

# Changes in ACI 318 Code Provisions for Earthquake-Resistant Structures, Part 2

Changes in sections governing the design of walls, diaphragms, foundations, and members that are not designated as part of the seismic force-resisting system

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.<sup>1,2</sup> 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 precast moment frames, remain unchanged. Section 18.11—Special precast structural walls, 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 previous article outline significant changes in Chapter 18 relative to the previous edition of the Code. Underlined and stricken texts indicate additions and deletions, respectively. Where warranted, an 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. Further, note that the ACI 318 Code uses the term “structural wall” as being synonymous with “shear wall.” The terms are thus used interchangeably in this article.

The previous article, Part 1, published in March 2021, covers changes through Section 18.8, focused primarily on requirements for the design of frames. This article, Part 2, covers 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.

## 18.10—Special structural walls

The basic design philosophy expressed in 18.10 was established in a corresponding section published in ACI 318-99.<sup>3</sup> The content remained essentially the same in subsequent editions, except for changes published in ACI 318-14, to incorporate lessons learned in the 2010 Chile earthquake. In ACI 318-19, the content has undergone quite extensive changes, and the scope now includes the newly introduced ductile coupled structural wall defined in 2.3.

### 18.10.2 Reinforcement

**18.10.2.1** This section is modified as follows:

“The distributed web reinforcement ratios,  $\rho_\ell$  and  $\rho_t$ , for structural walls shall be at least 0.0025, except that if  $V_u$  does not exceed  $A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ ,  $\rho_\ell$  and  $\rho_t$  shall be permitted to be reduced to the values in 11.6.”

$A_{cv}$  is the gross area of the concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force,  $f'_c$  is the specified compressive strength of concrete,  $\rho_\ell$  is the ratio of the area of distributed longitudinal reinforcement to the gross concrete area perpendicular to that reinforcement, and  $\rho_t$  is the ratio of the area of distributed transverse reinforcement to the gross concrete area perpendicular to that reinforcement. The potential reduction in  $\rho_\ell$  was allowed in ACI 318-14; however, the committee deemed this to have an undesirable influence on the inelastic response of the wall. If the value of  $\rho_\ell$  is too low, there is a tendency for only a few wide, flexural cracks to form in the plastic hinge region; as  $\rho_\ell$  is increased, the flexural cracks become more numerous and narrower. The latter behavior is desired because well-distributed flexural cracking reduces concentrated zones of cyclic inelastic strain in the longitudinal reinforcement, which in turn improves the inelastic deformation capacity of the wall.

**18.10.2.3** Provisions for termination of wall longitudinal

reinforcement are modified to address the perceived conservatism of the ACI 318-14 provision for low-rise walls and to address inconsistencies between engineering practice and the ACI 318-14 requirements. A new provision, summarized in Fig. 1, is intended to allow more frequent termination of longitudinal (vertical) reinforcement over the height of tall walls. ACI 318-14 specified that longitudinal bars be extended at least  $0.8\ell_w$  above the point at which they are no longer required to resist flexure. This was cumbersome. For example, a 30 ft long (horizontal width) wall required a bar extension of 24 ft, which is the typical height of two stories. A provision was also added to prohibit lap splices of boundary longitudinal reinforcement in the region immediately above and below the critical section. Test results<sup>4</sup> have demonstrated that lap splices at the critical section tend to significantly reduce wall inelastic deformation capacity.

The text in this section was modified as follows:

“Reinforcement in structural walls shall be developed or spliced for  $f_y$  in tension in accordance with 25.4, 25.5, and (a) through (ed):

(a) ~~Longitudinal reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure by least  $0.8\ell_w$ , except at the top of a wall~~

Except at the top of a wall, longitudinal reinforcement shall extend at least 12 ft above the point at which it is no longer required to resist flexure but need not extend more than  $\ell_d$  above the next floor level.

(b) [Unchanged from ACI 318-14]

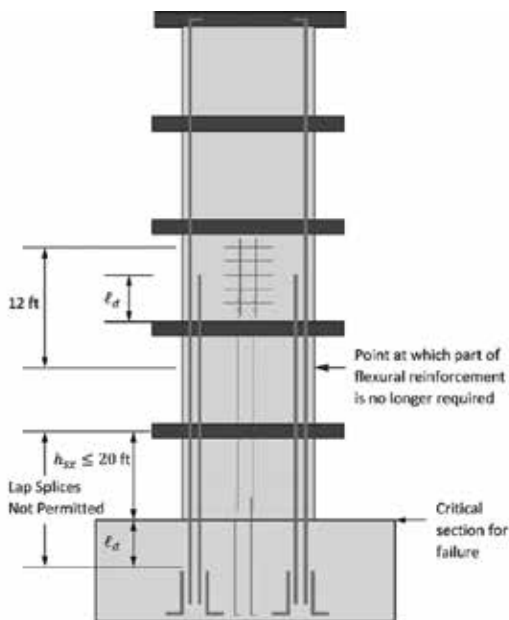


Fig. 1: Termination of wall flexural reinforcement and lap-splicing limitations at critical section

(c) Lap splices of longitudinal reinforcement within boundary regions shall not be permitted over a height equal to  $h_{sz}$  above, and  $\ell_d$  below, critical sections where yielding of longitudinal reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements. The value of  $h_{sz}$  need not exceed 20 ft. Boundary regions include those within lengths specified in 18.10.6.4(a) and within a length equal to the wall thickness measured beyond the intersecting region(s) of connected walls.

(d) [Unchanged from (c) in ACI 318-14]

**R18.10.2.3** is revised to note that “Bar terminations should be accomplished gradually over a wall height and should not be located close to critical sections where yielding of longitudinal reinforcement is expected... Strain hardening of reinforcement results in spread of plasticity away from critical sections as lateral deformations increase.”

**18.10.2.4** This new section provides requirements for longitudinal reinforcement at wall ends (Fig. 2). Minimum reinforcement ratio; bar extension beyond the critical, yielding section; and termination limits are defined. Commentary Section R18.10.2.4 notes that the requirements are intended to address two primary issues. First, if insufficient longitudinal reinforcement is provided in concrete walls, the cracking moment may exceed the nominal moment strength of the wall and sudden loss of strength and failure may occur when the wall first cracks. Additionally, the tension force generated by the longitudinal reinforcement at the ends of the wall may be insufficient to develop well-distributed secondary flexural cracks in the surrounding concrete, resulting in inelastic reinforcement strains being concentrated at only a limited number of cracks and potentially leading to reinforcement fracture.

Wall deformation capacity depends on the distribution of cracks within the plastic hinge region. Well-distributed flexural cracks over the plastic hinge region generally result in large plastic deformations prior to strength loss. Observations following the 1985 Chile earthquake<sup>5</sup> and the 2010-2011 New Zealand earthquakes<sup>6</sup> indicate that the relatively slender walls in multi-story buildings with light longitudinal reinforcement at the wall ends formed a

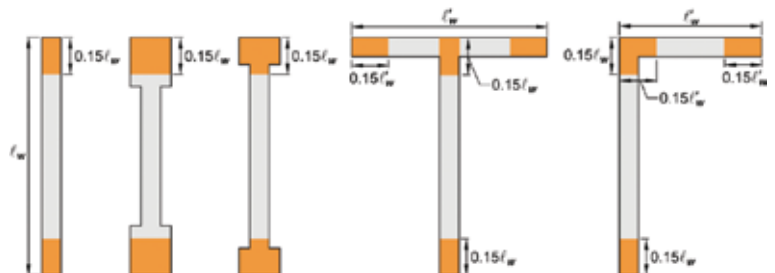


Fig. 2: Various wall configurations showing end regions requiring longitudinal reinforcement per 18.10.2.4(a) (ACI 318-19, Fig. R18.10.2.4')

limited number of cracks, or a single crack, in the plastic hinge region. The lack of distributed cracks led to the concentration of the inelastic deformation capacity in a significantly reduced plastic hinge length, and this was presumed to be the cause of the observed fractures of longitudinal reinforcement.

The requirements in this provision are unlikely to impact construction significantly in the United States, as the general practice is to use relatively few walls that tend to be heavily reinforced at the wall ends. Note that this provision is not specific to the “boundary elements of special structural walls” defined in 18.10.6. It applies to longitudinal reinforcement located at the wall ends in general.

**18.10.2.5** This new section requires that reinforcement in coupling beams be developed or spliced for  $f_y$  in tension in accordance with 25.4, 25.5, and (a) and (b):

“(a) If coupling beams are reinforced according to 18.6.3.1 [as special moment frame beams], the development length of longitudinal reinforcement is required to be 1.25 times the values calculated for  $f_y$  in tension.

(b) If coupling beams are reinforced according to 18.10.7.4, the development length of diagonal reinforcement is required to be 1.25 times the values calculated for  $f_y$  in tension.”

### 18.10.3 Design forces

As with previous editions, ACI 318-19 requires beam and column sections of special moment frames to be designed for the largest shear  $V_e$  that can develop at such a beam or column section (see 18.6.5.1 and 18.7.6.1.1, respectively). In no case can  $V_e$  be smaller than the factored shear obtained at that section from an analysis of the structure under code-prescribed seismic forces.

ACI 318-14 (and prior editions of ACI 318), however, required a special shear wall section to be designed for the factored shear  $V_u$  obtained at the section from analysis of the structure that includes the shear wall under code-prescribed seismic forces. No attempt was made to determine the largest shear that can develop at the shear wall section. This has now changed in ACI 318-19.

**18.10.3.1** This new section requires consideration of flexural overstrength. For flexure-controlled walls, flexural overstrength reduces collapse risk and may improve performance; however, also for flexure-controlled walls exhibiting nonlinear response, shear demand is determined in part by flexural strength. Thus, flexural overstrength contributes to increased shear demand and is considered in defining shear demand used in design by ACI 318-19. Many other design codes, standards, and guides around the world, including CSA A23.3,<sup>7</sup> require flexural overstrength to be accounted for in design.

Multiple studies have investigated, and multiple design codes, standards, and guides around the world specify,

dynamic amplification of shear demand (due to higher mode effects) in concrete walls. Research by Pugh et al.<sup>8</sup> showed, using nonlinear dynamic analysis of idealized walled buildings ranging in height from 6 to 24 stories, that the dynamic amplification factor  $\omega_v$  can range from 1.1 to 2.5. Pugh et al.<sup>8</sup> showed also that dynamic amplification equations included in the New Zealand design standard<sup>9</sup> as well as those recommended by SEAOC,<sup>10</sup> which define dynamic amplification on the basis of building height, provide fairly consistent, modest underprediction of dynamic amplification.

ACI 318-19 requires cross sections of a special shear wall to be designed for an amplified shear  $V_e$  equal to the  $V_u$  obtained from analysis of the structure under code-prescribed seismic forces, amplified by an overstrength factor  $\Omega_v$  and a dynamic amplification factor  $\omega_v$ :

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$$

The values for  $\Omega_v$  and  $\omega_v$  vary with  $h_{wcs}/\ell_w$ , where  $h_{wcs}$  is the height of the entire structural wall above the critical section for flexural and axial loads. Per Table 18.10.3.1.2, if  $h_{wcs}/\ell_w > 1.5$ ,  $\Omega_v = M_{pr}/M_u \geq 1.5$  for the load combination producing the largest value of  $\Omega_v$ . For  $h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$ ,  $\Omega_v = 1.0$ . Further, for  $h_{wcs}/\ell_w < 2.0$ ,  $\omega_v = 1.0$ . For  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$ ,  $\omega_v$  varies with the number of stories  $n_s$ .

$$\omega_v = 0.9 + n_s/10 \text{ for } n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + n_s/30 \leq 1.8 \text{ for } n_s > 6$$

Note that  $n_s \geq 0.007h_{wcs}$ , with  $h_{wcs}$  in units of inches.

This is a very important code change that will have a major impact on the design of flexure-controlled shear walls.

### 18.10.4 Shear strength

**18.10.4.6** This new section makes it clear that the requirements of 21.2.4.1 are not applicable for walls or wall piers designed according to the displacement-based approach of 18.10.6.2. Section 21.2.4.1 requires that the strength reduction factor  $\phi$  used for shear strength in members designed to resist earthquake effects must be 0.6, rather than the usual 0.75, if the nominal shear strength of the member is less than the shear corresponding to the nominal flexural strength of the member.

### 18.10.6 Boundary elements of special structural walls

**18.10.6.2** Item (b) in this section is new, and it introduces a separate wall drift capacity check that is in addition to the drift check required by ASCE/SEI 7.<sup>11</sup>

Abdullah and Wallace<sup>12</sup> created a database of 164 tests of walls with special boundary elements and determined that drift capacity is primarily a function of three ratios:  $\ell_w/b$ ,  $c/b$ , and  $V_e/(A_{cv}\sqrt{f'_c})$ , where  $b$  is the wall thickness and  $c$  is the neutral axis depth. Based on a regression analysis of the data, the mean drift capacity for walls with special boundary elements is given by:

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left( 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{\ell_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{8\sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \geq 0.015$$

where  $\delta_c$  is the wall displacement capacity at the top of

the wall. Item (b) in 18.10.6.2 requires that the wall drift demand, estimated as  $1.5\delta_u/h_{wcs}$ , must be less than or equal to the wall drift capacity determined using the aforementioned equation. This provision results in roughly a 10% probability of strength loss for design earthquake-level shaking. The new provision also includes a simplified approach to satisfying the drift capacity check by including a minimum wall compression zone width. Assuming  $V_u/(8A_{cv}\sqrt{f'_c}) = 1.0$  and  $\delta_u/h_{wcs} = 0.015$ , the requirement that  $1.5\delta_u/h_{wcs} \leq \delta_c/h_{wcs}$  can be reduced to this simple constraint:

$$b \geq \sqrt{0.025c\ell_w}$$

In general, the new provision will require redesign of walls with large values of  $\ell_w/b$  ( $> 15$  to  $20$ ), large values of  $c/b$  ( $> 3$  to  $4$ ), and high shear demands as indicated by  $V_u/(A_{cv}\sqrt{f'_c})$  ( $> 6$  to  $8$ ). The provision also applies to coupled walls, and it may require the use of thicker wall piers for coupled walls.

**18.10.6.4 Configuration requirements for transverse reinforcement in boundary elements and webs were modified in ACI 318-19 (Fig. 3). The changes were prompted by observations following recent earthquakes as well as the results of laboratory testing. The length of a hoop leg must not exceed two times the boundary element thickness; and adjacent hoops must overlap at least 6 in. or two-thirds the boundary element thickness, whichever is smaller. Also, for a distance above and below the critical section equal to the greater of  $\ell_w$  and  $M_u/4V_u$ , web vertical reinforcement must be enclosed by the corner of a hoop or by a cross-tie with a seismic hook at each end.**

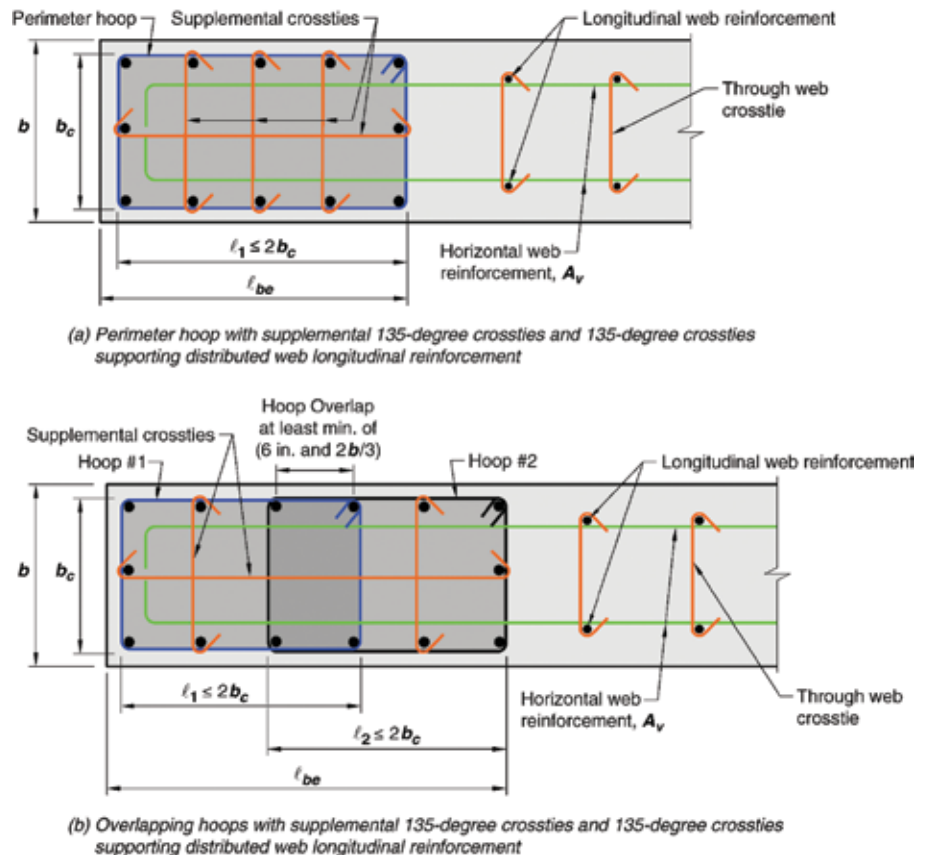
**18.10.6.5** This section provides requirements on horizontal and transverse reinforcement in walls in which special boundary elements are not required by 18.10.6.2 and 18.10.6.3. It has been updated to

account for Grade 80 and Grade 100 longitudinal reinforcement. If the reinforcing ratio at the wall boundary exceeds  $400/f_y$ , the vertical spacing of transverse reinforcement at the wall boundary is required to be in accordance with a new Table 18.10.6.5(b), reproduced herein as Table 1. Note that the spacing has not changed for walls with Grade 60 primary flexural reinforcement.

**18.10.9 Ductile coupled walls**

The prevalent seismic force-resisting system used for modern high-rise concrete buildings in high seismic regions comprises reinforced concrete core walls. Current design practice uses the provisions of ACI 318 for design of the materials (Chapter 18) and the seismic design coefficients from ASCE/SEI 7<sup>11</sup> (response modification coefficient  $R = 5$  or  $6$ ,

for example) for calculation of the design lateral loads based on the ductility of the force-resisting system. The special reinforced concrete shear wall has historically included all shear wall variations. That is, differentiation in behavior is not recognized between slender versus squat walls, flanged versus rectangular walls, and coupled versus cantilever walls. As of the 2019 edition of ACI 318, a new system definition has been created in 2.3—Terminology, to recognize the ductile coupled structural wall (DCSW). The definition for a DCSW system refers to Section 18.10.9, where the requirements for the system are given. The performance objective of the DCSW system is to dissipate most of the energy in the coupling beams—analogue to the strong column weak beam performance



**Fig. 3: Configurations of boundary transverse reinforcement and web crossties (ACI 318-19, Fig. R18.10.6.4a)**

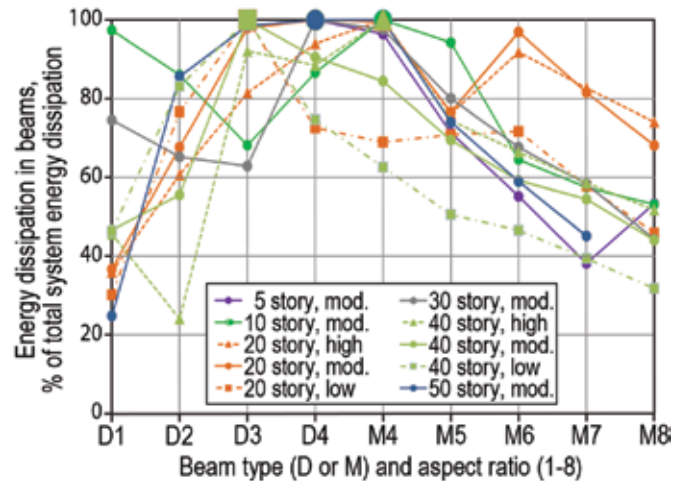
objective in moment frames. Studies were conducted to identify system characteristics that led to coupling beam energy dissipation of no less than 80% of total system energy dissipation under risk-targeted maximum considered earthquake ( $MCE_R$ ) ground motions. In these studies, nonlinear response history analyses were conducted using spectrally matched ground motion records on a variety of coupled shear wall archetypes. Archetypes ranged from five to 50 stories in height, and they accommodated a range of longitudinal reinforcement ratios in the coupling beams as well as the shear walls. Results of these analyses are presented in Fig. 4. The x-axis represents the aspect (clear span to total depth) ratio of the coupling beams, with D designating diagonally reinforced coupling beams and M indicating coupling beams detailed as moment frame beams. The y-axis is the percentage of total system energy dissipation that occurs in the coupling beams alone. The analyses show that coupling beams with aspect ratios ranging from 2 to 5 tend to be effective at dissipating most of the system energy. The analyses show that the primary characteristics of a DCSW system are geometry based. Squat walls are too stiff to allow sufficient story drift for coupling beams to behave inelastically, so each wall in a DCSW system needs to have a total-height-to-length ratio of at least 2.0. Squat coupling beams overcouple the seismic force-resisting system, leading to significant energy dissipation in the wall piers rather than the coupling beams. Thus, each coupling beam in a DCSW system needs to have a length-to-total-depth ratio of at least 2.0. Very slender coupling beams, designated as having aspect ratios greater than 5.0, are too weak to contribute sufficient hysteretic energy dissipation. Thus, such beams are allowed in no more than 10% of all floor levels of the building. Further, the flexural reinforcement in coupling beams conforming to these geometric constraints is required to develop  $1.25f_y$  at each end to dissipate the intended hysteretic energy. This requirement is intended to preclude the use of fixed-pinned coupling beams that might be considered where one wall pier has insufficient width to develop the coupling beam reinforcement. Lastly, the noted requirements of the DCSW system are in addition to existing requirements for special structural walls and coupling beams.

**Table 1:**  
**Maximum vertical spacing of transverse reinforcement at wall boundary (ACI 318-19, Table 18.10.6.5(b)<sup>1</sup>)**

Grade of primary flexural reinforcing bar	Transverse reinforcement required	Maximum vertical spacing of transverse reinforcement*	
60	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>†</sup>	Lesser of:	6 $d_b$ 6 in.
	Other locations	Lesser of:	8 $d_b$ 8 in.
80	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>†</sup>	Lesser of:	5 $d_b$ 6 in.
	Other locations	Lesser of:	6 $d_b$ 6 in.
100	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>†</sup>	Lesser of:	4 $d_b$ 6 in.
	Other locations	Lesser of:	6 $d_b$ 6 in.

\*In this table,  $d_b$  is the diameter of the smallest primary flexural reinforcing bar.

<sup>†</sup>Critical sections are defined as locations where yielding of longitudinal reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements.



**Fig. 4: Energy dissipated by coupling beams.** Labels “low,” “mod.,” and “high” refer to the relative quantities of flexural reinforcement in the beams (Courtesy of Magnusson Klemencic Associates)

## 18.11—Special structural walls constructed using precast concrete

### 18.11.2 General

**18.11.2.1** While special structural walls constructed using precast concrete are required to comply with the provisions of 18.10—Special structural walls, the new requirement for minimum longitudinal reinforcement (18.10.2.4) at the wall ends does not apply for precast

walls where deformation demands are concentrated at the panel joints.

## 18.12—Diaphragms and trusses

### 18.12.7 Reinforcement

**18.12.7.4** In ACI 318-14, this section required Type 2 splices where mechanical splices are used to transfer forces between the diaphragm and the vertical elements of the seismic force-resisting system. ACI 318-19 retains the same requirement for Grade 60 reinforcement and adds that Grade 80 and Grade 100 reinforcement must not be mechanically spliced for this purpose.

**18.12.7.5** Table 20.2.2.4(a) permits the maximum design yield strength of reinforcement to be 80,000 psi for portions of a collector—for example, at and near critical sections. To control diaphragm cracking over the length of the collector, the average stress in the collector needs to be limited. This new section therefore requires longitudinal reinforcement for collectors to be proportioned such that the average tensile stress over length (a) or (b) does not exceed  $\phi f_y$ , where the value of  $f_y$  is limited to 60,000 psi:

- (a) Length between the end of a collector and location at which transfer of load to a vertical element begins.
- (b) Length between two vertical elements.

### 18.12.11 Precast concrete diaphragms

Two subsections are new to ACI 318-19:

**18.12.11.1** Diaphragms and collectors constructed using precast concrete members with composite topping slab and not satisfying 18.12.4 [interface between topping slab and precast diaphragm clean, free of laitance, and intentionally roughened], and untopped precast concrete diaphragms, are permitted provided they satisfy the requirements of ACI 550.5.<sup>13</sup> Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms are required to satisfy 18.12.5 and 18.12.6 [minimum thickness of diaphragms].

**18.12.11.2** Connections and reinforcement at joints used in the construction of precast concrete diaphragms satisfying 18.12.11.1 are required to have been tested in accordance with ACI 550.4.<sup>14</sup>

## 18.13—Foundations

This section has greatly expanded from ACI 318-14 to ACI 318-19, because the seismic design provisions for deep foundations have been imported from IBC<sup>15</sup> and ASCE/SEI 7.<sup>11</sup> These changes are too voluminous to be detailed in this article.

## 18.14—Members not designated as part of the seismic force-resisting system

### 18.14.2 Design actions

**18.14.2.1** This section has been modified as shown:

“Members not designated as part of the seismic-force-resisting system shall be evaluated for gravity load combinations of  $(1.2D + 1.0L + 0.2S)$  or  $0.9D$ , whichever

is critical, 5.3 including the effect of vertical ground motion acting simultaneously with the design displacement  $\delta_u$ . The load factor on the live load,  $L$ , shall be permitted to be reduced to 0.5 except for garages, areas occupied as places of public assembly, and all areas where  $L$  is greater than 100 lb/ft<sup>2</sup>.”

The load combinations of ACI 318-14 thus have effectively become:

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + 1.0L + 0.2S \text{ or} \\ (0.9 - 0.2S_{DS})D.$$

If gravity frame members remain elastic ( $M_u < M_n$ ,  $V_u < V_n$ ) under the imposed design earthquake displacements  $\delta_u$ , then the sections to be satisfied are: 18.14.3.2(a) for beams, 18.14.3.2(c) for highly axially loaded columns that may fail in compression, and 18.14.3.2(b) for other columns.

### 18.14.3 Cast-in-place beams, columns, and joints

**18.14.3.2** Modifications have been made to items (a), (b), and (c), and item (d) has been added:

- “(a) Beams shall satisfy 18.6.3.1. Transverse reinforcement shall be provided throughout the length of the beam at a spacing not to exceed  $d/2$ . Where factored axial force exceeds  $A_g f_c'/10$ , transverse reinforcement shall be hoops satisfying 18.7.5.2 at a spacing  $s_v$ , according to 18.14.3.2(b) not to exceed the lesser of  $6d_b$  of the smallest enclosed longitudinal bar and 6 in.
- (b) Columns shall satisfy 18.7.4.1, ~~18.7.5.2~~, and 18.7.6. The maximum longitudinal spacing of hoops shall be  $s_v$  for the full column length. Spacing  $s_v$  shall not exceed the lesser of six diameters of the smallest longitudinal bar enclosed and 6 in. Spiral reinforcement satisfying 25.7.3 or hoop reinforcement satisfying 25.7.4 shall be provided over the full length of the column with spacing not to exceed the lesser of  $6d_b$  of the smallest enclosed longitudinal bar and 6 in. Transverse reinforcement satisfying 18.7.5.2(a) through (e) shall be provided over a length  $\ell_o$ , as defined in 18.7.5.1, from each joint face.
- (c) Columns with factored gravity axial forces exceeding  $0.35P_o$  shall satisfy 18.14.3.2(b) and 18.7.5.7. The minimum amount of transverse reinforcement provided shall be, one-half of that required by 18.7.5.4 and spacing shall not exceed  $s_v$  for the full column length: for rectilinear hoops, one-half the greater of Table 18.7.5.4 parts (a) and (b) and, for spiral or circular hoops, one-half the greater of Table 18.7.5.4 parts (d) and (e). This transverse reinforcement shall be provided over a length  $\ell_o$ , as defined in 18.7.5.1, from each joint face.
- (d) Joints shall satisfy Chapter 15.”

### 18.14.5 Slab-column connections

This section has been modified in significant ways. Only the post-tensioned slab provisions are new. The other changes essentially represent reorganization.

**18.14.5.1** “For slab-column connections of two-way slabs without beams, slab shear reinforcement satisfying the requirements of 18.14.5.3 and either 8.7.6 or 8.7.7 shall

be provided at any slab critical section defined in 22.6.4.1 for the following conditions:

(a) Nonprestressed slabs where  $\Delta_v/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(v_{avg}/\phi v_c)$

(b) Unbonded post-tensioned slabs with  $f_{pc}$  in each direction meeting the requirements of 8.6.2.1, where  $\Delta_v/h_{sx} \geq 0.040 - (1/20)(v_{avg}/\phi v_c)$

The load combinations to be evaluated for  $v_{avg}$  shall only include those with  $E$ . The value of  $(\Delta_v/h_{sx})$  shall be taken as the greater of the values of the adjacent stories above and below the slab-column connection,  $v_c$  shall be calculated in accordance with 22.6.5 and, for unbonded post-tensioned slabs, the value of  $V_p$  shall be taken as zero when calculating  $v_c$ .

Note that the text following "... defined in 22.6.4.1" in the previous version of 18.14.5.1 has been deleted from this section, and a portion has been included in 18.14.5.3 as indicated in the following description.

**18.14.5.2** Note that while this section includes requirements from 18.14.5.1 in the previous edition, the requirements in (b) are new.

"The shear reinforcement requirements of 18.14.5.1 need not be satisfied if (a) or (b) is met:

(a)  $\Delta_v/h_{sx} \leq 0.005$  for nonprestressed slabs

(b)  $\Delta_v/h_{sx} \leq 0.01$  for unbonded post-tensioned slabs with  $f_{pc}$  in each direction meeting the requirements of 8.6.2.1."

**18.14.5.3** "... if  $\Delta_v/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(v_{avg}/\phi v_c)$ . Required slab shear reinforcement shall provide  $v_s \geq 3.5\sqrt{f'_c}$  at the slab critical section and shall extend at least four times the slab thickness from the face of the support adjacent to the slab critical section. ~~The shear reinforcement requirements of this provision shall not apply if  $\Delta_v/h_{sx} \leq 0.005$ .~~

~~The value of  $(\Delta_v/h_{sx})$  shall be taken as the greater of the values of the adjacent stories above and below the slab-column connection.  $v_c$  shall be calculated in accordance with 22.6.5.  $v_{avg}$  is the factored shear stress on the slab critical section for two-way action due to gravity loads without moment transfer."~~

## Concluding Remarks

ACI 318-19 Chapter 18—Earthquake-Resistant Structures, includes many substantive changes. In Part 1, we summarized 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.

In this, Part 2, we discussed the latter sections of Chapter 18. Key changes include:

ASTM A706 Grade 80 and Grade 100 bars are now permitted to resist bending moments, shear forces, and axial forces in special structural walls, including coupling beams and wall piers. Section 18.10—Special structural walls, has undergone by far the most substantive changes.

The corresponding section in ACI 318-95<sup>16</sup> underwent profound changes in ACI 318-99 but remained essentially

unchanged through ACI 318-11.<sup>17</sup> Significant changes were made in ACI 318-14 in view of observations made after the Chile earthquake of 2010 and the Christchurch, New Zealand, earthquakes of 2010-2011. Further major changes were made in ACI 318-19 in view of observations made after recent earthquakes and tests. The biggest change is in the shear design of shear walls, which is now much more conservative. It is believed that this change will have a beneficial impact on the performance of concrete structures with seismic force-resisting systems comprising special structural walls.

## 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, 624 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.
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary (ACI 318R-99)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, 391 pp.
4. Aaleti, S.; Brueggen, B.L.; Johnson, B.; French, C.E.; and Sritharan, S., "Cyclic Response of Reinforced Concrete Walls with Different Anchorage Details: Experimental Verification," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 139, No. 7, July 2013, pp. 1181-1191.
5. Wood, S.L., "Minimum Tensile Reinforcement Requirements in Walls," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct. 1989, pp. 582-591.
6. Sritharan, S.; Beyer, K.; Henry, R.S.; Chai, Y.H.; Kowalsky, M.; and Bull, D., "Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications," *Earthquake Spectra*, V. 30, No. 1, Feb. 2014, pp. 307-334.
7. CSA A23.3-14, "Design of Concrete Structures," Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada, 2014, 295 pp.
8. Pugh, J.S.; Lowes, L.N.; and Lehman, D.E., "Accurate Methods for Elastic Seismic Demand Analysis of Reinforced Concrete Walled Buildings," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 143, No. 8, Aug. 2017.
9. NZS 3103.1:2006 and NZS 3103.2:2006, "Concrete Structures Standard, Part 1: The Design of Concrete Structures, and Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures," Standards New Zealand, Wellington, New Zealand, 2006, 750 pp.
10. SEAOC Blue Book 1999, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," seventh edition, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 1999, 440 pp.
11. ASCE/SEI 7-16, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2016, 800 pp.

12. Abdullah, S., and Wallace, J.W., "Drift Capacity of Structural Walls with Special Boundary Elements," *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 1, Jan. 2019, pp. 183-194.

13. Joint ACI-ASCE Committee 550, "Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions (ACI 550.5-18) and Commentary (ACI 550.5R-18)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2018, 24 pp.

14. Joint ACI-ASCE Committee 550, "Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading (ACI 550.4-18) and Commentary (ACI 550.4R-18)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2018, 18 pp.

15. 2018 International Building Code (IBC), first edition, International Code Council, Country Club Hills, IL, 2017, 726 pp.

16. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1995, 369 pp.

17. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, 503 pp.

Selected for reader interest by the editors.



ACI Honorary Member **S.K. Ghosh** is President, S.K. Ghosh Associates LLC, Palatine, IL, USA. He is a member of ACI Committee 318, Structural Concrete Building Code, and ACI Subcommittees 318-F, Foundations, and 318-H, Seismic Provisions. He is a former member of the Technical Activities Committee and the Board of Direction of ACI.



**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 include reinforced concrete structures and performance-based seismic design.

# How to Become ACI-CERTIFIED



## TESTING/TRAINING CENTERS

ACI has partnered with like-minded organizations across the globe to train candidates and administer written and performance exams



## PROMETRIC TESTING CENTERS

ACI also has partnered with Prometric to allow candidates to take written exams at their convenience



## CCRL TOURS

Performance exams for select programs can be taken during your CCRL lab evaluation



If you're a craftsman, technician, or inspector, earning an ACI Certification provides you with the credentials to build the best concrete structures in the world. If you're a specifier or owner, you know many codes require ACI-certified personnel on the jobsite. Visit [concrete.org/certification](https://www.concrete.org/certification).





# Cambios en los requisitos del ACI 318 para Estructuras Sismorresistentes, Parte 2.

Cambios en las secciones que establecen el diseño de muros, diafragmas, cimentaciones, y miembros que no están designados como parte del sistema de resistencia sísmica

por S.K. Ghosh y Andrew W. Taylor

El código “Requisitos para Concreto Estructural (ACI 318-19) y Comentarios” conserva el formato establecido en la anterior edición.<sup>1,2</sup> Sin embargo, el Capítulo 18 – Estructuras Sismorresistentes, incorpora una serie de cambios sustanciales y significativos. De las 14 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 de concreto prefabricado. La sección 18.11 Muros Estructurales especiales de concreto prefabricado, fue actualizada para incluir un único cambio impulsado por la adición de un requisito en otra parte del capítulo. Sin embargo, la sección 18.10 Muros Estructurales especiales, tuvo una serie de cambios considerables.

En este y en un artículo anterior se indican los cambios significativos del Capítulo 18 en relación con la versión anterior, utilizando la numeración de los encabezados del Código. Los textos subrayados y tachados indican lo añadido y eliminado, 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 separados por el punto decimal, mientras que las del Comentario incorporan la letra R a la numeración de la correspondiente sección del código.

Además, el lector debe tener en cuenta que el Código ACI 318 usa el término “muro estructural” como sinónimo de “muro de corte”. Por lo tanto, los términos se utilizan indistintamente en este artículo.

El artículo anterior, Parte 1, publicado en marzo de 2021, cubre los cambios en la Sección 18.8, enfocándose en los requisitos para el diseño de pórticos.

Este artículo, Parte 2, cubre cambios en:

- 18.10 Muros estructurales especiales;
- 18.11 Muros estructurales especiales en concreto prefabricado;
- 18.12 Diafragmas y armaduras;
- 18.13 Cimentaciones; y
- 18.14 Miembros que no hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

## 18.10 Muros estructurales especiales.

La filosofía básica de diseño expresada en 18.10 fue establecida en una sección correspondiente publicada en ACI 318-99.<sup>3</sup> El contenido ha permanecido igual en las siguientes ediciones, exceptuando cambios realizados en ACI 318-14, que incorporó lecciones aprendidas en el sismo de Chile de 2010. En ACI 318-19, el contenido muestra cambios considerables, y el alcance incluye el recientemente introducido muro estructural acoplado dúctil, definido en 2.3.

### 18.10.2 Refuerzo.

**18.10.2.1** Esta sección se modificó así:

“Para muros estructurales, las cuantías de refuerzo distribuidas en el alma,  $\rho_t$  y  $\rho_l$ , no deben ser menores que 0.0025, pero si  $V_u$  no excede  $A_{cv} \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv} \rho_t \leq V_u$   $\rho_l$  podrá reducirse a los valores en 11.6”.

$A_{cv}$  es el área de sección bruta de concreto, limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en dirección de la fuerza de corte,  $f'_c$  es la resistencia especificada a compresión del concreto,  $\rho_t$  es la proporción entre el área de refuerzo longitudinal y el área bruta de concreto perpendicular a ese refuerzo, y  $\rho_l$  es la proporción entre el área de refuerzo transversal y el área bruta de concreto perpendicular a ese refuerzo. La reducción potencial de  $\rho_l$  fue permitida en ACI 318-14; sin embargo, el comité consideró que esto tenía una influencia indeseable en la respuesta inelástica del muro. Si el valor de  $\rho_l$  es muy bajo, se tienden a formar sólo unas cuantas fisuras anchas de flexión en la región de la rótula plástica; a medida que aumenta  $\rho_l$ , las fisuras de flexión se hacen más numerosas y estrechas. Este último comportamiento es el deseado, porque una mayor distribución de fisuras por flexión reduce las zonas de concentración de deformaciones cíclicas inelásticas en el refuerzo longitudinal, lo que a su vez mejora la capacidad de deformación inelástica del muro.

**18.10.2.3** Se modifican las disposiciones relativas a la terminación del refuerzo longitudinal de los muros

para abordar las disposiciones del ACI 318-14 para muros de baja altura, así como para abordar las incoherencias entre la práctica de la ingeniería y los requisitos del ACI 318-14. Una nueva disposición, resumida en la Fig. 1, tiene por objeto permitir una terminación más frecuente del refuerzo longitudinal (vertical) en muros altos. ACI 318-14 especificaba que las barras longitudinales deben extenderse por lo menos  $0.8 \ell_w$  más allá del punto en el que estas ya no se requieren para resistir la flexión. Esto era engorroso. Por ejemplo, un muro de 30 ft de longitud (ancho) requeriría una extensión de las barras de 24 ft, lo cual típicamente corresponde a dos pisos de altura. También se incluyó una disposición para prohibir los empalmes de refuerzo longitudinal de borde en la región inmediatamente superior e inferior a la sección crítica. Los resultados de ensayos<sup>4</sup> han demostrado que los empalmes en la sección crítica tienden a reducir significativamente la capacidad de deformación inelástica del muro.

El texto en esta sección fue modificado como sigue: “El refuerzo en muros estructurales debe ser desarrollado o empalmado para  $f_y$  en tensión de acuerdo con 25.4, 25.5, y

(a) A través de (ed)

(a) ~~El refuerzo longitudinal debe extenderse más allá del punto en el que este no se requiere para resistir la flexión por lo menos  $0.8 \ell_w$ , excepto en la parte superior del muro.~~

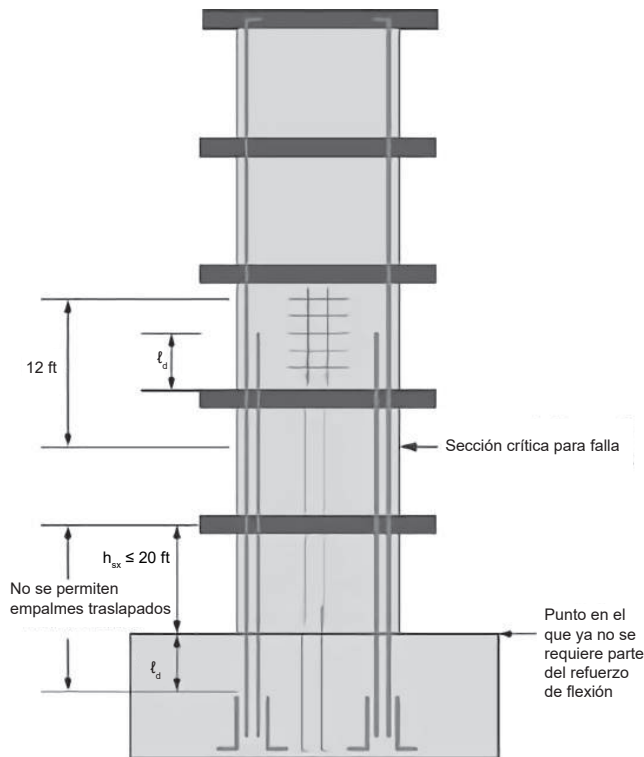
Exceptuando la parte superior del muro, el refuerzo longitudinal debe ser extendido por lo menos 12 ft por encima del punto en el cual no se requiere para resistir la flexión, pero no necesita extenderse más que  $\ell_d$  por encima del siguiente nivel de piso.

(b) [Sin cambios de ACI 318-14]

(c) No se permitirán los empalmes de refuerzo longitudinal dentro de las regiones de borde en una altura mayor o igual a  $h_{sx}$  por arriba, y a  $\ell_d$  por debajo de las secciones críticas en las que es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales. El valor de  $h_{sx}$  no debe ser superior a 20 ft. Las regiones de borde son aquellas dentro de las

longitudes especificadas en 18.10.6.4(a) y dentro de una longitud igual al espesor del muro medido más allá de la(s) región(es) de intersección de los muros conectados.

(d) [Sin cambios de (c) en ACI 318-14]

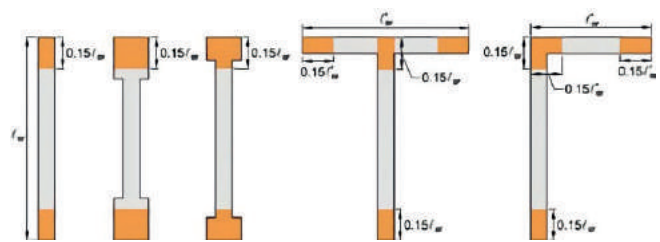


**Fig. 1: Terminación del refuerzo a flexión del muro y limitaciones de empalme en la sección crítica**

**R18.10.2.3** es revisado para anotar que “la terminación de la barra debe realizarse gradualmente a lo largo de la altura del muro y no debe ubicarse cerca de las secciones críticas donde se espera que el refuerzo longitudinal entre en fluencia... el endurecimiento por deformación del refuerzo genera la propagación de la plasticidad fuera de la zona crítica a medida que aumentan las deformaciones laterales.”

**18.10.2.4** Esta nueva sección proporciona requisitos para el refuerzo longitudinal en los extremos del muro (Fig. 2). Se define la cuantía mínima de refuerzo; extensión de la barra más allá de la sección crítica de fluencia; y límites de terminación. El comentario de la sección R18.10.2.4 señala que los requisitos pretenden abordar dos cuestiones principales. La primera, si el refuerzo

longitudinal proporcionado a los muros de concreto es insuficiente, el momento de fisuración podría exceder la resistencia de momento nominal del muro, desencadenando una pérdida repentina de resistencia, produciéndose la falla del muro cuando las primeras fisuras aparezcan. Adicionalmente, la fuerza de tensión generada por el refuerzo longitudinal en los extremos del muro puede ser insuficiente para desarrollar fisuras secundarias de flexión bien distribuidas en el concreto circundante, lo que da lugar a que las deformaciones inelásticas del refuerzo se concentren solo en un número limitado de fisuras, llevando potencialmente a la fractura del refuerzo.



**Fig. 2: Varias configuraciones de muros que muestran las regiones de extremo que requieren refuerzo longitudinal según 18.10.2.4(a) (ACI 318-19, Fig. R18.10.2.4')**

La capacidad de deformación del muro depende de la distribución de las fisuras dentro de la zona de rótula plástica. Una buena distribución de las fisuras por flexión en la región de rótula plástica, da lugar, por lo general, a grandes deformaciones plásticas antes de la pérdida de resistencia. Observaciones después del sismo de 1985 en Chile<sup>5</sup> y los sismos de 2010-2011 en Nueva Zelanda<sup>6</sup>, indican que los muros relativamente esbeltos de edificios de varios pisos, con un ligero refuerzo longitudinal en los extremos del muro, mostraban un número limitado de fisuras, o una sola fisura, en la zona de rótula plástica. La ausencia de fisuras distribuidas en esta zona condujo a la concentración de la capacidad de deformación inelástica en una longitud de rótula plástica significativamente reducida, y se presumió que esta era la causa de las fracturas observadas en el refuerzo longitudinal.

Es poco probable que los requisitos de esta provisión impacten significativamente el proceso de construcción en los Estados Unidos, ya que

la practica general es utilizar pocos muros, que tienden a estar fuertemente reforzados en sus extremos. Obsérvese que esta disposición no es específica para los “elementos de borde de muros estructurales especiales” definidos en 18.10.6. Esto aplica, de manera general, al refuerzo longitudinal ubicado en los extremos de los muros.

**18.10.2.5** Esta nueva sección requiere que el refuerzo en las vigas de acople se desarrolle o se traslape para un  $f_y$  en tensión de acuerdo con 25.4, 25.5, y (a) y (b):

“(a) si las vigas de acople son reforzadas de acuerdo con 18.6.3.1 [como vigas de pórticos especiales a momento], la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal se requiere que sea 1.25 veces el valor calculado para  $f_y$  en tensión.

(b) Si las vigas de acople son reforzadas de acuerdo con 18.107.4, la longitud de desarrollo del refuerzo diagonal se requiere que sea 1.25 veces el valor calculado para  $f_y$  en tensión”

### 18.10.3 Solicitaciones de diseño.

Como en las ediciones anteriores, ACI 318-19 requiere que las secciones de vigas y columnas de pórticos especiales de momento sean diseñadas para el mayor cortante  $V_e$  que pueda desarrollarse en dicha sección de viga o de columna (ver 18.6.5.1 y 18.7.6.1.1, respectivamente). En ningún caso el cortante  $V_e$  puede ser menor que el cortante mayorado obtenido en esa sección a partir de un análisis de la estructura bajo las fuerzas sísmicas prescritas en el código.

ACI 318-14 (y anteriores ediciones de ACI 318), sin embargo, requerían una sección especial del muro de corte para ser diseñada con el cortante mayorado  $V_u$  obtenido en la sección a partir de un análisis de la estructura que incluye el muro de corte bajo las fuerzas sísmicas prescritas en el código. No se intentó determinar la mayor fuerza cortante que puede desarrollarse en la sección del muro de corte. Esto ha cambiado en la norma ACI 318-19.

**18.10.3.1** esta nueva sección exige que se considere la sobrerresistencia a flexión. Para muros controlados por flexión, la sobrerresistencia a flexión reduce el riesgo de colapso y puede mejorar su comportamiento; sin embargo, también para muros controlados por flexión que presentan una respuesta no lineal, la demanda de cortante es determinada, en parte, por la resistencia a flexión. Así, la sobrerresistencia a flexión contribuye al incremento de la demanda de cortante y se considera en la definición de cortante para diseño en ACI 318-19. Muchos otros códigos de diseño, normas y guías alrededor del mundo, incluyendo CSA A23.3,<sup>7</sup> requieren que se tenga en cuenta la sobrerresistencia a flexión en el diseño.

Múltiples estudios se han desarrollado, y varios códigos de diseño, normas y guías alrededor del mundo especifican la amplificación dinámica de la demanda de cortante (debido a los efectos de los modos superiores) en muros de concreto. Investigaciones por Pugh et al.<sup>8</sup> mostraron que, utilizando un análisis dinámico no lineal de edificios de muros de entre 6 y 24 pisos, el factor dinámico de amplificación  $\omega_v$  puede oscilar entre 1.1 y 2.5. Pugh et al.<sup>8</sup> mostraron también que las ecuaciones de amplificación dinámica incluidas en las normas de diseño de Nueva Zelanda,<sup>9</sup> así como las recomendadas por SEAOC,<sup>10</sup> que definen el factor de amplificación dinámico basado en la altura del edificio, proporciona una subestimación con cierto grado de consistencia, de la amplificación dinámica.

ACI 318-19 requiere que las secciones transversales de muros de corte especiales sean diseñadas para un cortante  $V_e$  igual al  $V_u$  obtenido del análisis de la estructura bajo las fuerzas sísmicas prescritas en el código, amplificado por un factor de sobrerresistencia  $\Omega_v$  y un factor de amplificación  $\omega_v$ :

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u$$

Los valores para  $\Omega_v$  y  $\omega_v$  varían con  $h_{wcs}/\ell_w$ , donde  $h_{wcs}$  es la altura de todo el muro estructural por encima de la sección crítica para las cargas axiales y de flexión. De acuerdo con la Tabla 18.10.3.1.2, si

$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$ ,  $\Omega_v = M_{pr}/M_u \geq 1.5$  para la combinación de carga que genera el valor más grande de  $\Omega_v$ . Para  $h_{wcs}/\ell_w \leq 1.5$ ,  $\Omega_v = 1.0$ . Además, para  $h_{wcs}/\ell_w < 2.0$ ,  $\omega_v = 1.0$ . Para  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$ ,  $\omega_v$  varía con el número de pisos  $n_s$ .

$$\omega_v = 0.9 + n_s/10 \text{ para } n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + n_s/30 \leq 1.8 \text{ para } n_s > 6$$

Es importante notar que  $n_s \geq 0.007h_{wcs}$ , con  $h_{wcs}$  en unidades de pulgadas. Este es un cambio muy importante en el código que tendrá un mayor impacto en el diseño de muros de corte controlados por flexión.

#### 18.10.4 Resistencia a cortante.

**18.10.4.6** Esta nueva sección deja en claro que los requisitos de 21.2.4.1 no son aplicables a los muros o columnas de muros diseñados según el enfoque basado en desplazamientos de 18.10.6.2. La sección 21.2.4.1 requiere que el factor de reducción de resistencia  $\phi$  usado para la resistencia a corte en miembros diseñados para resistir efectos sísmicos debe ser 0.6, en lugar del habitual 0.75, si la resistencia nominal a corte del miembro es menor que el corte correspondiente a la resistencia nominal a flexión del miembro.

#### 18.10.6 Elementos de borde de muros estructurales especiales

**18.10.6.2** El inciso (b) de esta sección es nuevo, e introduce una revisión separada de la capacidad de desplazamiento del muro que es adicional a la revisión requerida por ASCE/SEI 7.<sup>11</sup>

Abdullah y Wallace<sup>12</sup> crearon una base de datos de 164 ensayos de muros con elementos especiales de borde y determinaron que la capacidad de desplazamiento es función principalmente de tres relaciones:  $\ell_w/b$ ,  $c/b$ , y  $V_e/(A_{cv} \sqrt{f'_c})$ , donde  $b$  es el espesor del muro y  $c$  es la profundidad del eje neutro. Basado en un análisis de regresión de los datos, la capacidad media de desplazamiento de los muros con elementos de borde especiales viene dada por:

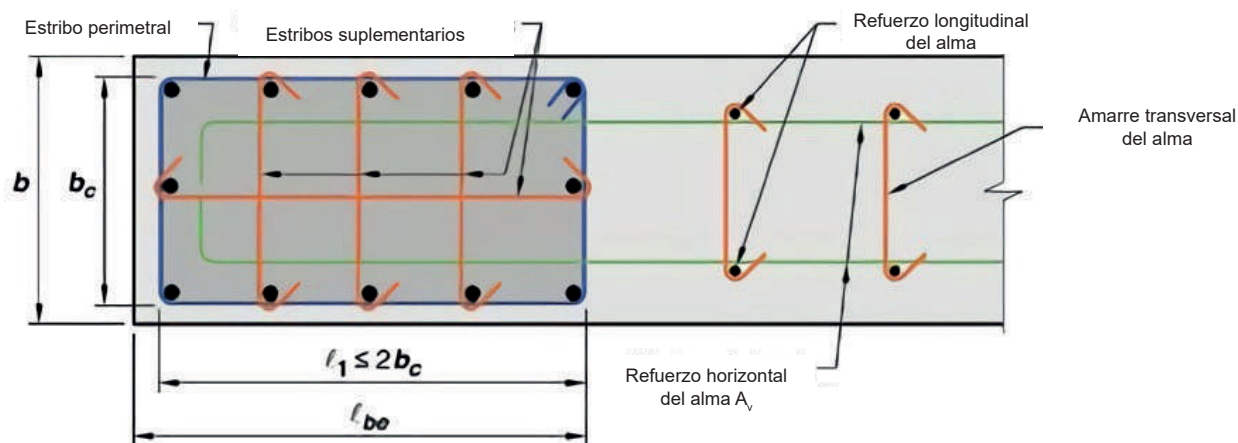
$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left( 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{\ell_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{8\sqrt{f'_c} A_{cv}} \right) \geq 0.015$$

Donde  $\delta_c$ , es la capacidad de desplazamiento en la parte superior del muro. El inciso (b) en 18-10.6.2 requiere que la demanda de desplazamiento del muro, estimada como  $1.5\delta_u/h_{wcs}$ , sea menor o igual que la capacidad de desplazamiento del muro determinada usando la ecuación previamente mencionada. Esta disposición da lugar a un 10% de probabilidad de pérdida de resistencia para los movimientos del sismo de diseño. Este nuevo requisito también incluye un enfoque simplificado para satisfacer la comprobación de la capacidad de desplazamiento al incluir un ancho mínimo de la zona de compresión del muro. Asumiendo  $V_e/(8 A_{cv} \sqrt{f'_c}) = 1.0$  y  $\delta_u/h_{wcs} = 0.015$ , el requerimiento que  $1.5\delta_u/h_{wcs} \leq \delta_c/h_{wcs}$  puede ser reducido a esta simple restricción:

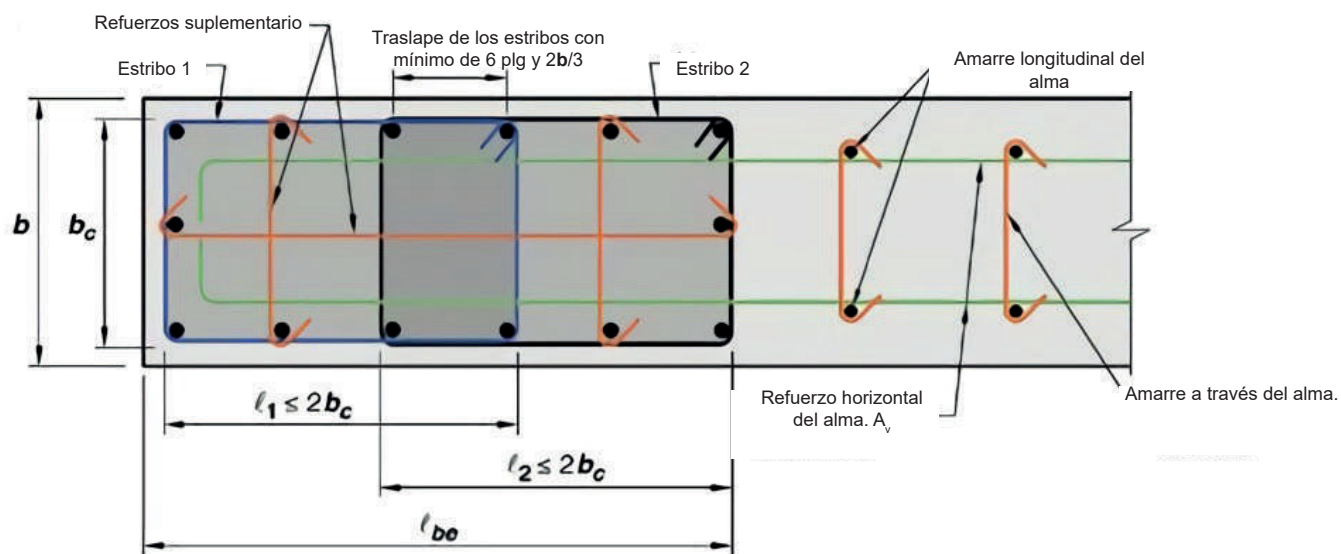
$$b \geq \sqrt{(0.025 c \ell_w)}$$

En general, la nueva disposición demandará el rediseño de los muros con grandes valores de  $\ell_w/b$  ( $> 15$  hasta 20), grandes valores de  $c/b$  ( $> 3$  hasta 4), y altas demandas indicada por  $V_e/(A_{cv} \sqrt{f'_c})$  ( $> 6$  hasta 8). La provisión también aplica para muros acoplados, y esto podría requerir el uso de columnas de muro de mayores espesores para muros acoplados.

**18.10.6.4** Los requisitos de configuración del refuerzo transversal en los elementos de borde y en las almas se modificaron en la norma ACI 318-19 (Fig. 3). Los cambios fueron motivados por las observaciones realizadas tras recientes sismos, así como por resultados de pruebas de laboratorio. La longitud del gancho del estribo no debe exceder dos veces el espesor del elemento de borde; y los estribos adyacentes deben traslaparse al menos 6 pulgadas o dos tercios del espesor del elemento de borde, lo que sea menor. Además, para una distancia por encima y por debajo de la sección crítica igual a la mayor entre  $\ell_w$  y  $M_u/4V_u$ , el refuerzo vertical del alma debe estar encerrado por la esquina de un estribo o por un estribo suplementario con un gancho sísmico en cada extremo.



a) Estribo perimetral con amarres suplementarios de 135 grados y amarre de 135 grados que soportan el refuerzo longitudinal distribuido en el alma



b) Estribos traslapados con amarres suplementarios de 135 grados y ammare de 135 grados que soportan el refuerzo longitudinal distribuido en el alma.

**Fig. 3: Configuración del refuerzo transversal en el elemento de borde y los estribos del alma (ACI 318-19, Fig. R18.10.6.4a)**

**18.10.6.5** En esta sección se establecen los requisitos de refuerzo transversal y horizontal en muros en los que no se exigen elementos de borde especiales de acuerdo con 18.10.6.2 y 18.10.6.3. Se ha actualizado para tener en cuenta el refuerzo longitudinal en grado 80 y grado 100. Si la cuantía de refuerzo en el borde del muro excede  $400/f_y$  el

espaciamiento vertical del refuerzo transversal en el borde del muro debe ser conforme a la nueva Tabla 18.10.6.5(b), que se reproduce aquí como la Tabla 1. Obsérvese que el espaciamiento no ha cambiado para los muros con refuerzo principal a flexión grado 60.

**Tabla 1. Máxima separación vertical del refuerzo transversal en borde de muros (ACI 318-19, Tabla 18.10.6.5 (b)¹)**

Grado de las barras de refuerzo principal a flexión	Refuerzo transversal requerido	Máxima separación vertical del refuerzo transversal *	
60	La mayor entre $l_w$ y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas†	Menor de:	$6d_b$ 6 in.
	Otras ubicaciones	Menor de:	$8d_b$ 8 in.
80	La mayor entre $l_w$ y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas†	Menor de:	$5d_b$ 6 in.
	Otras ubicaciones	Menor de:	$6d_b$ 6 in.
100	La mayor entre $l_w$ y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas†	Menor de:	$4d_b$ 6 in.
	Otras ubicaciones	Menor de:	$6d_b$ 6 in.

\* En esta tabla,  $d_b$  es el diámetro más pequeño de las barras de refuerzo principal de flexión.

† Las secciones críticas son definidas como la ubicación donde es probable que se produzca la fluencia del refuerzo longitudinal como resultado de los desplazamientos laterales.

### 18.10.9 Ductilidad de muros acoplados.

El sistema sismo resistente más utilizado en los edificios modernos de concreto de gran altura, ubicados en regiones de alta sismicidad, consiste en un núcleo de muros de concreto reforzado. La práctica actual de diseño utiliza las disposiciones del ACI 318 para el diseño de los materiales (Capítulo 18) y los coeficientes de diseño sísmico de ASCE/SEI 7<sup>11</sup> (modificación del coeficiente de respuesta  $R=5$  o  $6$ , por ejemplo) para el cálculo de las cargas laterales de diseño basadas en la ductilidad del sistema de resistencia lateral. El muro de corte especial de concreto reforzado ha incluido históricamente todas las variaciones del muro de corte. Es decir, no se reconoce la diferenciación en el comportamiento entre los muros esbeltos frente a los muros cortos, los muros de sección variable frente a los rectangulares y los muros acoplados frente a los muros en voladizo. A partir de la edición de 2019 del ACI 318, se ha creado una nueva definición de sistema en 2.3–Terminología, para reconocer los muros estructurales acoplados dúctiles (DCSW). La definición para el sistema DCSW se encuentra en la sección 18.10.9.

El objetivo de desempeño del sistema DCSW es disipar la mayor parte de la energía en las vigas de acople – análogo al comportamiento de columna fuerte viga débil en pórticos de momento. Se realizaron estudios para identificar las características del sistema que condujeran a una disipación de energía de la viga de acople no menor al 80% de la disipación total de energía del sistema, bajo movimientos del máximo sismo considerado ( $MCE_R$ ). En estos estudios, los análisis de respuesta histórica no lineal se llevaron a cabo utilizando registros espectrales de movimiento del terreno, simulados en una variedad de prototipos de muros de corte acoplados. Los prototipos oscilaban entre los cinco y los 50 pisos de altura, y acomodaban una gran variedad de cuantías de refuerzo longitudinal en las vigas de acople, así como en los muros de corte. Los resultados de estos análisis se presentan en la Fig. 4.

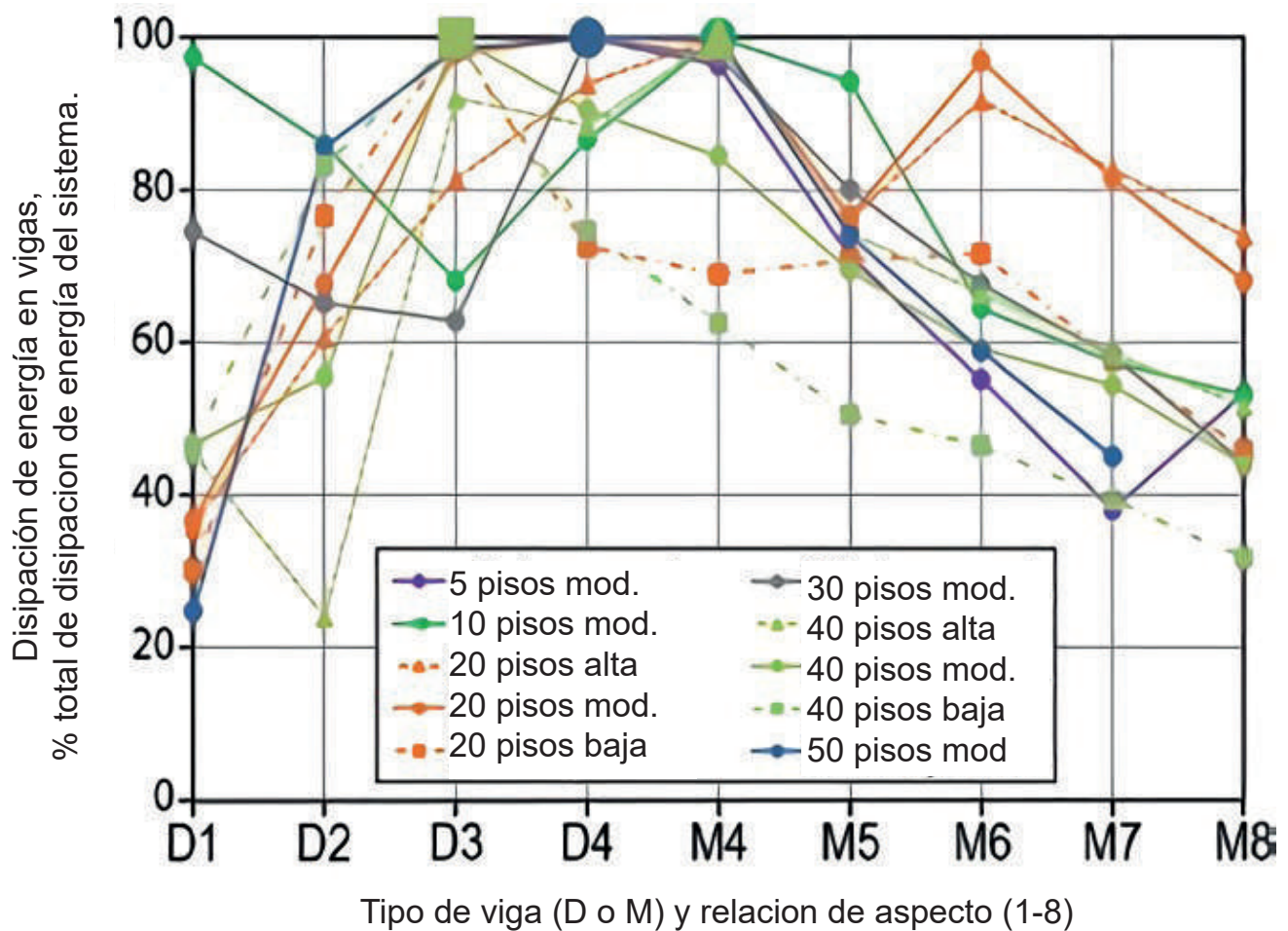


Fig. 4: Energía disipada por las vigas de acople. Las etiquetas "baja", "moderada" y "alta" refieren a las cantidades relativas de refuerzo de flexión en las vigas (cortesía de Magnusson Klemencic Associates).

El eje de las abscisas representa la relación de aspecto (luz libre/profundidad total) de las vigas de acople, con D designando a las vigas de acople reforzadas diagonalmente y M indicando a las vigas de acople detalladas como vigas de pórtico a momento. El eje de las ordenadas es el porcentaje de la disipación total de energía del sistema que se produce sólo en las vigas de acople. Los análisis muestran que las vigas de acople con relaciones de aspecto que van de 2 a 5 tienden a ser eficientes para disipar la mayor parte de la energía del sistema. Los análisis muestran que las principales características de un sistema DCSW se basan en la geometría. Los muros cortos son demasiado rígidos para permitir una deriva de piso suficiente

para que las vigas de acople se comporten de forma inelástica, por lo que cada muro de un sistema DCSW debe tener una relación altura total-longitud de al menos 2.0. Las vigas de acople en muros cortos sobre acoplan el sistema de resistencia a fuerzas laterales, lo que conduce a una disipación significativa de la energía en los pilares del muro y no en las vigas de acople. Por lo tanto, cada viga de acople en un sistema DCSW debe tener una relación longitud/profundidad total de al menos 2.0. Las vigas de acople muy esbeltas, designadas con relaciones de aspecto superiores a 5.0, son demasiado débiles para contribuir a una disipación de energía histerética suficiente. Por lo tanto, estas vigas no se permiten en más del 10% de todos los



niveles del edificio. Además, el refuerzo de flexión en las vigas de acople que se ajustan a estas restricciones geométricas debe desarrollar  $1.25f_y$  en cada extremo para disipar la energía histerética prevista. Este requisito pretende evitar el uso de vigas de acople empotradas o articuladas, que podrían considerarse cuando un pilar del muro no tiene un ancho suficiente para desarrollar el refuerzo de la viga de acople. Por último, los requisitos señalados del sistema DCSW se adicionan a los requisitos existentes para los muros estructurales especiales y las vigas de acople.

### 18.11 Muros estructurales especiales contruidos con concreto prefabricado.

#### 18.11.2 General.

**18.11.2.1** Mientras los muros estructurales especiales contruidos con concreto prefabricado deben cumplir las disposiciones de 18.10 Muros estructurales especiales, el nuevo requisito de refuerzo longitudinal mínimo (18.10.2.4) en los extremos del muro no aplica a los muros prefabricados, en los que las demandas de deformación se concentran en las juntas de los paneles.

### 18.12 Diafragmas y cerchas.

#### 18.12.7 Refuerzo.

**18.12.7.4** En ACI 318-14, esta sección requería empalmes tipo 2 cuando se utilizaban empalmes mecánicos para transferir fuerzas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema sismorresistente. ACI 318-19 mantiene el mismo requisito para el refuerzo de grado 60 y añade que los refuerzos de grado 80 y 100 no deben empalmarse mecánicamente con este fin.

**18.12.7.5** La tabla 20.2.2.4(a) permite que el límite máximo del esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo sea de 80.000 psi para partes de un colector – por ejemplo, en las secciones críticas y cerca de

ellas. Para controlar la fisuración del diafragma a lo largo del colector, es necesario limitar el esfuerzo promedio en el colector. Por lo tanto, esta nueva sección requiere que el refuerzo longitudinal para los colectores se proporcione de tal manera que el esfuerzo de tracción promedio sobre la longitud (a) o (b) no exceda  $\phi f_y$ , donde el valor de  $f_y$  está limitado a 60.000 psi:

(a) Longitud entre el extremo de un colector y el lugar en el que inicia la transferencia de la carga a un elemento vertical.

(b) Longitud entre dos elementos verticales.

#### 18.12.11 Diafragmas de concreto prefabricado.

Dos subsecciones nuevas en el ACI 318-19:

**18.12.11.1** Los diafragmas y colectores contruidos usando elementos de concreto prefabricados con losa de recubrimiento compuesta y que no cumplan con 18.12.4 [interfaz entre la losa de recubrimiento y el diafragma prefabricado limpia, libre de lechada e intencionadamente rugosa], y los diafragmas de concreto prefabricado sin recubrimiento, están permitidos siempre que satisfagan los requisitos de ACI 550.5.<sup>13</sup> Los diafragmas de losa de recubrimiento no compuesta fundidos in situ deben satisfacer 18.12.5 y 18.12.6 [espesor mínimo de los diafragmas].

**18.12.11.2** Las conexiones y el refuerzo de las juntas utilizadas en la construcción de los diafragmas de concreto prefabricado que satisfacen 18.12.11.1 deben haber sido ensayadas de acuerdo con ACI 550.4.<sup>14</sup>

### 18.13 Cimentaciones.

Esta sección se ha ampliado en gran medida de ACI 318-14 a ACI 318-19, ya que las disposiciones de diseño sísmico para cimentaciones profundas se han importado de IBC<sup>15</sup> y ASCE/ SEI 7.<sup>11</sup>. Estos cambios son demasiado voluminosos para ser detallados en este artículo

## 18.14 Miembros no designados como parte del sistema de resistencia sísmica.

### 18.14.2 Acciones de diseño.

**18.14.2.1** Esta sección se ha modificado como se indica: "Los elementos no designados como parte del sistema de resistencia sísmica se evaluarán para combinaciones de carga gravitacional de  $(1.2D + 1.0L + 0.2S)$  o  $0.9D$  la más crítica, 5.3 incluyendo el efecto del movimiento vertical del terreno actuando simultáneamente con el desplazamiento de diseño  $\delta_u$ . El factor de carga de la carga viva,  $L$ , podría reducirse a 0.5 excepto para garajes, áreas ocupadas como lugares de reuniones públicas, y en todas las áreas donde  $L$  es más grande que  $400 \text{ lb/ft}^2$ .

Las combinaciones de carga de ACI 318-14, se han convertido efectivamente en:

$$(1.2 + 0.2S_{D\phi})D + 1.0L + 0.2S \text{ o } (0.9 - 0.2S_{D\phi})D.$$

Si los miembros de carga vertical del pórtico siguen en su rango elástico ( $M_u < M_n$ ,  $V_u < V_n$ ) bajo los desplazamientos impuestos por el sismo de diseño,  $\delta_u$ , entonces las secciones que deben cumplirse son: 18.14.3.2(a) para las vigas, 18.14.3.2(c) para las columnas con altas cargas axiales que pueden fallar en compresión, y 18.14.3.2(b) para otras columnas.

### 18.14.3 Vigas, columnas y juntas fundidas *in-situ*.

**18.14.3.2** Las modificaciones se han hecho en los incisos (a), (b) y (c), y el inciso (d) ha sido agregado:

"(a) Las vigas deben satisfacer 18.6.3.1. El refuerzo transversal se deberá proporcionar en toda la longitud de la viga con una separación no mayor a  $d/2$ . Donde la carga axial mayorada (factorizada) exceda  $A_g f'_c / 10$ , el refuerzo transversal deberá ser estribos satisfaciendo 18.7.5.2 en un espaciamiento  $S_{\phi}$  de acuerdo con 18.14.3.2 (b) que no debe exceder el menor entre  $6d_b$  de la barra longitudinal

confinada más pequeña o 6 in.

(b) Las columnas deben satisfacer 18.7.4.1, 18.7.5.2, y 18.7.6. La separación máxima longitudinal de los estribos debe ser  $S_{\phi}$  para toda la longitud de la columna. La separación  $S_{\phi}$  no debe exceder el menor de seis veces del diámetro de la barra longitudinal confinada más pequeña y 6 in. El refuerzo en espiral que satisface 25.7.3 o el de estribos que cumple 25.7.4 debe ser colocado en toda la longitud de la columna con separaciones que no excedan el menor entre  $6d_b$  de la barra longitudinal confinada más pequeña y 6 in. El refuerzo transversal que satisfaga los requisitos de 18.7.5.2(a) hasta (e) se proporcionará a lo largo de una longitud  $l_c$ , como se define en 18.7.5.1, desde cada cara de la junta.

(c) Las columnas con carga axial gravitacional mayorada (factorizada) que exceda  $0.35P_0$  debe satisfacer 18.14.3.2(b) y 18.7.5.7. La cantidad mínima de refuerzo transversal proporcionada debe ser, la mitad de la requerida por 18.7.5.4 y la separación no debe exceder  $S_{\phi}$  en toda la longitud de la columna: para estribos rectilíneos, la mitad de la mayor de las partes (a) y (b) de la tabla 18.7.5.4 y, en el caso de espirales o estribos circulares, la mitad de la mayor de las partes (d) y (e) de la tabla 18.7.5.4. Este refuerzo transversal se proporcionará a lo largo de una longitud  $l_c$ , como se define en 18.7.5.1, desde cada cara de la junta.

(d) Las juntas deben satisfacer el capítulo 15."

### 18.14.5 Conexiones losa-columna.

Esta sección ha sido modificada de manera significativa. Sólo las disposiciones sobre losas postensadas son nuevas. Los demás cambios representan esencialmente una reorganización.

**18.14.5.1** "Para las uniones entre losas y columnas en losas bidireccionales sin vigas, se proporcionará un refuerzo de corte en la losa que satisfaga los requisitos de 18.14.5.3 y de 8.7.6 u 8.7.7, en

cualquier sección crítica de la losa definida en 22.6.4.1 para las siguientes condiciones:

(a) Losas no presforzadas donde

$$\Delta_x/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(V_{uvig}/\phi V_c)$$

(b) Losas postensadas no adheridas con  $f_{pc}$  en cada dirección cumpliendo los requisitos de 8.6.2.1,

$$\text{donde } \Delta_x/h_{sx} \geq 0.040 - (1/20)(v_{uvig}/\phi v_c)$$

Las combinaciones de carga que se evaluarán para  $V_{uv}$  solo serán solo las que incluyan E. El valor de  $(\Delta_x/h_{sx})$  será tomado como el mayor de los valores de los pisos adyacentes arriba y abajo de la conexión losa-columna.  $v_c$  deberá ser calculado de acuerdo con 22.6.5 y, para losas postensadas no adheridas, el valor de  $V_p$  deberá ser tomado como cero cuando se calcula  $v_c$ .”

Obsérvese que el siguiente texto “... definido en 22.6.4.1” en la versión anterior de 18.14.5.1 ha sido eliminado en esta sección, y una parte ha sido incluida en 18.14.5.3 como se indica en la siguiente descripción.

**18.14.5.2** Obsérvese que mientras esta sección incluye requisitos de 18.14.5.1 en la edición anterior, los requisitos en (b) son nuevos.

“Los requisitos de refuerzo de corte de 18.14.5.1 no necesitan ser satisfechos si (a) o (b) se cumplen:

(a)  $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.005$  para losas no presforzadas

(b)  $\Delta_x/h_{sx} < 0.01$  para losas postensadas no adheridas con  $f_{pc}$  en cada dirección cumpliendo con los requerimientos de 8.6.2.1.”

**18.14.5.3** ~~“si  $\Delta_x/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(v_{uvig}/\phi v_c)$ . El refuerzo por corte de la losa debe proporcionar  $v_s \geq 3.5\sqrt{f_c}$  en la sección crítica de la losa y debe extenderse por lo menos cuatro veces el espesor de la losa desde la cara de soporte adyacente a la sección crítica de la losa. Los requisitos de refuerzo por corte de esta disposición no se aplicarán si  $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.005$ .~~

~~El valor de  $\Delta_x/h_{sx}$  debe ser tomado como el mayor de los valores de los pisos adyacentes arriba y abajo de la conexión losa columna.  $v_c$  debe ser calculado de acuerdo con 22.6.5.  $v_{uvig}$  es el esfuerzo~~

~~cortante mayorado en la sección crítica de la losa en dos direcciones debido a las cargas verticales sin transferencia de momento.~~

## Conclusiones Finales.

El Capítulo 18 del ACI 318-19, Estructuras Sismorresistentes, incluye muchos cambios sustanciales. En la Parte 1, resumimos los cambios en las Secciones 18.2 General, además de los cambios en las Secciones 18.3 a 18.8, que gobiernan el diseño de pórticos a momento ordinarios e intermedios, así como el diseño de vigas, columnas y nudos de pórticos especiales a momento. En esta parte 2, discutimos las últimas secciones del capítulo 18. Los cambios clave incluyen:

Las barras ASTM A706 Grado 80 y Grado 100 están ahora permitidas para resistir momentos de flexión, fuerzas de corte y fuerzas axiales en muros estructurales especiales, incluyendo vigas de acople y elementos de borde. La sección 18.10 - Muros estructurales especiales, ha experimentado los cambios más sustanciales.

La sección correspondiente de la norma ACI 318-95<sup>16</sup> pasó por cambios importantes en el ACI 318-99, pero se mantuvo esencialmente sin cambios hasta el ACI 318-11.<sup>17</sup> En ACI 318-14 se introdujeron cambios significativos a la vista de las observaciones realizadas tras el sismo de Chile de 2010 y los sismos de Christchurch, en Nueva Zelanda de 2010-2011.

En el ACI 318-19 se han introducido otros cambios importantes a la vista de las observaciones realizadas tras los recientes sismos y ensayos. El mayor cambio se produce en el diseño a cortante de los muros de corte, que es ahora mucho más conservador. Se cree que este cambio tendrá un impacto beneficioso en el comportamiento de las estructuras de concreto con sistemas sismorresistentes que incorporan muros estructurales especiales.

## Agradecimientos.

Pro Dasgupta, S.K. Ghosh Associates LLC (SKGA), Palatine, IL, EE. UU., proporcionó una revisión exhaustiva que mejoró considerablemente este artículo. Bodhi Rudra, de SKGA, prestó una valiosa ayuda en la elaboración del manuscrito.



**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.



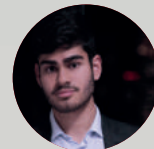
**Andrew W. Taylor**, FACI, de KPFF Consulting Engineers en Seattle, Washington, USA. Tiene más de 30 años de experiencia como investigador y diseñador estructural. Es presidente del Comité ACI 318, Código para Edificaciones de Concreto Estructural y miembro del comité ACI 378, Torres Eólicas en Concreto, 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.

### La traducción de este artículo correspondió a la Sección Colombia

*Cambios en los requisitos del ACI 318 para Estructuras Sismorresistentes, Parte 2*



*Traductor: Ing. Daniel Sebastián Corcho Ramírez*



*Revisor Técnico: Ing. Kevin Andrés Tami Torres*