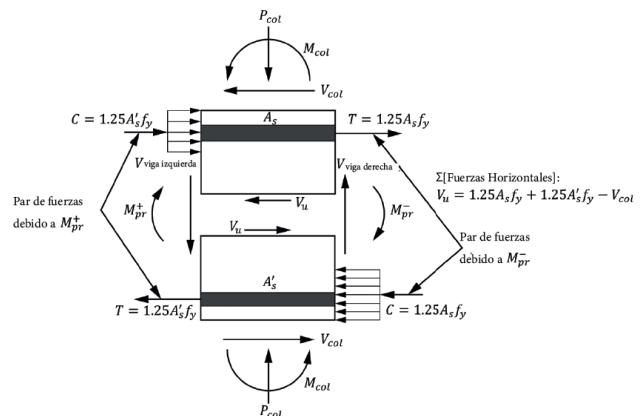


Fig. 4: Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del cortante mayorado V_u en el plano a media altura del nudo en pórticos especiales resistentes a momento.

18.8.5 Longitud de desarrollo de barras en tracción

18.8.5.2 Esta sección se encarga de la longitud de desarrollo para las barras corrugadas con cabeza,

que terminan en nudos exteriores de pórticos especiales resistentes a momento. Las modificaciones se presentan en el texto a continuación:

“Para barras corrugadas con cabeza que cumplan con 20.2.1.6, el desarrollo en tracción debe ser de acuerdo con 25.4.4 empleando un esfuerzo de $1.25f_y$ en la barra en lugar de f_y , excepto que se permite que la distancia libre entre barras sea al menos 3db o más.

R18.8.5.2 explica que el factor de 1.25 intenta representar el posible aumento en esfuerzos debidos a la respuesta que pueda ocurrir en vigas de pórticos especiales resistentes a momento. Como se establece en los requerimientos de 25.4.4.1 (f), el espaciamiento mínimo, centro a centro, de las barras es 3db (en contraste con el espaciamiento libre mínimo de 3db del ACI 318-14).

Tabla 2: Resistencia nominal del nudo a cortante V_n en el ACI 318-14² (Tabla 18.8.4.1)

Configuración del nudo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras [‡]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [†]
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas*	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [†]
Para otros casos*	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ [†]

*Véase 18.4.4.2

† λ debe ser 0.75 para concreto liviano y 1.0 para concreto de peso normal.

A_j debe calcularse de acuerdo con 18.8.4.3

Conclusiones

El Capítulo 18 “ESTRUCTURAS SISMO RESISTENTES” del ACI 318-19 incluye una serie de cambios sustanciales respecto a la edición precedente. El presente artículo reúne las modificaciones realizadas en las secciones, 18.2 “Generalidades” y 18.3 hasta 18.8, que gobiernan el diseño de pórticos ordinarios e intermedios resistentes a momento, así como los requisitos necesarios para el diseño de vigas, columnas y nudos de los pórticos especiales resistentes a momento. La gran mayoría de las modificaciones están relacionadas con la inclusión del acero de refuerzo ASTM A706 Grado 550 que se permite en la presente edición como

refuerzo a flexión en pórticos especiales resistentes a momento.

Agradecimientos

Pro Dasgupta, S.K. Ghosh Associates LLC (SKGA), Palatine, IL, US, aportó una completa revisión que mejoró considerablemente este artículo.

Bodhi Rudra, SKGA, proporcionó su muy valiosa ayuda para ensamblar el manuscrito.

Referencias

1. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
2. ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 519 pp.

La traducción de este artículo correspondió a la Sección Colombia

Cambios en los Requisitos en el ACI 318 para las Estructuras Sismo Resistentes, Parte 1



Traductor: Ing. Juan Camilo Reyes Suárez



Revisor Técnico: Dr. Fabián Lamus Báez



S.K. Ghosh es miembro honorario del ACI, Presidente de S.K. Ghosh Associates LLC en Palatine, Illinois, USA y Profesor Adjunto de Ingeniería Civil en la Universidad de Illinois en Chicago. Es miembro del Comité ACI 318, Código para Edificaciones de Concreto Estructural y de los sub-comités 318F, Cimentaciones; 318-H, Provisiones Sísmicas; y 550-A, Diafragmas



Andrew W. Taylor, FACI, de KPFF Consulting Engineers en Seattle, Washington, USA. Tiene más de 30 años de experiencia como investigador y diseñador estructural. Es presidente del Comité ACI 318, Código para Edificaciones de Concreto Estructural y miembro del comité ACI 378, Torres Eólicas en Concreto, y del Comité ACI de Promoción y Difusión de Códigos y Normas. Sus intereses de investigación están relacionados con las estructuras en concreto reforzado y el diseño sismo-resistente basado en desempeño.