

رفتار اتصالات کناری تیر عریض - ستون بتن مسلح با خروج از مرکزیت محور تیر نسبت به محور ستون

میثم مقیمی دهکردی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

عباسعلی تسنیمی* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

سارا میرزاباقری (استادیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد پرند

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۷ (۱۳-۳-۲)
دردی ۲ - ۳۴، شماره ۱/۲، ص. ۱۲-۳

در طی دهه‌های اخیر، مطالعات قابل توجهی در زمینه‌ی رفتار لرزه‌ی اتصالات تیر عریض - ستون بتن مسلح انجام شده است. با وجود این، مطالعاتی پیرامون رفتار اتصالات تیر عریض - ستون بتن مسلح با خروج از مرکزیت محور تیر نسبت به محور ستون انجام نشده است. در نوشتار حاضر، با استفاده از نمونه‌های آزمایش شده، به بررسی عددی اتصالاتی مشابه اتصالات مذکور پرداخته شده است. منحنی‌های بار- تغییرمکان نسبی جانبی به دست آمده از تحلیل‌های عددی، انطباق بالایی با نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهند. نتایج حاصل بیان‌گر آن است که افزایش خروج از مرکزیت، سبب افت نمودار بار- تغییرمکان نسبی جانبی می‌شود و در مواردی که خروج از مرکزیت محور تیر از محور ستون به مقدار بیشینه‌ی خود می‌رسد و تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ باشد، مقدار کاهش مقاومت برابر ۱۲/۸٪ می‌شود. علاوه بر این، با افزایش نسبت عرض تیر به عرض ستون، اثر مخرب خروج از مرکزیت محور تیر از محور ستون در رفتار اتصال بیشتر خواهد بود.

واژگان کلیدی: بتن مسلح، تیر عریض، اتصال کناری، تحلیل اجزاء محدود، خروج از مرکزیت.

۱. مقدمه

بر اینکه موجب کاهش ارتفاع کلی ساختمان می‌شود، هزینه‌های ساخت ستون‌ها، دیوارها، آسانسورها و سایر مصالح را کاهش خواهد داد. همچنین به دلیل اینکه تیرهای عریض نسبت به تیرهای معمولی فضای دید بیشتری فراهم می‌آورد، در کانون توجه معماران و طراحان داخلی قرار دارند. به عنوان مثال، اگر سیستم سازه‌ی ساختمانی با نمای خارجی شیشه‌ی باشد، می‌توان با استفاده از تیر عریض زاویه‌ی دید بیشتری برای ساکنان فراهم کرد و در نتیجه منظره‌ی دید خارجی را ارتقاء بخشید، که از ویژگی مذکور برای ساخت ساختمان‌های مرتفع در ژاپن استفاده شده است.^[۱] شایان ذکر است که قاب‌های با تیر عریض، کاستی‌هایی مانند سختی جانبی و افزایش جابه‌جایی تحت بارهای ناشی از زلزله دارند. این موضوع توجه پژوهشگران را برای رفع آن‌ها به نحوی جلب کرد که نتایج مطالعات آنان موجب روند تکمیل ضوابط آیین‌نامه‌ی مانند ACI شد که قبلاً استفاده از آن‌ها را در مناطق زلزله‌خیز مجاز نمی‌دانست، ولی امروزه مجاز می‌شمارد.^[۱] بررسی رفتار اتصالات تیرهای عریض - ستون بتن مسلح از اواخر قرن بیستم در سال ۱۹۹۱ شروع شد و با انجام آزمایش‌هایی بر روی اتصالات تیرهای عریض - ستون بتن مسلح، عملکرد آن‌ها تحت بار جانبی بررسی و مشاهده شد که تغییر شکل متناظر با تسلیم تمام میلگردها

تیر عریض، تیری است که عرضی بیشتر از عرض ستون متصل به آن را داشته باشد. سیستم قاب تیر عریض را می‌توان سیستمی بین دال تخت و سیستم قاب متداول با تیر معمولی دانست که به آن سیستم دال نواری گفته می‌شود. سیستم‌های سازه‌ی تیر عریض را به دو صورت می‌توان در ساختمان‌ها استفاده کرد: ۱. سیستم‌های تیر عریض با دال، ۲. سیستم‌های تیر عریض با تیرچه.

سیستم تیر عریض با دال، شامل دال یک طرفه‌ی متصل به تیر عریض است و مرایای استفاده از آن عبارت‌اند از: کاهش ارتفاع ساختمان، اعطاف‌پذیری بیشتر در جانمایی ستون‌ها، قالب‌بندی ساده‌تر و کاهش فولاد در دال و برای دهانه‌هایی تا ۷ متر مناسب است. سیستم تیر عریض با تیرچه، شامل تیرچه‌هایی با عمقی برابر تیر عریض هستند که به تیرهای عریض تکیه دارند. سیستم‌های سازه‌ی تیر عریض در شرایطی که محدودیت ارتفاع طبقه وجود دارد، اهمیت خاصی دارند و استفاده از آن‌ها، هزینه‌های قالب‌بندی را کاهش می‌دهد. استفاده از سیستم مذکور، علاوه

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۵/۵، اصلاحیه ۱۳۹۵/۸/۱۷، پذیرش ۱۳۹۵/۸/۲۸

DOI: 10.24200/J30.2018.1350

meysam.moghimi@modares.ac.ir
tasnimi@modares.ac.ir
sara.mirzabagheri@yahoo.com

با افزایش عرض تیر افزایش می‌یابد و در برخی موارد، تمام میلگردها در تغییر مکان نسبی ۴٪ به کرنش تسلیم نمی‌رسند و این بدان معناست که ظرفیت شکل‌پذیری قابل توجهی به دست می‌آید.^[۴] در سال ۱۹۹۲، نیز ۴ اتصال خارجی تیر عریض - ستون با مقیاس سه چهارم در دانشگاه میشیگان آزمایش و مشاهده شد که در صورت کنترل دقیق پارامترهای طراحی، اتصالات تیر عریض - ستون عملکرد مناسبی خواهند داشت. پارامترهای طراحی شامل نسبت عرض تیر به عرض ستون و میزان آرماتورهایی از تیر که از خارج هسته‌ی اتصال عبور می‌کنند، بود.^[۴]

همچنین در سال ۱۹۹۹، آزمایش‌هایی بر روی اتصالات کناری تیر عریض - ستون بتن مسلح همراه با دال تحت بار جانبی چرخه‌ی شبه‌استاتیکی انجام و گزارش شد که در اتصالات مذکور اگر نسبت عرض تیر به عرض ستون بزرگ‌تر از ۳ باشد و دست‌کم، دو سوم میلگردهای خمشی تیر عریض، بیرون از هسته‌ی ستون مهار شده باشند، عملکرد خوبی دارند.^[۵] در سال‌های ۲۰۰۵ و ۲۰۰۷، نیز آزمایش‌هایی بر روی اتصالات کناری و میانی تیر عریض - ستون بتن مسلح با مقیاس دو سوم تحت بار جانبی دینامیکی بر روی میز لرزان انجام شد و هر دو نمونه، سختی جانبی کمی نشان دادند و تسلیم به ترتیب در تغییر مکان نسبی جانبی ۱/۵ و ۳ درصد از ارتفاع ساختمان برای اتصالات بیرونی و میانی اتفاق افتاد.^[۶] همچنین در آزمایش‌های انجام‌شده‌ی دیگری (۲۰۰۶) بر روی اتصالات کناری و میانی تیر عریض - ستون بتن مسلح با مقیاس دو سوم، مشاهده شد که افزودن میراگرهای مهاری، خرابی ستون‌ها و تیرهای بتن مسلح به طور قابل توجهی محدود می‌شود و بیش از ۷۵٪ کرنش‌های پیشینه در میلگرد طولی کاهش می‌یابد.^[۸] در سال ۲۰۰۸ نیز آزمایش‌هایی برای بررسی عملکرد لرزه‌ی اتصالات کناری تیر عریض - ستون بتن مسلح با مقیاس سه پنجم انجام و مشاهده شد که اولین تسلیم میلگردهای طولی تیر عریض در تغییر مکان نسبی جانبی ۲/۲٪ ارتفاع طبقه ایجاد می‌شود که تقریباً ۴۰٪ از متوسط گزارش شده برای اتصالات کناری بیشتر بود.^[۹]

همچنین در سال ۲۰۰۹، آزمایش‌هایی برای بررسی عملکرد لرزه‌ی اتصالات کناری تیر عریض - ستون بتن مسلح انجام شد و با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود به مطالعه‌ی عددی و پارامتریک اتصالات مذکور پرداخته و گزارش شد که میلگردهای طولی در لایه‌ی تیر عریض که از ستون عبور نمی‌کنند، نسبت به میلگردهایی که ستون را قطع می‌کنند، در بارهای بیشتری تسلیم می‌شوند و این مسئله منجر به تأخیر در شکل‌گیری مفاصل خمیری در تمام عرض تیر می‌شود.^[۱۰] در پژوهشی در سال ۲۰۱۲ نیز رفتار لرزه‌ی اتصالات تیر عریض - ستون خارجی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس بررسی شد و هدف اصلی پژوهش مذکور، یافتن مسیرهای انتقال بار و ارزیابی عملکرد اتصالات با تیر معمولی و تیر عریض بود و نتایج نشان داد که اتصالات تیر عریض - ستون، سختی و مقاومت کمتری در مقایسه با اتصال تیر معمولی - ستون دارند. به علاوه، عرض تیر در تیرهای عریض، اثر قابل ملاحظه‌ی در مسیرهای انتقال بار دارد.^[۱۱]

همچنین برخی پژوهشگران (۲۰۱۳)، عملکرد لرزه‌ی اتصالات کناری تیر عریض - ستون بتن مسلح را مطالعه و گزارش کردند که با بهبود اندک جزئیات میلگردگذاری اتصالات، می‌توان مانع رشد ترک‌های برشی در اتصال شد و ظرفیت بار جانبی، تغییر شکل و اتلاف انرژی بیشتری در مقایسه با اتصالات قبلی به دست آورد.^[۱۲] در پژوهش دیگری (۲۰۱۴)، نیز آزمایش‌هایی بر روی اتصالات میانی و کناری تیر عریض - ستون بتن مسلح و اتصالات معمولی با مقیاس کامل برای بررسی عملکرد لرزه‌ی اتصالات مذکور انجام شد که در آن‌ها نمونه‌های تیر عریض - ستون، تیرهای عرضی از نوع عریض داشتند و نتایج نشان داد در صورتی که اتصالات تیر عریض - ستون به درستی طراحی شوند، مقاومت و ظرفیت استهلاک انرژی کافی برای تحمل بارگذاری

جانبی خواهند داشت، به طوری که ظرفیت استهلاک انرژی اتصالات تیر عریض - ستون از اتصالات تیر معمولی ستون بیشتر خواهد بود. به علاوه به دلیل حضور آرماتورهای طولی تیر عرضی در نمونه‌های با تیر عریض، مکانیزم مفصل خمشی در تیرهای عریض رخ داد. شایان ذکر است بار یک‌شدگی حلقه‌های هیستریزس در نمونه‌های با تیر عریض بسیار کمتر از نمونه‌های آزمایش شده‌ی دیگر پژوهشگران است.^[۱۳]

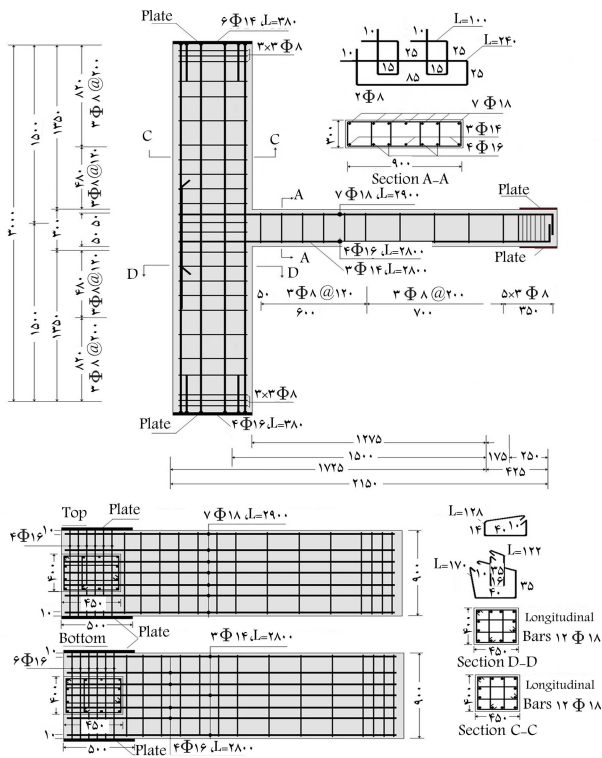
همچنین در سال ۲۰۱۵، در ادامه‌ی یک کار پژوهشی در زمینه‌ی اتصالات تیر عریض - ستون، ۴ اتصال تیر عریض - ستون داخلی با مقیاس کامل آزمایش و طراحی شدند: دو نمونه برای بار ثقلی و دو نمونه‌ی دیگر علاوه بر بار ثقلی، برای الزامات لرزه‌ی. نتایج نشان داد که در این حالت نیز با بهبود اندک جزئیات میلگردگذاری اتصالات، می‌توان مانع رشد ترک‌های برشی در اتصال شد و ظرفیت بار جانبی، تغییر شکل و اتلاف انرژی بیشتری در مقایسه با اتصالات قبلی به دست آورد.^[۱۴] به علاوه، به دلیل فقدان داده‌های آزمایشگاهی پیرامون رفتار اتصالات طبقه‌ی بام، در پژوهش دیگری اتصالات با تیر عریض و با تیر معمولی تحت بار چرخه‌ی آزمایش شدند و نتایج نشان داد که اتصالات تیر - ستون طبقه‌ی بام اگر به درستی طراحی شوند، مقاومت و ظرفیت تغییر شکل کافی برای تحمل تاریخچه‌ی بارگذاری شدید وارد خواهند داشت و نمونه‌های تیر عریض - ستون طبقه‌ی بام، مقاومت برشی اتصال کافی دارند. شکست برشی اتصال در نمونه‌های مذکور رخ نداد و ترک‌خوردگی خمشی تیرها و ستون، ترک‌های اصلی نمونه‌های مذکور است.^[۱۵]

به اتصالاتی که محور تیر و محور ستون بر هم منطبق نباشد، اتصال با خروج از مرکزیت گفته می‌شود. اتصالات با خروج از مرکزیت در قاب‌های کناری ساختمان‌های بتن مسلح بنا به دلایل معماری مرسوم است. وجود خروج از مرکزیت میان محورهای تیر و ستون، منجر به ایجاد پیچش در ناحیه‌ی اتصال می‌شود. این پیچش در اتصال می‌تواند منجر به خرابی در اتصال شود و در رفتار غیرکشسان سازه تأثیر نامطلوبی بگذارد. بر طبق آیین‌نامه‌ی ۲-۳۵۲R-ACI، اتصالات خارج از مرکز نیازمند مطالعات بیشتری است. به علاوه اثر خروج از مرکزیت در اتصالات با تیر عریض نیز تاکنون بررسی نشده است. بنابراین لزوم مطالعه پیرامون رفتار اتصالاتی از این نوع حائز اهمیت است.

در پژوهش حاضر، مطالعه‌ی با هدف بررسی رفتار اتصالات کناری تیر عریض - ستون بتن مسلح با خروج از مرکزیت انجام و راهکاری برای طراحی اتصالات با خروج از مرکزیت مجاز ارائه شده است. همچنین به منظور بررسی اثر خروج از مرکزیت در رفتار اتصالات تیر عریض - ستون کناری، مدل‌هایی با استفاده از روش عددی اجزاء محدود غیرخطی در نرم‌افزار آباکوس ساخته و پس از راستی‌آزمایی نتایج حاصل از تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی، اثر خروج از مرکزیت در رفتار اتصالات تیر عریض - ستون کناری بررسی شد.

۲. نمونه‌ی آزمایشگاهی

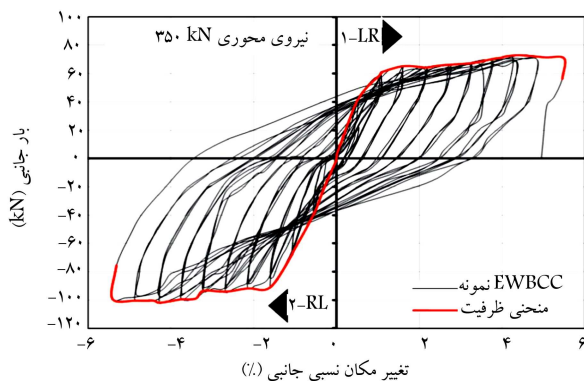
اتصال نمونه‌ی آزمایش شده در نوشتار حاضر که برای راست‌آزمایی مدل‌سازی استفاده شده است، مربوط به آزمایش‌هایی است که نویسنده‌ی دوم (عباسعلی تسنیمی) و نویسنده سوم (سارا میرزباقری) انجام داده‌اند، که شرح مختصری از آن در بخش حاضر ارائه شده است. نمونه‌ی موردنظر، اتصال کناری تیر عریض - ستون از یک ساختمان ۱۰ طبقه است که سیستم سازه‌ی متشکل از دیوار برشی و قاب خمشی



شکل ۱. جزئیات میلگردگذاری و ابعاد نمونه‌ی EWBC [۱۳].



شکل ۲. ترک خوردگی در نمونه‌ی EWBC در تغییرمکان نسبی جانبی ۵/۳٪ [۱۳].



شکل ۳. منحنی پوش و چرخه‌ی (هیستریزیس) بار- تغییرمکان نسبی جانبی نمونه‌ی EWBC [۱۳].

با شکل‌پذیری متوسط دارد. در سازه‌ی مذکور، ارتفاع تمام تیرها ۳۰۰ میلی‌متر و کف طبقات تیرچه بلوک اختیار شده و ابعاد تیر عرضی برابر با ۹۰۰ × ۳۰۰ میلی‌متر و ابعاد ستون برابر با ۴۰۰ × ۴۵۰ میلی‌متر بوده است. تنش تسلیم میلگردهای مصرفی برابر با ۴۰۰ مگاپاسکال و مقاومت ۲۸ روزه بتن برابر با ۲۲ مگاپاسکال بود. در آزمایش مذکور از سیمان معمولی نوع دوم استفاده شده و اندازه‌ی بزرگ‌ترین سنگ‌دانه برابر ۲۰ میلی‌متر بوده است. در جدول ۱، مشخصات بتن و میلگردهای مصرفی در آزمایش‌ها ارائه شده است. در نمونه‌ی مذکور که با نماد (EWBCC) معرفی شده است، بار ثابت محوری ۳۵۰ کیلو نیوتن از طریق یک جک هیدرولیکی بر بالای ستون اعمال شده است. برای شبیه‌سازی نیروی ناشی از زلزله، بارگذاری جانبی مطابق الگوی B ارائه شده در ASTM-E۲۱۲۶-۰۵ [۱۷] در دو مرحله‌ی نیرو - کنترل و تغییرمکان - کنترل به صورت جابه‌جایی جانبی با استفاده از دو جک هیدرولیکی افقی در دو سمت بالای ستون اعمال شده است. در مرحله‌ی نیرو - کنترل، چرخه‌های بارگذاری شامل ۲۰٪، ۴۰٪، ۶۰٪، ۸۰٪ و ۱۰۰٪ نیروی ترک‌خوردگی متناسب با ۱/۲۵، ۱/۵، ۲/۵، ۷/۵ و ۱۰٪ جابه‌جایی کل اعمال شد. پس از اولین ترک‌خوردگی، چرخه‌های بارگذاری از نوع تغییرمکان - کنترل با ۳ تکرار در هر دامنه، متناسب با ۲۰٪، ۴۰٪، ۶۰٪، ۸۰٪ و ۱۰۰٪ جابه‌جایی نهایی اعمال شد. شکل ۱، مشخصات نمونه را نشان می‌دهد. به منظور شبیه‌سازی نقاط عطف دیاگرام لنگر خمشی تحت بار جانبی، انتهای ستون تکیه‌گاه مفصلی و انتهای تیر تکیه‌گاه غلتکی قرار داده شد.

برای اندازه‌گیری تغییر شکل تیر و ستون از تغییرمکان‌سنج‌های (LDVT) استفاده شد. همچنین از کرنش‌سنج‌ها برای اندازه‌گیری کرنش در میلگردها با نصب‌شان بر روی میلگردها در محل بیشترین لنگر استفاده شد. در آزمایش مذکور متناظر با تغییرمکان نسبی جانبی، ۱/۵ پیوستگی بین میلگرد و بتن زائل و در ۱/۷۵ میلگردهای تیر جاری شدند، ولی ستون در محدوده‌ی ارتجاعی باقی ماند که نشان‌دهنده‌ی مکانیزم تیر ضعیف - ستون قوی بود. شکل ۲، وضعیت ترک‌ها و تمرکز تنش را در نمونه‌ی مذکور نشان می‌دهد. همچنین منحنی چرخه‌ی (هیستریزیس) بار - تغییرمکان نسبی جانبی در شکل ۳ مشاهده می‌شود. نتایج کامل حاصل از آزمایش نمونه‌ی مذکور در مرجع [۱۳] ارائه شده است.

۳. مبانی مدل‌سازی عددی

در مدل‌سازی نمونه‌ی آزمایش شده، ابتدا هندسه‌ی آن که شامل اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی تیر و ستون و شرایط مرزی بود، دقیقاً مشابه با واقعیت نمونه‌ی آزمایشگاهی تشکیل شد. سپس با مشخص کردن مدل رفتاری فولاد و بتن، ویژگی‌های آن‌ها اختصاص

جدول ۱. مشخصات مورد استفاده در آزمایش [۱۳].

بتن	مقاومت فشاری f'_c (مگاپاسکال)	مقاومت کششی f_{ct} (مگاپاسکال)	مدول ارتجاعی E_c (مگاپاسکال)
	۲۸٫۷۳	۲٫۶۸	۲۰۱۸۰
میلگرد	قطر (میلی‌متر)	مقاومت تسلیم f_{sy} (مگاپاسکال)	مدول ارتجاعی E_s (مگاپاسکال)
	۸	۳۴۶٫۸۴	۱۹۵۷۳۳
	۱۴	۳۴۵٫۳۸	۲۰۲۴۰۵
	۱۶	۴۹۷٫۶۴	۲۰۱۷۳۸
	۱۸	۴۹۲٫۶۲	۲۲۴۵۰۳

در مدل سازی عددی از مدل شیما (۱۹۸۷)^[۱۸] برای رابطه‌ی سخت‌شدگی کششی بتن، و از مدل مایکاو (۲۰۰۳)^[۲۰] برای رابطه‌ی تنش - کرنش تک‌محوری فشاری بتن و رابطه‌ی تنش - کرنش فولاد میلگرد استفاده و مقادیر زاویه‌ی اتساع، اندازه‌ی المان‌بندی، پارامتر خروج از مرکزیت، پارامتر سطح تسلیم، نسبت مقاومت فشاری دو محوری بتن به مقاومت فشاری تک‌محوری به ترتیب مقادیر ۳۰ درجه، ۳۵ میلی‌متر، ۰/۱، ۰/۶۶۷ و ۱/۱۶ در نظر گرفته شدند که در جدول ۲ ارائه شده‌اند.

۴. راستی آزمایشی مدل عددی

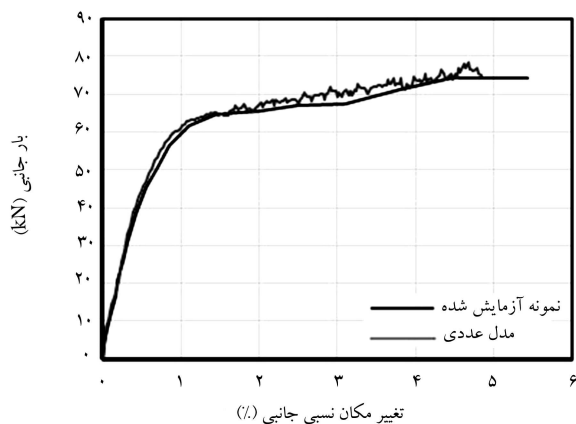
نتایج اعتبارسنجی مدل سازی انجام شده از نمونه‌ی آزمایشی که در بخش ۳ توضیح داده شد، در شکل ۵ در قالب نمودار نیرو - تغییرمکان نسبی جانبی به همراه نتیجه‌ی آزمایشگاهی مشاهده می‌شود که، تطابق خوبی از نظر مقاومت، سختی و شکل پذیری بین دو نمودار مذکور برقرار است؛ به طوری که درصد خطا و انحراف نتایج در قسمت ارتجاعی مدل، ۱۰٪ و در قسمت غیرارتجاعی رفتار مدل، بیشینه‌ی ۸٪ است.

۵. بررسی اثر خروج از مرکزیت تیر - ستون

پس از راستی آزمایشی مدل سازی، اقدام به انجام تحلیل‌های عددی و پارامتریک به منظور دست‌یابی به روابط ساده برای طراحی اتصالات تیر عریض - ستون که خروج

جدول ۲. پارامترها و مدل‌های رفتاری بتن برای بررسی عددی در راستی آزمایشی مدل عددی.

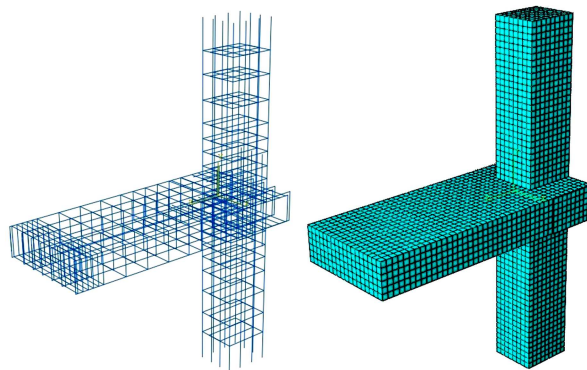
پارامتر موردنظر	مقادیر و مدل‌های مورد استفاده
رابطه سخت‌شدگی کششی بتن	وکیو - میشل - شیما
رابطه تنش - کرنش تک محوری فشاری بتن	هاگنستاد - پوپویچ - مایکاو
رابطه تنش - کرنش فولاد میلگرد	بلاربی - مایکاو
زاویه اتساع	۳۰-۳۷-۴۵ درجه
اندازه المان‌بندی	۱۸-۳۵-۵۰ میلی‌متر
پارامتر خروج از مرکزیت	۰/۱-۰/۲
پارامتر سطح تسلیم	۰/۶۶۷-۰/۸
نسبت مقاومت فشاری دو محوری به مقاومت فشاری تک محوری بتن	۱/۱-۱/۱۳-۱/۱۶



شکل ۵. راستی آزمایشی مدل عددی با نمونه‌ی آزمایشگاهی (EWBCC).

داده شد. در مدل سازی عددی مذکور، میلگردها در بتن مدفون در نظر گرفته شدند و اثر لغزش میلگرد در بتن با اصلاح مدل رفتاری فولاد و بتن لحاظ شد. بدین جهت از مدل سخت‌شدگی کششی بتن استفاده شده است. با استفاده از مدل مذکور، این امکان وجود دارد که بتوان آثار سطح مشترک میلگرد - بتن از قبیل پیوستگی - لغزش را به صورت تقریبی مدل سازی کرد. به علاوه، در هنگام استفاده از مدل‌های رفتاری متوسط مانند مدل سخت‌شدگی کششی، مدل رفتاری آرماتور نیز باید براساس رفتار متوسط آن استفاده شود. با توجه به انتقال تنش‌های پیوستگی از آرماتور به بتن، توزیع تنش در طول آرماتور با توزیع تنش در یک آرماتور تک متفاوت خواهد بود. بنابراین، هنگامی که آرماتور در محل ترک جاری می‌شود، قسمت‌های دیگر آن که بین دو ترک قرار دارند، وضعیت ارتجاعی خواهند داشت. بنابراین متوسط تنش جاری شدن آرماتور، کمتر از تنش جاری شدن موضعی فولاد است.

برای مدل سازی میلگرد از المان‌های خرابایی دو گره‌یی با مرتبه‌ی درون‌یابی خطی و برای مدل سازی بتن از المان‌های سه‌بعدی ۸ گره‌یی با مرتبه‌ی درون‌یابی خطی استفاده شده است. دلیل استفاده از مرتبه‌ی درون‌یابی خطی و عدم استفاده از درون‌یابی مرتبه‌ی دوم، افزایش زمان تحلیل بوده است. در پژوهش حاضر، روش انتگرال‌گیری کاهش‌یافته استفاده شده است. برای اینکه مدل اجزاء محدود مشابه نمونه‌ی واقعی رفتار کند، باید شرایط مرزی مانند نمونه‌ی واقعی باشد. در مدل سازی اتصال تیر عریض - ستون، تکیه‌گاه زیر ستون به صورت مفصلی و تکیه‌گاه زیر تیر به صورت غلتکی مدل سازی شده است. همچنین بارگذاری مدل به صورت تغییرمکان بر بالای ستون اعمال شد. بارگذاری جانبی بر روی نمونه‌ی مورد آزمایش به صورت چرخه‌یی بود و از آنجایی که سرعت بارگذاری پایین بود، میزان شتاب و در نتیجه نیروهای اینرسی، مقدار کمی داشتند. لذا مدل سازی در نرم‌افزار باید به صورت استاتیکی باشد. با توجه به پیچیدگی مدل و زیاد بودن تعداد المان‌ها، امکان تحلیل مدل به صورت ضمنی وجود نداشت و در نتیجه از روش حل صریح استفاده شده است. دقت روش حل صریح نسبت به روش ضمنی کمتر است، اما از طرفی سرعت آن بیشتر و برای حل مسائل با پیچیدگی بالا مناسب است. چون روش حل صریح موجود در نرم‌افزار آباکوس مخصوص تحلیل‌های دینامیکی است، نیروهای اینرسی در محاسبات در نظر گرفته می‌شود. لذا به منظور نزدیکی نتایج تحلیل با شرایط استاتیکی، باید سرعت بارگذاری آنقدر کم در نظر گرفته شود که بارگذاری حالت شبه‌استاتیکی داشته باشد و منجر به شتاب و نیروهای اینرسی نشود. با توجه به راهنمای نرم‌افزار آباکوس، در صورتی که نسبت میزان انرژی سازه به انرژی درونی در حین تحلیل کمتر از ۱۰٪ باشد، می‌توان شرایط بارگذاری را شبه استاتیک فرض کرد.^[۱۸] نمونه‌ی مدل سازی شده در نرم‌افزار مطابق شکل ۴ است.



شکل ۴. مدل عددی نمونه‌ی آزمایشگاهی.

جدول ۳. ابعاد ستون و تیر نمونه‌های مدل سازی شده.

نماد نمونه	ستون b_c (mm)	تیر عرض		A_{stop} (mm)	تیرهای پیرامونی (cm)
		d_{wb} (mm)	b_{wb} (mm)		
EWB5-1	400	300	700	600	40 × 60
EWB5-2	400	300	900	1800	40 × 60
EWB5-3	400	400	900	1900	40 × 60
EWB6-1	500	300	900	1900	50 × 60
EWB6-2	500	400	900	2100	50 × 60
EWB7	500	300	900	2300	50 × 60

جدول ۴. پارامترهای بدون بعد نمونه‌های مدل سازی شده.

a/e	نمونه‌های اتصال انتخاب شده					
	EWB7	EWB6-2	EWB6-1	EWB5-3	EWB5-2	EWB5-1
I	0	0	0	0	0	0
II	0,25	0,25	0,25	0,2	0,2	0,33
III	0,5	0,5	0,5	0,4	0,4	0,66
IV	0,75	0,75	0,75	0,6	0,6	1
V	1	1	1	0,8	0,8	-
VI	-	-	-	1	1	-
b_{wb}/b_c	1/8	1/8	1/8	2/25	2/25	1/75
b_c/d_c	1	1	1	1	1	1
b_{wb}/d_{wb}	3	3	3	3	3	2/3
ρ_{top}	0,85	0,58	0,7	0,53	0,66	0,7

از مرکزیت محور تیر عرض از محور ستون دارد و نیز شرایط ارائه شده در آیین نامه‌ی ۳۵۲-۰۲ ACI Committee ارضاء شده است. شرایط مزبور در روابط ۱ الی ۳ ارائه شده است:

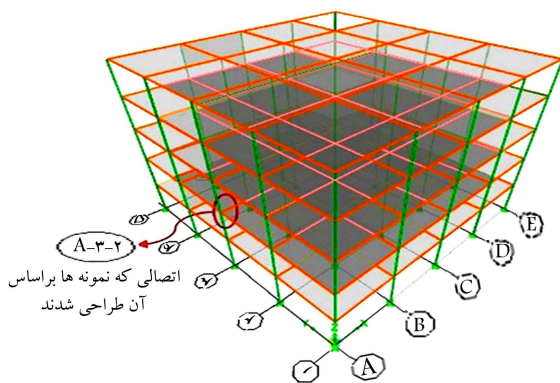
$$b_{wb} \leq \min(b_c + 1/5d_c) \text{ or } 3b_c \quad (1)$$

$$R_m \leq (\sum M_c / \sum M_b) \geq 1/2 \quad (2)$$

$$d_{(c,w,b)} / D_{(c,w,b)} \geq 2/4 \quad (3)$$

که در آن‌ها، M_c لنگر ستون، M_{wb} لنگر تیر و $D_{(c,w,b)}$ قطر میلگرد در تیر یا ستون است. بنابراین، تأثیر عواملی همچون نسبت‌های مختلف بدون بعد عرض تیر به عرض ستون (b_{wb}/b_c)، عرض تیر به ارتفاع تیر (b_{wb}/d_{wb})، مقدار میلگرد خمشی در بالای تیر به میلگرد خمشی پایین تیر که با نسبت (A_{stop}/A_{sbot}) معرفی می‌شود و درصد میلگرد خمشی بالای تیر (ρ_{top})، به عنوان عوامل اصلی اثرگذار در رفتار اتصال در نظر گرفته شد که برای نمونه‌های مختلفی با ویژگی‌های مندرج در جدول‌های ۳ و ۴ ارائه شده است.

در مطالعه‌ی حاضر که برای اثر خروج از مرکزیت محور تیر عرض از محور ستون (e) متمرکز است، پارامتر بدون بعد نسبت خروج از مرکزیت محور تیر از محور ستون به نصف تفاضل عرض تیر از عرض ستون $a = 0,5(b_{wb} - b_c)$ که با نسبت e/a نشان داده شده است، برای یک اتصال کناری از ۶ ساختمان (۳ ساختمان ۵ طبقه، ۲ ساختمان ۶ طبقه و یک ساختمان ۷ طبقه) بررسی شدند که همه‌ی آن‌ها



شکل ۶. ساختمان ۵ طبقه‌ی مدل سازی شده.

سیستم قاب خمشی تیر عرض در هر دو راستا داشتند و با ۴ دهانه‌ی ۶ متری بر مبنای مباحث نهم و ششم مقررات ملی ساختمان ایران و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم طراحی شدند. لازم به یادآوری است که تیرهای پیرامونی در تمام قاب‌ها از نوع تیرهای بتن مسلح معمولی بودند. سقف همه‌ی طبقه‌ها به صورت تیرچه بلوک و مقدار بار مرده و زنده به ترتیب برابر ۶۰ و ۲۰ کیلوگرم بر مترمربع منظور شدند. مقاومت بتن برابر ۳۰ مگاپاسکال و تنش تسلیم میلگردهای طولی و خاموت‌ها به ترتیب برابر ۴۰۰ و ۳۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. در شکل ۶، ساختمان ۵

هر دو عبارت سمت چپ رابطه‌ی ۶، تنش‌های برشی ناشی از پیچش و برش هستند که مجموع آن‌ها نباید از مجموع تنش ناشی از ترک برشی و مقدار $0.66\sqrt{f'_c}$ بیشتر باشد. در رابطه‌ی ۶، مساحت سطح محصورشده به وسیله‌ی محورهای اضلاع خاموت پیچشی بیرونی مقطع و P_h محیط سطح محصورشده به وسیله‌ی محورهای اضلاع خاموت پیچشی بیرونی مقطع هستند. شایان ذکر است که مقداری از پیچش ناشی از خروج از مرکزیت توسط تیر تحمل می‌شود که به صورت محافظه‌کارانه آن را در طراحی ستون در نظر می‌گیرند.

۲.۵. پیچش اضافه‌شده ناشی از خروج از مرکزیت در تیر عریض

با توجه به اینکه تعدادی از میلگردهای تیر عریض از خارج ستون عبور می‌کنند و در داخل تیر عریض مهار می‌شوند، لازم است که اثر نیروی پیچشی ناشی از آن‌ها در طراحی اتصالات مذکور همراه با خروج از مرکزیت لحاظ شود. مقدار پیچش ناشی از خروج از مرکزیت مطابق رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود:

$$T_e = 1/25 A_s \cdot l \cdot F_y \quad (7)$$

که در آن، F_y مقدار تنش تسلیم میلگردهای تیر و A_s مجموع مساحت میلگردهای کششی هستند که از خارج ستون عبور می‌کنند و در هر طرف ستون باید محاسبه و مطابق رابطه‌ی ۵ به پیچش در تیر عریض اضافه شوند. همچنین l فاصله‌ی بین مرکز نیروها کششی و فشاری در مقطع تیر عریض است.

۶. ارائه‌ی راهکار در طراحی اتصالات تیر عریض - ستون

میلگردهای طولی تیر عریض که خارج از ستون عبور می‌کنند، موجب تولید لنگر پیچشی در محل اتصال می‌شوند که در آیین‌نامه‌ها برای آن ضوابط ویژه‌ی پیش‌بینی شده است. لکن در مورد خروج از مرکزیت محور تیر عریض از محور ستون یک لنگر پیچشی اضافی دیگری به ستون تحمیل می‌شود که باید در طراحی منظور شود. همان‌طور که قبلاً اشاره شد، در طراحی اتصالات تیر عریض - ستون، رابطه‌ی ۶ یک شرط کنترل‌کننده در ترکیب برش و پیچش است و برای طراحی آن‌ها می‌توان به این ترتیب اقدام کرد:

۱. محاسبه‌ی نیروهای وارد بر سازه تحت بارهای ضریب‌دار؛
۲. به‌دست آوردن درصد میلگرد در مقاطع با توجه به نیروهای محوری و خمشی؛
۳. محاسبه‌ی مقدار خاموت‌های پیچشی و برشی با توجه به نیروهای پیچشی اضافه‌شده ناشی از خروج از مرکزیت.

۷. مطالعات پارامتریک

در بخش حاضر، نقش پارامترهای مؤثر در رفتار اتصالات تیر عریض - ستون کناری تحت بارگذاری یک‌نواخت که در اینجا ارائه شده است، بررسی شده است:

- اثر خروج از مرکزیت در نحوه‌ی خرابی بتن؛
- اثر خروج از مرکزیت در برش ستون؛
- بررسی اثر نسبت عرض تیر به عرض ستون در کاهش برش پایه‌ی ستون و متناظر با خروج از مرکزیت‌های مختلف.

طبقه به‌عنوان نمونه مشاهده می‌شود. اتصال ۲-۳-۳A در طبقه‌ی دوم ساختمان‌های مذکور برای بررسی اثر خروج از مرکزیت تیر عریض از محور ستون در نظر گرفته شد. در نماد نمونه‌های اتصال، عدد‌های ۵، ۶ و ۷ به‌ترتیب برای ساختمان‌های ۵، ۶ و ۷ طبقه استفاده شده است. خلاصه‌ی مشخصات نمونه‌ها، شامل ابعاد هندسی تیرهای عریض و معمولی و مقدار میلگردهای فوقانی تیرهای عریض در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین در جدول ۴، برای هر یک از نمونه‌های اتصال، مقادیر مختلفی برای نسبت e/a و نسبت‌های هندسی و درصد میلگردهای فوقانی ارائه شده است.

۱.۵. پیچش اضافه‌شده ناشی از خروج از مرکزیت در ستون

پیچش ناشی از خروج از مرکزیت در ستون (T_e) که به اندازه‌ی برش ستون ضرب در فاصله‌ی محورهای تیر عریض و ستون است، به پیچش موجود در ستون اضافه می‌شود (رابطه‌ی ۴):

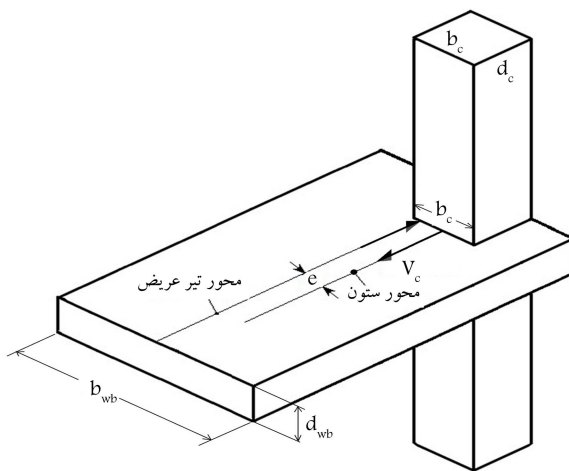
$$T_e = V_e \times e \quad (4)$$

که در آن، V_e برش ستون (از معادلات تعادل محاسبه می‌شود) و e فاصله‌ی محور ستون از محور تیر عریض (از هندسه‌ی اتصال به‌دست می‌آید) هستند و در شکل ۷ نشان داده شده‌اند. بنابراین برای طراحی اتصال باید لنگر پیچشی جدیدی (T_{all}) که مجموع لنگر پیچشی (T_u) پیچشی تحت بارهای ضریب‌دار ناشی از وجود تیر عریض و لنگر پیچشی ناشی از خروج از مرکزیت (T_e) است، منظور شود (رابطه‌ی ۵).

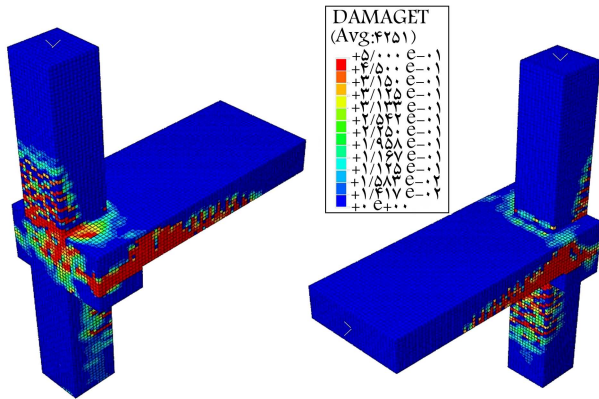
$$T_{all} = T_e + T_u \quad (5)$$

از طرفی طبق ضوابط ۱۴-۲۰-۳۱۸-۳A-۱، باید محدودیت ابعاد مقطع ستون در اثر لنگر پیچشی (T_u) و برش در بر ستون به منظور جلوگیری از توسعه‌ی ترک‌ها و خردشدگی بتن سطح مطابق رابطه‌ی ۶ کنترل شوند. بدیهی است که در رابطه‌ی ۶ باید به جای لنگر پیچشی (T_u) از لنگر پیچشی کل مطابق رابطه‌ی ۵ استفاده شود، تا اثر خروج از مرکزیت در کنترل ابعاد مقطع ستون در نظر گرفته شود.

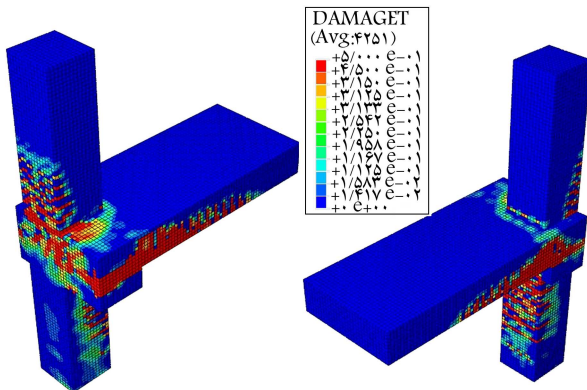
$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_b d}\right)^2 + \left(\frac{T_{all} P_h}{17 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_b d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right) \quad (6)$$



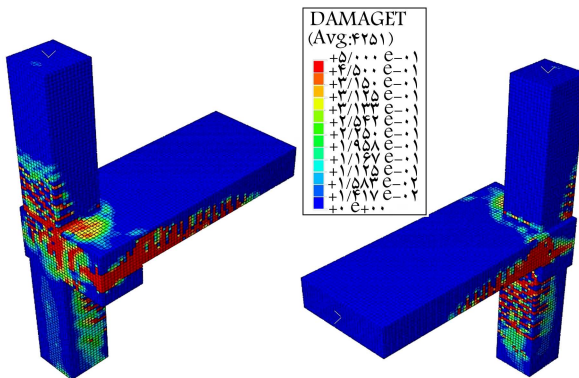
شکل ۷. اتصال تیر عریض ستون - کناری همراه با خروج از مرکزیت.



شکل ۱۰. کانتور خسارت بتن در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ نمونه‌ی EW2b.



شکل ۱۱. کانتور خسارت بتن در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ نمونه‌ی EW2c.



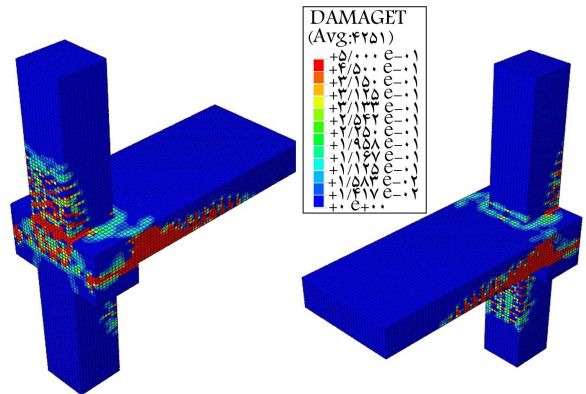
شکل ۱۲. کانتور خسارت بتن در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ نمونه‌ی EW2d.

به منظور بررسی اثر خروج از مرکزیت در نحوه‌ی ایجاد خرابی بتن برای نمونه‌های مختلف، از نتایج تحلیل کانتور خسارت کششی بتن در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ استفاده شد و به عنوان نمونه، خسارت ایجاد شده در حالات مختلف نمونه‌ی EW2 در شکل‌های ۸ الی ۱۳ ارائه شده است.

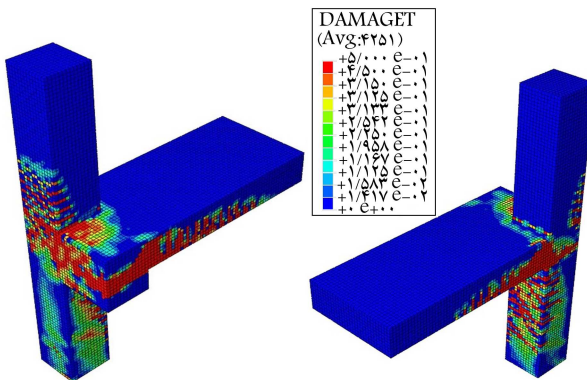
همان‌گونه که در شکل‌های ۸ الی ۱۳ مشاهده می‌شود، با افزایش خروج از مرکزیت در نمونه‌های تیر عریض - ستون، خسارت بیشتری در ستون ایجاد می‌شود که به دلیل پیش‌کش اضافی ناشی از خروج از مرکزیت است. این پیش‌کش اضافی منجر به اضافه شدن تنش‌های کششی به تنش‌های موجود می‌شود و در نتیجه خسارت بیشتری ایجاد می‌شود. همچنین با افزایش خروج از مرکزیت، نیروی پیش‌کش بیشتری به تیر عرضی وارد می‌شود و نیروهای مذکور در یک طرف تیر عرضی متمرکز می‌شوند که مشابه حالت قبلی تنش‌های کششی بیشتری در تیر عرضی ایجاد می‌شود و منجر به خسارت بیشتر در بخشی از تیر کنار ستون می‌شود.

۱.۷. اثر خروج از مرکزیت بر برش ستون

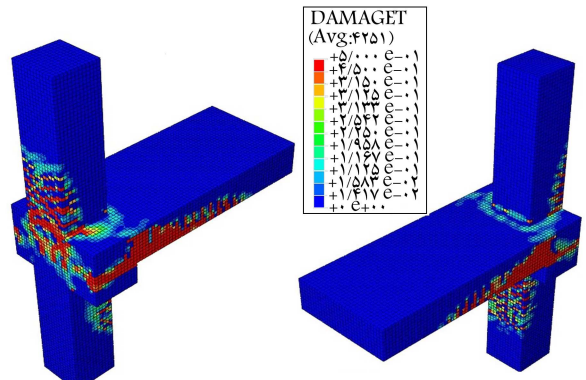
اثر خروج از مرکزیت در برش ستون در اتصالات ارائه شده در قالب نمودارهای ظرفیت (بارجانبی یا برش - تغییرمکان نسبی) در شکل‌های ۱۴ الی ۱۹ مشاهده می‌شود که مطابق آن‌ها با افزایش خروج از مرکزیت، نیروی برشی ایجاد شده در ستون کاهش می‌یابد که ناشی از خسارت ایجاد شده در اثر پیش‌کش اضافی است که به ستون وارد می‌شود. همچنین کاهش میزان برش پایه‌ی ستون، نشان‌دهنده‌ی کاهش مجموع نیروهایی است که در هر تغییرمکان نسبی در میلگردهای تیر ایجاد می‌شود که با افزایش خروج از مرکزیت، مجموع نیروهای مذکور کاهش می‌یابد. در جدول



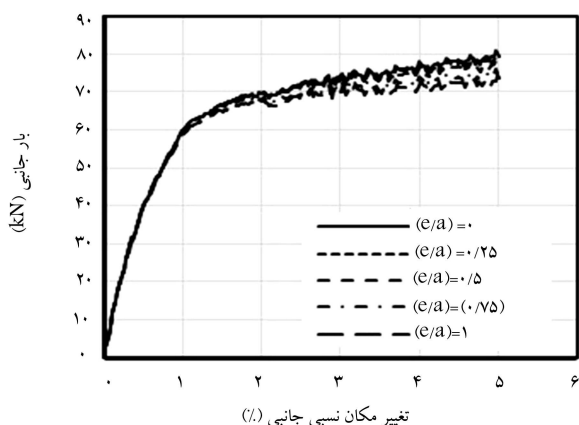
شکل ۸. کانتور خسارت بتن در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ نمونه‌ی EW2.



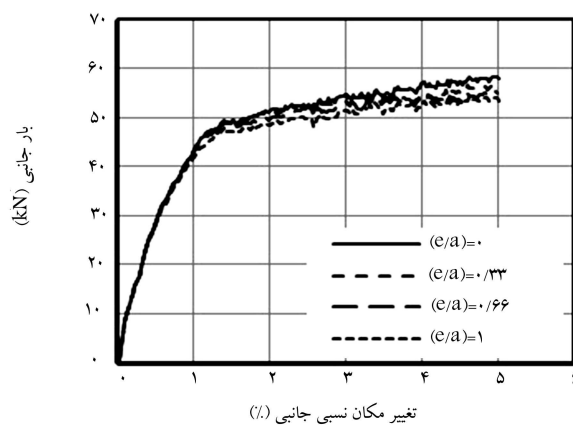
شکل ۱۳. کانتور خسارت بتن در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ نمونه‌ی EW2e.



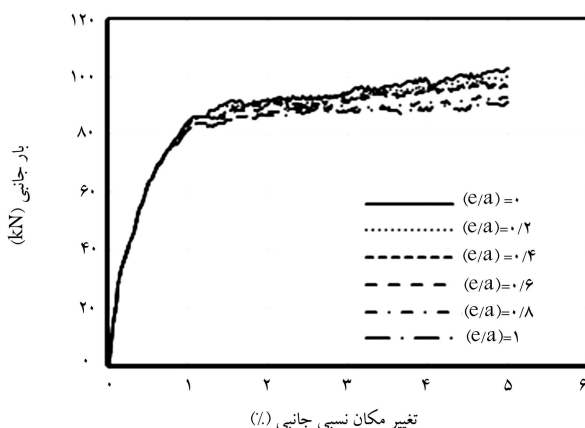
شکل ۹. کانتور خسارت بتن در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ نمونه‌ی EW2a.



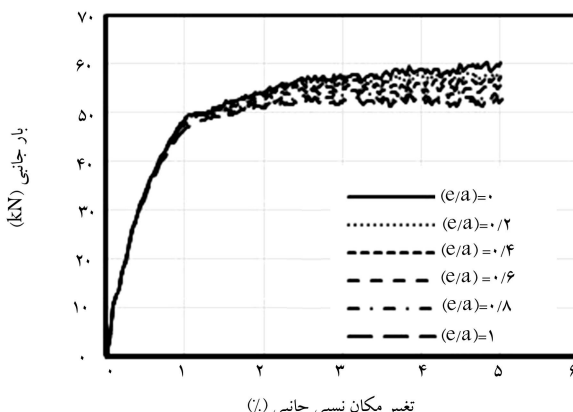
شکل ۱۷. نمودار برش ستون - تغییر مکان نسبی جانبی، حالات مختلف نمونه‌ی EWB۴.



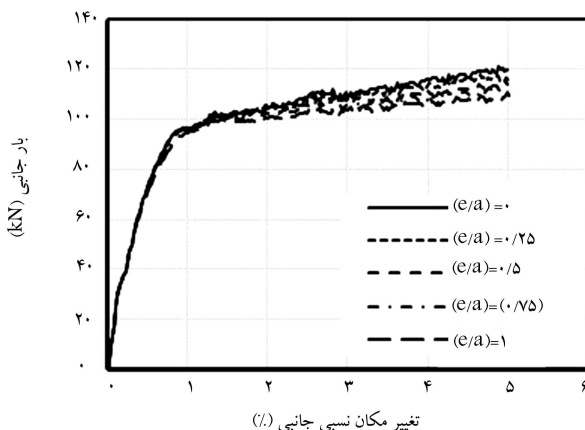
شکل ۱۴. نمودار برش ستون - تغییر مکان نسبی جانبی، حالات مختلف نمونه‌ی EWB۱.



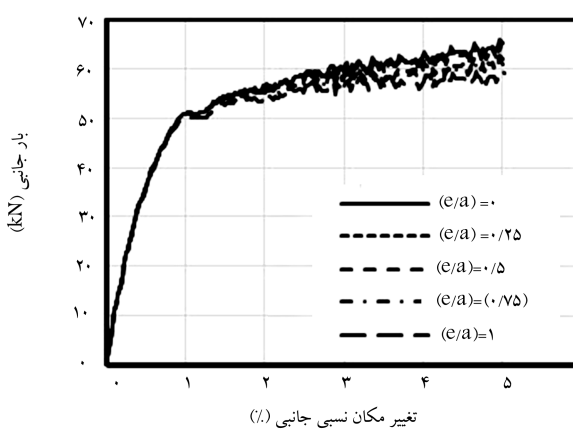
شکل ۱۸. نمودار برش ستون - تغییر مکان نسبی جانبی، حالات مختلف نمونه‌ی EWB۵.



شکل ۱۵. نمودار برش ستون - تغییر مکان نسبی جانبی، حالات مختلف نمونه‌ی EWB۲.



شکل ۱۹. نمودار برش ستون - تغییر مکان نسبی جانبی، حالات مختلف نمونه‌ی EWB۶.



شکل ۱۶. نمودار برش ستون - تغییر مکان نسبی جانبی، حالات مختلف نمونه‌ی EWB۳.

۲.۷. بررسی اثر نسبت عرض تیر به عرض ستون در کاهش برش

پایه‌ی ستون در خروج از مرکزیت‌های مختلف

برای بررسی اثر نسبت عرض تیر به ستون، نمونه‌هایی با نسبت عرض تیر به ستون مختلف مدل‌سازی و مشاهده شد که با زیاد شدن نسبت عرض تیر به ستون،

۵، اثر خروج از مرکزیت در میزان برش پایه‌ی ستون در تغییر مکان نسبی جانبی ۵٪ نمونه‌ها ارائه شده است. با افزایش خروج از مرکزیت میزان برش پایه‌ی ستون در نمونه‌های مختلف کاهش می‌یابد. به عنوان نمونه، کاهش برش پایه در اتصال EWB۲ در بیشینه‌ی خروج از مرکزیت محور تیر از محور ستون به ۱۲٫۸٪ رسیده است.

جدول ۶. مشخصات نمونه‌های مورد بررسی برای پارامتر نسبت عرض تیر به عرض ستون.

نمونه	عرض		نسبت عرض تیر به عرض ستون (b_{wb}/b_c)
	تیر (b_{wb})	ستون (b_c)	
EWB۱	۷۰	۴۰	۱٫۷۵
EWB۲	۹۰	۴۰	۲٫۲۵
EWB۳	۹۰	۵۰	۱٫۸

به علاوه، میلگردهای مذکور در نهایت کرنش خمیری کمتری تحمل می‌کنند. از طرفی با افزایش خروج از مرکزیت، میلگردهای بخش خارجی تیر وضعیت بحرانی‌تری پیدا می‌کنند و این باعث افت بیشتر منحنی برش پایه‌ی ستون - تغییرمکان نسبی جانبی نمونه‌های با نسبت عرض تیر به عرض ستون بیشتر می‌شود. در جدول ۶، درصد کاهش برش پایه‌ی ستون در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ ارائه شده است.

در نمونه‌ی EWB۲ که نسبت عرض تیر به عرض ستون بیشتری نسبت به نمونه‌های EWB۱ و EWB۳ دارد، برش پایه‌ی ستون در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪ افت بیشتری نسبت به دو نمونه‌ی دیگر خواهد داشت. زیرا میلگردهایی که خارج هسته‌ی اتصال واقع‌اند، فاصله‌ی بیشتری از ستون دارند و در نتیجه محصورشدگی کمتری دارند و کرنش خمیری کمتری تجربه می‌کنند که این باعث افت برش پایه در ستون می‌شود.

۸. نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از بررسی رفتار اتصالات کناری تیر عرضی - ستون بتن مسلح با خروج از مرکزیت محور تیر نسبت به محور ستون تحت بار جانبی که در اینجا با عنوان خلاصه‌شده‌ی «خروج از مرکزیت» ذکر شده است، به این شرح است:

- با توجه به اینکه خروج از مرکزیت سبب ایجاد پیچش اضافی در ستون می‌شود، باید طراحی ستون براساس مجموع پیچش تحت بارگذاری لرزه‌یی و پیچش ناشی از خروج از مرکزیت انجام شود.
- افزایش خروج از مرکزیت موجب افزایش پیچش می‌شود. اثر این پیچش خسارت متمرکز و بیشتری در آن سمت از تیر که میلگردهای بیشتری در خارج هسته‌ی اتصال قرار دارند، وارد می‌کند.
- با افزایش خروج از مرکزیت، نمودار برش ستون - تغییرمکان نسبی جانبی دچار افت بیشتری می‌شود. میزان این افت برای نمونه‌یی که بیشترین نسبت عرض تیر به عرض ستون را دارد، متناظر با بیشینه‌ی خروج از مرکزیت به ۱۲٫۸٪ رسیده است. این افت ناشی از خرابی ستون به دلیل پیچش اضافی در آن و ایجاد کرنش خمیری کمتر در میلگردهایی است که از خارج هسته‌ی اتصال عبور می‌کنند.
- با افزایش نسبت عرض تیر به عرض ستون، میلگردهایی از تیر که خارج هسته‌ی اتصال قرار می‌گیرند، با تأخیر به تسلیم می‌رسند و موجب کاهش شدید محصورشدگی در میلگردهای مذکور می‌شوند. به علاوه مشاهده شد که در اتصالاتی که نسبت عرض تیر به عرض ستون در آن‌ها بیشتر است، افت برش پایه در نسبت‌های خروج از مرکزیت یکسان، بیشتر است.

جدول ۵. درصد کاهش برش پایه‌ی ستون در خروج از مرکزیت‌های مختلف در تغییرمکان نسبی جانبی ۵٪.

نمونه	خروج از مرکزیت	
	درصد کاهش برش پایه‌ی ستون	(e/a)
EWB۱	۳٪	۰٫۳۳
	۵٫۴٪	۰٫۶۶
	۷٫۸٪	۱
EWB۲	۲٫۶٪	۰٫۲
	۴٫۵٪	۰٫۴
	۷٫۵٪	۰٫۶
	۱۰٫۴٪	۰٫۸
	۱۲٫۸٪	۱
EWB۳	۱٫۹٪	۰٫۲۵
	۴٫۴٪	۰٫۵
	۶٫۵٪	۰٫۷۵
	۹٫۴٪	۱
EWB۴	۱٫۱٪	۰٫۲۵
	۲٫۵٪	۰٫۵
	۶٫۲۵٪	۰٫۷۵
	۷٫۹٪	۱
EWB۵	۲٫۷٪	۰٫۲
	۵٫۱٪	۰٫۴
	۷٫۳٪	۰٫۶
	۹٫۷٪	۰٫۸
	۱۱٫۱٪	۱
EWB۶	۳٫۹٪	۰٫۲۵
	۴٫۶٪	۰٫۵
	۶٫۷٪	۰٫۷۵
	۸٫۵٪	۱

میلگردهایی که در خارج هسته‌ی اتصال قرار دارند، با تأخیر به تسلیم می‌رسند و همچنین مهار آن‌ها با سختی ممکن است. در بخش حاضر، مقایسه‌ی رفتار نمونه‌های EWB۱، EWB۲ و EWB۳ صورت گرفته است که مشخصات آن‌ها در جدول ۶ ارائه شده است. همان‌طور که در شکل‌های ۱۴ الی ۱۶ مشاهده می‌شود، با افزایش خروج از مرکزیت، میزان برش پایه‌ی ستون به خصوص در تغییرمکان‌های نسبی جانبی بالا کاهش می‌یابد.

همچنین باید به این نکته توجه کرد که با افزایش نسبت عرض تیر به عرض ستون، بخش بیشتری از عرض تیر در خارج هسته‌ی اتصال قرار می‌گیرد و در نتیجه، میلگردهای بخش خارجی تیر در تغییرمکان نسبی جانبی بالاتری به تسلیم می‌رسند.

(References) منابع

1. Quintero-Febres, C.G. and Wight, J.K. "Investigation on the seismic behavior of RC interior wide beam-column connections", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Michigan (1997).
2. ACI, "ACI-ASCE committee 352", Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, American Concrete Institute, Detroit, USA (2002).
3. Hatamoto, H., Bessho, S. and Matsuzaki, Y. "Reinforced concrete wide-beam-to-column subassemblages subjected to lateral load", *ACI Special Publication*, **123**, pp. 291-316 (1991).
4. Gentry, T.R. "Reinforced concrete wide beam-column connections under earthquake-type loading", PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Michigan (1992).
5. LaFave, J.M. and Wight, J.K. "Reinforced concrete exterior wide beam-column-slab connections subjected to lateral earthquake loading", *ACI Structural Journal*, **96**(4), pp. 577-588 (1999).
6. Benavent Climent, A. "Shaking table tests of reinforced concrete wide beam-column connections", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **34**(15), pp. 1833-1839 (2005).
7. Benavent-Climent, A. "Seismic behavior of RC wide beam-column connections under dynamic loading", *Journal of earthquake engineering*, **11**(4), pp. 493-511 (2007).
8. Benavent-Climent, A. "Influence of hysteretic dampers on the seismic response of reinforced concrete wide beam-column connections", *Engineering Structures*, **28**(4), pp. 580-592 (2006).
9. Benavent-Climent, A., Cahis, X. and Zahran, R. "Exterior wide beam-column connections in existing RC frames subjected to lateral earthquake loads", *Engineering Structures*, **31**(7), pp. 1414-1424 (2009).
10. Li, B. and Kulkarni, S.A. "Seismic behavior of reinforced concrete exterior wide beam-column joints", *Journal of Structural Engineering*, **136**(1), pp. 26-36 (2009).
11. Luk, S.H. and Kuang, J.S. "Seismic behaviour of RC exterior wide beam-column joints", *Proceeding of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal (2012).
12. Elsouiri, A.M. and Harajli, M.H. "Seismic response of exterior RC wide beam-narrow column joints: Earthquake-resistant versus as-built joints", *Engineering Structures*, **57**, pp. 394-405 (2013).
13. Fadwa, I., Tasnimi, A.A., Nazih, E. and Mirzabagheri, S. "Reinforced concrete wide and conventional beam-column connections subjected to lateral load", *Engineering Structures*, **76**, pp. 34-48 (2014).
14. Elsouiry, A.M. and Harajli, M.H. "Interior RC wide beam-narrow column joints: Potential for improving seismic resistance", *Engineering Structures*, **99**, pp. 42-55 (2015).
15. Mirzabagheri, S. and Tasnimi, A.A. "Reinforced concrete roof exterior wide and conventional beam-column joints under lateral load", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **25**(9), pp. 397-411 (2016).
16. Mirzabagheri, S., Tasnimi, A.A. and Soltani Mohammadi, M. "Behavior of interior RC wide and conventional beam-column roof joints under cyclic load", *Engineering Structures*, **111**, pp. 333-344 (2016).
17. American Society for Testing and Materials (ASTM), *ASTM-E2126*, Concrete Structures Standard, Part 1, The Design of Concrete Structures Standards (1995).
18. Hibbitt, Karlsson, & Sorensen, "Finite element analysis program with emphasis on advanced linear and nonlinear structural engineering and heat transfer applications", *ABAQUS 6.11, Standard user's Manual*, **1** (2001).
19. Shima, H., Chou, L. and Okamura, H. "Micro and macro models for bond behavior in reinforced concrete", *J. Faculty Eng., University of Tokyo (B)*, **39**(2), pp. 133-194 (1987).
20. Maekawa, K., Okamura, H. and Pimanmas, A., *Non-Linear Mechanics of Reinforced Concrete*, CRC Press (2003).