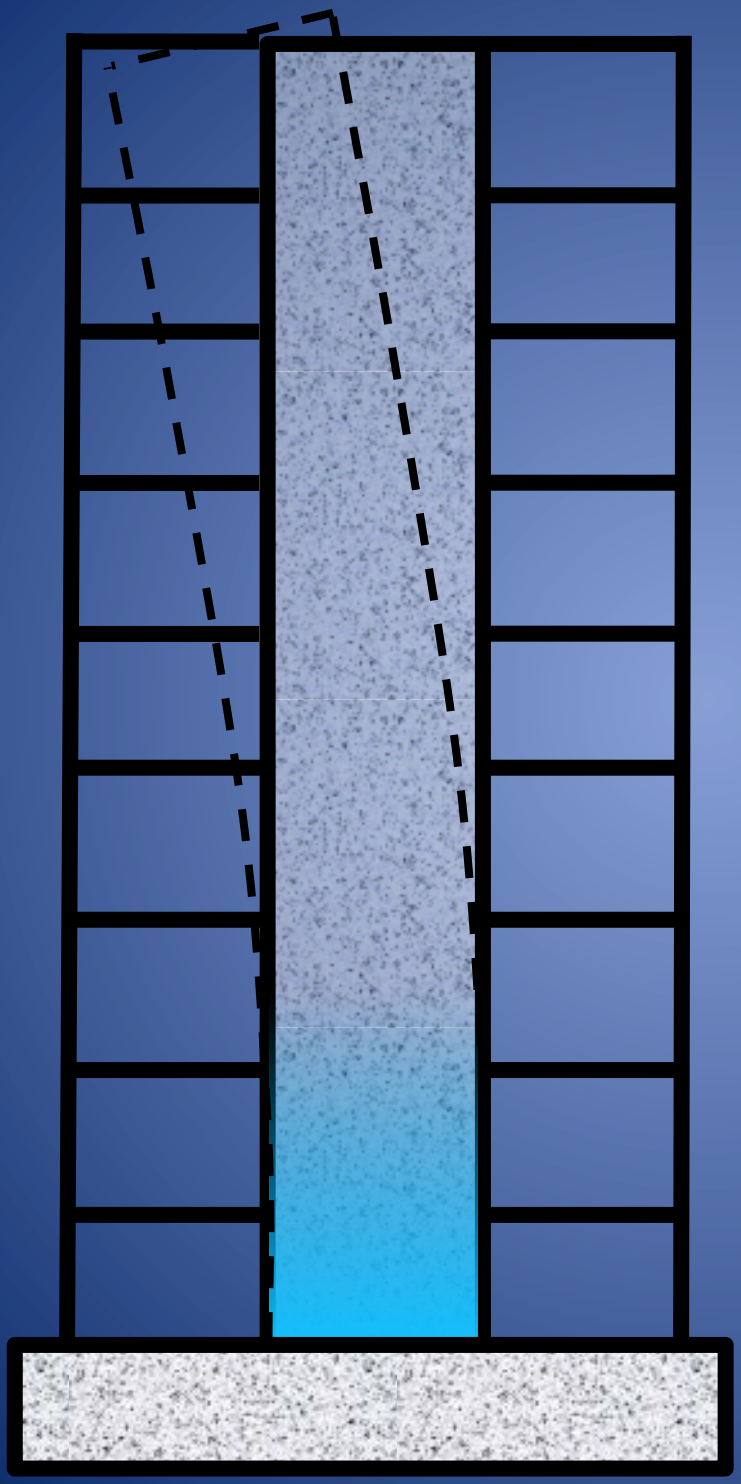
ACI 318-19 Code Cases



ابهامات موجود در استاندارد
ACI 318-19
و شفاف سازی برای استاندارد
ACI 318-25

طراحی لرزه‌ای

دیوارهای سازه‌ای بتن‌آرمه ویژه

گردآوری و ترجمه:

جواد قدرتی ینگجه

سیامک حسین‌زاده

www.PBD.ir

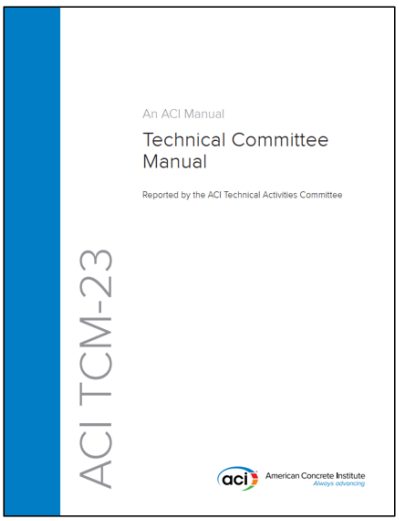
مهرماه ۱۴۰۲

ابهامات موجود در طراحی لرزه‌ای دیوارهای سازه‌ای ویژه براساس ACI 318-19 و شفاف سازی برای ACI 318-25

ACI درخواست‌های کتبی به جهت شفاف سازی هدف ضوابط یا کاربرد آنها برای **دیوارهای سازه‌ای ویژه** مطابق با ACI 318-19 را از جانب انجمن مهندسین سازه واشینگتن (SEAW)، انجمن مهندسین سازه شمال کالیفرنیا (SEAONC) و شورای طراحی سازه ساختمان‌های بلند لس‌آنجلس (LATBSDC) دریافت کرده است. در پاسخ، کمیته ACI 318 برای شفاف سازیِ ضوابطِ مطرح شده، سه **Code Case** ایجاد کرده و در ادامه، رای‌گیری و تصویب کرده است. در این مقاله هرکدام از **Code Case**ها به تفکیک تشریح می‌شود.

- **Code Case چیست؟**

کتابچه راهنمای کمیته فنی موسسه بتن آمریکا (ACI TCM-23)، در بند 4.1.1.2 یک Code Case را مطابق با شکل ۱ تعریف می‌کند.



4.1.1.2 *Code cases*

A code case may:

1. Clarify or change an existing code or code provision
2. Provide new provisions for situations not covered by an existing code
3. Result in a new code requirement, which will be included in the next code edition
4. Provide specific requirements in code language for additions or alternatives not covered by an existing code

Code cases ensure that such clarifications or provisions are given general distribution.

The TAC Secretary considers code case requests and, if accepted, a processing fee is charged. Individuals requesting a code case must do so in writing. The TAC Secretary acts as a liaison between the individual and the appropriate committee and is responsible for submitting requests to the committee. The code case will be published in *Concrete International (CI)* within 6 months of the date of approval. Code cases may also be published with the Code errata at the committee's request.

A code case applies only to the designated edition of a code (for example, ACI 318-19) and not to other editions.

شکل ۱ – تعریف یک Code Case در بند 4.1.1.2 از ACI TCM 23

۱- Code Case ممکن است کد موجود یا ضابطه آن را شفاف سازی کرده یا تغییر دهد.

۲- Code Case ممکن است برای حالاتی که توسط کد پوشش داده نمی‌شود، ضوابط جدید ارائه کند.

۳- Code Case ممکن است منجر به یک الزام جدید در کد شود که در نسخه بعدی کد گنجانده خواهد شد.

۴- Code Case ممکن است الزامات خاصی را به جهت اضافات یا جایگزین‌هایی که در کد موجود پوشش داده نمی‌شود، ارائه دهد.

- Code Caseها تضمین می‌کنند که چنین شفاف سازی‌ها یا ضوابط، ابلاغ عمومی می‌شوند.
- **Code Case ظرف ۶ ماه از تاریخ تصویب در Concrete International (CI) منتشر خواهد شد.**
- بنابر درخواست کمیته ممکن است Code Caseها در اصلاحیه‌های کد منتشر شود.
- یک Code Case فقط برای نسخه تعیین شده کد (به عنوان مثال، ACI 318-19) اعمال می‌شود و نه برای نسخه های دیگر.

الف) Code Case 318-19 ارسال شده توسط انجمن مهندسین سازه واشینگتن (SEAW)

موضوع :

ضریب کاهش مقاومت، ϕ، برای استفاده در معادله 18.10.3.1

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \le 3V_u \qquad (18.10.3.1)$$

شرح موضوع (الف-۱):

بند 21.2.4.1 از ACI 318-19 عنوان می‌کند که در هر عضو مقاوم در برابر نیرهای ناشی از زلزله، اگر مقدار مقاومت برشی عضو کمتر از مقدار برش متناظر با تشکیل مقاومت خمشی اسمی عضو باشد، بایستی مقدار ϕ برابر با 0.60 لحاظ گردد (دیوارهای سازه‌ای بتن‌آرمه با رفتار برشی، دیوارهایی که ممکن است شکست برشی را زودتر از تسلیم خمشی تجربه کنند). در غیر این صورت مطابق با بند (b) از جدول 21.2.1 مقدار ϕ برابر با 0.75 خواهد بود (دیوارهای سازه‌ای بتن‌آرمه با رفتار خمشی، دیوارهایی که ممکن است تسلیم خمشی را زودتر از شکست برشی تجربه کنند).

مطابق با بند 18.10.3.1، برای محاسبه مقدار برش طراحی، V_e، بایستی نیاز برشی حاصل از تحلیل ارتجاعی، V_u، توسط ضریب اضافه مقاومت Ω_v، که در جدول 18.10.3.1.2 ارائه شده است تشدید شود. مطابق با جدول مذکور برای دیوارهای با نسبت بُعدی بزرگتر از 1.5، مقدار ضریب اضافه مقاومت Ω_v، برابر با بزرگترین مقدار 1.5 و نسبت M_{pr}/M_u است. این ضابطه باعث می‌شود مقاومت برشی اسمی عضو از برش متناظر با تشکیل مقاومت خمشی اسمی عضو بزرگتر شود.

مطابق با بند 18.10.3.1، کران بالای ضریب تشدید برای V_u در فرمول 18.10.3.1 برابر با 3.0 می‌باشد.

سوالات:

۱- در صورتی که مقدار Ω_v، بیشتر از 1.0 محاسبه شود (از جمله زمانی که از کران بالای ضریب تشدید برابر با 3.0 استفاده می‌شود)، به دلیل اغنای ضابطه 21.2.4.1، مقدار ϕ ممکن است برابر با 0.75 لحاظ گردد. این مورد از کد نیاز به شفاف سازی دارد.

۲- به طور مشابه، بند 18.10.8.1 الزام می‌کند که در دیوار پایه‌های (wall piers) واجد شرایط، بایستی مقدار نیروی برشی تشدید شود. لیکن کران بالای تشدید به مقدار Ω_0 معرفی شده در استاندارد ASCE 7-16 محدود می‌شود. ضریب اضافه مقاومت Ω_0 معرفی شده در استاندارد ASCE 7-16 متفاوت از ضریب اضافه مقاومت Ω_v می‌باشد که در بند 18.10.3.1 از استاندارد ACI 318-19 معرفی شده است. لیکن هدف هر دو ضریب برای تشدید یکسان بوده و تامین رفتار الاستیک برشی تحت نیروی برشی طراحی می‌باشد. این مورد از کد نیز نیاز به شفاف سازی دارد. زمانی که برای تشدید برش دیوار پایه‌ها (wall piers) از ضریب Ω_0 استفاده می‌شود مقدار ϕ برای برش این المان‌ها می‌تواند برابر با 0.75 لحاظ شود. همچنین برای تشدید برش نیازی به لحاظ همزمان هر دو ضریب Ω_0 و Ω_v نمی‌باشد.

تبیین و راهکار:

۱- هدف بند 21.2.4.1 این است که اگر $\Omega_v \geq 1.5$ باشد در این صورت مقدار ϕ برای برش در مقطع بحرانی و تمامی مقاطع می‌تواند برابر با 0.75 لحاظ شود.

۲- مطابق با بند 18.10.8.1، دیوار پایه‌ها بایستی یا برای برش نظیر با تشکیل M_{pr} در بخش فوقانی و تحتانی دیوار پایه (رویکرد طراحی براساس ظرفیت) با احتساب اثرات بار محوری طراحی شوند یا برای برش حاصل از تحلیل سازه که توسط Ω_0 تشدید شده است. برای هر دو روش مذکور مقدار ϕ برای برش برابر با 0.75 بوده و نیازی نمی‌باشد مقدار Ω_v علاوه بر Ω_0 اعمال شود.

موضوع:

شفاف سازی برای روش‌های محاسباتی مقادیر M_{pr} و M_u

شرح موضوع:

برای دیوارهای با نسبت بُعدی بزرگتر از 1.5، مقدار ضریب اضافه مقاومت Ω_v برابر با بزرگترین مقدار M_{pr}/M_u و 1.5 می‌باشد. M_{pr} مقاومت خمشی محتمل و M_u لنگر خمشی ضریبدار مقطع است. به دلیل پیچیدگی‌های محاسبات اندرکنش بارمحوری – لنگر خمشی در یک دیوار، شفاف سازی بیشتر در ارتباط با این پارامترها می‌تواند مفید واقع شود.

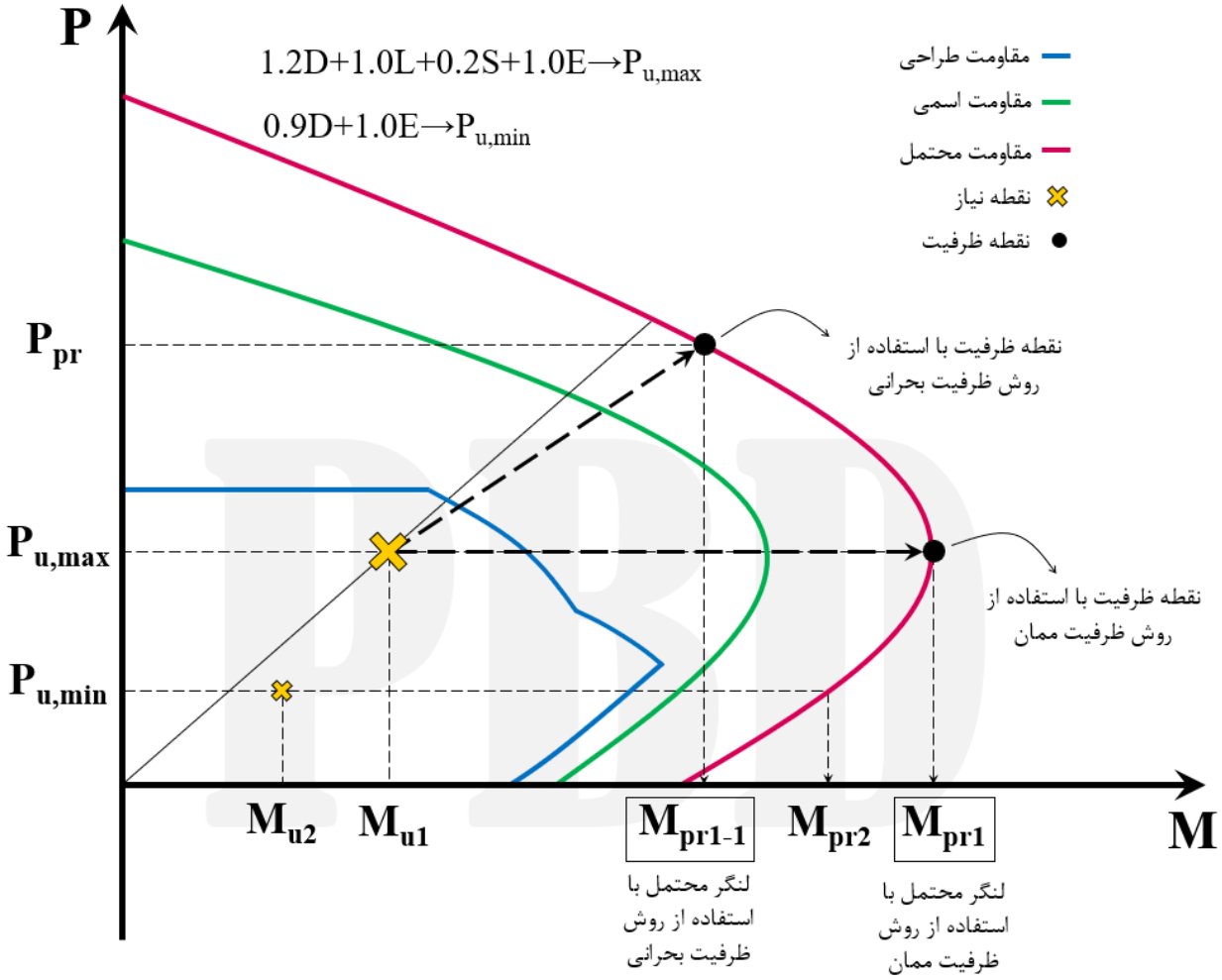
سوالات:

۱- در دیوارهای کوپله شکل‌پذیر یا در دیوارهای سازه‌ای شکل‌پذیر که توسط تیرهای کوپله به دو بخش مجزا تفکیک می‌شوند آیا مقادیر M_{pr} و M_u برای هر کدام از بخش‌های دیوار به صورت جداگانه لحاظ می‌شود؟ یا کل دیوار به عنوان یک المان در نظر گرفته می‌شود؟ لازم به ذکر است که در سراسر طول یک دیوار به عنوان یک المان که بخش‌های آن توسط تیرهای همبند جدا شده است مقادیر کرنش بتن و کرنش آرماتورهای طولی مطابق با بند 22.2.1.2 متناسب با فاصله از تارخنثی نمی‌باشد.

۲- ترکیب بار و شرایط بارگذاری برای محاسبه مقادیر M_{pr} و M_u بایستی شفاف سازی گردد. با توجه به تعداد زیاد ترکیب بارها، مقادیر زیادی برای M_{pr} و M_u در طراحی یک دیوار سازه‌ای ویژه وجود دارد. در یک طرح متعارف مقادیری از M_u وجود دارد که با وجود عدم کنترل طرح دیوار توسط آن لنگر، نسبت M_{pr}/M_u برای آن به بیش از 3.0 تجاوز می‌کند. به عنوان یک پیشنهاد، آیا مقدار M_u براساس حداکثر لنگر خمشی محاسبه شده از ترکیب بار 5.3.1e انتخاب می‌شود؟

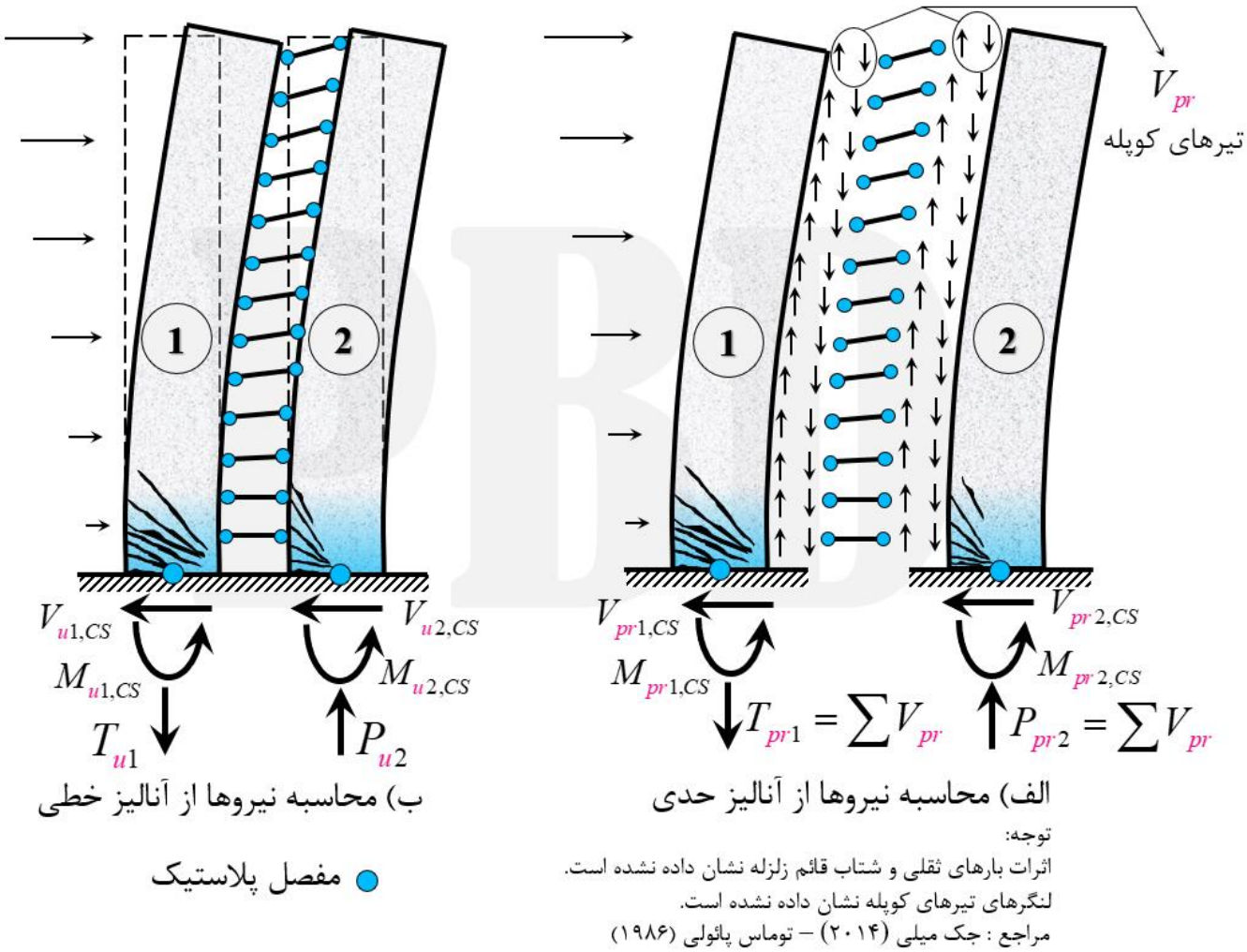
۳- آیا محاسبه M_{pr} با استفاده از روش ظرفیت بحرانی قابل قبول است؟ روش ظرفیت بحرانی فاصله بین نقطه بار نهائی و نقطه روی منحنی ظرفیت را به حداقل می‌رساند (شکل ۲). در دیوارهای کوپله که نیروی محوری همراه با لنگر خمشی

لرزه‌ای افزایش می‌یابد استفاده از این روش می‌تواند اضافه مقاومت موجود دیوارهای کوپله را با دقت بیشتری محاسبه کند. به عبارت دیگر زمانی که نیاز خمشی لرزه‌ای عمدتاً یک رفتار محوری است استفاده از روش ظرفیت بحرانی دقت بیشتری نسبت به روش ظرفیت ممان دارد.



شکل ۲ – محاسبه لنگر محتمل دیوار به روش ظرفیت ممان و روش ظرفیت بحرانی (شکل شماتیک است)

دیوار پایه‌های سیستم دیوار کوپله شکل‌پذیر از جمله المان‌هایی هستند که بار محوری آنها تحت زلزله طرح می‌تواند اختلاف قابل ملاحظه‌ای با مقدار بار محوری حاصل از تحلیل ارتجاعی داشته باشد. دلیل این اختلاف در شکل ۳- الف نشان داده شده است. مقدار برش محتمل در تیرهای کوپله باعث ایجاد نیروی محوری در دیوار پایه شماره ۲ خواهد شد. مطابق با شکل ۳-الف نیروی محوری دیوار پایه شماره ۲ از آنالیز حدی به دست آمده است که معادل با P_{pr} در شکل ۱ می‌باشد. بنابراین لنگر محتمل محاسبه شده $M_{pr2,CS}$، معادل با M_{pr1-1} در شکل ۱ می‌باشد.



شکل ۳ – نیروهای سیستم دیوار کوپله

تبیین و راهکار:

۱- هدف بند 18.10.3.1.2 این است که برای محاسبه مقادیر M_{pr} و M_u در محل مقطع بحرانی به قصد تشدید نیروی برشی، دیوارهای سازه‌ای در سیستم دیوار کوپله به عنوان دیوار جداگانه لحاظ شود.

۲- هدف از پاورقی [۱] از جدول 18.10.3.1.2 این است که فقط از ترکیب بارهای شامل اثر زلزله، E، استفاده شود.

۳- بند 18.10.3.1.2 از ACI 318-19 روش محاسباتی برای مقدار M_{pr} را مشخص نمی‌کند. بنابراین متخصص ذیصلاح با استفاده از قضاوت مهندسی خود، رویکرد منطقی را انتخاب خواهد کرد.

موضوع:

استفاده از ضریب نامعینی برای محاسبه نیروهای تشدید یافته

شرح موضوع:

استاندارد ASCE 7-16 استفاده از ترکیب بارهای دارای زلزله تشدید یافته ($\Omega_0 E$) در محاسبه تقریبی حداکثر نیروی زلزله اعضای بحرانی را الزام می‌کند. بند 12.3.4.1 از استاندارد ASCE 7-16 عنوان می‌کند که مقدار ضریب نامعینی در ترکیب بارهای دارای زلزله تشدید یافته برابر با 1.0 می‌باشد.

آخرین جمله از بخش تفسیر در بند R18.10.3.1 از استاندارد ACI 318-19 عنوان می‌کند که "استفاده از Ω_v در V_u مانع از اعمال ضریب نامعینی در صورت الزام آئین‌نامه‌های ساختمانی نخواهد شد".

R18.10.3.1 ……The application of Ω_v to V_u does not preclude the application of a redundancy factor if required by the general building code.

سوالات:

۱- این جمله از تفسیر استاندارد ACI 318-19 را شفاف سازی کنید. آیا هدف این تفسیر آن است که مشابه طراحی اعضای بحرانی، به هنگام استفاده از معادله 18.10.3.1 می‌توان ضریب نامعینی را برابر با 1.0 در نظر گرفت؟

تبیین و راهکار:

۱- هدف بند 18.10.3.1 این است که، اگر ضریب نامعینی 1.3 مطابق با بند 12.3.4 از ASCE 7-16 اعمال می‌شود، مقدار V_e محاسبه شده به دلیل نیروهای جانبی مذکور، لازم نیست بیش از 3.0 برابر برش ضریبدار دیوار تحت زلزله تجویزی با ضریب نامعینی برابر با 1.0 باشد.

$$V_e = \omega_v \times \Omega_{v,\rho=1.3} \times V_{u,\rho=1.3} \leq 3.0 V_{u,\rho=1.0}$$

نیاز برشی طراحی دیوار سازه‌ای بتن‌آرمه با ρ=1.3 = ضریب تشدید دینامیکی که وابسته به تعداد طبقات است. × نسبت اضافه مقاومت خمشی دیوار سازه‌ای که براساس ρ=1.3 طراحی شده است. × مقدار برش ضریبدار دیوار تحت زلزله تجویزی با احتساب ρ=1.3 ≤ ۳ برابر مقدار برش ضریبدار دیوار تحت زلزله تجویزی با احتساب ρ=1.0

شکل ۴- تبیین فرمول 18.10.3.1 از استاندارد ACI 318-19 با احتساب اثرات درجه نامعینی

ب) Code Case 318-19 ارسال شده توسط انجمن مهندسین سازه شمال کالیفرنیا (SEAONC)

موضوع :

استفاده از وصله‌های مکانیکی برای آرماتورهای Grade 550 در دیوارهای سازه‌ای

شرح موضوع:

مطابق با بند 18.2.7.2 (متن و تفسیر ACI 318-19 در ادامه ارائه شده است)، به دلیل احتمال تسلیم آرماتورهای طولی در فاصله دو برابر عمق عضو از یک مقطع بحرانی دیوار، وصله‌های مکانیکی نوع ۲ برای آرماتورهای طولیGrade 550 در محدوده مذکور از دیوار مجاز نمی‌باشد. این ضابطه در تضاد با بند 18.10.2.3(c) است که برای وصله‌های پوششی، احتمال تسلیم آرماتورهای طولی را در ارتفاع h_{sx} از بالا و ℓ_d از پایین مقطع بحرانی ارائه می‌کند (شکل ۵).

18.2.7 *Mechanical splices in special moment frames and special st*

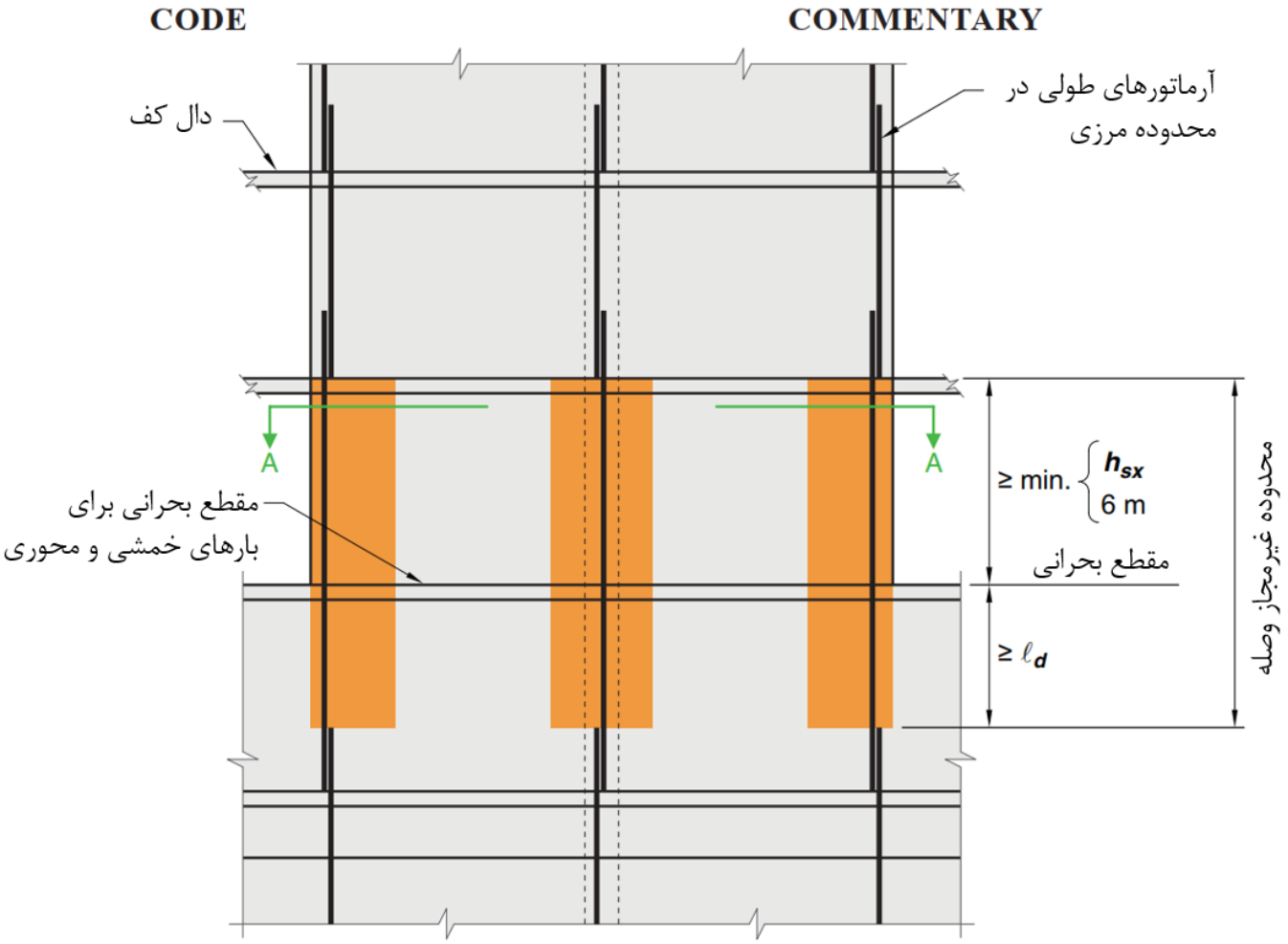
ructural walls

18.2.7.2 Except for Type 2 mechanical splices on Grade 420 reinforcement, mechanical splices shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior. Type 2 mechanical splices on Grade 420 reinforcement shall be permitted at any location, except as noted in 18.9.2.1(c).

R18.2.7 *Mechanical splices in special moment frames and special structural walls*

In a structure undergoing inelastic deformations during an earthquake, the tensile stresses in reinforcement may approach the tensile strength of the reinforcement. The requirements for Type 2 mechanical splices are intended to avoid a splice failure when the reinforcement is subjected to expected stress levels in yielding regions. Type 1 mechanical splices on any grade of reinforcement and Type 2 mechanical splices on Grade 550 and Grade 690 reinforcement may not be capable of resisting the stress levels expected in yielding regions. The locations of these mechanical splices are restricted because tensile stresses in reinforcement in yielding regions can exceed the strength requirements of 18.2.7.1. The restriction on all Type 1 mechanical splices and on Type 2 mechanical splices on Grade 550 and Grade 690 reinforcement applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement.
Recommended detailing practice would preclude the use of splices in regions of potential yielding in members resisting earthquake effects. If use of mechanical splices in regions of potential yielding cannot be avoided, there should be documentation on the actual strength characteristics of the bars to be spliced, on the force-deformation characteristics of the spliced bar, and on the ability of the mechanical splice to be used to meet the specified performance requirements.
Although mechanical splices as defined by 18.2.7 need not be staggered, staggering is encouraged and may be necessary for constructability or provide enough space around the splice for installation or to meet the clear spacing requirements.

پاراگراف دوم از تفسیر عنوان می‌کند که اگر نتوان از بکارگیری وصله‌های مکانیکی در مناطق با پتانسیل تسلیم، اجتناب کرد بایستی با ارائه مستندات آزمایشگاهی نشان داده شود که کوپلرها الزامات عملکردی را به نحو قابل قبول اغنا می‌کنند. این فرآیند مستلزم استفاده از ابزارها و روش‌های جایگزین است و از این رو می‌تواند طراحی را پیچیده کند. علاوه بر آن، انتخاب تعداد نمونه‌های آزمایشگاهی و تفسیر نتایج آنها وابسته به قضاوت مهندسی مرجع ذیصلاح است. این قسمت از ضابطه بایستی به نحوی تدوین گردد که بدون نیاز به قضاوت مهندسی، صرفاً با ارائه نتایج آزمایشگاهی قابل قبول، تایید طراحی میسر گردد.



توجه : برای وضوح، فقط آرماتورهای مورد نیاز ترسیم شده است.

شکل ۵ – شفاف سازی محدوده غیر مجاز برای وصله‌های پوششی (شکل R18.1.0.2.3 از ACI 318-19)

سوالات:

ACI 318-19 استفاده از آرماتورهای پر مقاومت در مناطق لرزه‌خیز را گسترش می‌دهد. بنابراین برای جلوگیری از مشکلات تراکم آرماتورهای طولی در محل اجزای مرزی دیوار، انتظار می‌رود مهندسان، اغلب از آرماتورهای طولی Grade 550 استفاده کنند. ACI 318-19 محدودیت‌های قابل توجهی برای وصله‌های مکانیکی و پوششی معرفی می‌کند. به نظر می‌رسد

بند 18.2.7.2 اساساً برای قاب‌های خمشی نوشته شده و سپس به دیوارهای سازه‌ای نیز توسعه داده شده است. بدین ترتیب با تعریف محدوده تسلیم در بخش 18.10 مطابقت ندارد.

۱- ما خواهان تایید این هستیم که ضوابط محدودیت برای محل‌های اجرای وصله‌های مکانیکی مشابه ضوابط وصله‌های پوششی باشد.

۲- ما همچنین می‌خواهیم حداقل الزامات عملکردی وصله‌های مکانیکی در آرماتورهای طولی Grade 550 با جزئیات کامل در ACI 318 معرفی شود. تا بتوان از این ضوابط برای کنترل نتایج آزمایشگاهی وصله‌های مکانیکی اجرا شده در محدوده تسلیم استفاده کرد. همچنین جزئیات نوع آزمایش‌ها و تعداد آزمایش‌های موفق نیز بایستی مشخص شود.

تبیین و راهکار:

۱- ACI 318-19 برای اجرا وصله‌های مکانیکی و پوششی محدودیت‌های ارتفاعی مختلفی را ارائه می‌کند که به صورت زیر است:

الف – با توجه به بند 18.10.2.3 (به شکل R18.10.2.3 رجوع شود)، اجرای وصله پوششی آرماتورهای طولی به اندازه یک طبقه در بالا و به اندازه ℓ_d در پایین یک مقطع بحرانی دیوار مجاز نمی‌باشد.

ب – طبق بندهای 18.2.7.2 و 18.2.8.1 به ترتیب کوپلرهای مکانیکی آرماتورهای طولی (به استثنای وصله مکانیکی نوع ۲ در آرماتورهای Grade 420) و وصله جوشی آرماتورهای طولی در فاصله دو برابر عمق عضو از مقطع بحرانی که احتمال تسلیم آرماتورها در آن وجود دارد، مجاز نمی‌باشد.

بندهای تفسیر R18.2.7 و R18.10.2.3 هر دو به این طول‌های متفاوت در (الف) و (ب) به عنوان محدوده‌های دارای پتانسیل تسلیم نگاه می‌کنند.

کمیته، شفاف سازی برای این مورد را به عنوان دستور کار جدید در نظر خواهد گرفت.

۲- کمیته ACI 318 داده‌های آزمایشگاهی را ارزیابی نکرده است تا حداقل الزامات عملکردی وصله‌های مکانیکی در آرماتورهای طولی Grade 550 را ارائه کند.

کمیته، این مورد را به عنوان دستور کار جدید در نظر خواهد گرفت.

موضوع :

تنگ‌های جان دیوار برشی

شرح موضوع:

بند 18.10.6.4(i) از استاندارد ACI 318-19، استفاده از تنگ‌ها و دورگیرهای 135°-135° در جان دیوار را الزام می‌کند (این بند در ادامه ارائه شده است). ضوابط ادامه یافتن تنگ‌های جان در راستای قائم دیوار، با ادامه یافتن اجزای مرزی ویژه (SBE) در راستای قائم دیوار براساس بند 18.10.6.2 یکسان می‌باشد. اگرچه، ضابطه بند 18.10.6.4 برای هر دو روش تعیین اجزای مرزی ویژه براساس بندهای 18.10.6.2 یا 18.10.6.3 اعمال می‌شود، ولی بند 18.10.6.2 فقط برای دیوارهای با نسبت بُعدی بالاتر در نظر گرفته شده است. زبان کد شفاف نبوده و مشخص نیست که آیا تنگ‌های جان فقط برای دیوارهای با اجزای مرزی ویژه مورد نیاز در بند 18.10.6.2 است یا خیر. (توجه : بند 18.10.6.2(b)(i) بایستی برای محدودیت‌های ادامه یافتن تنگ‌های جان در بند 18.10.6.4(j) ارجاع مستقیم دهد).

18.10.6.4 If special boundary elements are required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) through (k) shall be satisfied:
(i) For a distance above and below the critical section specified in 18.10.6.2(b), web vertical reinforcement shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a crosstie with seismic hooks at each end. Transverse reinforcement shall have a vertical spacing not to exceed 300 mm and diameter satisfying 25.7.2.2.

سوالات:

۱- ACI 318-19 استفاده از تنگ‌های جان دیوار را برای جلوگیری از، از دست دادن ظرفیت باربری محوری معرفی می‌کند. آزمایش‌هایی که به‌عنوان مراجع در تفسیر استفاده شده است، بیشتر برروی دیوارهای با نسبت بُعدی بالا متمرکز شده‌اند که در آنها تنش فشاری در وجه بیرونی اجزای مرزی می‌تواند بسیار زیاد باشد. از سوی دیگر، حد تنش فشاری برای نیاز به اجزای مرزی ویژه که در بند 18.10.6.3 معرفی شده است ($0.2f'_c$) نسبتاً کم بوده لذا سنجاقی‌های جان ممکن است توجیه‌پذیر نباشد.

ما خواهان تایید این هستیم که تنگ‌های جان فقط برای دیوارهای با اجزای مرزی ویژه مطابق با بند 18.10.6.2 الزامی باشد. اگر به این ترتیب نیست، ما خواهان تایید این هستیم که ادامه یافتن تنگ‌های جان در راستای قائم دیوار نیاز نیست فراتر از ارتفاع اجزای مرزی ویژه باشد. پیشنهاد ما ارزیابی مجدد الزامات مربوط به ادامه یافتن تنگ‌ها در راستای قائم و افقی دیوار است.

تبیین و راهکار:

۱- بند 18.10.6.1 از استاندارد ACI 318-19 نشان می‌دهد که، اگر اجزای مرزی ویژه توسط هر کدام از بندهای 18.10.6.2 یا 18.10.6.3 نیاز باشد بایستی الزامات بند 18.10.6.4 اعمال گردد. همان طور که در بند 18.10.6.4 نشان داده شده است، تمامی بندهای فرعی ((a) تا (k)) باید رعایت شود. بنابراین در صورت نیاز به اجزای مرزی ویژه، تمامی بخش‌های فرعی از بند 18.10.6.4 برای دیوارهایی که مطابق با بند 18.10.6.2 یا 18.10.6.3 طراحی شده‌اند اعمال می‌شود.

برای دیوارهایی که طبق بند 18.10.6.2 طراحی شده‌اند، ارتفاع اجزای مرزی ویژه در بند 18.10.6.2(b)(i) مشخص شده است، در حالی که برای دیوارهای طراحی شده مطابق با بند 18.10.6.3، در صورتی که تنش فشاری بتن در دورترین تار فشاری مقطع دیوار به کمتر از $0.15f'_c$ کاهش یابد، نیازی به اجزای مرزی ویژه نمی‌باشد. الزامات بند 18.10.6.4 فقط بر روی ارتفاع اجزای مرزی ویژه اعمال می‌شود. بنابراین نیازی نیست سنجاقی‌های جان بالاتر از اجزای مرزی ویژه ادامه پیدا کنند.

توجه داشته باشید که بند 18.10.6.2(b)(i) که به بند 18.10.6.4(i) ارجاع می‌دهد یک اشتباه تایپی بوده که قبلاً شناسی و تصحیح شده است. این اصلاحیه در تاریخ ۱۲ می ۲۰۲۰ مطابق با شکل ۶ منتشر شده است. بنابراین بایستی عبارت 18.10.6.2(b)(j) جایگزین عبارت 18.10.6.2(b)(i) گردد.

ERRATA as of May 12, 2020

18.10.6.2(b), p. 324, revised as:

(b) If special boundary elements are required by (a), then (i) and either (ii) or (iii) shall be satisfied.
(i) Special boundary element transverse reinforcement shall extend vertically above and below the critical section a least the greater of ℓ_w and $M_u/4V_u$, except as permitted in 18.10.6.4(~~i~~j).

شکل ۶ – اصلاحیه بند 18.10.5.4(b)، منتشر شده در تاریخ May 12, 2020 توسط کمیته ACI 318

موضوع :

تشدید نیروی برشی دیوار

شرح موضوع:

بند 18.10.6.4 از ACI 318-19، تشدید نیروی برشی در دیوارها را معرفی می‌کند. تشدید نیروی برشی دیوار شامل دو بخش اضافه مقاومت خمشی و تشدید دینامیکی می‌باشد. مواردی در این خصوص وجود دارد که نیاز به تفسیر و شفاف سازی است.

۱- مطابق با شکل ۷-الف، مقدار برش طراحی V_e به عنوان برش تشدید یافته توسط ACI 318-19 معرفی می‌شود. در ادامه، مطابق با شکل ۷-ب، مقدار ضریب اضافه مقاومت خمشی دیوار، بر اساس مقطع بحرانی افقی دیوار تعریف شده است. بعید به نظر می‌رسد که بند 18.10.3.1، علاوه بر تشدید نیروی برشی افقی در دیوار، تشدید نیروی برشی در تیرهای کوپله را نیز شامل شود.

18.10.3.1 The design shear force V_e shall be calculated by:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \le 3V_u \qquad (18.10.3.1)$$

where V_u, Ω_v, and ω_v are defined in 18.10.3.1.1, 18.10.3.1.2, and 18.10.3.1.3, respectively.

(الف)

Table 18.10.3.1.2—Overstrength factor Ω_v at critical section

Condition	Ω_v	
$h_{wcs}/\ell_w > 1.5$	Greater of	M_{pr}/M_u[1]
		1.5[2]
$h_{wcs}/\ell_w \le 1.5$	1.0	

[1] For the load combination producing the largest value of Ω_v.

[2] Unless a more detailed analysis demonstrated a smaller value, but not less than 1.0.

(ب)

شکل ۷ – گزیده‌هایی از بند 18.10.3 از ACI 318-19 : (الف) جدول 18.10.3.1.2 (ب) بند 18.10.3.1

۲- ترکیب بار برای محاسبه ضریب اضافه مقاومت خمشی در دیوار مشخص نمی‌باشد. مطابق با پاورقی [۱] از جدول 18.10.3.1.2، انتخاب حداکثر مقدار برای Ω_v تجویز شده است. در ترکیب بارهای ثقلی به دلیل کمتر بودن مقدار لنگر خمشی، M_u، ضریب اضافه مقاومت خمشی مقادیر بسیار بزرگی دارد.

سوالات:

۱- تشدید فقط برای نیروی برشی افقی در دیوار لازم بوده و نیازی به تشدید نیروی برشی تیرهای کوپله نیست.

۲- ترکیب بارهای لازم برای محاسبه ضریب اضافه مقاومت خمشی دیوار به صورت صریح مشخص شود.

تبیین و راهکار:

۱- برای تیرهای کوپله نیازی به اعمال تشدید برش براساس بند 18.10.6.3.1 نمی‌باشد.

۲- پاورقی [۱] از جدول 18.10.3.1.2 نشان می‌دهد که ضریب اضافه مقاومت خمشی، Ω_v، براساس ترکیب باری که بیشترین مقدار این ضریب را ارائه دهد محاسبه می‌شود. ترکیب بارها در بند 5.3 از استاندارد ACI 318-19 مشخص شده است. هدف این است که ضریب اضافه مقاومت خمشی، Ω_v، فقط برای ترکیب بارهایی محاسبه شود که دارای اثر زلزله، E، می‌باشند. ترکیب‌های بار مذکور، همان ترکیب‌های (5.3.1e) و (5.3.1g) از جدول 5.3.1 می‌باشد.

5.3—Load factors and combinations

Table 5.3.1—Load combinations

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r$ or S or $R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r$ or S or $R) + (1.0L$ or $0.5W)$	(5.3.1c)	L_r or S or R
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r$ or S or $R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	**(5.3.1e)**	***E***
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	W
***U* = 0.9D + 1.0E**	**(5.3.1g)**	***E***

موضوع :

پیکربندی آرماتورهای عرضی

شرح موضوع:

بخش اعظمی از بند 18.10.6.4 برای ACI 318-19، بازنگری شد. تجدید نظرها شامل جزئیات بیشتر براساس آزمایش دیوارهای خمش کنترل است (دیوارهای با نسبت بُعدی بزرگ). برخی از الزامات نامشخص بوده که در ادامه تشریح می‌شود: مطابق با استاندارد ACI 318-19 برای ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه می‌توان از سنجاقی‌های 135^o-90^o استفاده کرد. آیا برای اجزای مرزی ویژه خم‌های 135^o-135^o همواره مورد نیاز است؟ در ادامه بند 18.10.6.4(f) ارائه شده و قضاوت مهندسی ما (SEAONC) برای این بند در شکل ۸ نشان داده شده است.

18.10.6.4 If special boundary elements are required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) through (k) shall be satisfied:

(e) The boundary element transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2(a) through (d) and 18.7.5.3, except the transverse reinforcement spacing limit of 18.7.5.3(a) shall be one-third of the least dimension of the boundary element. The maximum vertical spacing of transverse reinforcement in the boundary element shall also not exceed that in Table 18.10.6.5(b).

(f) Transverse reinforcement shall be arranged such that the spacing $\boldsymbol{h_x}$ between laterally supported longitudinal bars around the perimeter of the boundary element shall not exceed the lesser of 350 mm and two-thirds of the boundary element thickness. Lateral support shall be provided by a seismic hook of a crosstie or corner of a hoop. The length of a hoop leg shall not exceed two times the boundary element thickness, and adjacent hoops shall overlap at least the lesser of 150 mm and two-thirds the boundary element thickness.

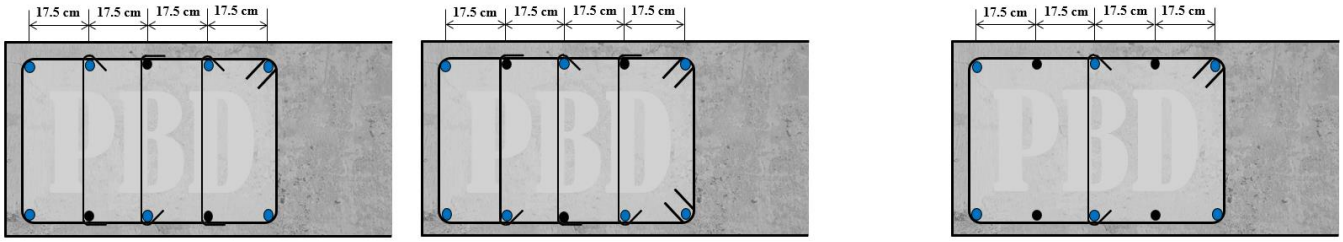
h_x = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars laterally supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of a column or wall boundary element, mm

بر اساس بند 18.10.6.4(f) دو حالت مختلف مطابق شکل ۸-الف و ب متصور است. در ادامه تفسیر ما برای این بند در دو بخش الف و ب ارائه شده است (تفسیر ما از این بند با تصویر ارائه شده در تفسیر ACI 318-19 در تناقض است):

الف) آرماتورهای عرضی اجزای مرزی ویژه دارای سنجاقی‌های 135^{o}-135^{o}، از طریق قلاب لرزه‌ای یا گوشه دورگیرها، آرماتورهای طولی را در فاصله مرکز به مرکز 35 cm، مهار جانبی کرده‌اند (شکل ۸-الف).

ب) آرماتورهای عرضی اجزای مرزی ویژه دو مقطع نشان داده شده، دارای سنجاقی‌های 135^{o}-90^{o}، از طریق قلاب لرزه‌ای یا گوشه دورگیرها، آرماتورهای طولی را در فاصله مرکز به مرکز 35 cm، مهار جانبی کرده‌اند (شکل ۸-ب).

در شکل ۸، آرماتورهای طولی مهار جانبی شده با **رنگ آبی** نمایش داده شده است.



(ب) (الف)

شکل ۸ –قضاوت مهندسی بند 18.10.6.4(f) الف) سنجاقی‌های 135^{o}-135^{o} ب) سنجاقی‌های 135^{o}-90^{o}

۱- ما خواهان تایید این هستیم که تا زمانی که فاصله آرماتورهای طولی مهار شده توسط قلاب لرزه‌ای، الزامات را برآورده کند می‌توان از سنجاقی‌های 135^{o}-90^{o} استفاده کرد.

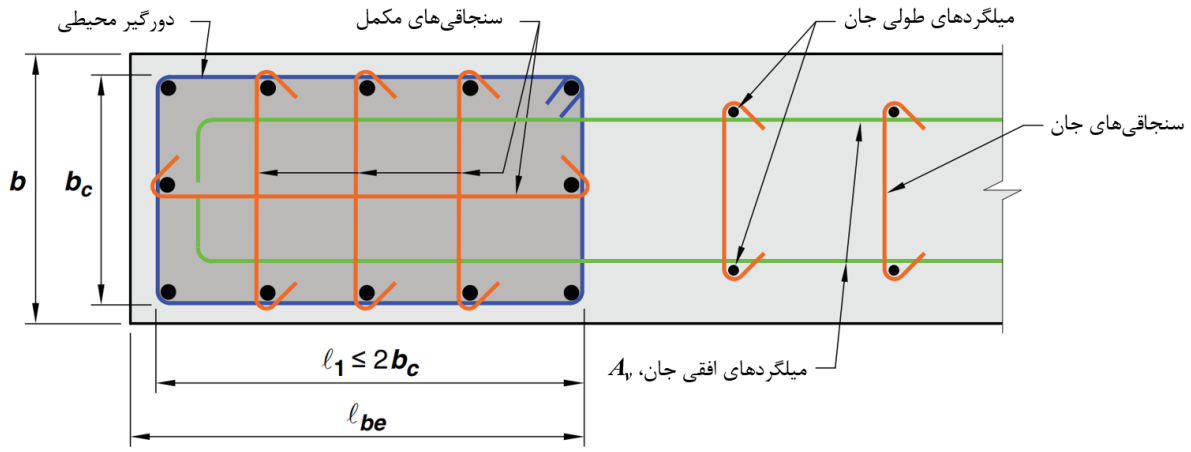
۲- ما خواهان تایید این هستیم که به جای استفاده از دورگیرهای هم‌پوشاننده به همراه سنجاقی‌ها می‌توان از آرماتورهای عرضی جایگزین نظیر دورگیر پیرامونی به همراه سنجاقی‌ها، استفاده کرد.

۳- همچنین ما خواهان تایید این هستیم که می‌توان از آرماتورهای سردار به جای سنجاقی‌ها استفاده کرد.

۴- در دیوارهای با اجزای مرزی ویژه که انتظار می‌رود تنش و کرنش کمتری را تجربه کنند، پیشنهاد می‌شود الزامات مربوط به جزئیات آنها مجدداً ارزیابی شود.

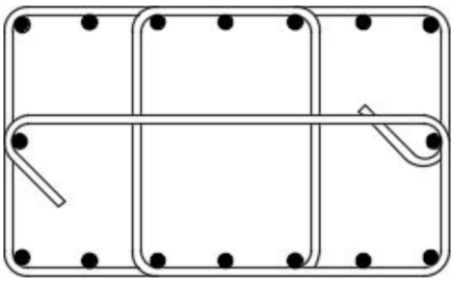
سوالات:

۱- تصویر R18.10.6.4 از بخش تفسیر ACI 318-19 به همراه بند R18.10.6.4، نشان می‌دهد که تمامی سنجاقی‌های اجزای مرزی ویژه، بایستی 135°-135° باشند (شکل ۹). با این وجود، بند 18.10.6.4(e) به ضوابط ستون‌های ویژه ارجاع می‌دهد که در آن‌ها وجود سنجاقی 135°-135° الزام نمی‌باشد. بند 18.10.6.4(f) الزام می‌کند که فاصله مرکز به مرکز آرماتورهای طولی که توسط قلاب لرزه‌ای مهار شده‌اند بایستی کمتر از 35 cm و 2/3 عرض اجزای مرزی ویژه باشد. به نظر می‌رسد اگر فاصله آرماتورهای طولی کمتر از 17.5 cm باشد فقط آرماتورهای طولی به صورت یک در میان نیاز به قلاب لرزه‌ای خواهند داشت. ACI 318-19 بایستی به صورت صریح شفاف سازی کند که تمامی سنجاقی‌ها نیاز به 135°-135° دارند یا تحت چه شرایطی هدف این ضابطه اغنا خواهد شد؟



شکل ۹ – تصویر R18.10.6.4 از استاندارد ACI 318-19

۲- بندهای 18.106.4(e) و (f) از ACI 318-19 وابسته به نسبت طول به عرض اجزای مرزی ویژه، استفاده از دورگیر پیرامونی یا دورگیرهای همپوشاننده را به همراه سنجاقی‌های مکمل الزام می‌کنند. این الزامات مهار جانبی آرماتورهای طولی را تامین کرده و باعث افزایش محصورشدگی بتن می‌شود. همچنین مهار جانبی و محصورشدگی مشابه، توسط تنگ‌های دورپیچ شده به طور پیوسته (تنگ‌های سرپانتین یا تنگ‌های یکپارچه) قابل حصول است (شکل ۱۰). با این حال مشخص نیست که آیا تنگ‌های یکپارچه الزامات مربوط به دورگیرهای پیرامونی را برآورد می‌کنند یا خیر. به طور مشابه، این مورد برای بند 18.7.5.2 در ستون‌های قاب‌های خمشی و بند 18.10.6.4(i) برای تنگ‌های جان نیز اعمال می‌شود.



شکل ۱۰ – تنگ دورپیچ شده به طور پیوسته (Continuously wound tie)

۳- به نظر می‌رسد در تامین محصور شدگی، میلگردهای سردار جایگزین مناسبی برای سنجاقی‌های دارای قلاب لرزه‌ای می‌باشند. آیا مطابق با بند 20.2.1.6 از ACI 318-19، سر میلگردهای سردار معادل قلاب لرزه‌ای است؟

۴- بندهای 18.106.4(e) و (f) از ACI 318-19 وابسته به نسبت طول به عرض اجزای مرزی ویژه، استفاده از دورگیر پیرامونی یا دورگیرهای همپوشاننده را الزام می‌کنند. برمبنای نتایج آزمایشگاهی دیوارهای با نسبت بُعدی بالا که تحت تغییرشکل‌های بزرگ غیرخطی قرار می‌گیرند، دورگیرهای همپوشاننده برای بهبود محصورشدگی بتن، کارآمد می‌باشد. با توجه به نیاز تنش فشاری نسبتاً کم مطابق با بند 18.10.6.3، انتظار نمی‌رود که همه دیوارها تحت کرنش‌های فشاری بزرگ قرار گیرند. بدین ترتیب، ACI 318 باید شفاف سازی کند که آیا دورگیرهای همپوشاننده برای همه دیوارهای دارای اجزای مرزی ویژه الزامی می‌باشد یا فقط برای دیوارهای با نیاز دورانی بالا یا تنش‌های فشاری بالا الزامی است.

تبیین و راهکار:

۱- هدف از بند 18.10.6.4(f) این است که تمامی سنجاقی‌ها در اجزای مرزی ویژه، بدون توجه به فاصله مرکز به مرکز آرماتورهای طولی، بایستی در هر دو انتها قلاب لرزه‌ای داشته باشند.

۲- طبق بند 25.7.4 از ACI 318-19، آرماتورها یا مفتول‌های دورپیچ شده پیوسته را می‌توان به عنوان تنگ در نظر گرفت، بنابراین مشروط بر اینکه نسبت‌های ابعاد دورگیرهای ایجاد شده توسط تنگ‌های دورپیچ شده پیوسته از 2.0 تجاوز نکند و در صورت نیاز همپوشاننده باشند، هدف بند 18.10.6.4(f) برآورده می‌شود.

به طور مشابه، استفاده از تنگ‌های دورپیچ شده به طور پیوسته، در ستون‌های ویژه و جان دیوار می‌تواند اهداف زیر را نیز اغنا کند:

- هدف بند 18.7.5.2 به عنوان آرماتورهای محصورکننده ستون‌های ویژه
- هدف بند 18.10.6.4(i) به عنوان آرماتورهای محصور کننده جان (محدوده مابین اجزای مرزی ویژه)

۳- ACI 318 فقط استفاده از سنجاقی‌ها با قلاب لرزه‌ای در یک انتها و خم حداقل ۹۰ درجه در انتهای دیگر یا وضعیت مشخص شده در بند 18.10.6.4(f)، قلاب‌های لرزه‌ای در هر دو انتها را تعریف می‌کند. استفاده از آرماتورهای سردار به عنوان سنجاقی توسط کمیته ACI 318 پذیرفته نمی‌باشد. دلیل این عدم تایید دو مورد نگرانی مهم است که عبارت‌اند از:

- آیا سر آرماتورهای سردار را می‌توان به طور موثر به آرماتورهای مجاور قفل کرد؟
- آیا این قفل شدن در طول بتن‌ریزی حفظ خواهد شد؟

به دلیل این نگرانی‌ها، بند 25.7.4 به صراحت استفاده از میلگردهای سردار در هم قفل شده برای ساخت دورگیرها را ممنوع کرده است.

۴- بند 18.10.6.4 جزئیات مشابهی را برای دیوارهای طراحی شده مطابق با هرکدام از بندهای 18.10.6.2 یا 18.10.6.3 الزام می‌کند. بنابراین، دورگیرهای همپوشاننده برای اجزای مرزی ویژه طراحی شده مطابق با 18.10.6.2 یا 18.10.6.3 نیاز است اگر نسبت ابعاد دورگیر مطابق با بند 18.10.6.4(f) بیش از 2.0 باشد.

پ) Code Case 318-19 ارسال شده توسط شورای طراحی سازه ساختمان‌های بلند لس‌آنجلس (LATBSDC)

سوالات:

۱- ضرائب تشدید Ω_v و ω_v، کل نیاز برشی V_u تعیین شده توسط ASCE 7-16 را تشدید می‌کند. آیا هدف این است که V_u، به دو بخش غیر لرزه‌ای (در صورت لزوم) و لرزه‌ای جانبی جدا شده و تنها بخش نیاز برشی مرتبط با نیروی زلزله افقی E_h تشدید شود؟

۲- آیا هدف این است که V_u در بند 18.10.3.1 برای اجزای افقی دیوار (از جمله تیرهای کوپله) و دیوار پایه‌ها تشدید نشود، چون سایر ضوابط 21.2.4.1 (18.10.7) و 18.10.8 به این موارد می‌پردازند؟

۳- حداکثر ضریب تشدید $\Omega_v\omega_v$ برابر با 3.0 است. مشخص نیست که چرا این مقدار حداکثر، به مقدار Ω_0 معرفی شده در ASCE 7-16 محدود نشده است. همانطور که بند 12.4.3 از استاندارد ASCE 7-16، در ترکیب بارهای تشدید یافته مقدار ضریب نامعینی برابر با 1.0 را مجاز می‌داند، آیا می‌توان با فرض V_e برابر با $\Omega_v V_u$، مقدار ضریب نامعینی را برابر با 1.0 در نظر گرفت؟

۴- مطابق با پاورقی [1] از بند 18.10.3.1.2، آیا هدف این است که برای محاسبه نسبت M_{pr}/M_u، فقط بایستی از ترکیب‌بارهای دارای زلزله استفاده کرد؟

۵- اگر برای محاسبه نسبت M_{pr}/M_u، فقط ترکیب بارهای دارای زلزله لحاظ شود، آیا می‌توان M_{pr} را برای بار محوری مورد انتظار محاسبه کرد؟ (به عنوان مثال $1.0D+0.25L_u$ یا همانطور که در ASCE 7-16 مشخص شده است)

۶- برای دیوارهای کوپله و به ویژه دیوارهای هسته مرکزی که تحت نیاز دو محوری قرار می‌گیرند، محاسبه نسبت M_{pr}/M_u نامشخص و بسیار پیچیده است. این مورد نیاز به شفاف سازی دارد، با توجه به پیچیدگی و عدم قطعیت‌های موجود، اگر مطابق با سوال ۵، استفاده از بارمحوری مورد انتظار قابل قبول است آیا استفاده از M_{pr}/M_u = 1.5 کافی است؟
برای تعیین M_{pr}/M_u که احتمالاً بین 1.25 و 1.75 می‌باشد محاسبات زیادی لازم است. با فرض ω_v=1.5 لازم نیست نسبت M_{pr}/M_u بیشتر از 2.0 لحاظ شود (برای رسیدن به $\Omega_v\omega_v$=3.0). اگر مطابق با سوال ۲ حد بالای اضافه مقاومت استاندارد ASCE 7-16 اعمال شود ($\Omega_v\omega_v=\Omega_0$) در این صورت با فرض ω_v=1.5 لازم نیست نسبت M_{pr}/M_u بیشتر از 1.67 لحاظ شود (برای رسیدن به $\Omega_v\omega_v=\Omega_0$=2.5).

۷- برای دیوارهای کوپله، آیا هدف این است که برش تشدید یافته در دیوار پایه‌ها را می‌توان بر اساس بارمحوری متوسط (یا بارمحوری ثقلی) محاسبه کرد؟ محاسبه برش تشدید یافته در کدام از دیوار پایه‌ها (کشش، فشار؛ فشار، کشش) براساس بار محوری بحرانی به دلیل لنگرهای واژگونی در هر دو زلزله $\pm E_h$، مقدار نیاز برشی را به طور غیرمنطقی افزایش می‌دهد. آیا می‌توان از یک مقدار متوسط برای هر جهت بارگذاری استفاده کرد (که مشابه استفاده از بار ثقلی است)؟ مشابه آنچه در سوال ۶ مطرح شد، استفاده از نسبت $M_{pr}/M_u = 1.5$ در این بخش نیز، پیچیدگی‌ها را مرتفع می‌سازد.

۸- براساس بررسی استاندارد سازه‌های بتنی نیوزیلند (NZS 3101) و مقاله مرجع این استاندارد در زمینه تشدید دینامیکی نیروی برشی دیوارهای سازه‌ای بتن‌آرمه، Blakeley et al. (1975)، به نظر می‌رسد ضریب تشدید دینامیکی ω_v در معادله 18.10.3.1.3، مبتنی بر استفاده از روش نیروی جانبی معادل (ELF) مطابق با بخش 12.8 از ASCE 7-16 است. با توجه به این که تحلیل دینامیکی می‌تواند بخشی از اثرات مودهای بالاتر پشتیبانی کند، آیا بهتر نیست در تحلیل دینامیکی، از مدل تشدید دینامیکی جایگزین به مانند آنچه در SEAOC Blue Book پیشنهاده شده است استفاده شود؟

۹- اگر مقدار Ω_v بزرگتر یا مساوی 1.5 گردد، آیا می‌توان ضریب کاهش مقاومت برشی را برابر 0.75 در نظر گرفت؟

۱۰- الزامات دورگیرهای همپوشاننده در اجزای مرزی دیوار در بند 18.10.6.4(f) براساس مطالعات Segura and Wallace 2018 و مطالعات Abdullah and Wallace 2019 می‌باشد. این مطالعات نشان می‌دهد که برای دیوارهای دارای اجزای مرزی نسبتاً لاغر که تحت فشار (و برش) قابل توجهی قرار دارند، دورگیرهای همپوشاننده برای بهبود ظرفیت تغییرشکل (ناپایداری جانبی بخش فشاری) مورد نیاز می‌باشد. بند 18.10.6.4(f) را می‌توان به گونه‌ای تفسیر کرد که برای مواردی که اجزای مرزی ویژه داخل بال دیوار یا در پیرامون یک دیوار هسته مرکزی مورد نیاز باشد باید از دورگیرهای همپوشاننده استفاده کرد. با توجه به اینکه بال‌های دیوار، تکیه‌گاه جانبی در برابر ناپایداری جانبی می‌باشند آیا در این حالت نیاز به دورگیرهای همپوشاننده می‌باشد؟

تبیین و راهکار:

۱- هدف از بند 18.10.3.1 این است که فقط نیروی برشی ضریبدار حاصل از ترکیب بارهای (5.3.1e) و (5.3.1g) از جدول 5.3.1 که مرتبط با اثر افقی بار زلزله، E_h، می‌باشد بایستی تشدید شود.

۲- هدف از بند 18.10.3.1 این است که V_u برای اجزای افقی دیوار (از جمله تیرهای کوپله) و دیوار پایه‌ها تشدید نمی‌شود زیرا سایر ضوابط 21.2.4.1 (18.10.7) و 18.10.8 به این موراد می‌پردازند.

۳- هدف بند 18.10.3.1 این است که، اگر ضریب نامعینی 1.3 مطابق با بند 12.3.4 از ASCE 7-16 اعمال می‌شود، مقدار V_e محاسبه شده به دلیل نیروهای جانبی مذکور، نیازی نیست بیش از 3.0 برابر برش ضریبدار دیوار تحت زلزله تجویزی با ضریب نامعینی برابر با 1.0 باشد. بنابراین اگر با فرض ضریب نامعینی برابر با 1.0، مقدار V_e برابر با $\Omega_0 V_u$ در نظر گرفته شود هدف بند 18.10.3.1 اغنا نمی‌شود.

کمیته، این امکان را به عنوان دستور کار جدید در نظر خواهد گرفت.

۴- پاورقی [۱] از جدول 18.10.3.1.2 نشان می‌دهد که ضریب اضافه مقاومت خمشی، Ω_v، براساس ترکیب باری که بیشترین مقدار این ضریب را ارائه دهد محاسبه می‌شود. ترکیب بارها در بند 5.3 از استاندارد ACI 318-19 مشخص شده است. هدف این است که ضریب اضافه مقاومت خمشی، Ω_v، فقط برای ترکیب‌های باری محاسبه شود که دارای اثر بار زلزله، E، می‌باشد. ترکیب‌های بار (5.3.1e) و (5.3.1g) از جدول 5.3.1، ملاک محاسبات خواهند بود.

۵- پاسخ به سوال ۴ را ببینید. هدف پاورقی [۱] از جدول 18.10.3.1.2 با استفاده از بار محوری مورد انتظار برآورده نمی‌شود.

کمیته، این مورد را به عنوان دستور کار جدید در نظر خواهد گرفت.

۶- هدف از بند 18.10.3.1 (جدول 18.10.3.1.2) این است که Ω_v بزرگترین دو مقدار M_{pr}/M_u و 1.5 لحاظ شود، مگر اینکه آنالیزهای دقیق‌تر مقدار کمتری را نشان دهند. با این حال مقدار Ω_v نباید کمتر از 1.0 در نظر گرفته شود. (به پاورقی [۲] از جدول 18.10.3.1.2 مراجعه کنید). بنابراین اگر مقدار 1.5 به عنوان کران بالا برای نسبت M_{pr}/M_u لحاظ شود، هدف بند 18.10.3.1 اغنا نمی‌شود.

کمیته، ساده سازی این مورد را به عنوان دستور کار جدید در نظر خواهد گرفت.

۷- هدف از بند 18.10.3.1.2 این است که برای محاسبه مقادیر M_{pr} و M_u در مقاطع بحرانی به قصد تشدید نیروی برشی، دیوارهای سازه‌ای در سیستم دیوار کوپله به عنوان دیوارهای جداگانه در نظر گرفته شود. با این حال، بند 18.10.3.1.2 نحوه محاسبه M_{pr}/M_u در دیوارهای کوپله را مشخص نمی‌کند. بنابراین متخصص ذیصلاح با استفاده از قضاوت مهندسی خود، رویکرد منطقی را انتخاب خواهد کرد.

۸- اگر برای محاسبه مقدار V_u از یک تحلیل دینامیکی (مثلاً تحلیل دینامیکی طیفی) استفاده شود، هدف بند 18.10.3.1.3 با استفاده از مدل تشدید زیر مطابق با آنچه در SEAOC Blue Book ارائه شده است اغنا می‌شود.

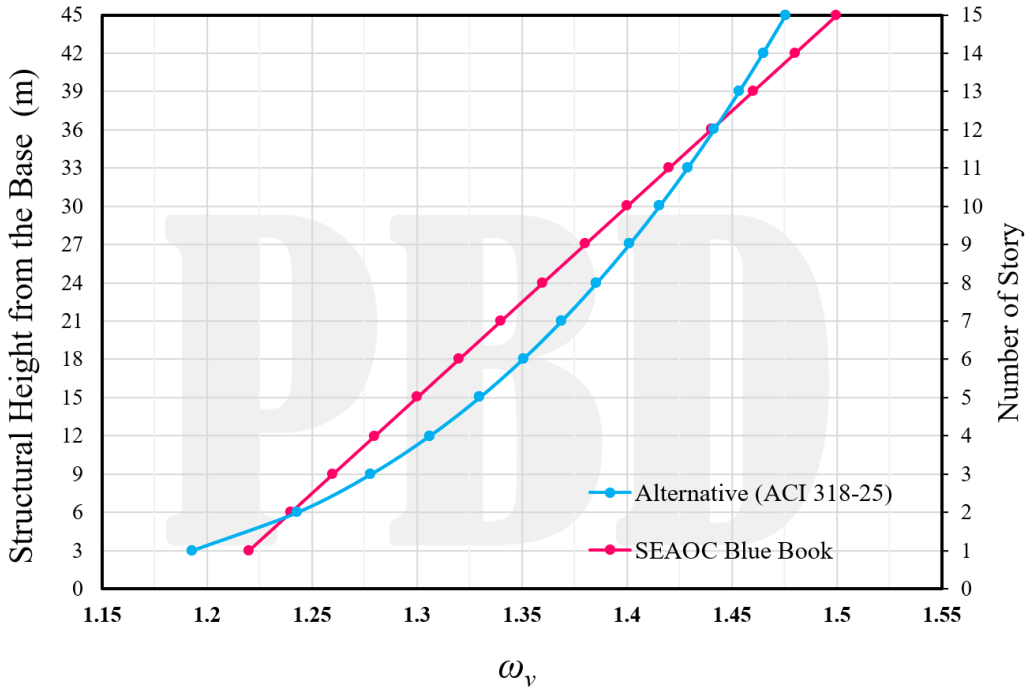
$$\omega_v = 1.2 + \frac{n_s}{50}$$

کمیته ACI 318 یک جایگزین برای تشدید دینامیکی پیشنهاد می‌کند. این مدل ساده بوده و پارامتر اصلی آن به جای تعداد طبقات، ارتفاع می‌باشد. به همین دلیل این مدل اثرات ارتفاع مختلف در طبقات را نیز لحاظ می‌کند.

$$\omega_v = 1.0 + 0.09(h_n)^{\frac{1}{3}}$$

h_n : ارتفاع سازه‌ای از تراز پایه تا بالاترین تراز سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله ساختمان بوده و واحد آن feet است.

در نمودار زیر هر دو مدل اشاره شده با یکدیگر مقایسه شده است. در این مقایسه فرض شده است که ارتفاع طبقات یکسان بوده و برابر با 3.0 متر است.



شکل ۱۱ – مقایسه مدل تشدید دینامیکی براساس مدل SEAOC Blue Book و مدل پیشنهادی برای ACI 318-25

۹- هدف بند 21.2.4.1 این است که اگر $\Omega_v \geq 1.5$ باشد، φ برای برش در مقطع بحرانی و در همه مقاطع برابر با 0.75 لحاظ خواهد شد.

۱۰- هدف از بند 18.10.6.4(f) این است که استفاده از دورگیرهای همپوشاننده برای اجزای مرزی واقع در محل تلاقی جان و بال دیوار الزام نمی‌باشد.

مراجع:

1. ASCE 7-16, “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,” American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2017, 800 pp.

2. NZS 3101-2006—Concrete Structure Standard, Part 1: The Design of Concrete Structures: Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures, Standards New Zealand, 2006, 754 pp

3. SEAOC Seismology Committee, “SEAOC Blue Book: Seismic Design Recommendations,” Structural Engineers Association of California (SEAOC), Sacramento, CA, 2009, 296 pp.

4. Segura, C.L. Jr., and Wallace, J.W., “Impact of Geometry and Detailing on Drift Capacity of Slender RC Walls,” *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May 2018, pp 885-895.

5. Abdullah, S.A., and Wallace, J.W., “Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements,” *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 1, Jan. 2019, pp 183-194.