مقایسه ضوابط طراحی اتصالات تیر به ستون بتن‌آرمه از دیدگاه آیین‌نامهACI318-2014، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) و آیین‌نامه بتن ایران (آبا)

فرزین مولودی
دانش‌آموخته کارشناسی‌ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان
farzin.moludi@semnan.ac.ir

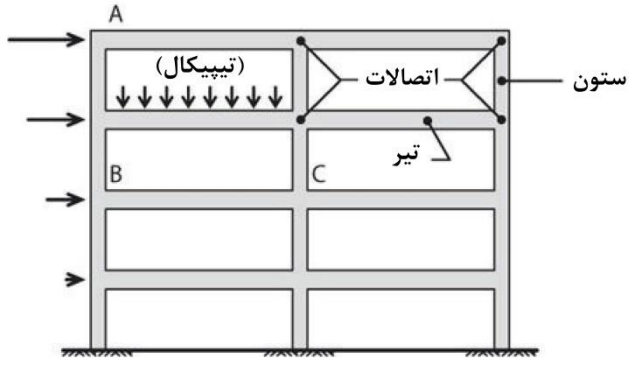
علی خیرالدین
استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان و عضو کمیته دائمی بازنگری آئین‌نامه بتن ایران و کمیته تخصصی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان
kheyroddin@semnan.ac.ir

چکیده:
اتصالات تیر به ستون، در سازه‌های بتن‌آرمه، به ویژه در قاب های خمشی، نقش مهمی در رفتار لرزه‌ای اینگونه سازه ها ایفا می‌نماید. در قاب‌های مقاوم لرزه‌ای، هدف اصلی طراحی برای گره اتصال، این است که تا زمانی‌که مفاصل پلاستیک در اعضای قاب، شکل گیرد، گره‌های اتصال، الاستیک باقی بمانند. در این مقاله، ابتدا به معرفی اتصالات تیر به ستون بتنی، نیروهای اتصال، ناشی از بارگذاری ثقلی و جانبی و انواع اتصالات داخلی، خارجی و گوشه پرداخته شده است. همچنین مکانیزم‌های انتقال نیرو در اتصال تیر به ستون در دو حالت بدون آرماتور عرضی و با آرماتور عرضی (خاموت)، تشریح شده و رفتار لرزه‌ای اتصالات و انواع خرابی‌های ایجاد شده در اتصالات ناشی از زلزله، بحث شده است. در ادامه، مقاومت برشی اتصال، بررسی شده و الزامات مهار میلگرد طولی تیر و ستون، بیان شده است. سپس ضوابط طراحی اتصالات تیر به ستون بتنی، از دیدگاه آیین‌نامه ACI 318-2014، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (سال ۱۳۹۲) و آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، با یکدیگر مقایسه گردیده است. آیین‌نامه‌ها بر مبنای تحقیقات انجام گرفته در هر زمینه و تجربیات پیشین و همچنین با در نظر گرفتن ایمنی مناسب، مجموعه ضوابط و مقرراتی را تنظیم نموده‌اند که طراحی سازه‌های بتن‌آرمه، می‌بایست بر اساس یک آیین‌نامه انجام گیرد و مهندس محاسب، قادر خواهد بود که بر اساس اصول کلی طراحی و رعایت قواعد یک آیین‌نامه، طراحی مطمئن و صحیحی را به انجام برساند.

واژگان کلیدی: اتصالات تیر به ستون، بتن‌آرمه، ACI 318-2014، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲)، آیین‌نامه بتن ایران (آبا).

۱- مقدمه

قاب‌های مقاوم خمشی، شامل تیرها، ستون‌ها و اتصالات تیر به ستون می‌باشد (شکل ۱).اتصال تیر به ستون، شامل گره، به همراه بخش‌هایی از ستون‌ها،تیرها و دال، بلافاصله نزدیک به گره می‌باشد. اتصالات تیر به ستون، می‌تواند نیروها و لنگرها را به داخل تیرها و ستون‌ها منتقل نماید. در قاب‌های مقاوم لرزه‌ای، هدف اصلی طراحی برای گره اتصال، این است که تا زمانی‌که مفاصل پلاستیک در اعضای قاب، شکل گیرد، گره‌های اتصال، الاستیک باقی بمانند. عملکرد قاب، منجر می‌شود که نیروهای برشی نسبتاً بزرگی در داخل گره اتصال، منتقل شود.

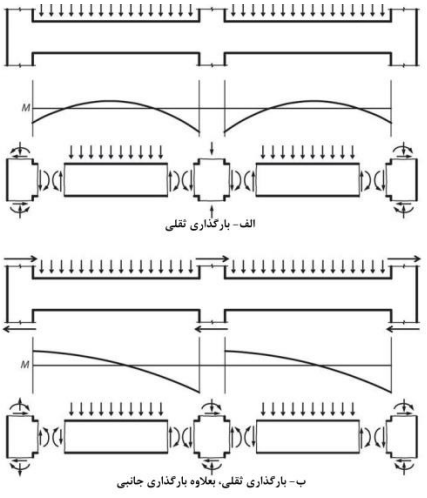


شکل ۱- قاب خمشی تحت اثر بارگذاری ثقلی و جانبی [1]

۲- نیروهای اتصال، ناشی از بارگذاری ثقلی و جانبی

اتصالات تیر به ستون، برای عملکرد قاب و تحمل نیروهای ثقلی، نیروهای جانبی و ترکیب هر دوی آنها، مهم می‌باشد. اگرچه هموارهنیروهای جانبی هستند که بزرگ‌ترین تقاضاها را بر روی اتصالات تیر به ستون، ایجاد می‌کنند. این موضوع، با در نظر گرفتن نیروهای وارد بر یک طبقه برش داده شده از یک قاب چند طبقه، قابل‌درک است (شکل ۲).

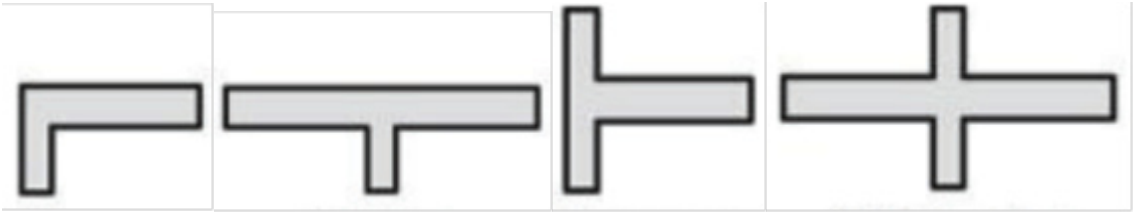
بارهای ثقلی یکنواخت، معمولاً لنگرهایی مشابه با آنچه که در شکل ۲-الف، نشان داده شده است، ایجاد می‌کنند. این لنگرها، در اتصالات داخلی، متعادل یا تقریباً متعادل شده‌اند. بنابراین، نقش اصلی یک اتصال داخلی، انتقال نیروی محوری ستون و نیروهای کششی و فشاری خمشی تیر، از طریق اتصال می‌باشد. در مقابل، بارهای جانبی، لنگرهایی را که باید بین تیرها و ستون‌ها، در تمام اتصالات، منتقل شود، ایجاد می‌کنند (شکل ۲-ب). این انتقال لنگر، می‌تواند باعث ایجاد تنش‌های برشی بالا، در اتصالات تیر به ستون، شود [۱].



شکل ۲- ترازهای قاب، دیاگرام‌های لنگر و دیاگرام‌های نیروی داخلی، برای یک تراز از قاب خمشی مقاوم تحت (الف) بارگذاری ثقلی و (ب) بارگذاری ثقلی، بعلاوه بارگذاری جانبی [1]

اتصالات تیر به ستون در حالت‌های مختلفی بوجود می‌آیند. به‌طور کلی، می‌توان اتصالات تیر به ستون را به چهار نوع داخلی، خارجی،Tشکل (سقف) و گوشه، تقسیم‌بندی کرد. در شکل ۳، انواع مختلف اتصال تیر به ستون، در حالت صفحه‌ای، نشان داده شده است. گرچه در برخی حالات، تیرهایی به صورت عمود بر صفحه، به محل گره اتصال، متصل می‌شوند. رفتار گره اتصال، بستگی به نوع بارگذاری دارد. بر اساس طبقه‌بندی آیین‌نامه ACI 352، اتصال نوع ۱، به‌گونه‌ای طراحی شده است که بدون تغییرشکل‌های غیرالاستیک قابل توجه، بار وارده را تحمل نماید. اما اتصال نوع ۲، طوری طراحی شده است که تغییرشکل‌های رفت و برگشتی را در محدوده غیرالاستیک تحمل می‌نماید.

در نواحی با لرزه‌خیزی بالا، اتصالات تیر به ستون، با آرماتورهای عرضی (خاموت)، طراحی می‌شود که به این اتصالات، اتصالات مسلح شده[1] گفته می‌شود. خاموت‌ها، نقش مهمی در محصورشدگی بتن اتصال، گیرداری آرماتورهای طولی که منجر به بهبود پیوستگی و مقاومت در مقابل کمانش آنها می‌شود و همچنین مقاومت برشی اتصال دارد. در ساختمان‌های قدیمی که برای مقاومت در برابر نیروهای لرزه‌ای طراحی نشده است، معمولاً خاموت در اتصالات وجود نداشت که به این اتصالات، اتصالات غیرمسلح[2] اطلاق می‌شود[۱].

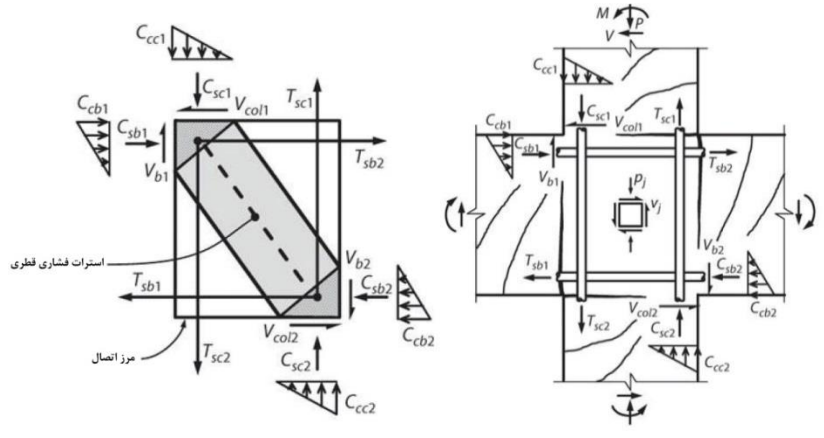


الف- داخلی ب- خارجی ج- T شکل(سقف) د- گوشه

شکل ۳- انواع اتصال تیر به ستون در قاب خمشی بتن مسلح [1]

۳- اتصالات تیر به ستون داخلی بدون آرماتور عرضی (خاموت)

در شکل ۴، نیروهای داخلی ستون‌هاوتیرها که بر روی اتصال داخلی تیر به ستون وارد می‌شود، نشان داده شده است. این نیروها، شامل نیروهای کششی (T_s) و فشاری (C_s) در آرماتورهای طولی و تنش‌های فشاری با نیروی برآیند (C_c) در نواحی خمشی فشاری بتن می‌باشد. تنش‌های بتن، در محدوده خطی، نشان داده شده است. به‌طور کلی، توزیع برش‌های ستون و تیر، در عمق ستون‌هاوتیرها، نامعلوم است. هنگامی‌که ترک‌های خمشی، اطراف گره اتصال، نسبتاً باریک هستند، تنش‌های برشی، تقریباً به صورت یکنواخت در وجه گره اتصال، توزیع شده است. هنگامی که ترک‌های خمشی عریض در مرز گره اتصال، رُخ دهد، منطقی است که فرض شود نیروهای برشی، به صورت اساسی، از طریق نواحی خمشی فشاری، به گره اتصال، وارد می‌شود.



الف- نیروهای خارجی و تنش‌های اتصال ب- مکانیزم استرات قطری

شکل ۴- مکانیزم انتقال نیرو در گره داخلی غیرمسلح [1]

شروع ترک‌خوردگی اتصال، می‌تواند بر اساس تنش‌های متوسط اتصال، تخمین زده شود. برش افقی اتصال، برابر است با:

$$V_{jh} = T_{sb2} + C_{cb1} + C_{sb1} - V_{col1} \quad (۱)$$

تنش برشی متوسط افقی، برابر است با: (۱)

$$v_{jh} = v_j = V_{jh}/A_j \quad (۲)$$

که در آن: A_j، سطح مقطع عرضی اتصال، که معمولاً برابر $h_c b_c$ می باشد. h_c، بُعد ستون به موازات آرماتور طولی تیر در راستای برش اتصال و b_c، بُعد عرض مقطع در امتداد عمودی می‌باشد.

تنش محوری متوسط اتصال برابر است با:

$$p_j = P/A_j \quad (۳)$$

که در آن، P برابر نیروی محوری متوسط ستون، در بالا و پایین اتصال در نظر گرفته می‌شود.

برش اتصال، برای آغاز ترک‌خوردگی قطری چشمه اتصال، می‌تواند با استفاده از معادله تنش کششی اصلی اسمی و مقاومت کششی بتن، بدست آید. تنش کششی اصلی، بر حسب برش اتصال و تنش‌های عمودی، با استفاده از رابطه ۴، بدست می‌آید:

$$\sigma_1 = -\frac{p_j}{2} + \sqrt{\left(\frac{p_j}{2}\right)^2 + v_j^2} \quad (۴)$$

که در آن، p_j تنش محوری اتصال می‌باشد که در فشار، مثبت در نظر گرفته شده است. با قرار دادن σ_1 برابر با مقاومت کششی بتن (f_t) و حل معادله فوق، برای v_j ، رابطه ۵ بدست می‌آید:

$$v_j = f_t\sqrt{1 + \frac{p_j}{f_t}} \quad (۵)$$

مقاومت کششی بتن در آزمایش‌های کشش خالص یا شکافت استوانه، از رابطه $f_t = 0.5\sqrt{f_c'}\,,\text{MPa}$ بدست می‌آید. در حالت تنش های غیریکنواخت بالا، مثل چشمه اتصال تیر به ستون، مقاومت کششی کاهش یافته، برابر با $f_t = 0.33\sqrt{f_c'}\,,\text{MPa}$ برای بتن در نظر گرفته می‌شود. بنابراین تنش برشی در ترک‌خوردگی اتصال، از رابطه ۶ محاسبه می‌شود:

$$v_{cr} = 0.33\sqrt{f_c'}\sqrt{1 + \frac{p_j}{0.33\sqrt{f_c'}}}\,,\text{MPa} \quad (۶)$$

بر اساس آیین‌نامه ACI 352 ، مقاومت برشی اتصال بتنی، از رابطه ۷ بدست می‌آید:

$$v_c = 0.29\sqrt{f_c'}\beta\eta\sqrt{1 + \frac{p_j}{3.45}}\,,\text{MPa} \quad (۷)$$

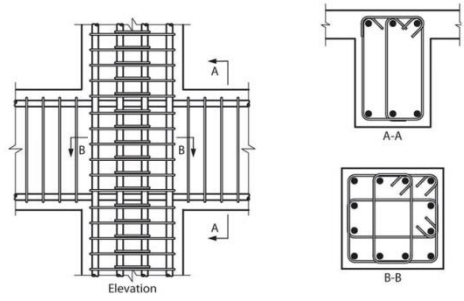
که در آن: β، برای بارگذاری یک‌طرفه و بارگذاری رفت و برگشتی، به ترتیب، برابر با ۱/۴ و ۱ می‌باشد. η، برای بتن معمولی و بتن محصور شده، به ترتیب برابر با ۱ و ۱/۴ می‌باشد.

بُرش در آغاز ترک‌خوردگی برشی، لزوماً منطبق با مقاومت برشی اتصال نمی‌باشد؛ زیرا مسیرهای نیروی جایگزین، در اتصالات تیر به ستون، وجود دارد. یکی از مسیرهای اصلی نیروی جایگزین، استرات فشاری قطری از یک گوشه اتصال، به گوشه مقابل می‌باشد (شکل ۴– ب) [۱].

۴- اتصالات تیر به ستون داخلی با آرماتور عرضی(خاموت)

در این بخش، رفتار اتصالات تیر به ستون با آرماتور، تحت اثر تغییرشکل‌های غیرالاستیک رفت و برگشتی (بارگذاری زلزله)، بیان شده است. فرض شده است که پاسخ غیرخطی ناشی از تسلیم‌شدگی خمشی تیر، خواه در بَرِ اتصال یا به دور از آن می‌باشد و گره اتصال و ستون، در محدوده خطی الاستیک، رفتار می‌کند. معمولاً آرماتورهای اتصال، شامل آرماتور عرضی افقی، در فُرم حلقه و متقاطع، به همراه آرماتور طولی توزیع شده ستون می‌باشد.

شکل۵، مثالی از یک اتصال داخلی، با آرماتور اتصال که می‌تواند برای مقاومت در برابر زلزله مناسب باشد را نشان می‌دهد.

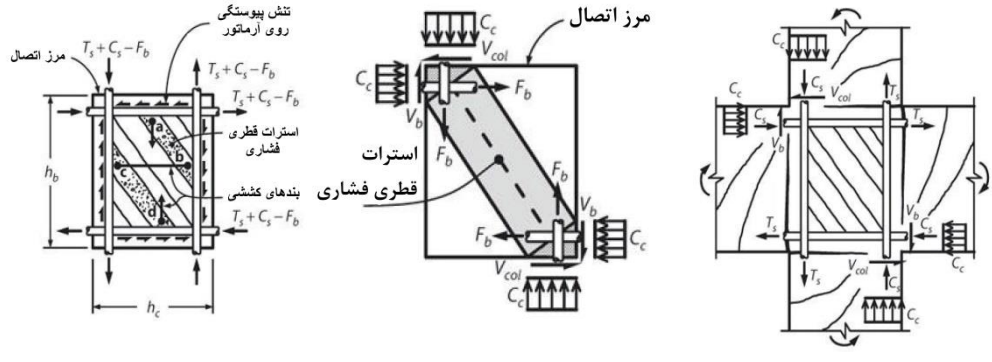


شکل ۵- آرماتورگذاری تیپیکال برای یک اتصال داخلی تیر به ستون با آرماتورهای عرضی [۱]

در شکل ۶- الف، نیروهای داخلی تیرها و ستون‌ها که روی مرزهای اتصال داخلی تیر به ستون وارد می‌شود، نشان داده شده است. این نیروها، شامل نیروهای کششی (T_s) و فشاری (C_s) در آرماتورهای طولی و تنش‌های فشاری با نیروی برآیند (C_c) در نواحی خمشی فشاری بتن می‌باشد. تنش‌های بتن بوسیله یک بلوک تنش مستطیلی، بیان شده است. با فرض توسعه ترک‌های خمشی عریض در تیرها و ستون‌ها در مرز اتصال، منطقی است فرض شود که نیروهای برشی V_b در تیرها و V_{col} از طریق نواحی خمشی فشاری، وارد اتصال می‌گردد.

پیش از ترک‌خوردگی هسته اتصال، رفتار اتصالات مسلح شده، شبیه به اتصالات غیرمسلح می‌باشد. مینهیت[۳] و جیرسا[۴]، مقاومت ترک‌خوردگی را در محدوده $0.30\sqrt{f'_c}$ MPa برای $P=0.03P_0$ تا $0.92\sqrt{f'_c}$ MPa برای $P=0.36P_0$ گزارش کرده‌اند. در یکسری آزمایش مشابه، مقاومت برشی نهایی اتصال، تحت بارگذاری یک‌طرفه، در محدوده $1.7\sqrt{f'_c}$ MPa تا $2.5\sqrt{f'_c}$ MPa بوده است. مقاومت نهایی اتصال، به نیروی محوری ستون، نسبتاً حساس است.

پارک[۵] و پاولی[۶] و جیرسا و دیگر محققین، گزارش داده‌اند که ترک‌خوردگی اتصال، تمایل دارد که از یک گوشه اتصال، به گوشه مقابل، توسعه یابد. شکل ۶- الف، تعدادی از ترک‌های قطری تشکیل شده در هسته اتصال در امتداد قطر را نشان می‌دهد.



الف- اتصال داخلی تحت اثر نیروهای خارجی ب- مکانیزم استرات قطری ج- مکانیزم خرپایی

شکل ۶- مکانیزم‌های انتقال نیرو در اتصال داخلی تیر به ستون [۱]

پس از ترک‌خوردگی، دو مکانیزم انتقال نیرو، توسط محققین مختلف، نظیر پارک و پاولی در نظر گرفته شده است. این دو مکانیزم، عبارتند از: مکانیزم استرات قطری[۷] (شکل ۶-ب) و مکانیزم خرپایی[۸](شکل ۶-ج). مقاومت برشی کل اتصال، برابر با مجموع مقاومت‌های فراهم شده توسط این دو مکانیزم می‌باشد. مشابه یک اتصال غیرمسلح، مکانیزم استرات قطری، نیروهای وارد بر بتن در مرزهای اتصال که عبارتند از: C_c، V_{col} و V_b به علاوه بخشی از نیروی

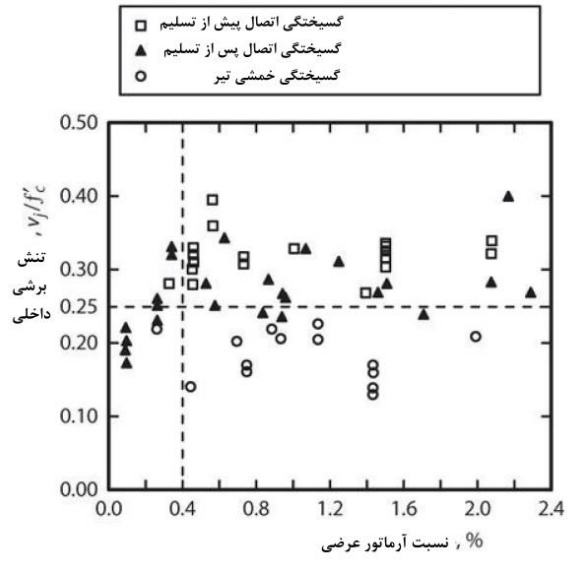
آرماتور طولی به‌واسطه تنش چسبندگی، حل و فصل می‌شود. تنش‌های خمشی فشاری، از تیرها و ستون‌های مجاور، شرایط تنش پیوستگی ایده‌آلی را برای آرماتور طولی در نواحی گرهی، بوجود می‌آورد. بنابراین نیروی f_b می‌تواند نسبت قابل توجهی از نیروی آرماتور طولی باشد. استرات فشاری قطری، نیازی به آرماتور عرضی اتصال، برای تعادل ندارد؛ زیرا نیروی استرات، با نیروهای وارد بر نواحی گرهی، کاملاً در تعادل است. به هرحال، آرماتور عرضی، می‌تواند بتن اتصال را محصور نماید که این امر، باعث افزایش مقاومت فشاری و شکل‌پذیری استرات فشاری قطری می‌گردد.

فرض شده است که مکانیزم خرپایی از طریق برش در چشمه اتصال، در برابر باقیمانده نیروی آرماتور طولی، که برابر است با $T_s+C_s-F_b$، مقاومت می‌کند. برای ساده‌سازی مدل، می‌توان فرض کرد که تنش پیوستگی، به صورت یکنواختی اطراف چشمه اتصال، عمل می‌کند. تنش پیوستگی بوسیله یکسری از استرات‌های فشاری قطری و بست-های کششی، متعادل می‌شود. برای مثال، در شکل ۶-ج، برآیند تنش پیوستگی، نزدیک نقطه a، بوسیله مؤلفه افقی استرات فشاری قطری ab، متعادل می‌شود. همچنین استرات ab به یک بست کششی عمودی در نقطه aنیاز دارد. در نقطه b، نیروها در استرات ab بوسیله تنش‌های پیوستگی در نقطه bو بوسیله بست کششی bc، حل و فصل می-شود. مهار بست bc در نقطهc، بوسیله استرات cd و بوسیله تنش پیوستگی عمودی، نزدیک c، حل و فصل می‌گردد. بنابراین مکانیزم خرپایی، به یکسری از بست‌های کششی عمودی و افقی، برای متعادل کردن نیروهای پیوستگی وارد بر آرماتور طولی ستون و تیر، نیاز دارد. در امتداد افقی، بست‌های کششی بوسیله آرماتور عرضی اتصال، فراهم شده است (شکل ۵). اجرای آرماتورهای عرضی در امتداد قائم، معمولاً در حین ساخت، مشکل است. در عین‌حال، چنانچه آرماتورهای طولی به‌طور مناسبی در سرتاسر عمق اتصال، توزیع شده باشد، از آنجا که تمایل به باقیماندن در محدوده خطی الاستیک دارد، می‌تواند به‌عنوان بست‌های عمودی، عمل نماید.

مقدار آرماتور افقی و عمودی مورد نیاز برای حفظ مکانیزم خرپایی، به آسانی بدست می‌آید. با فرض یک ترک قطری گوشه تا گوشه، بدون اینکه ترک‌های قطری بتن، برشی را تحمل کنند، آرماتور افقی، از تعادل نیروی افقی، به صورت رابطه ۸ بدست می‌آید:

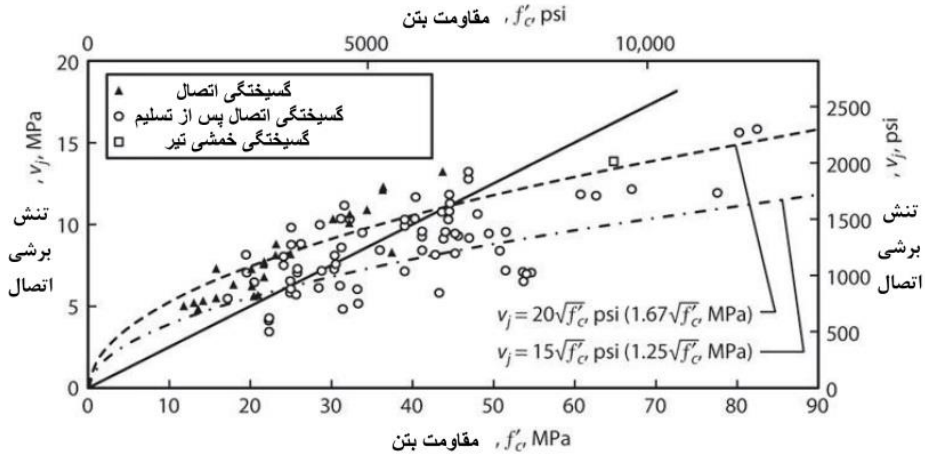
$$nA_{jh}f_{yt} = C_s + T_s - F_b \qquad (۸)$$

که در آن: n، تعداد کلی مجموعه‌های حلقوی که در هسته اتصال، به صورت عمودی توزیع شده است. A_{jh}، سطح مقطع عرضی هر مجموعه حلقه در امتداد موازی با برش اتصال و f_{yt}، مقاومت تسلیم آرماتور برشی اتصال می‌باشد. مقدار آرماتور عمودی توزیع شده، به صورت مشابهی، تعیین می‌شود. مقاومت مکانیزم استرات قطری، بستگی اساسی به مقاومت فشاری استرات قطری دارد. در حالی‌که مقاومت مکانیزم فشاری، وابستگی اساسی به مقاومت چسبندگی و مقاومت برشی اتصال فراهم شده بوسیله آرماتور عرضی اتصال (همینطور آرماتور اتصال که به صورت عمودی توزیع شده است) دارد. با بررسی مقاومت برشی اتصال، در بسیاری از آزمایش‌های انجام شده بر روی اتصالات، می‌توان به پارامترهای تأثیرگذار در مقاومت اتصال، پی‌برد و فهم بهتری از مکانیزم‌های اساسی انتقال برش اتصال داشت. در شکل ۷، بر اساس آزمایش‌های تیر به ستون صفحه‌ای انجام شده در ژاپن و ایالات متحده، مقاومت برشی اندازه‌گیری‌شده بر حسب تابعی از نسبت آرماتور عرضی اتصال، رسم شده است (کیتایاما[۹] و همکاران). نتایج بدست آمده، نشان داد که مکانیزم اساسی در این آزمایش‌ها، مکانیزم استرات قطری بوده است. چنانچه مکانیزم خرپایی غالب باشد، مقاومت برشی، تقریباً متناسب با مقدار آرماتور عرضی، افزایش می‌یابد. نتایج مشابهی هم توسط کیم[۱۰] و لافیو[۱۱] گزارش شده است.



شکل ۷- مقاومت اتصال داخلی بر حسب تابعی از آرماتور عرضی (کیتایاما و همکاران) [۱]

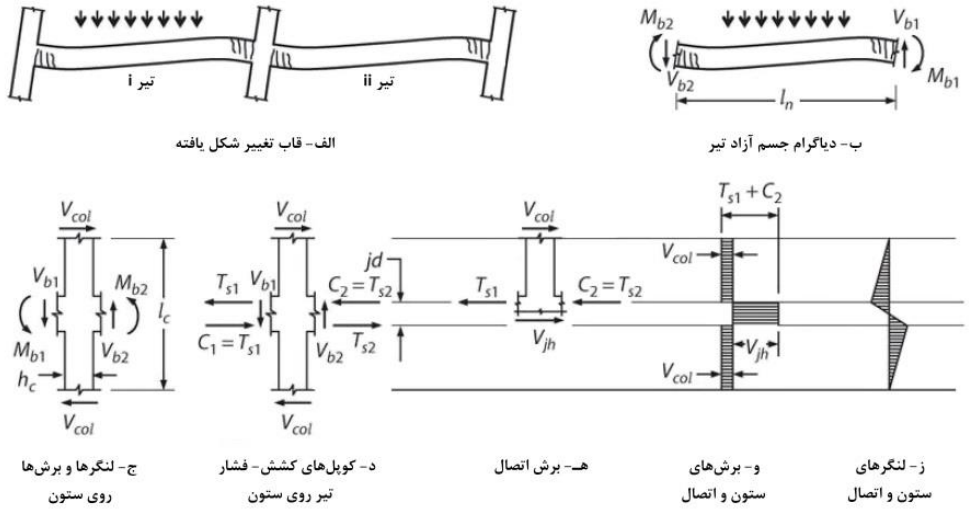
در شکل ۷، حد اطمینان برای تنش برشی متوسط اتصال، در اتصالات داخلی، برابر با حداقل ۰/۴ درصد آرماتور عرضی، برابر با $v_j = 0.25f'_c$ می‌باشد. اگر مقاومت برشی اتصال، بوسیله مقاومت فشاری استرات قطری، کنترل شود، رابطه مقاومت برشی اتصال، با f'_c مناسب به‌نظر می‌رسد. برای بتن‌های با مقاومت بالاتر، نرخ افزایش در مقاومت اتصال، با افزایش مقاومت بتن، کاهش می‌یابد (شکل۸). رابطه خطی $v_j = 0.25f'_c$ برای مقاومت‌های بالاتر بتن، غیرمحافظه‌کارانه می‌شود. دو تابع دیگر، با استفاده از $\sqrt{f'_c}$، همبستگی بهتری با مقاومت مشاهده شده دارد [۱].



شکل ۸- مقاومت‌های برشی اتصال داخلی (داده‌های بدست آمده توسط سوگانو۱۲ و همکاران) [۱]

۵- تعیین تقاضاهای برشی اتصال

تقاضاهای برشی اتصال، به‌صورت برش افقی اتصال، V_{jh} ، تعریف شده است. همانطور که در شکل ۹نشان داده شده است، V_{jh} از منتجه‌های تنش کششی و فشاری خمشی تیر (T_s و C) و برش ستون (V_{col}) محاسبه شده است. برش ستون (V_{col})، طوری محاسبه شده است که الزامات تعادل لنگر، برآورده شود.



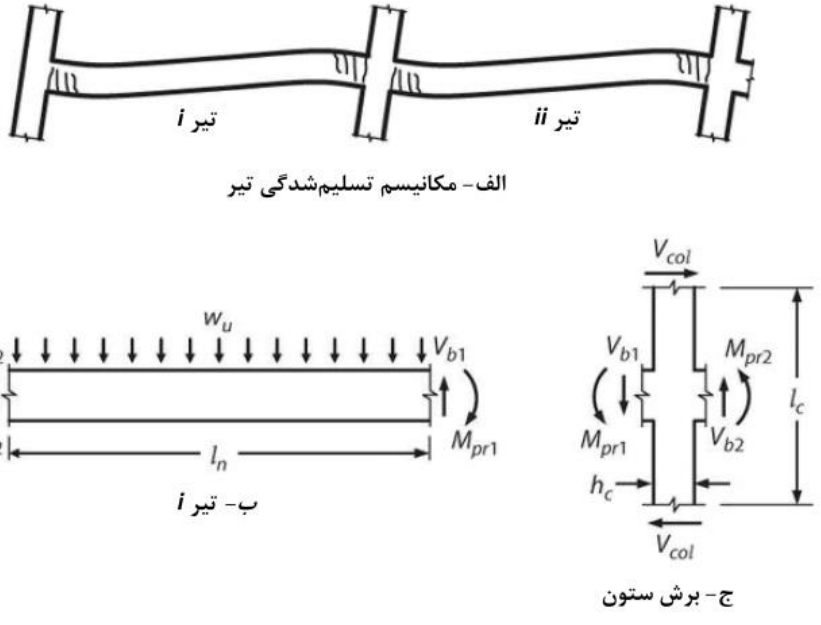
شکل ۹- الزامات تعادل یک اتصال تیر به ستون در یک قاب با تیرهای تسلیم شده. نیروی محوری ستون در داخل معادلات تعادل، وارد نشده و نشان داده نشده است.

برای ستون داخلی نشان داده شده در شکل ۱۰، مجموع لنگرها، حول مرکز اتصال، منجر به رابطه ۹ می‌شود.

$$V_{col} = \frac{1}{l_c}\left(\left(M_{pr1} + M_{pr2}\right) + \left(V_{b1} + V_{b2}\right)\frac{h_c}{2}\right) \qquad (۹)$$

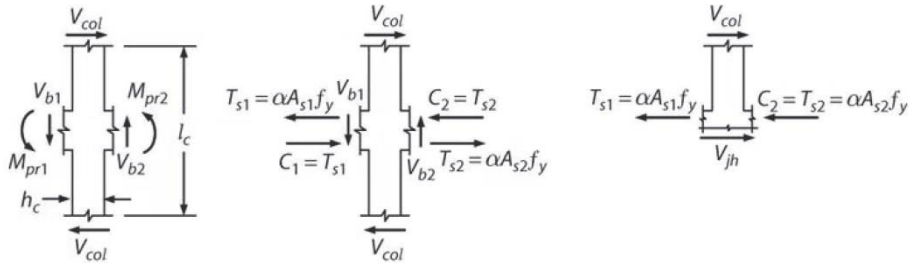
که در آن:

M_{pr1} و M_{pr2}، لنگرهای محتمل و V_{b1} و V_{b2}، برش تیر در محل مفصل‌های پلاستیک تیر می‌باشد.



شکل ۱۰- تعیین برش ستون [۱]

برش افقی اتصال، V_{jh} ، با جایگذاری نیروهای کششی و فشاری خمشی، T_s و C (شکل ۱۱-ب)، سپس ایجاد یک برش افقی، از میان اتصال (شکل ۱۱-ج) و سرانجام، مجموع نیروها در امتداد افقی، تعیین می‌شود. نیروی کششی، در آرماتور کششی خمشی تیر، برابر با αf_y فرض شده است، که $\alpha \geq 1.25$ می‌باشد. در عمل، اغلب مقدار $\alpha = 1.25$، همواره استفاده شده است [۱].



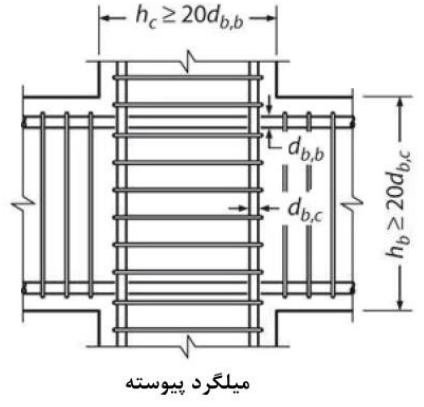
الف- لنگرها و برش‌ها　　ب- کوپل‌های کشش- فشار تیر، روی ستون　　ج- برش اتصال

شکل ۱۱- تعیین برش افقی اتصال ، V_{jh} [۱]

۶- الزامات مهار میلگرد طولی تیر و ستون

کاربرد الزامات مختلف میلگرد، بستگی به آن دارد که آیا (الف) میلگرد طولی، از میان اتصال، عبور می‌کند و به عنوان میلگرد، در عضو مجاور، ادامه می‌یابد، همانطور که در اتصالات داخلی، رُخ می‌دهد، یا (ب) میلگرد طولی، در اتصال، خاتمه می‌یابد، همانطور که در اتصالات پیرامونی ساختمان، رُخ می‌دهد.

در اتصالات داخلی، نگرانی درباره لغزش بیش از حد میلگرد، منجر به الزاماتی برای نسبت بُعد مقطع عرضی عضو، به قطر آرماتور طولی متقاطع شده است. این ضوابط، در شکل ۱۲، برای حالتی که ستون، از تیر متصل به آن، عریض‌تر است، نشان داده شده است[۱].



شکل ۱۲- الزامات ابعادی برای میلگردهای مستقیم، در اتصال داخلی [۱]

۷- مقاومت برشی طراحی اتصال تیر به ستون

۷-۱-آیین نامه ACI 318-2014

بر اساس آیین‌نامه ACI 318-2014، مقاومت برشی اسمی اتصال، V_n ، باید مطابق با جدول ۱ باشد.

جدول ۱- مقاومت برشی اسمی اتصال، V_n [۲]

پیکربندی اتصال	V_n
برای اتصالات محصور شده بوسیله تیرها در چهار وجه	$20\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
برای اتصالات محصور شده بوسیله تیرها در سه وجه یا دو وجه مقابل هم	$15\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
برای سایر حالات	$12\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

در جدول ۱، λ برای بتن سبک و بتن معمولی، به ترتیب ۰/۷۵ و ۱ می‌باشد.

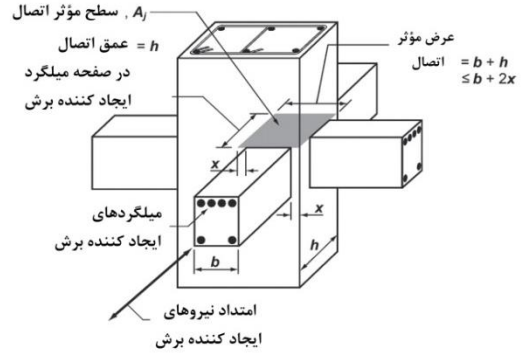
سطح مقطع عرضی مؤثر در یک اتصال، A_j ، باید از حاصلضرب عمق اتصال، ضربدر عرض مؤثر اتصال، محاسبه شود. عمق اتصال، باید برابر عمق کلی ستون، h، باشد. عرض مؤثر اتصال، باید برابر عرض کلی ستون باشد؛ مگر اینکه تیر

به داخل یک ستون با پهنای بیشتر، اتصال داشته باشد، عرض مؤثر اتصال، نباید از کمترین دو مقدار (الف) و (ب)، تجاوز نماید [۲]:

(الف) عرض تیر به‌اضافه عمق اتصال

(ب) دو برابر فاصله کوچک‌تر عمودی از محور طولی تیر به برِ ستون

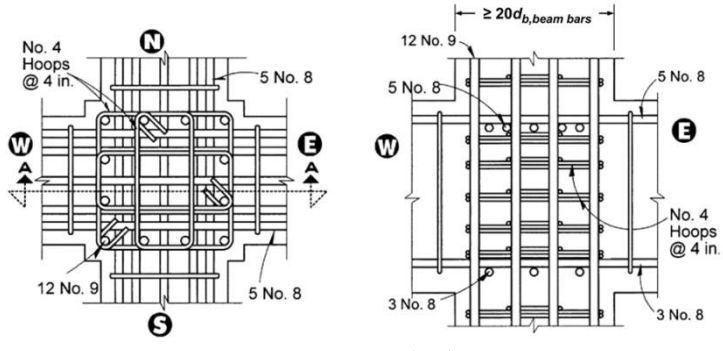
در شکل ۱۳، سطح مؤثر اتصال، A_j ، نشان داده شده است.



شکل ۱۳- سطح مؤثر اتصال [۲]

آرماتورگذاری عرضی جهت تأمین محصورشدگی کافی ناحیه هسته اتصال و افزایش ظرفیت تأمین طول مهاری، برای آرماتور طولی تیر به ستون، به‌کار می‌رود. مقدار آرماتور عرضی در ناحیه اتصال، برابر با مقدار آرماتور لازم در ناحیه ستون متصل به اتصال می‌باشد.

برای مثال، در شکل ۱۴، جزئیات آرماتورگذاری برای اتصال داخلی تیر به ستون، نشان داده شده است[۳].



الف- نمای اتصال (مقطع A-A) **ب- پلان اتصال**

شکل ۱۴- جزئیات آرماتورگذاری برای اتصال داخلی تیر به ستون [۳]

۷-۲- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲

بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲، طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید بر اساس رابطه ۱۰ صورت گیرد:

$$V_u \leq V_r \qquad (۱۰)$$

که در آن: V_u ، نیروی برشی نهایی در مقطع و V_r ، نیروی برشی مقاوم مقطع می‌باشد.

نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال، V_u ، باید بر اساس تنش کششی برابر $1.47f_{yd}$ که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر، فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال، مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی، برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، در مقاطع بَرِ اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها

باید به صورتی درنظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود. f_{yd} مقاومت محاسباتی فولاد بر حسب مگاپاسکال می‌باشد که برابر است با $\emptyset_s f_y$.

نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r ، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط آرماتورگذاری ویژه، حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (ج) این بند درنظر گرفت:

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت $12\ A_j v_c$

ب- برای اتصالات محصور شده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $9\ A_j v_c$

ج- برای سایر اتصالات $7.5\ A_j v_c$

که در آن:

A_j = عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌یابد، عرض مؤثر اتصال، کوچک‌ترین دو مقدار (الف) و (ب) اختیار می‌شود:

الف- عرض تیر به‌اضافه عمق کل مقطع اتصال

ب- دو برابر کوچک‌ترین فاصله محور تیر از بَرِ ستون در جهت عمود بر محور تیر

v_c = مقاومت برشی بتن می‌باشد که از رابطه ۱۱ بدست آمده و بر حسب مگاپاسکال می‌باشد.

$$v_c = 0.2\emptyset_c\sqrt{f_c} \qquad (11)$$

یک اتصال، زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد، محصورشده تلقی می‌گردد که تیر حداقل $\frac{3}{4}$ سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

در اتصالاتی که در چهار سمت، توسط تیرها، محصور شده‌اند و عرض تیرها، کمتر از $\frac{3}{4}$ بُعد ستونی که به آن متصل می‌شوند، نیستند، باید در طولی به اندازه کوتاه‌ترین ارتفاع تیر، در اتصال، آرماتورگذاری عرضی ویژه، به‌کار برده شود. فاصله آرماتورهای عرضی، در این اتصالات را می‌توان تا ۱۵۰ میلی‌متر افزایش داد [۴].

۷-۳- آیین‌نامه بتن ایران (آبا)

نیروی برشی نهایی مؤثر به اتصال، V_u ، باید بر اساس بیشترین نیروی کششی که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید، محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر، فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال، مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، در مقاطع بَرِ اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r ، را می‌توان حداکثر برابر با مقادیر زیر در نظر گرفت:

الف- برای اتصالات محصور شده در چهار سمت $12\ A_j v_c$

ب- برای اتصالات محصورشده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $9\ A_j v_c$

ج- برای سایر اتصالات $7.5\ A_j v_c$

یک اتصال، زمانی توسط تیری که به یک وجه آن می‌رسد، محصور شده تلقی می‌گردد که تیر حداقل $\frac{3}{4}$ سطح آن اتصال را پوشانده باشد [۵].

۸- ناحیه و آرماتورگذاری ویژه در محل اتصال تیر به ستون

۸-۱- آیین نامه ACI 318-2014

آیین‌نامه ACI 318، مقاومت خمشی حداقلی را برای ستون‌ها، الزامی می‌داند؛ بر این اساس، مقاومت خمشی ستون‌ها باید رابطه ۱۲ را ارضاء نماید:

$$\sum M_{nc} \geq (6/5)\sum M_{nb} \qquad (12)$$

که در آن:

$\sum M_{nc}$، برابر است با مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال که در بَرِ اتصال، محاسبه شده باشند. مقاومت خمشی ستون، باید برای بار محوری ضریبدار، در جهت نیروهای جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار مقاومت خمشی را بدست دهد، محاسبه شود.

$\sum M_{nb}$، برابر است با مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی تیرها در دو سمت اتصال، که در برِ اتصال، ارزیابی شده باشند.

بر اساس آیین‌نامه ACI 318 ، ناحیه‌ای از تیر و ستون نزدیک گره اتصال، به عنوان ناحیه ویژه، به‌حساب آمده و لازم است که در این ناحیه ویژه، از آرماتورگذاری ویژه استفاده شود. طول ناحیه ویژه در تیر از برِ اتصال تیر به ستون، برابر با دو برابر ارتفاع مقطع تیر می‌باشد. حداکثر فاصله خاموت‌گذاری در ناحیه ویژه تیر، برابر کمترین سه مقدار زیر می‌باشد:

الف- $\frac{1}{4}$ عمق مؤثر تیر ($\frac{d}{4}$)

ب- شش برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی

ج- ۶ اینچ (۱۵۲ میلی متر)

طول ناحیه ویژه در ستون از برِ اتصال تیر به ستون، برابر حداکثر سه مقدار زیر می باشد:

ارتفاع مقطع عضو در بَرِ اتصال یا در ناحیه‌ای که تسلیم خمشی محتمل می‌باشد.

$\frac{1}{6}$ دهانه آزاد ستون

۱۸ اینچ (۴۵۷ میلی‌متر)

فاصله بین آرماتورهای عرضی در ناحیه ویژه ستون، نباید از کوچک‌ترین مقدار (الف) تا (ج) تجاوز نماید:

الف- $\frac{1}{4}$کوچک‌ترین بُعد مقطع ستون

ب- شش برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی

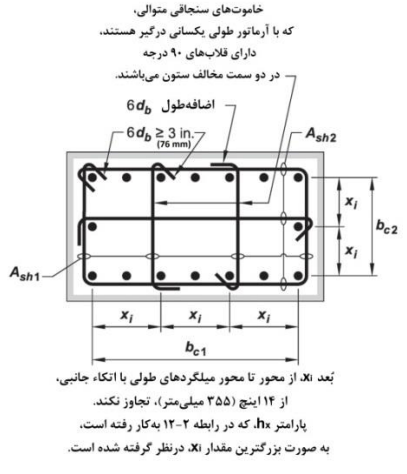
ج- s_0 ، که از رابطه ۱۳ محاسبه می‌شود:

$$s_0 = 4 + \left(\frac{14-h_x}{3}\right) \qquad (۱۳)$$

مقدار s_0 ، از رابطه ۱۲، نباید از ۶ اینچ (۱۵۲ میلی‌متر) تجاوز نماید و نیاز نیست که از ۴ اینچ(۱۰۱ میلی‌متر)، کمتر در نظر گرفته شود.

h_x ، حداکثر فاصله مرکز به مرکز میلگردهای طولی که بوسیله گوشه‌های میلگردهای عرضی، یا ساق‌های حلقوی اطراف محیط ستون، به صورت جانبی حمایت شده‌اند.

در شکل ۱۵، مثالی از آرماتور عرضی در ستون، نشان داده شده است.



شکل ۱۵- مثالی از آرماتور عرضی در ستون [۲]

مقدار میلگرد عرضی در ستون، باید مطابق با جدول ۲ باشد:

جدول ۲- میلگرد عرضی برای ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه [۲]

میلگرد عرضی	شرایط	عبارت‌های کاربردی	
A_{sh}/sb_c برای خاموت مستطیلی	$P_u \le 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \le 10{,}000\ psi\ (68.95\ MPa)$	مقدار بزرگتر (الف) و (ب)	(الف) $0.3\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (ب) $0.09\frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ یا $f'_c > 10{,}000\ psi\ (68.95\ MPa)$	بزرگترین مقدار (الف)، (ب) و (ج)	(ج) $0.2k_f k_n \frac{p_u}{f_{yt}A_{ch}}$
ρ_s برای خاموت دورپیچ یا خاموت دایروی	$P_u \le 0.3A_g f'_c$ و $f'_c \le 10{,}000\ psi\ (68.95\ MPa)$	مقدار بزرگتر (د) و (ه)	(د) $0.45\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$ (ه) $0.12\frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ یا $f'_c > 10{,}000\ psi\ (68.95\ MPa)$	بزرگترین مقدار (د)، (ه) و (و)	(و) $0.35k_f \frac{p_u}{f_{yt}A_{ch}}$

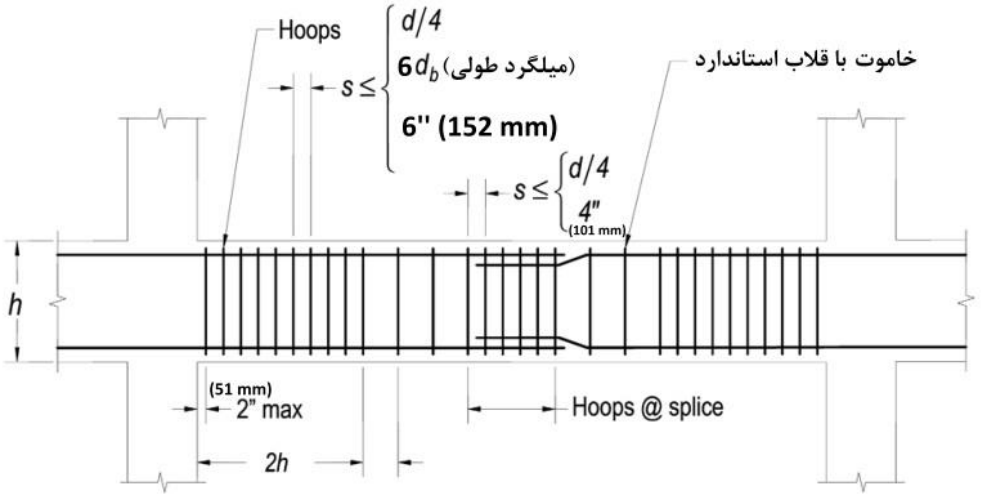
ضریب مقاومت بتن، k_f ، و ضریب کارایی محصورشدگی، k_n ، مطابق با روابط ۱۴ و ۱۵ محاسبه می شود:

$$k_f = \frac{f'_c}{25{,}000} + 0.6 \ge 1.0 \qquad (۱۴)$$

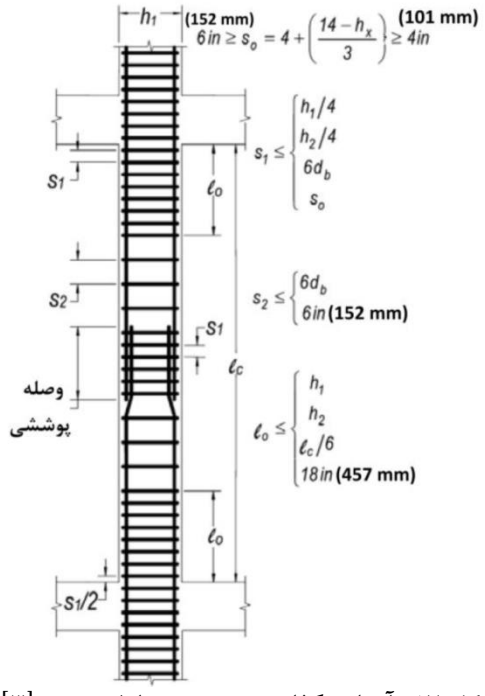
$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \qquad (۱۵)$$

که در آن، n_l ، برابر با تعداد میلگردها یا گروه میلگردهای طولی، اطراف محیط هسته ستون، با حلقه‌های مستقیم که به گوشه حلقه‌ها یا قلاب‌های لرزه‌ای، به صورت جانبی، متکی می‌باشند [۲].

در شکل‌های ۱۶ و ۱۷، ضوابط آرماتورگذاری عرضی در طول تیر و ستون و نیز نواحی ویژه انتهایی آنها، نشان داده شده است [۳].



شکل ۱۶- موقعیت و فواصل استاندارد خاموت در طول تیر [۳]



شکل ۱۷- آرماتورگذاری عرضی در طول ستون [۳]

۸-۲- مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲

بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲، در ستون‌ها، قسمت‌هایی از دو انتهای آنها به طول l_0 ، ناحیه بحرانی تلقی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه انجام شود؛ مگر آنکه طراحی برای برش، نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول l_0 ، که از بَرِ اتصال، به اعضای جانبی، اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از مقادیر (الف) تا (ج) در نظر گرفته شود:

الف- $\frac{1}{6}$ ارتفاع تا دهانه آزاد عضو

ب- ضلع بزرگ‌تر مقطع مستطیلی شکل یا قطر مقطع دایره‌ای شکل

ج- ۴۵۰ میلی‌متر

مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی، بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- در ستون‌های با مقطع دایره، نسبت حجمی آرماتور دورپیچ یا تنگ‌های حلقوی، ρ_s ، نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط ۱۶ و ۱۷ باشد:

$$\rho_s = 0.18 \times \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (۱۶)$$

$$\rho_s = 0.69 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (۱۷)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل، سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نباید کمتر از دو مقدار بدست آمده از روابط ۱۸ و ۱۹ باشد:

$$A_{sh} = 0.46 \left(S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}}\right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \quad (۱۸)$$

$$A_{sh} = 0.14 \times S \times h_c \frac{f_{cd}}{f_{yh}} \quad (۱۹)$$

قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی، نباید کمتر از ۸ میلی‌متر باشد. فاصله سفره میلگردها از یکدیگر نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (ج) باشد:

الف- $\frac{1}{4}$ ضلع کوچکتر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچک‌ترین قطر میلگرد طولی

ج- ۱۲۵ میلی‌متر

د- فاصله اولین خاموت از برِ اتصال ستون به تیر نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها درنظر گرفته شود.

قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی نباید کمتر از ۸ میلی‌متر باشد. فاصله سفره میلگردها از یکدیگر، نباید بیشتر از مقادیر (الف) تا (ج) باشد:

الف- $\frac{1}{4}$ ضلع کوچک‌تر مقطع ستون

ب- شش برابر کوچک‌ترین قطر میلگرد طولی

ج- ۱۲۵ میلی‌متر

د- فاصله اولین خاموت از برِ اتصال ستون به تیر، نباید بیشتر از نصف فاصله خاموت‌ها در نظر گرفته شود.

برای تأمین شرط ستون قوی و تیر ضعیف در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، لنگرهای خمشی مقاوم ستون ها، باید در رابطه ۲۰ صدق کند:

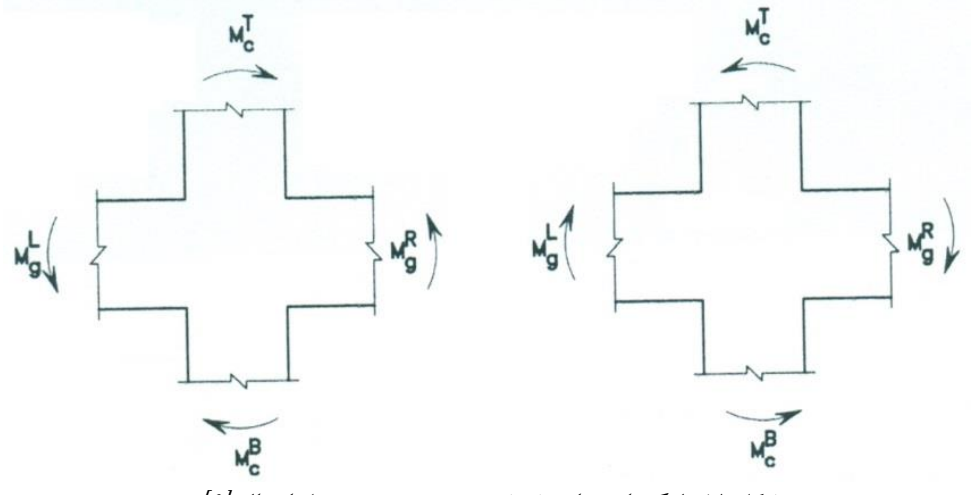
$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_b \qquad (۲۰)$$

در این رابطه:

$\sum M_c$= مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بَرِ اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_b$= مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بَرِ اتصال محاسبه شده باشند [۴].

$\sum \mathrm{M_c}$ و $\sum \mathrm{M_b}$ باید در هر دو جهت ممکن به‌دلیل رفت و برگشت بودن زلزله به شرح شکل ۱۸و روابط ۲۱ و ۲۲ محاسبه شوند:

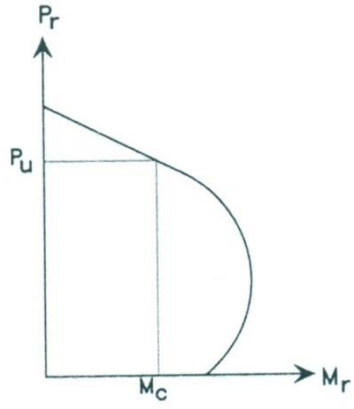


شکل ۱۸- لنگرهای مقاوم خمشی تیر و ستون در محل اتصال [۶]

$$\sum \mathrm{M_c} = \mathrm{M_c^T} + \mathrm{M_c^B} \qquad (۲۱)$$

$$\sum \mathrm{M_b} = \mathrm{M_b^R} + \mathrm{M_b^L} \qquad (۲۲)$$

در محاسبه $\mathrm{M_c}$ ستون‌های بالا و پایین باید با استفاده از منحنی اندرکنش M-P، مطابق شکل ۱۹و تحت تمامی ترکیبات بارگذاری مورد نظر و بر اساس $\mathrm{P_u}$ موجود، لنگر مقاوم نظیر تعیین شده و کمترین لنگر مقاوم به‌عنوان $\mathrm{M_c}$ در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱۹- محاسبه لنگر خمشی مقاوم ستون با استفاده از منحنی اندرکنش M-P [۶]

تأمین رابطه ۲۰ برای ستون‌های ساختمان‌های یک و یا دو طبقه و نیز همه ستون‌های طبقه آخر تمامی قاب‌ها لازم نیست با این شرط که در تمام طول چنین ستون‌هایی از میلگردگذاری عرضی ویژه استفاده شود.

همچنین در هر سازه دلخواه و در هر طبقه، حداکثر در مورد یک ستون از چهار ستون موجود در یک قاب می‌توان، رابطه ۲۰ را اعمال نکرد با این شرط که اولاً در تمام طول چنین ستون‌هایی از میلگرد عرضی ویژه استفاده شده باشد و ثانیاً در تحلیل چنین سازه‌هایی، با فرض اتصال مفصل در دو انتهای این ستون‌ها، از کمک این ستون‌ها به سختی و مقاومت جانبی سازه مورد نظر صرف‌نظر کرد [۶].

در اعضای خمشی، در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ ویژه باشد، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بَرِ تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن، امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییرمکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

ج- در طولی که در آن، برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع، به میلگرد فشاری نیاز باشد.

تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر، باید دارای شرایط (الف) تا (ج) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- قطر تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: $\frac{1}{4}$ ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

ج- فاصله اولین تنگ از بَرِ تکیه‌گاه، بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها، دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر، کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر باشد [۴].

۸-۳- آیین‌نامه بتن ایران (آبا)

بر اساس آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، در ستون‌ها، قسمت‌هایی از دو انتهای آنها به طول l_0، « ناحیه بحرانی » تلقّی شده و در آنها باید آرماتورگذاری عرضی ویژه انجام شود؛ مگر آنکه طراحی برای برش، نیاز به میلگرد بیشتری را ایجاب کند. طول l_0 که از بَرِ اتصال ستون به اعضای جانبی اندازه‌گیری می‌شود، نباید کمتر از مقادیر زیر درنظر گرفته شود:

الف- $\frac{1}{6}$ ارتفاع آزاد ستون

ب- ضلع بزرگ‌تر مقطع مستطیلی شکل ستون یا قطر مقطع دایره‌ای شکل ستون

ج- ۴۵۰ میلی‌متر

مقدار آرماتور عرضی لازم در ناحیه بحرانی، بر اساس ضوابط زیر تعیین می‌شود:

الف- در ستون‌های با مقطع دایره، نسبت حجمی آرماتور مارپیچ یا تنگ‌های حلقوی، ρ_s، نباید کمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۲۳)$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۲۴)$$

ب- در ستون‌های با مقطع مربع مستطیل، سطح مقطع کل تنگ‌های ویژه در هر امتداد، A_{sh} ، نبایدکمتر از دو مقدار زیر باشد:

$$A_{sh} = 0.3 \left(s.h_c \frac{f_c}{f_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \quad (۲۵)$$

$$A_{sh} = 0.09\, s.h_c \frac{f_c}{f_{yh}} \quad (۲۶)$$

قطر میلگردهای عرضی در ناحیه بحرانی، نباید کمتر از ۸ میلی‌متر و فاصله سفره میلگردها از یکدیگر، نباید بیشتر از مقادیر زیر باشد:

الف- $\frac{1}{4}$ ضلع کوچک‌تر مقطع ستون

ب- هشت برابر کوچک‌ترین قطر میلگرد طولی

ج- ۱۲۵ میلی‌متر

در اعضای خمشی، در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ ویژه باشد؛ مگر آنکه طراحی برای برش، نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بَرِ تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن، امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب، وجود داشته باشد.

ج- در طولی که در آن، برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع، به میلگرد فشاری نیاز باشد.

تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر، باید دارای شرایط زیر باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر، بیشتر از مقادیر: $\frac{1}{4}$ ارتفاع مؤثر مقطع، هشت برابر قطر کوچک‌ترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

ج- فاصله اولین تنگ از بَرِ تکیه‌گاه، بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها، دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر، کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر مقطع باشد.

حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها باید به اندازه‌ای باشد که در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه زیر صدق کنند:

$$\sum M_e \geq 1.2 \sum M_g \quad (۲۷)$$

در این رابطه:

$\sum M_e$ = مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری ستون‌ها، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_g$ = مجموع لنگرهای خمشی نظیر لنگرهای خمشی مقاوم تیرها در دو سمت اتصال است که در مرکز اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه ۲۷ باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه ۲۷ باید در حالاتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد.
اگر ستونی رابطه ۲۷ را ارضا نکند، باید در تمام طول، دارای میلگردگذاری عرضی ویژه باشد. چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه ۲۷ را ارضا نکند. ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه ۲۷ را ارضا نکنند. در این‌صورت این ستون‌ها باید در تمام طول، دارای میلگردگذاری عرضی ویژه باشند. در حالات دیگر، چنانچه ستونی رابطه ۲۷ را تأمین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت سازه در مقابل بار جانبی زلزله صرف‌نظر شود [۵].

۹- نتیجه‌گیری

اتصالات تیر به ستون، در سازه‌های بتن آرمه، به ویژه در قاب‌های خمشی، نقش مهمی در رفتار لرزه‌ای اینگونه سازه‌ها ایفا می‌نماید. در این مقاله، به تفصیل، ضوابط طراحی اتصالات تیر به ستون بتنی، از دیدگاه آیین‌نامه ACI 318-2014، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲ و آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، با یکدیگر مقایسه شده است. آیین‌نامه‌ها بر مبنای تحقیقات انجام گرفته در هر زمینه و تجربیات پیشین و همچنین با در نظر گرفتن ایمنی مناسب، مجموعه ضوابط و مقرراتی را تنظیم نموده که طراحی سازه‌های بتن‌آرمه، می‌بایست بر اساس یک آیین‌نامه انجام گیرد و مهندس محاسب، قادر خواهد بود که بر اساس اصول کلی طراحی و رعایت قواعد یک آیین‌نامه، طراحی مطمئن و صحیحی را به انجام برساند.

پانوشت‌ها

1. *Reinforced Joints*
2. *Unreinforced Joints*
3. *Meinheit*
4. *Jirsa*
5. *Park*
6. *Paulay*
7. *Strut Mechanism*
8. *Truss Mechanism*
9. *Kitayama*
10. *Kim*
11. *LaFave*
12. *Sugano*

منابع (References)

[1] Moehle J. (2015), "Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings", McGraw-Hill Education.
[2] ACI Committee 318 (2014), "Building Code Requirments for Structural Concrete (ACI 318-14)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
[3] NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1 (2008), "Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers", National Institute of Standards and Technology (NIST).
[۴] مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، ویرایش چهارم (۱۳۹۲)، "طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه"، دفتر مقررات ملی ساختمان.
[۵] نشریه شماره ۱۲۰ (۱۳۸۲)، "آیین‌نامه بتن ایران (آبا)"، معاونت امور فنی و تدوین معیارها.
[۶] راهنمای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، (۱۳۹۰)، راهنمای کتاب "طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه"، دفتر مقررات ملی ساختمان.

Comparison of Reinforced Concrete Beam-Column Connections Design Regulations Based on Different R.C. Codes (ACI 318-2014, National Building Code, and ABA)

1.Farzin Moludi , 2.Ali Kheyroddin

1- M.Sc. in Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran
2- Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran, and Member of Technical Committee of Iranian National Building Code (chapter 9)

farzin.moludi@semnan.ac.ir
kheyroddin@semnan.ac.ir

Abstract
Beam-Column connections in reinforced concrete structures especially in moment frames play an important role in seismic behavior of such structures. In seismic resistant frames, the main objective of designing the connection is that as long as the plastic hinge is formed in the frame members, connection nodes stay elastic. At the first section of this paper, concrete beam-column connections, connection forces due to gravity and lateral loading and all types of internal, external and corner connections are introduced. Also, force transmission mechanisms in the beam-column connection in both cases including with transverse reinforcement and without transverse reinforcement (stirrups) and the connections seismic behavior and types of destructions resulted by earthquakes are discussed. Then, the shear strength of the connection is investigated and containment requirements of the beam-column longitudinal reinforcement are expressed. Finally, the concrete beam-column connections design criteria from the perspective of Code ACI 318-2014, Chapter 9 of National Building Code, and Iranian Concrete Code (ABA) are compared with each other. Based on the researches conducted in every field and the previous experiences as well as considering proper safety, the codes have adjusted a series of regulations upon which the reinforced concrete structures must be designed so that the structural engineer will be able to conduct a reliable and proper design based on the general design principles and regulation of a code.

Keywords: Beam-Column Connections, Reinforced Concrete, Design Regulations, ACI 318-2014, ABA, National Building Code.